



Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP

Paulo Alexandre da Silveira Costeira Marques da Silva
2008

COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO REFORÇADAS POR COLAGEM EXTERIOR DE SISTEMAS DE CFRP

Dissertação apresentada por

Paulo Alexandre da Silveira Costeira Marques da Silva

à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de
Doutor em Engenharia Civil

Outubro de 2008

Orientador:

Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras, Universidade do Porto

Co-orientador:

Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes, Universidade do Porto

Membros do Júri:*Presidente*

Doutor António Torres Marques, Professor Catedrático, Universidade do Porto

Vogais

Doutor Augusto Martins Gomes, Professor Associado, Universidade Técnica de Lisboa

Doutor Joaquim António Oliveira de Barros, Professor Associado, Universidade do Minho

Doutor António Abel Ribeiro Henriques, Professor Auxiliar, Universidade do Porto

Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras, Professor Catedrático, Universidade do Porto

Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes, Professor Auxiliar, Universidade do Porto

AOS MEUS PAIS

*“É preciso ter muitas ideias,
e ter a coragem de deitar
quase todas fora”*

Linus Carl Pauling

Prémio Nobel da Química (1954)
Prémio Nobel da Paz (1963)

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
RÉSUMÉ.....	ix
ÍNDICE DO TEXTO	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxvii
SIMBOLOGIA	xxxiii
1- INTRODUÇÃO	1
2- REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP	13
3- CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE	99
4- PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES	191
5- ENSAIOS NA PONTE	309
6- DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO	373
7- CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	451
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	463
ANEXOS:	
A - ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA	485
B - ENSAIOS DE FLEXÃO EM LAJES	519
C - ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA	537

AGRADECIMENTOS

O culminar de um trabalho desta natureza obriga-me, moralmente, a reconhecer todo o apoio material e humano que me foi disponibilizado, apoio esse que considero fundamental para a consecução da investigação a que me propus.

Embora se trate de um trabalho individual resultante de muito esforço pessoal e pautado por um grande sentido de responsabilidade, a colaboração que me foi prestada revestiu-se de um valor insubstituível, demonstrando categoricamente que a partilha de conhecimentos impulsiona de modo mais acelerado o progresso tecnológico. Por isso, gostaria de expressar o meu reconhecimento e agradecimento a todos quantos me ajudaram ao longo desta árdua caminhada.

Assim, começaria por agradecer ao Professor Joaquim Figueiras, a amizade, dedicação e disponibilidade, inextinguíveis e também a forma marcante como tem pautado toda a minha vida profissional, partilhando o seu saber, através das linhas orientadoras e do consequente acompanhamento e ensinamento que sempre disponibilizou. Para o Sr. Professor aqui fica o registo de minha profunda gratidão, como mentor de todo o meu trabalho.

Ao Professor Luís Juvandes, co-orientador desta tese, gostaria de expressar, igualmente, a minha gratidão por todos os esclarecimentos prestados, pelas publicações cedidas, pelas longas horas em reflexões no domínio dos materiais compósitos, pela colaboração na execução de muitos dos modelos a ensaiar, pela amizade e motivação que sempre me procurou transmitir.

A dissertação desenvolvida possui uma componente experimental significativa, a qual não poderia ser realizada sem o apoio manifestado por diversos laboratórios. Assim, agradeço os meios colocados à minha disposição pelos Laboratórios de Estruturas (LABEST) e de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) do Departamento de Engenharia Civil (DEC - FEUP), pela Unidade de Materiais Compósitos do Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (CEMACOM - INEGI), nomeadamente, ao Prof. Torres Marques, ao Eng. Paulo Nóvoa e à Eng. Cristina Ribeiro, pelo Laboratório de Engenharia de Processos, Ambiente e Energia (LEPAE) do Departamento de Engenharia Química (DEQ - FEUP), em especial, à Prof. Luísa Carvalho e ao Eng. João Ferra, pelo Laboratório de Materialografia do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (DEMEGI - FEUP), em particular ao Prof. José Esteves e pelo Laboratório de Engenharia Sanitária (LES) do Departamento de Engenharia Civil (DEC - FEUP), mais concretamente ao Prof. Cheng.

Apresento, de igual modo, o meu agradecimento às empresas SIKA, Indústria Química, SA, Mbrace-Bettor Portugal, Mapei - Lusomapei, S.A., e ao Eng. Filipe Dourado pela colaboração na realização dos ensaios, através da cedência de materiais.

Não poderia deixar de agradecer, também, à Estradas de Portugal, em especial, ao Eng. Carlos Pimentel e ao Eng. Eduardo Cavaco pela colaboração prestada e por toda a informação facultada,

assim como, à Direcção de Estradas de Viana do Castelo, na pessoa do Eng. Joaquim Cruz, pelos meios materiais que colocou ao dispor e pela sua compreensão e cooperação, sempre que era necessária uma visita à Ponte.

O meu reconhecimento vai também para os Professores Rui Miranda Guedes (FEUP) e José Morais (UTAD) que partilharam os seus vastos conhecimentos na área da caracterização das propriedades dos materiais compósitos, nomeadamente, na avaliação da temperatura de transição vítrea e na determinação da percentagem de absorção de água.

Manifesto, igualmente, a minha gratidão ao Professor Carlos Félix pela ajuda dispensada, partilhando os seus conhecimentos no domínio da instrumentação e da monitorização, e pela colaboração mais directa na campanha de ensaios efectuada na Ponte N.S Guia.

Agradeço, também, aos colegas José Santos e Mário Pimentel pelo auxílio prestado na resolução das dificuldades surgidas na aplicação do programa de cálculo automático Diana.

Aos colegas da Escola Superior de Tecnologia de Viseu (IPV) agradeço as provas de amizade e estima, não querendo, contudo, deixar de dirigir aos colegas José Padrão e Ventura Gouveia uma palavra de apreço pela sua disponibilidade e cooperação prestada durante a actividade docente nestes últimos anos, proporcionando-me mais algum tempo para a conclusão deste trabalho.

O meu agradecimento vai ainda para a Eng. Susana Fonseca (LNEC), cujos conhecimentos na área da Química, contribuíram para o esclarecimento de alguns dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização das propriedades das resinas epoxídicas. Exprimo, ainda, a minha gratidão pelos documentos normativos que me facultou e pela forma como colocou à minha disposição os seus trabalhos

Não poderia esquecer, nem deixar de manifestar o meu regozijo por todo o apoio logístico, o carinho e disponibilidade demonstrados pela D. Vitória, D. Maria Teresa, Elisabete e Marta funcionárias das Secções de Estruturas e de Materiais de Construção, durante o desenvolvimento deste estudo.

Aos auxiliares dos Laboratórios que tornaram possível a execução do trabalho experimental, em especial as colaborações permanentes da Paula Silva, do Sr. Monteiro e do Amândio, bem como do Sr. Valdemar, do Cláudio, do Fernando Hora e do Manuel Ferreira, declaro a minha gratidão.

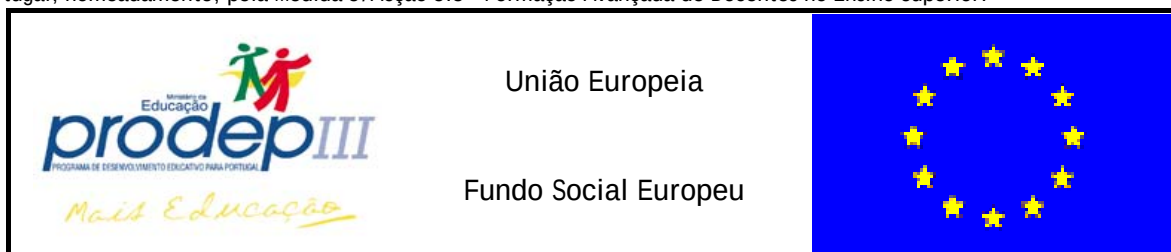
Não esquecerei igualmente a amizade, a boa disposição e os momentos vividos na companhia do Prof. Arlindo Begonha e dos colegas Elói Figueiredo e Nuno Marques, nem a camaradagem dos colegas Sandra Nunes, Castorina Vieira, Cristina Costa e Américo Dimande que, confrontados com vivências idênticas, se solidarizaram e disponibilizaram para me apoiarem.

Quase no término deste rol de benfeitores é chegada a altura de agradecer aos primos Maria Augusta e Rui Costeira e a Henrique Lourenço pelo apoio prestado na redacção desta tese, e afirmar que é muito bom ter amigos e familiares como estes: D. Isabel Loureiro, D. Olga Magalhães, tio Arnaldo, tio Alfredo, tia Melita, Isabel Madeira, Paula Amorim, Luís Nicolau, Regina Belo, Diana Costeira, Tirsia Santos e Pedro Costa que sempre me apoiaram nas minhas inquietações, transmitindo-me alento

noutras tantas ocasiões. A eles muito obrigado.

Por último, queria agradecer, de uma forma mais particular, aos meus pais Teresa e Modesto, à minha irmã Manuela e ao meu cunhado Miguel, que sendo as pessoas mais chegadas acabaram por ser as mais sacrificados. Contudo, sempre me estimularam, não me deixaram sucumbir nos momentos menos bons e acreditaram, desde o primeiro instante, nas minhas capacidades, abdicando muito de si, para me proporcionarem o tempo, espaço e o apoio moral imprescindíveis para a conclusão da minha tese. A todos, inclusive os que por lapso não tenha referido, aqui deixo a minha mais profunda gratidão.

Este trabalho de investigação foi co-financiado pelo Fundo Social Europeu através do Programa Operacional - Educação para Portugal, nomeadamente, pela Medida 5/Ação 5.3 – Formação Avançada de Docentes no Ensino Superior.



RESUMO

O presente trabalho refere-se ao estudo do reforço à flexão de estruturas de betão pela técnica de colagem exterior de sistemas de CFRP. Justificado o interesse desta investigação, procedeu-se à apresentação da Ponte Nossa Senhora da Guia (N.S. Guia) como exemplo prático de uma obra a reforçar, servindo a mesma para ilustrar a necessidade e o interesse em se clarificarem aspectos relacionados com a verificação de segurança e com o comportamento, a curto e a longo-prazo, deste tipo de técnica reforço.

Estabeleceram-se, para o efeito, dois programas experimentais. O primeiro, realizado no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LABEST), engloba duas partes. Numa das partes apresentam-se os ensaios de caracterização de algumas das propriedades físicas dos adesivos/resinas (temperatura de transição vítrea e absorção de água), das propriedades mecânicas dos adesivos/resinas e dos compósitos (resistência à tracção, à compressão e à flexão) e dos efeitos do envelhecimento higrotérmico dos adesivos/resinas (efeitos da absorção de água e da temperatura nas propriedades físicas e mecânicas). Foram ainda efectuados ensaios de aderência em flexão e de arrancamento por tracção directa (*Pull-off*) com vista a estudar os efeitos do envelhecimento higrotérmico na aderência da ligação betão-compósito. A outra parte destina-se à avaliação do comportamento à flexão de dois grupos de lajes (escalas diferentes), sendo cada grupo constituído por três séries de lajes (uma em betão armado, uma reforçada com laminados unidireccionais de CFRP e outra reforçada com mantas unidireccionais de CFRP). As seis séries de lajes foram submetidas a diferentes fases de carregamento para avaliar o comportamento em serviço (cargas permanentes e cargas cíclicas) e o comportamento até à rotura. Os parâmetros analisados, para além do modo de ruína, possibilitaram a caracterização das tensões nos compósitos e na ligação betão-compósito.

O segundo programa experimental, realizado na Ponte N.S. Guia, permitiu avaliar o comportamento em serviço dos sistemas de CFRP que compõem o reforço experimental de uma zona do tabuleiro da ponte. Após descrição da campanha de ensaios de carga realizada, apresentam-se os resultados obtidos e procede-se à sua análise e interpretação. Posteriormente, descreve-se a monitorização do comportamento estrutural da zona reforçada, realizada ao longo de três anos, apresentando e interpretando os resultados das medições efectuadas.

Com base em documentos técnicos e nos resultados experimentais obtidos, desenvolve-se uma solução de reforço para a referida ponte, promovendo a discussão sobre critérios actuais de verificação aos estados limites (FIB, ACI e CNR) e sobre especificações técnicas, que poderão vir a ser incluídas em cadernos de encargos ou em procedimentos de controlo da qualidade.

ABSTRACT

This work refers to the study of the flexural strengthening of RC structures using the technique of externally bonded CFRP systems (EBR). The research significance is justified and the Nossa Senhora da Guia Bridge (N.S. Guia) was presented as a practical example of rehabilitation. This bridge will be also used to illustrate the needs and concern in clarifying aspects related with safety verification at both short and long-term behaviour of this strengthening technique.

Two experimental programs were established and carried out. The first, which includes two parts, was performed at the Laboratory for the Concrete Technology and Structural Behaviour of the University of Porto (LABEST). In one part, several tests have been carried out in order to assess some of the physical properties of the adhesives/resins (glass transition temperature and water absorption). Mechanical properties of the adhesives/resins and FRP composites (tension strength, compressive strength and flexural strength) are also characterized, as well as the effects of hygrothermal ageing of the adhesives/resins (effects of water absorption and of temperature on physical and mechanical properties). Pull-off tests and bond tests performed on four point bending were carried out in order to study the effects of hygrothermal ageing on the bond performance of the concrete-composite interface. The other part is based on four point bending tests performed on two different sets of reinforced slab models exhibiting different scales. Each set includes six slab specimens grouped in three series (Reinforced Concrete slabs, RC slabs strengthened with CFRP prepreg sheets cured “in situ” and RC slabs strengthened with CFRP laminates). Both sets were submitted to different loading stages in order to appraise its behaviour under limit states (service and ultimate) by applying dead loads, cyclic loads and then by increasing the load up to failure. The parameters analyzed, besides the failure modes, allowed the characterisation of the stress-strain in the CFRP composites and the bond in the concrete-composite interface.

The second experimental program, carried out on the N.S. Guia Bridge, made it possible to appraise the service behaviour of an experimental strengthening of a limited region of the top slab of N.S. Guia Bridge. After describing the set of field load tests carried out, the results are presented followed by the corresponding analysis and interpretation. Afterwards, the structural health monitoring program of the strengthened region, carried out over a period of approximately three years, is described. The results of the measurements taken are presented and discussed.

Based on technical documents (FIB, ACI and CNR) and on the experimental results obtained, a flexural strengthening solution for the bridge was anticipated. Thus, a discussion on the current design criteria and safety concept (limit states verification) and on the technical specifications which should be included in design manuals or in quality control procedures was carried out.

RÉSUMÉ

Le travail présente une étude du renfort à la flexion des structures de béton par la technique du collage extérieur de systèmes CFRP. Suite à la justification de l'intérêt de cette recherche, le pont "Nossa Senhora da Guia" est présenté comme un exemple pratique d'un ouvrage d'art à renforcer, servant ainsi à illustrer la nécessité et l'intérêt de clarifier les aspects liés à la vérification de la sécurité et au comportement à court et long terme de ce type de technique.

Le travail de recherche a consisté à mettre en place deux programmes expérimentaux. Le premier programme, réalisé au Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LABEST) a été exécuté en deux parties. D'une part, des essais ont été réalisés pour caractériser les propriétés physiques des adhésifs/résines (températures de transition de vitrification et absorption d'eau), les propriétés mécaniques des adhésifs/résines et des composites (résistance à la traction, à la compression et à la flexion) et les effets du vieillissement hygrothermique des adhésifs/résines (effets de l'absorption d'eau et de la température sur les propriétés physiques et mécaniques). Des essais d'adhérence en flexion et d'arrachement par traction directe (*Pull-off*) ont aussi été réalisés afin d'étudier les effets du vieillissement hygrothermique sur l'adhérence de la liaison béton-composite. D'autre part, d'autres essais ont été réalisés pour évaluer le comportement à la flexion de deux groupes de dalles (différentes échelles), chaque groupe étant constitué par trois séries de dalles en béton armé (une première sans renfort, une seconde renforcée par des bandes unidirectionnels de CFRP et une troisième renforcée par des tissus composites unidirectionnels de CFRP). Les six séries de dalles ont ensuite été soumises à différentes phases de chargement pour évaluer leur comportement en service (charges permanentes et charges cycliques) et leur comportement à la rupture. Les paramètres analysés, au delà du mode de rupture, ont permis de caractériser les tensions auxquelles les composites et la liaison béton-composites sont soumises.

Le second programme expérimental, réalisé sur le pont "N.S. Guia", a permis d'évaluer le comportement en service des systèmes CFRP qui ont été provisoirement exécutés sur une zone du tablier. Le travail présenté décrit la campagne d'essais de charge, les résultats obtenus ainsi que leur analyse et interprétation. A la suite de ces essais, une surveillance du comportement structurel de la zone renforcée a été réalisée pendant près de trois ans permettant ainsi de présenter et interpréter les résultats de ces mesures.

Basé sur des documents techniques (FBI, ACI et CNR) et sur les résultats expérimentaux obtenus, une solution de renfort pour le pont a été développée ainsi qu'une réflexion sur les critères actuels de vérification des états limites et sur les clauses techniques qui pourront être incluses dans le cahier des charges ou dans les procédures de contrôle de la qualité.

ÍNDICE DO TEXTO

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais	3
1.2 Os materiais compósitos e a Ponte Nossa Senhora da Guia	5
1.3 Descrição do problema	7
1.5 Principais objectivos	8
1.6 Organização da dissertação	10

2 - REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP

2.1 Considerações gerais	15
2.2 A técnica de colagem exterior de armaduras (EBR)	17
2.3 Comportamento de vigas reforçadas à flexão com FRP's	21
2.3.1 Modos de ruína	25
2.3.2 Interface betão-compósito	27
2.3.3 Modelos de comportamento	29
2.4 Comportamento de lajes reforçadas à flexão com FRP's	33
2.4.1 Lajes armadas numa direcção	35
2.4.1.1 Modelos de escala reduzida	35
2.4.1.2 Modelos de maior dimensão	37
2.4.2 Lajes com aberturas, armadas numa direcção	41
2.4.3 Outras lajes	44
2.5 Durabilidade	45
2.5.1 Temperatura	49
2.5.2 Humidade	53
2.5.3 Fluência	56
2.5.4 Fadiga	60
2.6 Protecção e reparação de estruturas de betão	64
2.6.1 Norma EN 1504	64
2.6.2 Fase de dimensionamento	68
2.6.3 Fase de execução	71
2.6.3.1 Procedimentos de execução e controlo de qualidade	78
2.6.4 Inspekções em serviço e monitorização	88
2.6.4.1 Defeitos a diagnosticar	89
2.6.4.2 Métodos não-destrutivos	90
2.6.4.3 Monitorização	93
2.7 Domínios de investigação	95
2.8 Considerações finais	97

3 - CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE

3.1 Considerações gerais	101
3.2 Principais propriedades dos sistemas de CFRP	102
3.3 Programa experimental	107
3.3.1 Objectivos e plano de trabalhos.....	108
3.3.2 Materiais e preparação de provetes	109
3.4 Características mecânicas	112
3.4.1 Compressão	114
3.4.2 Tracção.....	115
3.4.3 Análise dos resultados	121
3.5 Comportamento higrotérmico de um sistema compósito.....	123
3.5.1 Temperatura de transição vítrea.....	124
3.5.1.1 Ensaio DMTA.....	126
3.5.1.2 Ensaio DSC.....	129
3.5.2 Transporte de água e temperatura	133
3.5.2.1 Lei de Fick.....	134
3.5.1.2 Mecanismos físico-químicos do envelhecimento higrotérmico	137
3.5.3 Absorção de água	138
3.5.4 Efeitos da absorção de água	151
3.5.4.1 Temperatura de transição vítrea	151
3.5.4.2 Propriedades mecânicas	155
3.5.5 Análise dos resultados	161
3.6 Interface betão-compósito	167
3.6.1 Ensaio de “Pull-off”	168
3.6.2 Ensaio de aderência em flexão	173
3.6.2.1 Concepção e preparação dos modelos	173
3.6.2.2 Resultados dos ensaios	178
3.6.3 Análise dos resultados	183
3.7 Considerações finais.....	188

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES

4.1 Considerações gerais	193
4.2 Programa experimental	194
4.3 Modelos à escala real.....	195
4.3.1 Concepção e preparação dos modelos.....	196
4.3.1.1 Caracterização dos materiais e da ligação betão-compósito.....	201
4.3.2 Procedimentos de ensaio	206
4.3.2.1 Identificação dos equipamentos	207
4.3.2.2 Instrumentação geral	207

4.3.3	Resultados dos modelos FS.....	209
4.3.3.1	Fase 1 – pré-fendilhação	211
4.3.3.2	Fase 2 – cargas cíclicas	212
4.3.3.3	Fase 3 - rotura.....	220
4.3.4	Discussão dos resultados dos modelos FS	226
4.3.4.1	Comparação entre séries	228
4.3.4.2	Comportamento dos sistemas de CFRP	235
4.3.4.3	Previsão do comportamento e comparação com o experimental	243
4.3.5	Conclusões.....	253
4.4	Modelos à escala reduzida	255
4.4.1	Concepção e preparação dos modelos	255
4.4.1.1	Caracterização dos materiais e da ligação betão-compósito	257
4.4.2	Procedimentos de ensaio.....	263
4.4.2.1	Identificação dos equipamentos	266
4.4.2.2	Instrumentação geral	267
4.4.2.3	Considerações sobre o ensaio de fluência.....	269
4.4.3	Resultados dos modelos SS.....	270
4.4.3.1	Fase 1 – ensaio de fluência	270
4.4.3.2	Fase 2 – cargas cíclicas	276
4.4.3.3	Fase 3 - rotura.....	280
4.4.4	Discussão dos resultados dos modelos SS	287
4.4.4.1	Comparação entre séries	287
4.4.4.2	Comportamento dos sistemas de CFRP	293
4.4.4.3	Previsão do comportamento e comparação com o experimental	298
4.4.5	Conclusões.....	299
4.5	Análise comparativa entre modelos FS e SS	302
4.6	Considerações finais.....	308

5 - ENSAIOS NA PONTE

5.1	Considerações gerais	311
5.2	Descrição da ponte	312
5.2.1	Resumo histórico	314
5.2.2	Considerações sobre o estado actual da laje do tabuleiro.....	317
5.3	Causas das avarias	319
5.3.1	Comportamento da laje superior do tabuleiro.....	321
5.3.2	Nível de segurança da laje	326
5.3.3	Conclusões.....	329
5.4	Reforço Experimental	330
5.5	Instrumentação da zona reforçada	333
5.5.1	Medição da extensão.....	333

5.5.2	Medição de deslocamentos verticais.....	335
5.5.3	Medição da abertura de fendas.....	335
5.5.4	Medição da temperatura	336
5.5.5	Medição da carga	337
5.5.6	Sistema de aquisição	338
5.6	Ensaio de carga.....	338
5.6.1	Modelação numérica e experimental dos ensaios de carga	340
5.6.2	Apresentação de resultados.....	343
5.6.3	Discussão e interpretação dos resultados.....	345
5.6.3.1	Comportamento previsto vs experimental	346
5.6.3.2	Principais obstáculos à interpretação	348
5.6.3.3	Análise individual dos parâmetros aferidos	351
5.6.3.4	Análise comparativa entre sistemas de CFRP	353
5.6.4	Conclusões	355
5.7	Monitorização do comportamento do reforço	356
5.7.1	Apresentação de resultados.....	357
5.7.2	Discussão e interpretação dos resultados.....	359
5.7.2.1	Análise das temperaturas	360
5.7.2.2	Análise das extensões.....	362
5.7.2.3	Análise das aberturas de fendas	365
5.7.2.4	Efeito da temperatura no comportamento do reforço	365
5.7.3	Conclusões	370
5.8	Considerações finais	370

6 - DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

6.1	Considerações gerais	375
6.2	Em busca de uma solução	376
6.2.1	Primeiras propostas	376
6.2.1.1	Solução de Edgar Cardoso.....	378
6.2.1.2	Comentário às soluções	384
6.2.2	Novas alternativas	385
6.2.2.1	Estrutura metálica treliçada no interior do caixão	387
6.2.2.2	Pré-esforço exterior transversal	391
6.2.2.3	Comparação entre as duas soluções.....	393
6.3	Modelos de dimensionamento e verificação de segurança	395
6.3.1	Disposições relativas aos sistemas de FRP	397
6.3.2	Estados Limites.....	402
6.3.2.1	Estados Limites Últimos (ULS)	403
6.3.2.2	Estados Limites de Utilização (SLS).....	410
6.4	Reforço por colagem exterior de sistemas de CFRP	416

6.4.1	Análise da viabilidade de reforço	417
6.4.1.1	Viabilidade do reforço da Ponte N.S. Guia	419
6.4.2	Seleção dos materiais	420
6.4.3	Deformação inicial na laje	421
6.4.4	Verificação da segurança	422
6.4.4.1	Solução FIB	423
6.4.4.2	Solução ACI	432
6.4.4.3	Solução CNR	435
6.4.5	Análise das soluções	440
6.4.6	Condições técnicas de execução	442
6.4.7	Peças desenhadas	445
6.4.8	Observação e monitorização a longo-prazo	446
6.5	Considerações finais	448

7 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1	Considerações gerais	453
7.2	Conclusões gerais	454
7.3	Recomendações	459
7.4	Desenvolvimentos futuros	461

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	465

ANEXOS:

A - ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA	487

B - ENSAIOS DE FLEXÃO EM LAJES	521

C - ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA	539

ÍNDICE DE FIGURAS

1 - INTRODUÇÃO

Figura 1.1 – Vista geral da Ponte de Nossa Senhora da Guia	6
Figura 1.2 – Tabuleiro da Ponte de Nossa Senhora da Guia	6
Figura 1.3 – Fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior do tabuleiro [Juvandes, 1999]	7

2 - REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP

Figura 2.1 – Reforço de uma ponte por colagem exterior de chapas de aço [Hutchinson, 1995]	17
Figura 2.2 – Aspecto geral de sistemas de FRP	18
Figura 2.3 – Aplicações da técnica EBR no reforço de lajes [Sika, 2000]	20
Figura 2.4 – Relação multilinear carga-deslocamento central em vigas reforçadas [Ross et al., 1999]	22
Figura 2.5 – Comportamento à flexão de vigas reforçadas com sistemas de CFRP [Buyukozturk et al., 1998] ...	23
Figura 2.6 – Exemplos de reforço ao corte de vigas com sistemas de CFRP (S&P)	23
Figura 2.7 – Factores que afectam o comportamento à flexão de vigas reforçadas com compósitos CFRP	24
Figura 2.8 – Principais modos de ruína de vigas reforçadas à flexão com CFRP [Buyukozturk et al., 2004]	25
Figura 2.9 – Tipos de destacamento do CFRP em vigas reforçadas à flexão [Buyukozturk et al., 2004]	26
Figura 2.10 – Modelos experimentais de caracterização da interface betão-compósito [ACI 440.XR, 2006]	28
Figura 2.11 – Distribuição das tensões de corte nos modelos experimentais de flexão ou de corte	29
Figura 2.12 – Distribuição real e aproximada de tensões na interface [Buyukozturk et al., 2004]	30
Figura 2.13 – Leis constitutivas de corte representativas do comportamento da interface [Juvandes, 1999]	31
Figura 2.14 – Comportamento à flexão de faixas de laje reforçadas com mantas ou laminados de CFRP	36
Figura 2.15 – Pormenores de alguns modos de ruína do compósito de CFRP [Niu et al., 2006]	39
Figura 2.16 – Mecanismos de fixação utilizados no reforço à flexão de lajes [S&P, 2005]	40
Figura 2.17 – Resposta de lajes com aberturas reforçadas com sistemas de CFRP [Vasquez et al., 2006]	42
Figura 2.18 – Variação do módulo de elasticidade em função da temperatura [Moreira et al., 2006]	50
Figura 2.19 – Evolução da aderência com a temperatura numa ligação betão-compósito [Leone et al., 2006] ...	51
Figura 2.20 – Ensaio para avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura [Au et al., 2006]	55
Figura 2.21 – Efeitos da humidade e da temperatura [Au et al., 2006]	56
Figura 2.22 – Comportamento à fluência de um polímero [Holloway et al., 1999]	58
Figura 2.23 – Comparação de curvas S-N para diferentes compósitos [Barnes et al., 1999]	62
Figura 2.24 – Etapas principais dum processo de reparação de uma estrutura de betão	65
Figura 2.25 – Etapas principais da fase de dimensionamento da solução de reforço	68
Figura 2.26 – Etapas principais da fase de execução da solução de reforço	73
Figura 2.27 – Ensaio de corte directo de uma junta simples FRP-FRP [MM6, 2005]	83
Figura 2.28 – Placas para recolha de amostras de resina/adetivo [MM6, 2005]	86
Figura 2.29 – Ensaio de Dureza Barcol para aferir o grau de cura do resina/adetivo [MM6, 2005]	86
Figura 2.30 – Ensaio “tap test” para detecção de vazios/delaminações [ASM Handbook, 2001]	88

Figura 2.31 – Diagrama das fases onde os defeitos podem ter origem [Kaiser et al., 2001]	90

3 - CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE

Figura 3.1 – Esquematização dos provetes prismáticos usados nos ensaios de durabilidade	112
Figura 3.2 – Esquema do ensaio de aderência em flexão e do tipo de provetes usados	113
Figura 3.3 – Equipamento e provetes usados no ensaio de compressão de resinas e adesivos	114
Figura 3.4 – Modos de ruína à compressão dos provetes de resinas/adesivos	115
Figura 3.5 – Equipamentos usados no ensaio de tracção de resinas/adesivos e sistemas de CFRP	115
Figura 3.6 – Aspecto e dimensões dos provetes de resinas e adesivos usados nos ensaios de tracção	116
Figura 3.7 – Provetes de resinas e adesivos usados nos ensaios de tracção	116
Figura 3.8 – Modos de ruína à tracção dos provetes de resinas e adesivos	117
Figura 3.9 – Diagramas tensão vs extensão obtidos nos ensaios de tracção de resinas/adesivos	117
Figura 3.10 – Aspecto geral dos provetes utilizados nos ensaios de tracção de sistemas de CFRP	118
Figura 3.11 – Diagrama tensão vs extensão obtido no ensaio de tracção de sistemas de CFRP	119
Figura 3.12 – Modos de ruína dos ensaios de tracção de sistemas de CFRP	121
Figura 3.13 – Esquematização da tensão e deformação sinusoidais de materiais perfeitamente elásticos e viscosos [Polymer Laboratories]	126
Figura 3.14 – Comportamento de um polímero termoendurecível num ensaio de DMTA [Herzog et al., 2005] ..	127
Figura 3.15 – Equipamento utilizado para execução do ensaio de DMTA	128
Figura 3.16 – Evolução do módulo de conservação (E') e do factor de perda ($\tan\delta$) com a temperatura	129
Figura 3.17 – Representação do princípio de funcionamento do ensaio de DSC [Moreira et al., 2006]	130
Figura 3.18 – Curva típica obtida no ensaio de DSC [ISO 11357-1, 1997]	131
Figura 3.19 – Parâmetros intervenientes na determinação da temperatura de transição vítrea [ISO 11357-2, 1999]	132
Figura 3.20 – Equipamento utilizado para execução do ensaio de DSC	132
Figura 3.21 – Ensaio de DSC: determinação da temperatura de transição vítrea de uma resina	133
Figura 3.22 – Forma típica de uma curva de absorção de água segundo o modelo de Fick [Morais, 1998]	135
Figura 3.23 – Desvios em relação ao modelo clássico de difusão [Morais, 1998]	136
Figura 3.24 – Provetes de resinas/adesivos usados na Fase 2 do programa experimental	139
Figura 3.25 – Acondicionamento dos provetes durante o ensaio de absorção de água	141
Figura 3.26 – Balança analítica usada nas pesagens dos provetes de resinas/adesivos	142
Figura 3.27 – Aspecto geral dos equipamentos utilizados durante as pesagens dos provetes de resinas/adesivos	142
Figura 3.28 – Variação da humidade relativa no interior dos recipientes de acondicionamento dos provetes ...	143
Figura 3.29 – Curvas de absorção experimentais e teóricas das três séries de resinas ensaiadas	147
Figura 3.30 – Curvas de absorção experimentais e teóricas das três séries de adesivos ensaiadas	148
Figura 3.31 – Aspecto das alterações mais significativas nos provetes de resinas/adesivos da série IMR	149
Figura 3.32 – Curvas de secagem dos provetes de resinas/adesivos da série IMR e ambiente de exposição	150
Figura 3.33 – Ensaio de DMTA de uma chapa metálica perfurada	152
Figura 3.34 – Valor médio da temperatura de transição vítrea avaliada por ensaios de DMTA	152

Figura 3.35 – Valor médio da temperatura de transição vítrea avaliada por ensaios de DSC.....	155
Figura 3.36 – Resultados de DSC em que foi difícil a identificação da zona de transição vítrea.....	155
Figura 3.37 – Equipamento e modelo adoptado no ensaio de flexão de resinas/adesivos	156
Figura 3.38 – Curvas tensão vs extensão obtidas no ensaio de flexão das diferentes séries de resinas/adesivos	157
Figura 3.39 – Variação da tensão máxima à flexão nas diferentes séries de resinas/adesivos	158
Figura 3.40 – Extensão referente à tensão máxima registada nos ensaios de flexão de resinas/adesivos	159
Figura 3.41 – Modos de ruína dos provetes de resinas/adesivos nos ensaios de flexão.....	160
Figura 3.42 – Módulo de elasticidade de resinas/adesivos obtida nos ensaios de flexão.....	161
Figura 3.43 – Curvas de absorção teóricas e experimentais das resinas/adesivos testados	162
Figura 3.44 – Aspecto geral dos provetes utilizados nos ensaios de Pull off [Cardoso et al., 2007].....	169
Figura 3.45 – Aspecto geral dos modos de ruína observados nos ensaios de Pull off [Cardoso et al., 2007]	172
Figura 3.46 – Modelo de ensaio de aderência em flexão [Dimande, 2003]	173
Figura 3.47 – Esquema do modelo concebido para o ensaio de aderência em flexão	174
Figura 3.48 – Exposição dos provetes das séries M e A à acção da humidade e da temperatura	176
Figura 3.49 – Preparação do modelo de ensaio experimental concebido para o ensaio de aderência.....	177
Figura 3.50 – Aspecto geral do esquema do ensaio de aderência em flexão.....	178
Figura 3.51 – Esquema para determinação da força de tracção no CFRP [Dimande, 2003].....	179
Figura 3.52 – Modos de ruína registados no ensaio de aderência em flexão dos provetes da série R	181
Figura 3.53 – Modos de ruína registados no ensaio de aderência em flexão dos provetes das séries M e A.....	181
Figura 3.54 – Diagramas carga aplicada - deslocamento vertical a meio vão (ensaio de aderência em flexão).	182
Figura 3.55 – Diagramas carga aplicada - extensão no CFRP (ensaio de aderência em flexão)	183
Figura 3.54 – Tensão de tracção por arrancamento registada nas diversas séries de juntas de CFRP (por pastilha)	184
Figura 3.55 – Variação da tensão média de tracção por arrancamento nas diversas séries de juntas de CFRP ..	185
Figura 3.56 – Variação da carga de rotura e da extensão no CFRP devido à acção da temperatura e da humidade	187

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES

Figura 4.1 – Distribuição de armaduras ordinárias no caixão.....	196
Figura 4.2 – Informações gerais sobre os modelos FS da série BM.....	199
Figura 4.3 – Informações gerais sobre os modelos FS da série BL	200
Figura 4.4 – Informações gerais sobre os modelos FS da série RC	201
Figura 4.5 – Aspecto da colagem das pastilhas nos modelos da série BM	205
Figura 4.6 – Aspecto da colagem das pastilhas nos modelos da série BL	205
Figura 4.7 – Esquema de carregamento cíclico fixado	207
Figura 4.8 – Aspecto geral do equipamento de ensaio dos modelos FS.....	208
Figura 4.9 – Instrumentação adoptada para a campanha de ensaios dos modelos FS	208
Figura 4.10 – Localização no modelo FS dos extensómetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI) ...	210
Figura 4.11 – Resposta típica de um dos modelos FS em termos de carga aplicada – deslocamento central	211
Figura 4.12 – Aspecto do padrão de fendilhação registado no final da Fase 1	212

Figura 4.13 - Diagrama carga - deslocamento central na fase de pré-fendilhação.....	213
Figura 4.14 - Diagrama carga - deslocamento central das lajes da série RC, na fase de carregamento cíclico ..	214
Figura 4.15 - Padrão de fendilhação da laje FSBM1 após a campanha de ensaios efectuada em 2004	215
Figura 4.16 - Diagramas carga - extensão no CFRP na laje FSBM1 durante a fase de carregamento cíclico	217
Figura 4.17 - Diagrama carga - extensão no CFRP nas lajes da série BM, durante o carregamento cíclico	217
Figura 4.18 - Diagrama carga - extensão no CFRP nas lajes da série BL, durante o carregamento cíclico	219
Figura 4.19 - Destacamentos localizados do CFRP nas lajes da série BL, durante o carregamento cíclico	219
Figura 4.20 - Diagrama carga - flecha das lajes da série RC, na fase de ensaio à rotura	222
Figura 4.21 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BM, na fase de ensaio à rotura	222
Figura 4.22 - Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo FSBM1	223
Figura 4.23 - Pormenor da superfície de destacamento das faixas de laminado do modelo FSBL1	225
Figura 4.24 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BL, na fase de ensaio à rotura.....	226
Figura 4.25 - Distribuição de extensões no betão e nas armaduras num elemento fendilhado [MC90, 1993]	229
Figura 4.26 - Diagrama carga - flecha dos modelos FS, na fase de ensaio à rotura	232
Figura 4.27 - Diagramas de extensões no CFRP e de tensões médias de corte na interface [Juvandes, 1999] ..	236
Figura 4.28 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM1)	237
Figura 4.29 - Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BM)	239
Figura 4.30 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL1)	240
Figura 4.31 - Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BL)	242
Figura 4.32 - Avaliação das propostas da FIB e do ACI para o cálculo de deslocamentos (Modelos FS)	248
Figura 4.33 - Modelação da secção em camadas [Juvandes, 1999]	249
Figura 4.34 - Diagrama de retenção de tensões de tracção para o betão fendilhado [Silva, 1999-a]	250
Figura 4.35 - Calibração dos diagramas de retenção de tensões de tracção através de dados experimentais ...	251
Figura 4.36 - Diagramas de "tension stiffening" propostos	252
Figura 4.37 - Irregularidades na superfície dos modelos a reforçar	256
Figura 4.38 - Informações gerais sobre os modelos SS da série BM	258
Figura 4.39 - Informações gerais sobre os modelos SS da série BL	259
Figura 4.40 - Informações gerais sobre os modelos SS da série RC	260
Figura 4.41 - Aspecto do modo de ruína (tipo 3) verificado nas pastilhas coladas nos modelos da série BL	263
Figura 4.42 - Fase 1 - ensaio de fluência - nos modelos SS	265
Figura 4.43 - Procedimentos efectuados na Fase 1 de ensaios dos modelos SS.....	266
Figura 4.44 - Localização no modelo SS dos extensómetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI)	268
Figura 4.45 - Resposta das lajes da série RC durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência	271
Figura 4.46 - Resposta das lajes da série BM durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência	271
Figura 4.47 - Resposta das lajes da série BL durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência	272
Figura 4.48 - Destacamentos na extremidade das faixas do CFRP na laje SSBL1	273
Figura 4.49 - Diagramas carga - extensão no CFRP e betão na laje SSBL1 no início do ensaio de fluência.....	274
Figura 4.50 - Comportamento das lajes da série RC durante o ensaio de fluência.....	274
Figura 4.51 - Comportamento das lajes da série BM durante o ensaio de fluência	275
Figura 4.52 - Padrão de fendilhação nas séries RC e BM no final do ensaio de fluência	277
Figura 4.53 - Diagrama carga - deslocamento central da laje SSRC2, na fase de carregamento cíclico	278

Figura 4.54 – Diagramas carga – extensão no CFRP durante a fase de carregamento cíclico.....	279
Figura 4.55 – Diagrama carga – flecha das lajes da série RC, na fase de ensaio à rotura	280
Figura 4.56 – Diagrama carga – flecha das lajes da série BM, na fase de ensaio à rotura.....	281
Figura 4.57 – Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo SSBM1.....	284
Figura 4.58 – Diagrama carga – flecha das lajes da série BL, na fase de ensaio à rotura	285
Figura 4.59 – Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo SSBL2	287
Figura 4.60 – Relação entre as condições ambientais e as deformações registadas	288
Figura 4.61 – Ensaio para avaliar o efeito da humidade sobre os registos das deformações dos varões.....	289
Figura 4.62 – Comparação entre o comportamento das séries RC e BM durante o ensaio de fluência.....	289
Figura 4.63 – Diagrama carga – flecha dos modelos SS, na fase de ensaio à rotura.....	292
Figura 4.64 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM1)	294
Figura 4.65 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBL2)	295
Figura 4.66 – Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BL)	297

5 - ENSAIOS NA PONTE

Figura 5.1 – Vista geral da Ponte de Nossa Senhora da Guia	312
Figura 5.2 – Aparelhos de apoio do tabuleiro	312
Figura 5.3 – Tabuleiro da ponte em caixão bicelular	313
Figura 5.4 – Suportes do tabuleiro da ponte, pilares e encontros.....	314
Figura 5.5 – Faseamento construtivo do tabuleiro	316
Figura 5.6 – Distribuição de armaduras ordinárias no caixão.....	317
Figura 5.7 – Fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior do tabuleiro	318
Figura 5.8 – Malha de elementos finitos adoptada para modelação de meia ponte	321
Figura 5.9 – Malha de elementos finitos adoptada para modelação de 10 m de tabuleiro	322
Figura 5.10 – Esquema do pré-esforço inferior.....	323
Figura 5.11 – Esquema do pré-esforço superior	323
Figura 5.12 – Deformada da estrutura para a actuação do peso próprio e do pré-esforço	323
Figura 5.13 – Esforço axial, na laje superior, na direcção longitudinal	324
Figura 5.14 – Esforço axial de tracção, na laje superior, na direcção transversal	324
Figura 5.15 – Momentos flectores transversais, na laje superior, para a acção da temperatura ambiente.....	325
Figura 5.16 – Momentos flectores transversais, na laje superior, por aplicação do tapete betuminoso.....	325
Figura 5.17 – Momentos flectores transversais, na laje superior, por acção do veículo-tipo (RSAEEP)	326
Figura 5.18 – Momentos flectores transversais de cálculo para a combinação mais gravosa	328
Figura 5.19 – Diagrama de esforço transversal (RSAEEP).....	329
Figura 5.20 – Alçado da ponte com a localização e largura das faixas a reforçar experimentalmente	331
Figura 5.21 – Planta da zona a reforçar experimentalmente	332
Figura 5.22 – Esquema utilizado para refechamento das fendas.....	332
Figura 5.23 – Vista do interior do caixão durante e no final da aplicação do reforço experimental	332
Figura 5.24 – Planta de localização dos extensómetros	334
Figura 5.25 – Planta de localização dos transdutores de deslocamento	336

Figura 5.26 – Planta de localização das células de carga e dos sensores de temperatura	337
Figura 5.27 – Instrumentação da região reforçada	338
Figura 5.28 – Esquema utilizado nos ensaios de carga	339
Figura 5.29 – Alçado esquemático do posicionamento das vigas metálicas.....	339
Figura 5.30 – Momentos flectores transversais previstos para o ensaio de carga.....	340
Figura 5.31 – Deslocamentos verticais da laje superior previstos para o ensaio de carga	341
Figura 5.32 – Secção reforçada da laje superior do caixão considerada na modelação numérica	341
Figura 5.33 – Diagrama de momento flector vs extensão no compósito	342
Figura 5.34 – Resultados do 1º ensaio de simulação dos ensaios de carga	343
Figura 5.35 – Extensões no CFRP ao longo do compósito para um momento flector de 18 kNm	343
Figura 5.36 – Resultados das medições do ensaio de carga “Carga10”	345
Figura 5.37 – Comparação do comportamento dos sistemas compósitos.....	353
Figura 5.38 – Variação da extensão para uma carga constante, em secção fendilhada	354
Figura 5.39 – Variação da extensão para uma carga constante, na extremidade dos sistemas	355
Figura 5.40 – Evolução da temperatura	357
Figura 5.41 – Evolução das extensões nos compósitos de CFRP, na zona central, em secção fendilhada	358
Figura 5.42 – Evolução das extensões na extremidade dos compósitos de CFRP	358
Figura 5.43 – Evolução das extensões nos compósitos de CFRP, em secção não fendilhada	358
Figura 5.44 – Evolução das extensões nas armaduras ordinárias	359
Figura 5.45 – Evolução da abertura de fendas.....	359
Figura 5.46 – Evolução das temperaturas extremas, durante o período de um ano.....	360
Figura 5.47 – Envolvente dos gradientes térmicos na laje superior e na parede do caixão	361
Figura 5.48 – Evolução das temperaturas em duas semanas (uma no Verão outra no Inverno)	361
Figura 5.49 – Evolução das extensões registadas no extensómetro EC3 (secção fendilhada)	363
Figura 5.50 – Evolução das extensões registadas no extensómetro EC4 (extremidade)	363
Figura 5.51 – Evolução das extensões registadas no extensómetro EC10 (secção não fendilhada)	363
Figura 5.52 – Evolução das extensões registadas no extensómetro ARM1.....	364
Figura 5.53 – Evolução das aberturas de fendas registadas no transdutor AF2 (Verão/Outono)	365
Figura 5.54 – Deformada do caixão devida a variações uniformes de temperatura	366
Figura 5.55 – Interacção da temperatura na abertura de fendas	368
Figura 5.56 – Interacção da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, em secção fendilhada.....	368
Figura 5.57 – Interacção da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, em secção não fendilhada ..	368
Figura 5.58 – Interacção da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, extremidade.....	369

6 – DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

Figura 6.1 – Solução de reforço de carlingas suportadas por escoras [JAE, 1980-c]	377
Figura 6.2 – Solução de reforço por colagem de chapas de aço [JAE, 1980-c].....	377
Figura 6.3 – Solução de reforço por longarinas suportadas por prumos telescópicos [JAE, 1983-c]	378
Figura 6.4 – Esquema mostrando a zona a pré-esforçar [JAE, 1981-b].....	379
Figura 6.5 – Esquema de funcionamento da ancoragem dos fios de aço pré-esforçados [JAE, 1981-b]	380

Figura 6.6 – Pormenor da zona de ancoragem dos fios de aço pré-esforçados [JAE, 1981-b]	382
Figura 6.7 – Sistema de pré-esforço e colagem dos fios de aço [JAE, 1981-b]	383
Figura 6.8 – Extracto do desenho das armaduras de pré-esforço [JAE, 1981-b]	384
Figura 6.9 – Reforço por colagem de sistemas compósitos de CFRP unidireccionais	387
Figura 6.10 – Reforço por execução de uma estrutura metálica interior	387
Figura 6.11 – Reforço por aplicação transversal de pré-esforço exterior	387
Figura 6.12 – Modelo de elementos finitos adoptado	388
Figura 6.13 – Estrutura metálica pré-dimensionada	389
Figura 6.14 – Momentos flectores transversais de cálculo, na laje superior (combinação mais gravosa)	389
Figura 6.15 – Deslocamentos verticais na laje superior, para a combinação frequente	390
Figura 6.16 – Solução de reforço por execução de uma estrutura metálica no interior do caixão	391
Figura 6.17 – Distribuição dos varões de pré-esforço ao longo do tabuleiro	392
Figura 6.18 – Momentos flectores transversais de cálculo, na laje superior (combinação mais gravosa)	392
Figura 6.19 – Distribuição dos esforços axiais transversais na laje superior (combinação mais gravosa)	393
Figura 6.20 – Deslocamentos verticais na laje superior, para a combinação frequente	393
Figura 6.21 – Solução de reforço por aplicação de pré-esforço exterior transversal	394
Figura 6.22 – Possível esquema estrutural para a operação de refecimento das fendas	422
Figura 6.23 – Metodologia usada na quantificação da flecha máxima da laje	429
Figura 6.24 – Excerto da peça desenhada que ilustra os procedimentos de execução do reforço (LEB – Consultoria em Betões e Estruturas, Lda)	446
Figura 6.25 – Excerto da peça desenhada com a localização da zona a reforçar e dimensões do CFRP [Silva et al., 2006]	447

7 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Figura 7.1 – Exposição ambiental de diversos provetes (juntas betão-compósito)	462

ANEXOS:

A - ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA

Figura A.1 – Preparação das placas de resinas/adesivos com vista à extracção de provetes	487
Figura A.2 – Execução dos prismas de resinas/adesivos necessários à preparação dos provetes	488
Figura A.3 – Aspecto final das placas e dos prismas de resinas/adesivos e das faixas de mantas	488
Figura A.4 – Execução das placas e dos provetes de resinas/adesivos com vista ao ensaio de absorção de água	489
Figura A.5 – Cura e pós-cura das placas de resina/adesivo	489
Figura A.6 – Placas de adesivo expostas à luz de modo a observar os vazios existentes	490
Figura A.7 – Execução dos provetes a utilizar nos ensaios de aderência em flexão	490
Figura A.8 – Modos de ruína habituais em ensaios de tracção de sistemas de CFRP [ASTM D 3039, 2000]	496
Figura A.9 – Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Sika Wrap	496

Figura A.10 – Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema MBrace Manta	496
Figura A.11 – Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Sika Carbodur	497
Figura A.12 – Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema MBrace Laminado.....	497
Figura A.13 – Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Mapei Carboplate.....	497
Figura A.14 – Resposta dos provetes Sika Wrap (Série R) nos ensaios de aderência em flexão.....	514
Figura A.15 – Resposta dos provetes Sika Wrap (Série M) nos ensaios de aderência em flexão	515
Figura A.16 – Resposta dos provetes Sika Wrap (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.....	515
Figura A.17 – Resposta dos provetes MBrace Manta (Série R) nos ensaios de aderência em flexão	515
Figura A.18 – Resposta dos provetes MBrace Manta (Série M) nos ensaios de aderência em flexão	515
Figura A.19 – Resposta dos provetes MBrace Manta (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.....	516
Figura A.20 – Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série R) nos ensaios de aderência em flexão	516
Figura A.21 – Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série M) nos ensaios de aderência em flexão	516
Figura A.22 – Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série A) nos ensaios de aderência em flexão	516
Figura A.23 – Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série R) nos ensaios de aderência em flexão	517
Figura A.24 – Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série M) nos ensaios de aderência em flexão	517
Figura A.25 – Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série A) nos ensaios de aderência em flexão	517

B – ENSAIOS DE FLEXÃO EM LAJES

Figura B.1 – Fases de execução dos modelos FS da série BM	521
Figura B.2 – Fases de execução dos modelos FS da série BL.....	521
Figura B.3 – Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado nos modelos FS	522
Figura B.4 – Localização no modelo FS dos extensómetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI) ...	523
Figura B.5 – Comportamento do modelo FSRC1 nas três fases de ensaio à flexão	524
Figura B.6 – Comportamento do modelo FSRC2 nas três fases de ensaio à flexão	524
Figura B.7 – Comportamento do modelo FSBM1 nas três fases de ensaio à flexão	524
Figura B.8 – Comportamento do modelo FSBM2 nas três fases de ensaio à flexão	525
Figura B.9 – Comportamento do modelo FSBL1 nas três fases de ensaio à flexão.....	525
Figura B.10 – Comportamento do modelo FSBL2 nas três fases de ensaio à flexão.....	525
Figura B.11 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM1).....	526
Figura B.12 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM2).....	526
Figura B.13 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL1)	526
Figura B.14 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL2)	527
Figura B.15 – Fases de execução dos modelos SS da série BM	528
Figura B.16 – Fases de execução dos modelos SS da série BL	528
Figura B.17 – Esquema da Fase 1 de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado nos modelos SS.....	529
Figura B.18 – Instrumentação adoptada na Fase 1 para medir a deformação dos modelos SS.....	529
Figura B.19 – Esquema adoptado nas Fases 2 e 3 de ensaio de flexão em quatro pontos (modelos SS)	530
Figura B.20 – Localização no modelo SS dos extensómetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI) ...	531
Figura B.21 – Comportamento das lajes da série RC durante o ensaio de fluência.....	532
Figura B.22 – Comportamento das lajes da série BM durante o ensaio de fluência	532

Figura B.23 – Comportamento da laje SSBL2 durante o ensaio de fluência	533
Figura B.24 – Comportamento do modelo SSRC2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão	533
Figura B.25 – Comportamento do modelo SSBM1 nas duas últimas fases de ensaio à flexão	534
Figura B.26 – Comportamento do modelo SSBM2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão	534
Figura B.27 – Comportamento do modelo SSBL2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão.....	534
Figura B.28 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM1)	535
Figura B.29 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM2)	535
Figura B.30 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBL2)	536

C – ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA

Figura C.1 – Esquema de localização e identificação das pastilhas metálicas.....	539
Figura C.2 – Alçado da ponte com a localização e largura das faixas a reforçar experimentalmente	542
Figura C.3 – Fases de execução do reforço experimental.....	543
Figura C.4 – Recolha de amostras dos materiais para posterior caracterização.....	543
Figura C.5 – Esquema de localização e identificação dos ensaios de “Pull-off”	544
Figura C.6 – Realização dum ensaio de Pull-off – 2ª fase	544
Figura C.7 – Aplicação dos extensómetros nos sistemas compósitos de CFRP	545
Figura C.8 – Aplicação dos extensómetros nas armaduras ordinárias de aço	546
Figura C.9 – Transdutores de deslocamento utilizados para medir abertura de fendas	546
Figura C.10 – Transdutores de deslocamento utilizados para medir as flechas.....	547
Figura C.11 – Sensores para medição da temperatura	547
Figura C.12 – Células de carga utilizadas nos ensaios.....	548
Figura C.13 – Posto de observação e sistema de aquisição de dados de sensores	548
Figura C.14 – Planta de localização dos extensómetros	549
Figura C.15 – Planta de localização dos transdutores de deslocamento	550
Figura C.16 – Planta de localização das células de carga e dos sensores de temperatura	551
Figura C.17 – Montagem das vigas metálicas	552

ÍNDICE DE QUADROS

2 - REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP

Quadro 2.1 - Tensão máxima permanentemente aplicada numa ligação colada [Holloway et al., 1999].....	58
Quadro 2.2 - Características de desempenho dos produtos e sistemas utilizados na técnica EBR	70
Quadro 2.3 - Requisitos de identificação dos produtos e sistemas utilizados na técnica EBR	71
Quadro 2.4 - Requisitos de desempenho do produto de colagem utilizado na técnica EBR	72
Quadro 2.5 - Requisitos a definir durante os procedimentos de execução da técnica EBR.....	75
Quadro 2.6 - Parâmetros a controlar na execução de um reforço pela técnica EBR	77
Quadro 2.7 - Exemplo de uma lista de registos (check list)	78
Quadro 2.8 - Critérios de aceitação para a análise de conformidade dos produtos	80
Quadro 2.9 - Defeitos originados durante a execução do reforço [Kaiser et al., 2001]	91
Quadro 2.10 - Defeitos originados durante as condições de serviço da estrutura [Kaiser et al., 2001].....	91
Quadro 2.11 - Tipo de defeito e método de inspecção aplicável [MM6, 2005].....	94
Quadro 2.12 - Síntese dos principais domínios de estudo desta técnica de reforço	96
Quadro 2.13 - Síntese dos principais assuntos a investigar	97

3 - CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE

Quadro 3.1 - Propriedades físicas da resina/adeseivo após a sua mistura e durante o processo de cura	104
Quadro 3.2 - Propriedades físicas e mecânicas da resina/adeseivo após o processo de cura	105
Quadro 3.3 - Propriedades físicas e mecânicas de sistemas unidireccionais de FRP do tipo laminado	106
Quadro 3.4 - Propriedades físicas e mecânicas de sistemas unidireccionais de FRP do tipo manta	107
Quadro 3.5 - Programa experimental de caracterização dos sistemas de FRP e da ligação betão-compósito ...	109
Quadro 3.6 - Identificação dos produtos e sistemas caracterizados na Fase 1 de ensaios.....	110
Quadro 3.7 - Identificação dos produtos e sistemas caracterizados na Fase 2 de ensaios.....	111
Quadro 3.8 - Identificação dos sistemas de CFRP e dos provetes usados no ensaio de durabilidade (Fase 3) ...	112
Quadro 3.9 - Identificação dos sistemas de CFRP e dos provetes usados no ensaio de aderência em flexão (Fase 3)	113
Quadro 3.10 - Resultados dos ensaios de compressão das resinas/adeseivos - Fase 1 de ensaios.....	114
Quadro 3.11 - Módulo de elasticidade, resistência e extensão máxima à tracção das resinas/adeseivos (Fase 1)	116
Quadro 3.12 - Principais resultados dos ensaios de tracção dos sistemas de CFRP (Fase 1)	119
Quadro 3.13 - Comparação entre os dados das fichas técnicas e os resultados dos ensaios de tracção (Fase 1) .	122
Quadro 3.14 - Temperatura de transição vítrea das resinas/adeseivos (DMTA)	129
Quadro 3.15 - Temperatura de transição vítrea das resinas/adeseivos (DSC)	133
Quadro 3.16 - Características dos provetes e condições ambientais de exposição nos ensaios de absorção de água	140
Quadro 3.17 - Características dos provetes de resinas/adeseivos da série IMR (imersos em água destilada)	144
Quadro 3.18 - Propriedades de difusão de resinas/adeseivos avaliadas por ensaios de absorção de água	146

Quadro 3.19 – Modificações observadas nos provetes de resinas/adesivos da série IMR (imersos em água)	150
Quadro 3.20 – Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos submetidos ao ensaio de absorção de água	153
Quadro 3.21 – Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos submetidos ao ensaio de absorção de água.....	154
Quadro 3.22 – Valor médio da tensão máxima à flexão obtida do ensaio de flexão de resinas/adesivos.....	158
Quadro 3.23 – Valor médio da extensão das resinas/adesivos ensaiados à flexão	159
Quadro 3.24 – Valor médio do módulo de elasticidade das resinas/adesivos obtido nos ensaios de flexão	160
Quadro 3.25 – Variação da temperatura de transição vítrea de resinas/adesivos por envelhecimento higrotérmico.....	165
Quadro 3.26 – Variação das propriedades mecânicas das resinas/adesivos por envelhecimento higrotérmico	166
Quadro 3.27 – Caracterização dos provetes e do programa de degradação ambiental	170
Quadro 3.28 – Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”	172
Quadro 3.29 – Principais características dos sistemas de CFRP utilizados	175
Quadro 3.30 – Caracterização dos provetes (juntas de CFRP) submetidos a ensaios de aderência por flexão	177
Quadro 3.31 – Resultados dos ensaios de aderência em flexão (valores médios)	179
Quadro 3.32 – Efeito da humidade na resposta dos sistemas de CFRP (ensaio de aderência em flexão)	187

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES

Quadro 4.1 - Fases de ensaio que compõem o programa experimental de lajes	195
Quadro 4.2 - Pré-dimensionamento dos sistemas de CFRP ($\epsilon_f = 6.5\%$)	198
Quadro 4.3 - Modelos de laje FS	198
Quadro 4.4 - Principais características do betão aos 28 dias, nos modelos de laje FS	202
Quadro 4.5 - Características do betão nas datas de ensaio (j-dias) dos modelos de laje FS	202
Quadro 4.6 - Características médias dos aços nos modelos de laje FS.....	203
Quadro 4.7 - Principais características dos sistemas de CFRP utilizados no modelo FS.....	204
Quadro 4.8 – Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”	205
Quadro 4.9 – Instrumentação dos ensaios dos modelos FS	209
Quadro 4.10 - Principais resultados da Fase 1 dos ensaios dos modelos FS.....	211
Quadro 4.11 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série RC (modelo FS).....	214
Quadro 4.12 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série BM (modelo FS)	216
Quadro 4.13 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série BL (modelo FS)	218
Quadro 4.14 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série RC (modelo FS)	221
Quadro 4.15 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BM (modelo FS)	224
Quadro 4.16 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BL (modelo FS).....	227
Quadro 4.17 - Comparação dos parâmetros essenciais obtidos do ensaio cíclico das lajes do modelo FS	230
Quadro 4.18 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (série BM)	238
Quadro 4.19 - Valores das extensões e tensões máximas no CFRP e na ligação betão-compósito (série BL).....	241
Quadro 4.20 - Comparação entre valores previstos e experimentais para as lajes reforçadas (Modelos FS)	245
Quadro 4.21 - Propriedades mecânicas dos materiais usadas na modelação numérica.....	250
Quadro 4.22 – Pré-dimensionamento dos sistemas de CFRP [Dias, 2001]	256
Quadro 4.23 – Modelos de laje SS.....	257

Quadro 4.24 – Principais características do betão aos 28 dias, nos modelos de laje SS	261
Quadro 4.25 – Características do betão nas datas de ensaio (j-dias) dos modelos de laje SS	261
Quadro 4.26 - Características médias dos aços nos modelos de laje SS.....	261
Quadro 4.27 – Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”	263
Quadro 4.28 – Instrumentação dos ensaios dos modelos SS	269
Quadro 4.29 - Principais resultados da aplicação das cargas no ensaio de fluência	272
Quadro 4.30 - Principais resultados da Fase 1 – ensaio de fluência dos modelos SS	275
Quadro 4.31 - Deformação residual nas lajes SS no final do ensaio de fluência	276
Quadro 4.32 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série RC (modelo SS)	278
Quadro 4.33 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes reforçadas (modelo SS)	279
Quadro 4.34 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série RC (modelo SS)	282
Quadro 4.35 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BM (modelo SS)	283
Quadro 4.36 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BL (modelo SS).....	286
Quadro 4.37 - Comparação dos parâmetros essenciais obtidos do ensaio cíclico das lajes do modelo SS.....	291
Quadro 4.38 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (Lajes SS)	296
Quadro 4.39 - Comparação entre valores previstos e experimentais para as lajes reforçadas (Modelos SS)	298
Quadro 4.40 - Comparação dos principais resultados do ensaio cíclico dos dois grupos de lajes (FS e SS)	303
Quadro 4.41 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (FS e SS)	304
Quadro 4.42 - Principais resultados dos ensaios à rotura de lajes do tipo SS [Dias et al., 2006]	305
Quadro 4.43 - Principais resultados experimentais das lajes dos Grupos FS e SS	306
Quadro 4.44 – Comparação entre valores numéricos e experimentais para as lajes reforçadas (FS e SS)	307

5 - ENSAIOS NA PONTE

Quadro 5.1 - Valores resistentes de cálculo nas secções críticas da laje superior	320
Quadro 5.2 - Valores de cálculo dos momentos flectores nas secções críticas da laje superior (E.L. Último) ...	328
Quadro 5.3 - Momentos flectores máximos estimados e momentos flectores resistentes	329
Quadro 5.4 - Designação e localização dos extensómetros	335
Quadro 5.5 - Designação e localização dos transdutores de deslocamento	336
Quadro 5.6 - Designação e localização das células de carga.....	337
Quadro 5.7 - Propriedades mecânicas dos materiais usados na modelação numérica.....	341
Quadro 5.8 - Resumo de algumas grandezas obtidas da modelação dos ensaios de carga	344
Quadro 5.9 - Resumo dos ensaios de carga realizados	344
Quadro 5.10 - Parâmetros registados no decurso do ensaio “Carga10”	346
Quadro 5.11 - Resumo dos valores médios dos parâmetros quantificados na campanha de ensaios.....	347
Quadro 5.12 - Resumo dos registos médios dos ensaios de carga e dos valores obtidos nos modelos	347
Quadro 5.13 - Temperaturas registadas durante os ensaios de carga realizados	354
Quadro 5.14 - Correspondência entre a variação da temperatura e as deformações médias.....	369

6 - DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

Quadro 6.1 - Aspectos relacionados com cada solução de reforço da laje do tabuleiro	394
Quadro 6.2 - Coeficiente parcial de segurança para o FRP [Bulletin 14, 2001]	399
Quadro 6.3 - Factor de redução C_E para o CFRP [ACI 440, 2002]	400
Quadro 6.4 - Coeficiente parcial de segurança material para o FRP [CNR, 2004]	401
Quadro 6.5 - Factor correctivo para o FRP por efeitos a longo prazo [CNR, 2004]	402
Quadro 6.6 - Esforços máximos actuantes e esforços resistentes	417
Quadro 6.7 - Principais características dos sistemas laminados de CFRP	421
Quadro 6.8 - Valores limites de cálculo das principais características dos sistemas laminados de CFRP	424
Quadro 6.9 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (FIB)	424
Quadro 6.10 - Valores característicos e de cálculo das principais propriedades do CFRP (ACI)	433
Quadro 6.11 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (ACI)	434
Quadro 6.12 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima do laminado "Tipo A" (CNR)	436
Quadro 6.13 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima do laminado "Tipo B" (CNR)	437
Quadro 6.14 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima de mantas de CFRP (CNR)	437
Quadro 6.15 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (CNR)	438
Quadro 6.16 - Soluções admissíveis para o reforço à flexão da laje do tabuleiro	440

ANEXOS:**A - ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA**

Quadro A.1 - Resultados dos ensaios de compressão das resinas/adesivos - Fase 1 de ensaios	491
Quadro A.2 - Dados sobre a geometria dos provetes de resinas/adesivos usados nos ensaios de tracção	492
Quadro A.3 - Principais resultados dos ensaios de tracção das resinas/adesivos - Fase 1 de ensaios	493
Quadro A.4 - Dados sobre a geometria dos provetes usados nos ensaios de tracção dos sistemas de CFRP	494
Quadro A.5 - Resistência à tracção e modo de ruína dos sistemas de CFRP do tipo manta e do tipo laminado	495
Quadro A.6 - Dados sobre a geometria dos provetes de resinas/adesivos usados nos ensaios de DMTA	498
Quadro A.7 - Definição dos instantes em que foram efectuadas as pesagens	498
Quadro A.8 - Características dos provetes de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%)	499
Quadro A.9 - Características dos provetes de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%)	500
Quadro A.10 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série REF (referência)	501
Quadro A.11 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%)	502
Quadro A.12 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%)	503
Quadro A.13 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água)	504
Quadro A.14 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série REF (referência)	505
Quadro A.15 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%)	506
Quadro A.16 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%)	507
Quadro A.17 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água)	508
Quadro A.18 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série REF (referência)	509
Quadro A.19 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%)	510

Quadro A.20 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%)	511
Quadro A.21 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água)	512
Quadro A.22 - Principais resultados dos ensaios de aderência em flexão dos provetes do tipo manta.....	513
Quadro A.23 - Principais resultados dos ensaios de aderência em flexão dos provetes do tipo laminado	514

C - ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA

Quadro C.1 - Resultados da medição do recobrimento das armaduras [OZ, 1998]	540
Quadro C.2 - Valores das resistências médias e da dispersão obtidos com o esclerómetro [OZ, 1998]	540
Quadro C.3 - Tempos de transmissão obtidos no ensaio de ultra-sons, profundidade e abertura estimada das fendas [OZ, 1998]	541
Quadro C.4 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa [OZ, 1998]	542
Quadro C.5 - Tratamento estatístico dos resultados do arrancamento segundo vários critérios [OZ, 1998]	542
Quadro C.6 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa [Silva et al., 2003-b]	545
Quadro C.7 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga1.....	553
Quadro C.8 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga2.....	553
Quadro C.9 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga3.....	553
Quadro C.10 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga5.....	554
Quadro C.11 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga6.....	554
Quadro C.12 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga7.....	554
Quadro C.13 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga8.....	555
Quadro C.14 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga9.....	555
Quadro C.15 - Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga10	555
Quadro C.16 - Resumo dos registos extremos das extensões nos compósitos, no 3º período de observação	556

SIMBOLOGIA

SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute
ASCE	- American Society of Civil Engineers
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CEN	- Comité Europeu de Normalização / European Committee for Standardization
CERF	- Civil Engineering Research Federation
CFRP	- Polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de carbono / Carbon Fiber Reinforced Polymer
CNR	- Italian National Research Council
DECivil	- Departamento de Engenharia Civil da FEUP
DMTA	- Análise Termomecânica Dinâmica / Dynamic Mechanical Thermal Analysis
DSC	- Calorimetria Diferencial de Varrimento / Differential Scanning Calorimetry
EBR	- Colagem exterior de armaduras / Externally-bonded reinforcement
EC	- Eurocódigo
EMPA	- Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research
EP	- Estradas de Portugal (ex-JAE)
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FIB	- Fédération Internationale du Béton
FRP	- Polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras / Fiber Reinforced Polymer
FTIR	- Espectroscopia de Infravermelhos por Transformada de Fourier
INEGI	- Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial
ISIS	- Intelligent Sensing for Innovative Structures
ISO	- International Organization for Standardization
IST	- Instituto Superior Técnico
JAE	- Junta Autónoma de Estradas (actualmente EP)
JSCE	- Japan Society of Civil Engineers
LABEST	- Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	- Transdutor de deslocamentos / Linear Voltage Displacement Transformer
NSM	- Inserção de armaduras em ranhuras / Near Surface Mounted
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSAEPP	- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
STAP	- Empresa de reparação, consolidação e modificação de estruturas. s.a.
UC	- Universidade de Coimbra
UM	- Universidade do Minho
UNL	- Universidade Nova de Lisboa
UV	- Radiação ultravioleta

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A_c	- área efectiva de betão
$A_{c,eff}$	- área da secção efectiva de betão traccionado
A_f	- área da secção transversal do FRP
A_s	- área da armadura ordinária de aço
C_E	- factor de redução que traduz os efeitos da exposição ambiental
C_p	- calor específico
D_z	- difusividade
E'	- módulo de conservação no ensaio DMTA
E''	- módulo de dissipação no ensaio DMTA
E^*	- módulo dinâmico complexo
E_c	- módulo de elasticidade tangente do betão aos 28 dias
E_{cm}	- valor médio do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias
$E_{cm,j}$	- valor médio do módulo de elasticidade do betão aos "j" dias
E_f, E_{fu}	- módulo de elasticidade do FRP
E_{fib}	- módulo de elasticidade das fibras
E_{fk}	- valor característico do módulo de elasticidade do FRP
E_{fm}	- valor médio do módulo de elasticidade do FRP; valor médio do módulo de elasticidade da resina/adetivo à flexão
E_s	- módulo de elasticidade do aço
F	- carga aplicada no ensaio de flexão de resinas/adesivos
F_f, F_t	- força de tracção no compósito
F_s	- força de tracção na armadura ordinária
F_{s0}	- força resultante das tensões de tracção nas armaduras durante a operação de reforço
F_{sy}	- força correspondente à plastificação das armaduras ordinárias
F_{tm}	- valor médio da força de tracção no compósito
G_f	- energia de fractura do betão
HR	- humidade relativa
I_{cr}	- momento de inércia em secção fendilhada
I_e	- momento de inércia efectivo (secção fendilhada)
I_g	- momento de inércia em secção não fendilhada
L	- vão
L^I	- distância do eixo do apoio ao ponto de aplicação da carga (ensaio de aderência em flexão)
M	- massa de água absorvida
$M(t)$	- massa de água na amostra no instante de tempo "t"
M_a, M_k	- momento flector actuante
M_{cr}	- valor do momento de início de fendilhação

M_e	- massa de água de saturação
M_{exp}	- momento flector obtido experimentalmente
M_{num}	- momento flector obtido numericamente
M_{Sd}	- valor de cálculo do momento flector actuante
M_{Sdf}	- valor de cálculo do momento flector actuante no elemento reforçado
M_{Skf}	- valor do momento actuante no elemento reforçado para combinação quase-permanente de acções
M_{Rd}	- valor de cálculo do momento flector resistente
M_{Rd0}	- valor de cálculo do momento resistente do elemento não reforçado
M_{Rdf}	- valor de cálculo do momento flector resistente do elemento reforçado
M_{Rk0}	- valor característico do momento resistente do elemento não reforçado
$M_{yd}, M_{y,s}$	- momento correspondente à plastificação da armadura ordinária
N_{fad}	- valor de cálculo da força de tracção no FRP a ser amarrada
$N_{fad,max}$	- valor de cálculo da força máxima de tracção no FRP capaz de ser amarrada
N_{fam}	- valor médio da força máxima de tracção no FRP capaz de ser amarrada
P	- carga total aplicada
P_{cr}	- carga de início de fendilhação
P_{max}	- carga total máxima nos modelos experimentais
P_{plast}	- carga correspondente à plastificação das armaduras ordinárias
P_t	- peso da manta por unidade de área
T	- temperatura ambiente; temperatura
T_B	- temperatura no betuminoso
T_E	- temperatura exterior
T_g	- temperatura de transição vítrea
T_I	- temperatura interior
T_u	- temperatura uniforme
V_{Sd}, V_{Ed}	- valor de cálculo do esforço transversal actuante
V_{Rd}	- valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{Rd,max}$	- valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

a	- deslocamento vertical a meio vão (flecha)
a_I	- deslocamento vertical a meio vão (flecha) em secção não fendilhada
a_{II}	- deslocamento vertical a meio vão (flecha) em secção fendilhada
a_ℓ	- translação do diagrama de M_{Sd}/z
b	- largura total da secção transversal; largura do provete de resina
b_a	- largura média da faixa de colagem adesivo-betão

b_f	- largura do FRP
d, d_s	- altura útil da secção transversal relativamente à posição da armadura ordinária
d_f	- altura útil da secção transversal relativamente à posição do compósito
f_{bd}	- valor de cálculo da aderência da ligação betão-compósito
f_{cbd}	- valor de cálculo da tensão de rotura da aderência do betão
f_{cd}	- valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	- valor característico da resistência à compressão do betão (em cilindros)
f_{cm}^{cub}	- valor médio da resistência à compressão (em cubos) de um betão aos 28 dias
f_{cm}^{cil}, f_{cm}	- valor médio da resistência à compressão (em cilindros) de um betão aos 28 dias
$f_{cm,j}^{cub}$	- valor médio da resistência à compressão (em cubos) de um betão aos “j” dias
$f_{cm,j}^{cil}, f_{cm,j}$	- valor médio da resistência à compressão (em cilindros) de um betão aos “j” dias
$f_{ct,p}$	- tensão de tracção obtida no ensaio de “Pull-off”
$f_{ct,sp}$	- resistência à tracção do betão obtida por compressão diametral
f_{ctd}	- valor de cálculo da resistência à tracção de um betão aos 28 dias
f_{ctk}	- valor característico da resistência à tracção de um betão aos 28 dias
f_{ctm}	- valor médio da resistência à tracção de um betão aos 28 dias
$f_{ctm,j}$	- valor médio da resistência à tracção de um betão aos “j” dias
$f_{ctm,p}$	- valor médio da tensão de tracção obtida no ensaio de “Pull-off”
f_f	- tensão de tracção no FRP
$f_{f,s}$	- tensão máxima em serviço do FRP (ACI)
f_{fd}	- valor de cálculo da resistência à tracção do FRP
f_{fdd}	- valor de cálculo da força máxima de tracção no FRP capaz de ser amarrada (CNR)
f_{fib}	- tensão de rotura à tracção das fibras
f_{fk}, f_{fu}^*	- valor característico da resistência à tracção do FRP
f_{fm}	- valor médio da resistência à tracção do FRP
f_{sum}	- valor médio da tensão de rotura à tracção do aço
f_{sy}, f_{sym}, f_y	- valor médio da tensão de cedência do aço
f_{yd}, f_{syd}	- valor de cálculo da tensão de cedência do aço
h	- altura total da secção transversal; espessura de uma laje; espessura de um provete de resina
k_b	- factor geométrico
k_c	- factor que depende da qualidade do betão e do controlo de qualidade da técnica de colagem
k_{ib}	- coeficiente que traduz a concentração de tensões junto da extremidade do compósito
l	- comprimento total do provete

ℓ	- distância entre apoios (vão)
ℓ_b	- comprimento de colagem do FRP praticável
$\ell_{b,max}, \ell_e$	- máximo comprimento de ancoragem do FRP
n_{bf}	- número de faixas de laminado
s_{cr}	- valor do afastamento entre fendas
$s_{cr,max}, s_{r,max}$	- distância máxima entre fendas
s_{rm}	- espaçamento médio entre fendas
t	- espessura; tempo
t_a	- espessura do adesivo/resina
t_{eq}	- espessura equivalente dos sistemas do tipo manta(peso por unidade de área/densidade da fibra)
t_f	- espessura do FRP
t_{fib}	- espessura das fibras
$\tan \delta$	- factor de perda
u_f	- perímetro de colagem do FRP
w_k	- largura de fendas
w_m	- largura média de fendas
x	- profundidade do eixo neutro
z	- braço do binário das forças interiores

LETRAS GREGAS

α	- factor de redução para atender à influência de possíveis fendas sobre o valor da tensão de aderência; coeficiente de dilatação térmico; coeficiente de homogeneização
α_{fE}	- factor de segurança para a rigidez (sistemas mantas)
α_{ff}	- factor de segurança para a resitência (sistemas mantas)
β	- coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento
Γ_{fk}	- valor característico da energia de fractura da interface betão-compósito
γ_a	- coeficiente parcial relativo ao adesivo/resina
γ_c	- coeficiente parcial relativo ao betão
γ_{cb}	- coeficiente parcial relativo ao betão (efeitos de aderência)
γ_f	- coeficiente parcial de segurança relativo ao FRP
γ_s	- coeficiente de segurança do aço
δ	- deslocamento a meio vão no ensaio de flexão de resinas/adesivos
δ_{max}	- valor do deslocamento vertical a meio vão nos modelos experimentais referente à carga máxima
δ_v	- valor do deslocamento vertical a meio vão nos modelos experimentais
$\delta_{\chi,min}$	- índice de ductilidade

ε	- extensão
ε_c	- extensão do betão à compressão
ε_{cm}	- extensão média do betão à compressão, extensão média do betão entre fendas
ε_{ct}	- extensão do betão à tracção
$\varepsilon_f, \varepsilon_{CFRP}$	- extensão no FRP à tracção
ε_{fd}	- valor de cálculo da resistência à tracção do FRP
ε_{fdd}	- valor de cálculo da extensão correspondente ao início do destacamento do FRP (CNR)
$\varepsilon_{f,e}, \varepsilon_{f,lim}, \varepsilon_{f,max}$	- extensão efectiva/limite do FRP à tracção
ε_{fk}	- valor característico da extensão do FRP à tracção
ε_{fm}	- valor médio da extensão no FRP à tracção
$\varepsilon_{fm,cr}$	- valor médio da extensão no FRP sobre uma fenda no betão
ε_{fu}	- extensão última do FRP à tracção
$\varepsilon_{fuk}, \varepsilon_{fu}^*$	- valor característico da extensão última do FRP à tracção
ε_m	- valor médio da extensão da resina/adeseivo à flexão
ε_s	- extensão do aço da armadura ordinária
ε_{sm}	- valor médio da extensão do aço da armadura ordinária
ε_{sum}	- valor médio da extensão última do aço da armadura ordinária
ε_{su}	- extensão última do aço da armadura ordinária
ε_s	- extensão nas armaduras ordinárias de tracção
ε_{sym}	- valor médio da extensão de cedência do aço da armadura ordinária
ε_{syd}	- valor de cálculo da extensão de cedência do aço da armadura ordinária
$\varepsilon_{syk}, \varepsilon_{sy}, \varepsilon_{yk}$	- valor característico da extensão de cedência do aço da armadura ordinária
ε_{ts}	- extensão limite de retenção de tensões de tracção
$\varepsilon_o, \varepsilon_{b0}$	- extensão inicial na fibra extrema em tracção durante a operação de reforço; deformação existente na fibra extrema em tracção no início de um ensaio de carga
ε_2	- extensão da armadura em regime fendilhado
ζ	- coeficiente de distribuição de tensões (contribuição do betão fendilhado entre fendas)
η	- coeficiente de limitação da tensão do FRP para atender à rotura por fluência; factor correctivo
η_a	- factor correctivo para atender aos efeitos das condições ambientais
η_l	- factor correctivo para atender à degradação das propriedades dos FRP a longo prazo devido a efeitos de fluência e relaxação e de fadiga
κ_m	- coeficiente de limitação da extensão em flexão (ACI)
λ_{Δ}	- factor para atender ao efeito da fluência (ACI)
ξ	- profundidade relativa da zona comprimida da secção transversal; factor que depende da duração da carga permanente (ACI)

ξ_b	- parâmetro relacionado com a aderência da ligação betão-compósito
ρ_f	- percentagem de FRP
ρ_{fib}	- densidade da fibra
ρ_s	- percentagem de armadura ordinária
σ	- tensão
σ_c	- tensão de compressão no betão
σ_f	- tensão de tracção no FRP
σ_{fd}	- valor de cálculo da tensão de tracção no FRP
σ_{fk}	- valor característico da tensão de tracção no FRP
σ_{fm}	- valor médio da tensão da resina/adetivo à flexão
σ_{max}	- tensão longitudinal máxima no CFRP
σ_s	- tensão de tracção na armadura ordinária
τ	- tensão de corte
τ_m	- tensão média de corte
τ_{max}	- tensão máxima de aderência; máxima tensão média de corte na ligação betão-compósito
τ_b	- tensão de corte na interface betão-compósito; tensão de aderência
τ_{fm}	- tensão de aderência média do FRP
τ_{sm}	- tensão de aderência média da armadura ordinária
ϕ	- diâmetro de um varão; factor de redução da resistência da secção reforçada de modo a penalizar as secções menos dúcteis (ACI)
ψ	- coeficiente de segurança aplicado ao material

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações gerais

Após o culminar da 2ª Guerra Mundial, no seio da emergente indústria petroquímica (meados dos anos 40 do último século), surgiu um novo tipo de materiais compósitos, os designados Polímeros Reforçados com Fibras (*FRP – Fiber-Reinforced Polymer*). Estes materiais são constituídos, basicamente, por um elemento resistente que conduz as forças (fibras) e por outro que protege as fibras de eventuais degradações (matriz polimérica) e que é responsável pela transferência das forças das fibras para a estrutura envolvente. Inicialmente, estes materiais eram constituídos por fibras de vidro embebidas em resinas poliméricas. Corriam os anos 60 e 70 do século XX quando se assistiu à comercialização de fibras com maior resistência, rigidez e menor densidade, como as de boro, as de carbono e as de aramida. No começo, estes materiais limitavam-se a aplicações nas indústrias de defesa militar e aeroespacial, pois eram muito onerosos. Porém, a pouco e pouco, foram despertando o interesse de outros mercados como o desportivo (anos 70) ou o automóvel (anos 80) [Bakis et al., 2002].

A contribuição prestada por diversas indústrias e instituições governamentais, através do financiamento de projectos de investigação, de desenvolvimento e de aplicações demonstrativas, durante os finais dos anos 80 e início dos anos 90, estimulou o interesse nos FRP's, manifestado, também, pela indústria da construção.

São diversas as aplicações dos FRP's no domínio da construção civil, sob a forma de armaduras passivas internas ou externas, de armaduras de pré-esforço, de perfis pultrudidos, entre outras. Mas a realidade é que o reforço e reabilitação de estruturas constituem um dos sucessos da indústria dos FRP's [Burgoyne, 2004].

A técnica de reforço por colagem exterior de sistemas de FRP (*EBR – Externally-bonded reinforcement*) surgiu, em meados dos anos 80 (século XX), em investigações realizadas no EMPA (*Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*), na Suíça. Com esta técnica Meier (1987) e Kaiser (1989) pretendiam substituir as tradicionais chapas de aço por compósitos reforçados com fibras de carbono (CFRP) na colagem exterior de armaduras em elementos de betão armado. Actualmente, é utilizada no reforço à flexão e/ou no reforço ao corte de vigas e lajes, no reforço à compressão de pilares (confinamento) e na prevenção de deterioração de chaminés, postes ou túneis. O material estrutural de base tem sido maioritariamente o betão armado ou pré-esforçado, tendo-se registado, também, aplicações em alvenaria, madeira e mais recentemente em aço.

Nos últimos anos, uma nova técnica de reforço (*NSM – Near Surface Mounted*) tem sido estudada. Esta técnica consiste na fixação de produtos de CFRP (laminados ou varões) em ranhuras ($15.0 \times 5.0 \text{ mm}^2$) efectuadas no betão dos elementos a reforçar, na camada de recobrimento das armaduras.

Geralmente, os laminados têm secção transversal de aproximadamente $10.0 \times 1.4 \text{ mm}^2$ [Sena-Cruz, 2004] e os varões apresentam diâmetros que variam de 7.5 mm a 12.7 mm [De Lorenzis, 2002] e são fixos ao betão por intermédio de um adesivo epoxídico. As primeiras investigações sobre a aplicação de produtos de CFRP pela técnica NSM no reforço de elementos de betão armado foram desenvolvidas por Blaschko e Zilch (1999).

Os conceitos básicos referentes aos compósitos de FRP, normalmente utilizados em aplicações de Engenharia Civil, encontram-se expostos nos trabalhos de Rostasy (1996), do Committee 440 [ACI, 1996], de Seible et al. (1996), de Meier (1997), de Neale et al. (1997), de Karbhari (1998) e, mais recentemente, de Bakis et al. (2002).

As razões pelas quais os compósitos são crescentemente usados como materiais de reforço à flexão de estruturas de betão pela técnica EBR estão ligadas às propriedades mecânicas das fibras (elevada resistência e rigidez comparada com o seu peso), à resistência à corrosão das resinas e, sobretudo, à facilidade de aplicação [Figueiras et al., 2001]. Neste tipo de reforço, o uso de compósitos de CFRP conduz ao aumento da resistência da estrutura, apesar de ser difícil a mobilização da capacidade resistente do CFRP em consequência do súbito destacamento por rotura coesiva da superfície de betão. Actualmente, a técnica de colagem exterior de armaduras (técnica EBR) para o reforço à flexão de vigas e lajes e para o confinamento de pilares (melhorar o seu desempenho sob a acção sísmica ou motivada por explosões) constituem a maior aplicação dos FRP's. Todavia, estes materiais e técnicas ainda não são, correntemente, utilizados nas aplicações de engenharia civil.

A falta de regulamentação sobre as diversas aplicações dos FRP's é um argumento que se utiliza, frequentemente, para justificar o uso menos lato destes materiais. Porém, Burgoyne (2004) considera que a regulamentação sucede sempre à tecnologia e que, nos primeiros anos, esta só será aplicada se for uma alternativa mais económica e se os engenheiros projectistas assumirem todos os riscos.

Denton (2008), numa análise sobre os desafios que se colocam às unidades de investigação e sobre qual deve ser a sua relação com a correspondente indústria, no sentido de fomentar novas aplicações práticas, conclui que deveria existir entre elas uma maior cooperação para estimular a confiança no uso de novas tecnologias. De uma maneira geral, os profissionais ligados à indústria da construção não estão dispostos a assumir os riscos inerentes à aplicação de novas tecnologias, preferindo adoptar aquelas que já foram demonstradas experimentalmente, analiticamente e por diversas aplicações práticas. Todavia, uma nova tecnologia conduz a novas oportunidades de expansão do mercado, mas que só se concretizarão se as unidades de I&D (pólos de inovação) e o tecido empresarial do sector cooperarem, devidamente, para que os resultados das investigações promovam uma maior aceitação e aplicação dessa tecnologia. Esta constatação é simples, basta observar-se que os problemas de durabilidade, que hoje se enfrentam em diversos tipos de estruturas, existem porque se executaram essas estruturas, apesar do conhecimento à data ser ainda incompleto. Mas o conhecimento actual sobre a durabilidade das estruturas e dos materiais resultou, em grande parte, da necessidade de

encontrar soluções para esses problemas nessas mesmas estruturas, de acordo com o referido por Albert Einstein “*Os problemas importantes que enfrentamos não podem ser resolvidos com o entendimento que possuíamos quando os criámos*” [Emmons et al., 1998]. Será portanto natural que se corram alguns riscos quando se pretende inovar e desenvolver novas tecnologias.

Apesar de todos os avanços já conseguidos na compreensão dos mecanismos envolvidos nestas técnicas de reforço com materiais compósitos, subsistem ainda diversos aspectos que necessitam de aprofundamento até se conseguir o consenso técnico necessário para a sua regulamentação. Os documentos existentes são ainda incompletos, pois não esclarecem se a grandeza das propriedades, fornecidos pelos produtores, correspondem a valores médios ou característicos. A resistência a curto prazo não está estandardizada com nenhuma norma de ensaio e as informações referentes à aferição das propriedades a longo prazo dos FRP's não são, ainda, as mais adequadas.

Em suma, a confiança na aplicação destes materiais só aumentará se os projectistas/investigadores, que ao longo destes anos, se têm debruçado sobre o seu estudo, implementarem novas soluções estruturais ou técnicas de reabilitação/reforço que envolvam os FRP's. Deve-se, contudo, usar de prudência na sua aplicação. Ser prudente não quer dizer que não se aplique. Deve-se avaliar, com os conhecimentos disponíveis, se a técnica é adequada à aplicação pretendida, reconhecendo as suas limitações, de modo a garantir o apropriado nível de segurança e um comportamento eficiente do elemento reforçado em condições de serviço.

1.2 - Os materiais compósitos e a Ponte Nossa Senhora da Guia

Em 1997, os trabalhos de investigação em desenvolvimento no DECivil (*Departamento de Engenharia Civil*) da FEUP referentes ao uso de materiais compósitos de CFRP no reforço e reabilitação de estruturas de betão, juntamente com a vontade expressa de aplicar esta nova técnica de reforço na reabilitação de pontes deram origem ao Projecto de I&D em Consórcio “CarboPonte – Reforço de Pontes com Compósitos Avançados”, financiado pelo Programa Praxis XXI - Agência de Inovação (Ref. 17/96/83/ATM).

O Projecto CarboPonte foi desenvolvido pelo consórcio: STAP (*Empresa de reparação, consolidação e modificação de estruturas. S.A.*), INEGI (*Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial*), LNEC, JAE (*Junta Autónoma das Estradas*) e FEUP, durante o período compreendido entre 1998 e 2000. A obra de arte seleccionada para a concretização dos objectivos do Projecto de I&D foi a Ponte Nossa Senhora da Guia (Ponte N.S. Guia).

A Ponte N.S. Guia em Ponte de Lima, ilustrada na Figura 1.1, é uma ponte em betão armado pré-esforçado com um comprimento total de 250 metros, dividida em cinco tramos de 38, 58, 58, 58 e 38 metros, respectivamente. O tabuleiro, com cerca de 12 metros de largura, é constituído por um caixão bicelular de altura variável. Em termos estruturais, assemelha-se a uma viga contínua simplesmente

apoiada nos encontros e nos quatro pilares, por intermédio de aparelhos de apoio, como se observa na Figura 1.2.

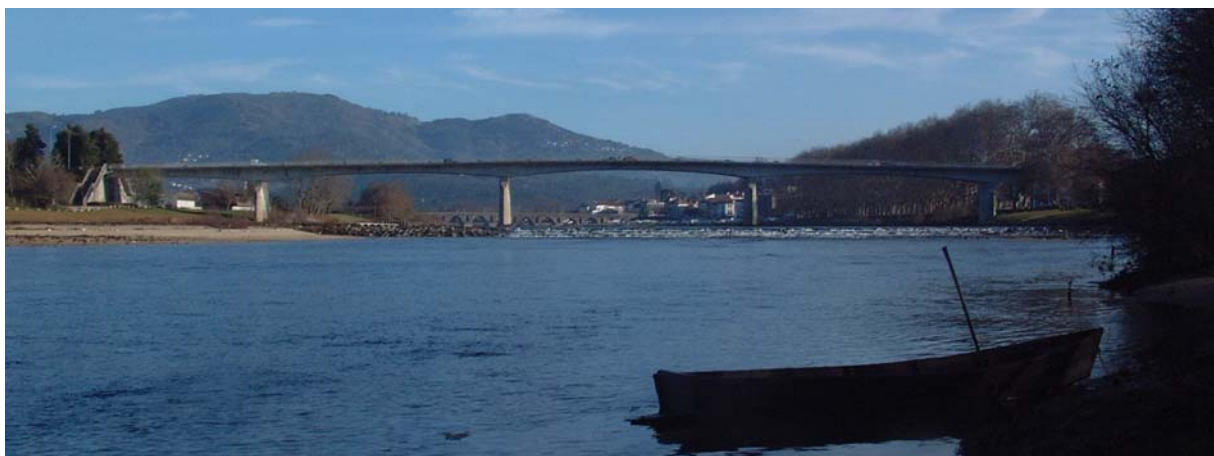
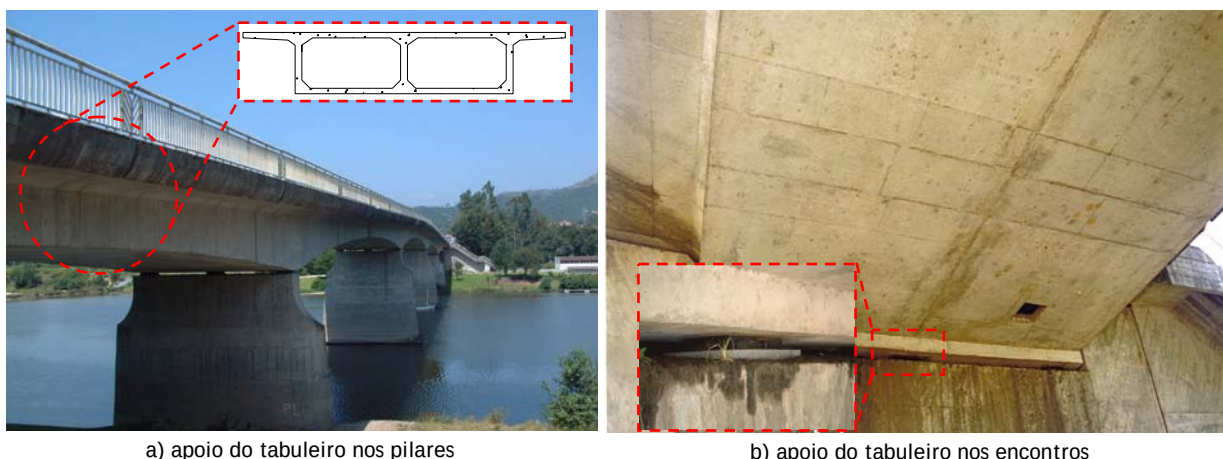


Figura 1.1 - Vista geral da Ponte de Nossa Senhora da Guia.



a) apoio do tabuleiro nos pilares

b) apoio do tabuleiro nos encontros

Figura 1.2 - Tabuleiro da Ponte de Nossa Senhora da Guia.

A ponte, construída há aproximadamente 25 anos, apresenta no interior do caixão uma extensa fendilhação longitudinal, localizada na face inferior da laje superior do tabuleiro. Esta fendilhação que foi detectada pouco tempo após a entrada em funcionamento da ponte corresponde a fendas afastadas entre si de 25 a 30 cm e com aberturas entre 0.2 e 0.5 mm, ver Figura 1.3.

Com o Projecto de I&D, constatou-se a necessidade de aumentar a capacidade de carga da laje superior do tabuleiro para o dobro da existente. Foi, então, equacionada a hipótese de se executar o reforço do tabuleiro através da técnica EBR por aplicação de um dos possíveis sistemas compósitos reforçados com fibras de carbono unidireccionais (CFRP): o laminado pré-fabricado ou a manta flexível e pré-impregnada, tendo-se demonstrado, em laboratório, que é verosímil o projecto de reforço da laje com esses novos materiais. Esta técnica torna-se ainda mais competitiva no reforço de pontes, pois a maioria das outras técnicas de reforço disponíveis provocam condicionamentos no trânsito. Ainda segundo Burgoyne (2004), o custo relacionado com o uso de FRP's pode ser quantificado,

frequentemente, em milhares de euros e com o reforço em centenas de milhares de euros, mas o custo associado ao condicionamento do trânsito pode ascender, por dia, a centenas de milhares de euros. Daí a decisão sobre a solução de reforço estar, muitas das vezes, refém do custo inerente ao condicionamento do trânsito.

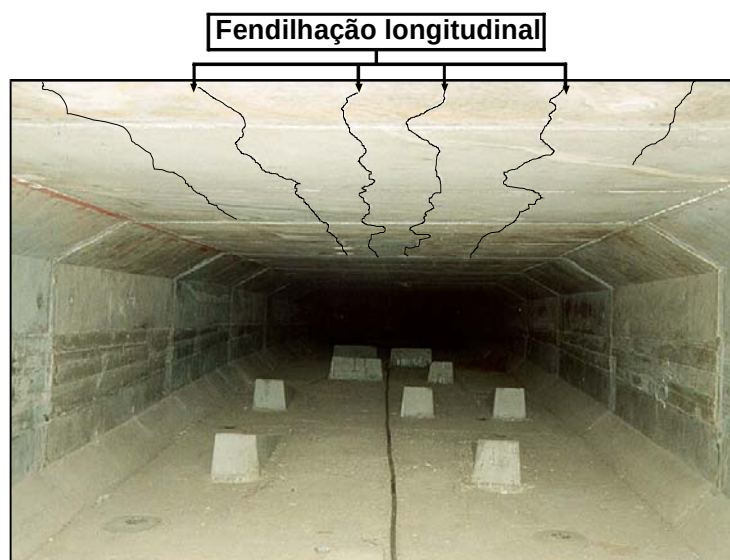


Figura 1.3 - Fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior do tabuleiro [Juvandes, 1999].

Concluído o Projecto CarboPonte, foi estabelecido entre a Estradas de Portugal (EP) e a FEUP/LABEST um “Programa de Cooperação no âmbito do Reforço do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia”, com início em Janeiro de 2001 e financiado pelo EP (ex-JAE). Ao abrigo deste protocolo, constava a realização de ensaios para controlo do comportamento do reforço experimental e a elaboração do Projecto de Reforço do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia.

1.3 - Descrição do problema

O desafio foi estabelecido com o programa de cooperação entre a EP e a FEUP/LABEST, através do desenvolvimento de uma solução de reforço à flexão da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, por colagem exterior de sistemas compósitos unidireccionais de carbono CFRP (técnica EBR). Porém, são diversos os aspectos relacionados com as fases de dimensionamento e de execução desse projecto de reforço sobre os quais subsistem, ainda, muitas dúvidas. Por essa razão, no presente trabalho, optou-se por examinar uma gama alargada de aspectos referentes ao comportamento dos materiais e sistemas relacionados com a nova técnica de reforço, em vez de analisar detalhadamente um aspecto específico a merecer aprofundamento.

A presente dissertação justifica-se por se tratar do desenvolvimento de uma solução de reforço para uma aplicação a um caso prático, conduzindo à implementação de novas soluções técnicas de reabilitação/reforço envolvendo os FRP's e por contribuir para um maior entendimento sobre esta

técnica, nomeadamente, na avaliação dos critérios de dimensionamento, de verificação de segurança e na definição de critérios de controlo de qualidade com vista à sua boa execução.

1.4 - Principais objectivos

A concepção de uma solução de reforço à flexão da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, por colagem exterior de sistemas compósitos unidireccionais de carbono CFRP impulsionou o presente estudo direcção principal do presente trabalho que incidirá apenas sobre o reforço à flexão de lajes de betão armado por aplicação de compósitos de CFRP pela técnica EBR. Refira-se que não será dado relevo ao reforço ao corte, uma vez que esta componente tem menos interesse no caso de lajes que, em geral, apresentam resistência suficiente ao corte.

O presente estudo pretende contribuir para um maior entendimento sobre diversos assuntos relacionados com esta técnica de reforço. Para tal, identificaram-se os aspectos que merecem ser analisados a fim de melhor fundamentar as opções a tomar na fase de concepção e projecto e na fase de execução. Em síntese, os principais objectivos estabelecidos neste trabalho compreendem a análise dos seguintes aspectos:

i) Materiais e comportamento da ligação betão-compósito

Ainda subsiste, actualmente, muita desconfiança acerca dos valores fornecidos nas especificações técnicas destes materiais e produtos porque não é claro, nesses documentos, o modo como foram obtidas essas características. Quais os ensaios realizados? Qual a normalização adoptada? Os valores fornecidos correspondem a valores médios ou característicos?

Por outro lado, na concepção de uma solução de reforço à flexão de uma laje de betão armado por colagem exterior de compósitos de FRP, o comportamento a longo prazo da ligação betão-compósito assume particular importância, pois dele depende a transferência de forças entre o material compósito e o betão por intermédio da resina/adesivo. Porém, a informação disponível na bibliografia técnica é ainda escassa e muitas vezes discordante. Atendendo a estes cenários, pretende-se:

- Caracterizar o comportamento a curto prazo dos sistemas de CFRP e das resinas/adesivos que os compõem.
- Avaliar os efeitos da humidade e da temperatura no desempenho das resinas/adesivos (previsivelmente os materiais mais sensíveis).
- Avaliar a degradação da ligação betão-compósito por acção da humidade e da temperatura.

ii) Comportamento à flexão de lajes reforçadas com compósitos de CFRP pela técnica EBR

A investigação desenvolvida sobre esta técnica de reforço tem incidido, essencialmente, no reforço à flexão e/ou ao corte de vigas de betão armado, sendo limitada a quantidade de informação relativa ao

uso desta técnica no reforço de lajes de betão, armadas em uma ou em duas direcções, apesar de ser frequente o reforço deste tipo de elementos, tanto em edifícios como em pontes. Nesse sentido, pretende-se:

- Diagnosticar e interpretar os mecanismos relacionados com os possíveis modos de ruína a curto, médio e longo prazo, de lajes de betão reforçadas à flexão por esta técnica, com o intuito de aperfeiçoar os modelos de comportamento e de dimensionamento, de modo a que estes sejam capazes de prever de forma eficaz a deformação em serviço, a capacidade de carga da estrutura/elemento, a deformação última esperada e, naturalmente, o modo de ruína associado.

iii) Desempenho da técnica de colagem de compósitos de CFRP em condições de serviço

Os benefícios estruturais (a curto e longo prazo) que advêm de um eficiente desempenho em serviço, o qual pode ser assegurado durante a sua concepção e na fase de execução, fazem com que a observação e monitorização do comportamento em serviço de determinadas estruturas tenha, actualmente, uma importância significativa. Este aspecto assume maior relevância quando se pretende observar o comportamento de estruturas de betão reforçadas por aplicação de uma técnica recente, cujo desempenho necessita de ser avaliado.

Com a observação do comportamento em serviço da técnica de reforço em análise, nomeadamente do reforço experimental de uma zona da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, pretende-se:

- Avaliar o comportamento, ao longo do tempo, de diferentes sistemas de CFRP sujeitos a acções aplicadas e à acção térmica ambiente. Com os dados obtidos pretende-se completar as investigações em curso no laboratório (em modelos reduzidos), possibilitando a obtenção de dados em condições reais de funcionamento.

iv) Critérios de dimensionamento e verificação de segurança no reforço à flexão

O aspecto mais importante na concepção de qualquer solução é garantir um nível de segurança satisfatório. Inicialmente, é necessário recorrer a modelos de dimensionamento que permitam estimar o nível de segurança da estrutura actual (não reforçada) e analisar as causas das avarias existentes. Em seguida, no desenvolvimento de uma solução por colagem exterior de compósitos de CFRP deve-se garantir um nível de segurança aceitável. Este aspecto relaciona-se, em certa medida, com o grau de confiança que existe nas actuais propostas “regulamentares”. Serão demasiado conservadoras? Existe alguma possibilidade do factor de segurança da solução não ser suficiente?

- Através de uma análise da Ponte N.S. Guia, pretende-se avaliar as causas das avarias reportadas através da avaliação dos efeitos decorrentes do pré-esforço, da temperatura e da acção do veículo-tipo.

- Por aplicação das principais propostas de dimensionamento e de verificação de segurança recomendadas pela comunidade científica internacional nomeadamente pela FIB [Bulletin 14, 2001], pelo ACI [ACI 440, 2002] e pelo CNR [CNR, 2004], pretende-se desenvolver uma solução de compósitos, de modo a comparar as respectivas metodologias e a identificar os critérios mais condicionantes e os parâmetros determinantes no seu dimensionamento.

v) Critérios de execução e de controlo da qualidade

Para se elaborar um projecto de reforço, o projectista deverá possuir, para além do conhecimento dos modelos de comportamento dos materiais e de verificação de segurança necessários ao dimensionamento da solução de reforço, o conhecimento sobre os procedimentos de execução do reforço e dos meios ao dispor que lhe garantam a qualidade da aplicação. Como a técnica de reforço, em análise, se baseia na colagem de dois produtos (betão e compósito) por meio de um agente de colagem (resina/adetivo epoxídico), compreende-se que o bom desempenho do reforço depende, em grande medida, da qualidade com que a obra for executada.

Definida a solução de reforço, o projectista necessita de especificar no *Caderno de Encargos* as características dos produtos que integram o sistema FRP a utilizar, definir os procedimentos de execução dos trabalhos e estabelecer um plano de controlo de qualidade. A questão que se coloca é, então: Como elaborar o *Caderno de Encargos*?

- A partir das indicações sugeridas na norma EN 1504 para as diversas fases que compõem um projecto de reforço, pretende-se sistematizar as principais especificações a incluir no *Caderno de Encargos*, nomeadamente os requisitos para a selecção de materiais, os procedimentos para a aplicação da técnica de colagem e os critérios de controlo de qualidade.

1.5 - Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, incluindo o de introdução e o das conclusões, contendo ainda, na parte final, as referências bibliográficas e os anexos.

Assim, após este preâmbulo, apresenta-se, no CAPÍTULO 2, um estado-da-arte direccionado para os aspectos que se relacionam directamente com o problema em causa. Assim, após uma breve apresentação da técnica de reforço por colagem exterior de compósitos procede-se a uma revisão sobre o comportamento desta técnica de reforço, quando aplicada a vigas e a lajes. Referem-se algumas contribuições experimentais e analíticas sobre o comportamento da interface betão-compósito, acerca da durabilidade da mesma e dos materiais poliméricos, em especial dos efeitos decorrentes da temperatura, da humidade, assim como do comportamento à fluência e à fadiga.

Posteriormente, abordam-se os aspectos mais relevantes da norma europeia EN 1504, enquadrando-a com as diversas fases que compõem um projecto de reforço. Incluem-se algumas indicações para a execução e controlo de qualidade em obra, salientando a importância e a necessidade de proceder a inspecções regulares e ao recurso à monitorização do comportamento do reforço em condições de serviço. Por fim, sintetizam-se as áreas de estudo identificadas pela comunidade técnico-científica como prioritárias para prosseguir com o esclarecimento dos mecanismos intervenientes na aplicação de sistemas de CFRP, pela técnica EBR.

O CAPÍTULO 3 é dedicado à avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura na ligação betão-compósito. Inicialmente, faz-se uma apresentação do programa experimental, dos principais ensaios e das principais propriedades que necessitam de ser quantificadas, quer em termos de material *de per si*, quer dos materiais compósitos finais. Em seguida, descrevem-se os ensaios realizados, inicialmente, em adesivos/resinas (tracção, compressão, DMTA e DSC) e em compósitos de CFRP (tracção) e analisam-se os correspondentes resultados. Posteriormente, faz-se uma descrição sobre o comportamento higrotérmico de um sistema compósito, apresentando sumariamente o modelo clássico da difusão e os principais mecanismos físico-químicos do envelhecimento higrotérmico. Os ensaios de absorção de água realizados em resinas/adesivos e os respectivos resultados são também expostos. A avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura nas resinas/adesivos é realizada através da determinação da temperatura de transição vítrea e da sua resposta à flexão. Por fim, procede-se ao estudo da influência da humidade e do envelhecimento higrotérmico na aderência da interface betão-compósito. Descrevem-se e analisam-se os resultados de ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull-off*) e de ensaios de aderência em flexão.

No CAPÍTULO 4, discrimina-se o programa de investigação experimental executado em modelos de laje, com e sem reforço. Inicialmente, descrevem-se os seis modelos de laje com dimensões correntes (escala real) e caracterizam-se os materiais intervenientes na sua execução, o programa de ensaios, os equipamentos e a instrumentação utilizada. Apresentados os resultados das várias fases dos ensaios, procede-se à sua análise e discussão, mediante a análise comparativa entre as séries testadas e entre os dados obtidos experimentalmente e por aplicação de modelos de dimensionamento existentes na bibliografia técnica. Em seguida, descrevem-se os outros seis modelos de laje (escala reduzida) e, de modo idêntico ao anterior, caracterizam-se os materiais intervenientes na sua execução, o programa de ensaios, os equipamentos e a instrumentação utilizada. Posteriormente, são apresentados, analisados e discutidos os resultados das várias fases dos ensaios, de modo idêntico ao dos modelos de laje anteriormente examinados. Por fim, alguns dos parâmetros estudados separadamente para os dois grupos de lajes a escalas diferentes são comparados.

A Ponte N.S. Guia, mais concretamente a laje superior do tabuleiro é o objecto de análise do CAPÍTULO 5. Assim, efectua-se uma descrição sumária da ponte, identificando o processo construtivo, as avarias reportadas na laje e a caracterização do seu estado actual. Consecutivamente, é reportada

a análise das causas dessas avarias e da necessidade de efectuar um reforço à flexão da laje. Constatada a necessidade de reforçar a laje, é proposta e descrita a execução de um reforço experimental numa região limitada do tabuleiro da ponte. Após a descrição do programa experimental, constituído por ensaios de carga e por uma monitorização no tempo, procede-se, primeiro, à exposição da campanha de ensaios de carga e à apresentação, interpretação e discussão dos resultados mais relevantes. No final, é abordada a segunda parte do programa experimental, onde se descreve o programa de monitorização, se apresentam os resultados das medições efectuadas e se procede à sua análise e interpretação.

Este trabalho não ficaria completo sem a apresentação da solução de reforço a executar na laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Assim, no CAPÍTULO 6, resumem-se algumas propostas elaboradas, anteriormente, para a referida obra, por diferentes técnicos, mas que por diversas razões não foram executadas. Em seguida, apresentam-se duas propostas desenvolvidas como alternativa à solução de compósitos, realçando aspectos relacionados com o correspondente pré-dimensionamento, com a identificação das principais vantagens e desvantagens, com os respectivos custos e prazos de execução. Antes do desenvolvimento da solução de compósitos, apresentam-se os critérios de dimensionamento e de verificação de segurança propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001], pelo ACI [ACI 440, 2002] e pelo CNR [CNR, 2004]. Atendendo às orientações de dimensionamento propostas nesses documentos técnicos, faz-se o desenvolvimento da solução. As soluções obtidas são, em seguida, comparadas identificando os critérios mais condicionantes. No final, expõem-se os aspectos relativos à elaboração das condições técnicas de execução, nomeadamente, na definição de critérios de selecção de materiais, de requisitos com vista à aplicação desta técnica e de critérios de controlo de qualidade. É, também, indicada a informação a incluir em peças desenhadas e é discutido um plano de monitorização a longo prazo, de modo a acompanhar o comportamento e desempenho do elemento estrutural reforçado.

O CAPÍTULO 7 destina-se à apresentação das conclusões mais importantes e à proposta de algumas sugestões, visando desenvolvimentos futuros.

A presente dissertação encerra com a resenha das referências bibliográficas e com a apresentação dos anexos A, B e C.

CAPÍTULO 2

REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP

2 - REFORÇO À FLEXÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM CFRP

2.1 - Considerações gerais

Há algumas décadas, um engenheiro de estruturas era confrontado maioritariamente com projectos para novos empreendimentos (edifícios, pontes, etc.). Actualmente, esses mesmos engenheiros têm cada vez mais a seu cargo a execução de projectos de reabilitação e reforço de estruturas, sendo que, muitas das vezes, devido às especificidades e complexidades de cada caso, as soluções propostas acabam por ser únicas e inovadoras. Essa originalidade levou alguns dos seus autores a considerarem esses projectos como algo mais do que uma ciência, uma arte.

No trabalho em questão, pretende-se analisar o reforço de pontes. Segundo Branco (2001) a importância da manutenção/reabilitação das pontes em relação à construção de novas pontes está a gerar grande preocupação nos departamentos governamentais responsáveis.

A legislação específica sobre a segurança das obras de arte em serviço não forma um corpo estruturado suficientemente adequado à actual situação. Esta realidade advém do facto de a responsabilidade do acompanhamento da segurança das obras de arte em serviço pertencer a um pequeno número de instituições e estas, de uma maneira geral, possuem no seu seio o “*know-how*” necessário às suas intervenções. Contudo, esta situação está rapidamente a alterar-se, dado o elevado número de entidades que passaram a ser consideradas donas de obras [Cardoso, 2004].

Para se fazer uma ideia, as entidades donas de obras de arte em Portugal são: a Estradas de Portugal (EP), a Refer, a Brisa, a Lusoponte, a Aenor, a LusoScut, a Scutvias, Auto-estradas do Atlântico, o Instituto da Água, a Electricidade de Portugal e mais 308 Municípios, entre outras [Cardoso, 2004]. Será portanto difícil saber o número total de pontes em serviço.

Consultando directamente a EP, foi possível apurar que possuía, em Junho de 2006, 5629 obras de arte com interferência directa na sua rede viária, sendo 95.8% (5394) da EP e 4.2 % (235) de outras entidades (Municípios, Concessionárias e Refer). Desse total de obras de arte, 1482 são pontes, 203 são viadutos, 809 são passagens superiores, 797 são passagens inferiores e as restantes são passagens agrícolas, hidráulicas, de peões, túneis e outras [EP, 2006].

O número de pontes ferroviárias detidas pela Refer, em 2001, é de 2209, excluindo passagens hidráulicas de vão inferior a 2 m, cujo número deve ascender às vinte mil [Clemente, 2001].

A principal concessionária de auto-estradas (Brisa) referenciou, em Janeiro de 2006, possuir 1697 obras de arte, das quais 641 são passagens superiores, 644 são passagens inferiores, 220 são passagens hidráulicas, 188 são viadutos e 4 são túneis.

A Ponte N.S. Guia não é, portanto, a única obra de arte que necessita de intervenção de modo a apresentar um nível de segurança satisfatório. No caso concreto desta obra, será necessário executar um reforço à flexão da laje superior do tabuleiro. A técnica referenciada é a de colagem exterior de sistemas de CFRP (técnica EBR), ou seja, a adição de armaduras não-metálicas na direcção transversal da laje para aumentar a sua capacidade resistente à flexão, pois a capacidade resistente ao corte é suficiente. Por isso, os aspectos a analisar serão válidos para qualquer reforço à flexão de lajes de betão armado.

Este capítulo pretende, então, reunir alguma da informação disponível sobre esta técnica de reforço, constituindo um estado-da-arte muito direccionado para os aspectos que se relacionam directamente com o problema em causa. Assim, far-se-á, na secção 2.2, uma breve apresentação da técnica de reforço por colagem exterior de compósitos, para logo de seguida se proceder a uma revisão sobre o comportamento desta técnica de reforço. Inicialmente, serão analisados, na secção 2.3, os aspectos relativos ao comportamento de vigas reforçadas à flexão com sistemas de FRP, enquanto na secção 2.4, proceder-se-á à descrição do comportamento dessa técnica de reforço quando aplicada em lajes. Os aspectos referentes à durabilidade destes elementos reforçados em relação à temperatura, à humidade, à fluência e à fadiga serão expostos na secção 2.5, concluindo-se a primeira parte da revisão bibliográfica.

A segunda parte deste capítulo incide, fundamentalmente, nas propostas existentes de normalização e de controlo de qualidade. Para se elaborar um projecto de reforço, o projectista deverá possuir, para além do conhecimento dos modelos de comportamento dos materiais e de verificação de segurança necessários ao dimensionamento da solução de reforço, o conhecimento sobre os procedimentos de execução do reforço e dos meios ao dispor que lhe garantam a qualidade da aplicação.

Ao longo dos últimos anos, já vários progressos foram alcançados e esse reconhecimento é patente ao observar-se a inclusão desta técnica de reforço na norma europeia EN 1504 pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). A secção 2.6 destina-se à abordagem dos aspectos mais relevantes desta norma e da sua aplicação ao tema em estudo. Ainda nesta secção far-se-á o enquadramento da EN 1504 com as diversas fases que compõem um projecto de reforço, fornecendo informação relevante para a execução de um projecto de reforço à flexão de lajes de betão pela técnica EBR, incluindo algumas indicações para a execução e controlo de qualidade em obra. Esta secção termina salientando a importância e a necessidade de proceder a inspecções regulares e ao recurso à monitorização do comportamento do reforço em condições de serviço.

Por fim, na secção 2.7, sintetizam-se, as áreas de estudo identificadas pela comunidade técnico-científica como prioritárias para prosseguir com o esclarecimento dos mecanismos intervenientes na aplicação de sistemas de CFRP, pela técnica EBR. O capítulo termina com a síntese das principais áreas que serão alvo de investigação e de discussão nos capítulos seguintes.

2.2 - A técnica de colagem exterior de armaduras (EBR)

O reforço de uma dada estrutura de betão armado pode ser efectuado através de várias técnicas. Estas, por sua vez, podem ser subdivididas em técnicas de reforço passivas - os materiais de reforço apenas são mobilizados para acréscimos de carga que ocorram após a sua aplicação - ou activas - os materiais de reforço são mobilizados logo na sua aplicação, pois é-lhes normalmente imposta uma deformação inicial. As características principais de algumas dessas técnicas podem ser consultadas no relatório do ACI 546R (1996) e nos trabalhos de Monteiro (1999) e de Júlio (2001).

Uma das técnicas disponíveis é a colagem de armaduras exteriores ao betão com resinas epóxicas. O método é simples, consiste em adicionar chapas ou placas de dado material à superfície do betão por aplicação ou injeção de um adesivo, resultando na adição de uma armadura de tracção. O adesivo promove a ligação entre o betão e a armadura exterior, transferindo as forças da armadura para o betão por intermédio de tensões tangenciais que se desenvolvem ao longo da interface de colagem [Juvandes, 1999].

O reforço com chapas de aço coladas com resinas epóxicas surgiu em França com L'Hermite e Bresson na década de 60. Esta técnica era, inicialmente, destinada a novas construções, mas veio a revelar-se particularmente eficaz no reforço e reparação de estruturas de betão. Hoje em dia, é utilizada, frequentemente, no reforço de vigas (à flexão, ao esforço transversal e à torção), no reforço de lajes à flexão e no reforço de pilares. Neste tipo de reforço, é corrente a fixação adicional da chapa de aço por meio de grampos ou buchas metálicas, como se observa na Figura 2.1.

Os principais inconvenientes do uso de chapas de aço são: a dificuldade de aplicação em obra (por condições de acessibilidade e devido ao seu peso), o risco de corrosão do material (durabilidade do aço) e a necessidade de execução de juntas de ligação entre as chapas (fruto das limitações de dimensão) [Hollaway e Leeming, 1999].

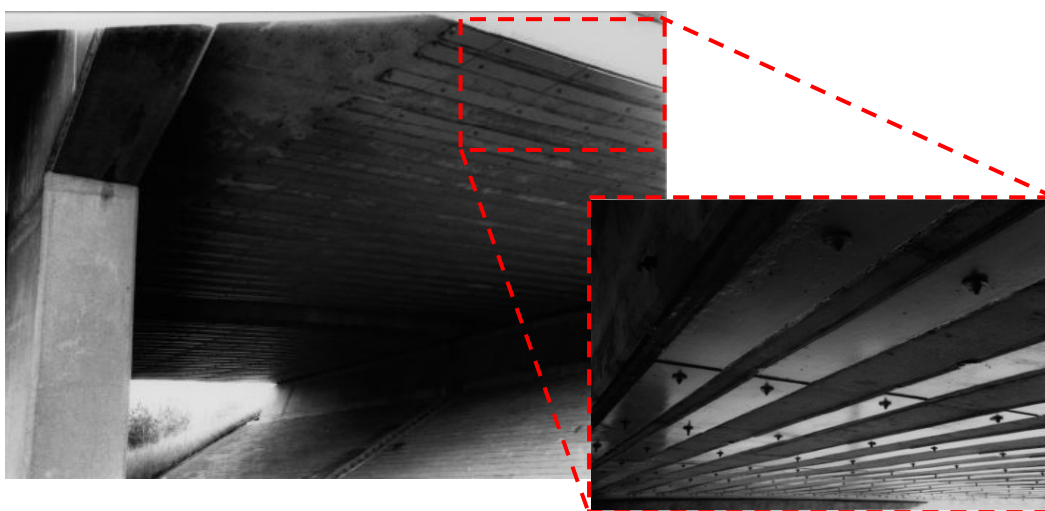


Figura 2.1 – Reforço de uma ponte por colagem exterior de chapas de aço [Hutchinson, 1995].

Em 1981, Ladner e Weder (1981) publicaram um dos mais completos trabalhos de investigação sobre este tema. Esse estudo foi desenvolvido no *Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research* (EMPA), em Zurique, concretamente o local onde uns anos depois Urs Meier se dedicava ao estudo de alternativas ao uso de chapas de aço, procurando aplicar materiais mais leves e mais duráveis [Meier, 1987; Meier et al., 1991].

A colagem de materiais compósitos do tipo FRP surgiu, assim, como uma evolução da técnica de reforço por colagem de chapas de aço.

Estes novos materiais resultam basicamente da ligação de fibras contínuas (vidro, aramida ou carbono) por intermédio de uma matriz polimérica (resina). Para além da matriz, podem ainda incorporar-se aditivos (catalisadores, aceleradores, cargas - *fillers*, etc.) com o objectivo de melhorar as propriedades do FRP. Juvandes (1999) distingue duas formas principais de FRP utilizadas nesta técnica: os sistemas pré-fabricados (constituídos pelo laminado de FRP e pelo adesivo) e os sistemas curados “*in situ*” (constituídos pela tela de fibras e pela resina de impregnação), podendo ser, ainda, classificados de unidireccionais (1D), bidireccionais (2D) e multidireccionais (3D) de acordo com a sua geometria e com a disposição das fibras. A forma mais corrente dos sistemas pré-fabricados é o sistema laminado semi-rígido de FRP do tipo unidireccional. No caso dos sistemas curados “*in situ*” é comum a utilização de mantas unidireccionais e de tecidos bidireccionais.

No presente trabalho, designar-se-ão por *laminados* os sistemas unidireccionais pré-fabricados e por *mantas* os sistemas unidireccionais curados “*in situ*”, ambos ilustrados na Figura 2.2.

Fonseca (2005) publicou um trabalho onde descreve as principais características dos FRP’s usados na Engenharia Civil, ilustrando também algumas das suas principais aplicações.

A escolha da técnica de reforço a aplicar depende dos objectivos que se pretendem atingir. No caso da técnica EBR é corrente a sua adopção no reforço à flexão (pilares, longarinas, vigas, lajes, chaminés), ao corte (pilares, longarinas, vigas, paredes, aberturas), à compressão e aumento de ductilidade por confinamento do betão (pilares, zonas de ancoragem). Esta técnica é, também, aplicada na prevenção da deterioração do betão (chaminés, túneis, postes).

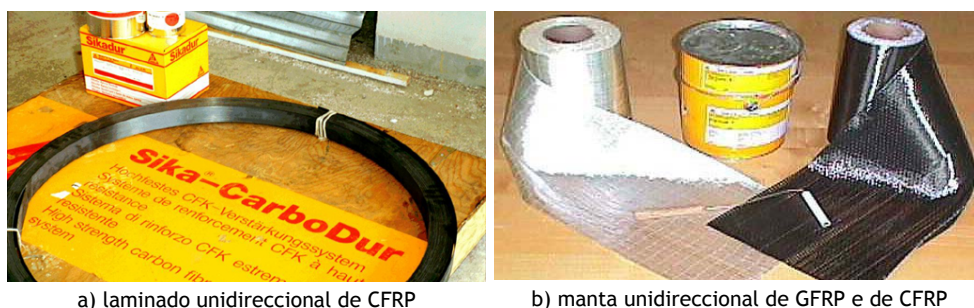


Figura 2.2 – Aspecto geral de sistemas de FRP.

Na técnica de reforço à flexão existe, para além da colagem passiva do CFRP, ainda a possibilidade de introduzir nesses laminados uma pré-tensão (reforço activo). Os primeiros estudos desta técnica de

colagem de laminados de CFRP pré-esforçados devem-se a Meier et al. (1991), a Deskovic (1991), a Triantafillou et al. (1992) e a Deuring (1993). Há época, algumas das dificuldades relacionavam-se com o mecanismo de aplicação da pré-tensão nos sistemas de CFRP e com os dispositivos de ancoragem de forma a maximizar a transmissão da tensão ao elemento de betão. Ao longo destes últimos anos, muitos foram os progressos, existindo, actualmente, no mercado diversos fornecedores desta tecnologia. Em Portugal, no IST (*Instituto Superior Técnico*), França (2007) estudou a aplicação desta técnica no reforço de vigas de betão armado.

Neste trabalho, apenas se dá ênfase ao reforço à flexão de lajes de betão armado por colagem exterior de sistemas de CFRP (reforço passivo). As causas que conduzem ao reforço à flexão desses elementos laminares podem ser variadas, nomeadamente o aumento de tráfego, no caso de pontes; a degradação dos materiais, com o tempo; alterações da arquitectura, como por exemplo a execução de aberturas para colocação de escadas, elevadores ou condutas; a corrosão das armaduras; a fragmentação do betão; erros de projecto; agentes químicos e físicos agressivos; e acções acidentais sobre as estruturas, nomeadamente, explosões e incêndios.

A primeira aplicação prática desta técnica de reforço consistiu na aplicação de laminados de GFRP no reforço de algumas vigas da “Kattenbusch Bridge” (Alemanha) entre 1986 e 1987. Também bastante divulgada foi a primeira aplicação de laminados de CFRP no reforço da “Ibach Bridge” (Suiça), em 1991 [ACI 440R, 1996].

Destacam-se, ainda, algumas das primeiras aplicações desta técnica, no reforço à flexão de lajes de tabuleiros de pontes. Em 1994, no Japão, duas pontes (“Hata Bridge” e “Hiyoshikura Bridge”) foram reforçadas por colagem de mantas de CFRP [Nanni, 1995]. Na “Oberriet-Meiningen Bridge” (Suiça), foram utilizados 670 m de laminados de CFRP, em 1996 [Meier, 1997; Walser et al., 1997]. No continente americano, reforçava-se a face superior da laje do tabuleiro (momentos negativos) da “Country Hills Bridge” (Canadá), entre 1997 e 1998, com 310 m de laminados de CFRP [Tadros et al., 1999; Rizkalla et al., 1999].

Em relação ao reforço à flexão de lajes em edifícios pela técnica EBR, as primeiras realizações ocorreram, também, nos finais do século passado (anos 90). Meier (1997) descreve o reforço da laje do “City Hall” de Gossau (Suiça), em 1991, por colagem de laminados de CFRP, devido à execução de uma abertura para instalação de um elevador. O mesmo autor refere que em 1993, também na Suiça, foram reforçados com laminados de CFRP as lajes do “Migros Supermarket” e da cobertura de um silo-auto em Flims. Mais dois exemplos de aplicação desta técnica são o reforço da laje de cobertura do “Winnipeg North End Water Pollution Control Centre” (Canadá), em 1996, e o reforço da face superior da laje (momentos negativos) de um dos dois pisos destinados ao estacionamento de viaturas num edifício habitacional em Chicago (EUA), em 1998 [Shehata et al., 1998; Dortzbach, 1999]. Algumas das aplicações desta técnica encontram-se ilustradas na Figura 2.3. Informa-se, ainda, que algumas pontes foram reforçadas pela técnica EBR com laminados de CFRP pré-esforçados [Basler et al., 2004].



Figura 2.3 – Aplicações da técnica EBR no reforço de lajes [Sika, 2000].

As razões pelas quais os compósitos são crescentemente usados como materiais de reforço à flexão de estruturas de betão estão ligadas às propriedades mecânicas das fibras (elevada resistência e rigidez comparada com o seu peso), às propriedades sinérgicas e resistência à corrosão das resinas e, sobretudo, à facilidade de aplicação [Figueiras et al., 2001]. Os compósitos têm, também, algumas desvantagens. Exibem, ao contrário do aço, um comportamento linear elástico até à rotura que ocorre, no entanto, para deformações significativas. São materiais com uso pouco familiarizado. O custo dos materiais com base no peso é significativamente superior ao do aço sendo, no entanto, o custo menos desfavorável se a comparação for feita em termos de resistência. O crescimento na aplicação destes materiais na construção civil envolve uma mudança no paradigma actual, pois a sua eficácia depende do conhecimento integrado do material-técnica-dimensionamento da solução. Refira-se que a ausência de normalização e de regulamentação contribui para que apenas um número reduzido de técnicos opte por esta técnica de reforço, atrasando, assim, a sua implantação no mercado da construção.

Em seguida revêem-se os aspectos mais relevantes do comportamento a curto e a longo prazo de estruturas de betão reforçadas à flexão com sistemas de CFRP pela técnica EBR. A exposição desses aspectos não traduzirá a dimensão da pesquisa bibliográfica efectuada nem a quantidade de informação analisada no decurso desta tarefa. Ao invés, exprime-se apenas uma visão pessoal, alcançada através de uma selecção criteriosa de informação, sendo a principal finalidade a de evidenciar o interesse deste trabalho no estudo desta técnica de reforço conseguindo-se, ao mesmo tempo, reunir, no conjunto dos assuntos que se irão abordar, dados suficientes que permitam elucidar o leitor menos familiarizado com esta técnica.

Como o objectivo do trabalho desenvolvido se centra fundamentalmente nas *fases de dimensionamento e de execução de um projecto de reforço à flexão* efectuou-se uma revisão bibliográfica dirigida, essencialmente, para essas duas fases.

2.3 - Comportamento de vigas reforçadas à flexão com FRP's

Ao longo dos primeiros anos de desenvolvimento desta técnica, muitos foram os trabalhos de investigação realizados na Europa, nos EUA e no Japão e significativos progressos foram sendo alcançados. Algumas das principais pesquisas efectuadas sobre este assunto encontram-se referidas nos trabalhos do Committee 440 [ACI, 1996], devendo-se, no entanto, salientar que os primeiros trabalhos de Meier e Kaiser (1991) permitiram validar a utilização do método da compatibilidade de deformação na análise de uma secção reforçada. Nesse trabalho foi, ainda, desenvolvido um modelo analítico de interpretação da zona de amarração do compósito.

O contributo de Portugal, para o estudo desta técnica, teve início nos finais do século passado (no último lustro dos anos 90) com os trabalhos, quase simultâneos, de Nsambu (1997), no IST (*Instituto Superior Técnico*), e de Juvandes (1999), na FEUP (*Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*). A esses trabalhos nacionais pioneiros seguiram-se outros, nas mesmas instituições, acabando por se alargar o interesse sobre este assunto a grupos de investigação da UNL (*Universidade Nova de Lisboa*), da UM (*Universidade do Minho*), da UC (*Universidade de Coimbra*) e do LNEC (*Laboratório Nacional de Engenharia Civil*) [Rodrigues, 2004].

O uso de mantas e tecidos de FRP no reforço à flexão de vigas de betão armado em substituição dos sistemas laminados foi posteriormente analisado, entre outros, por Triantafillou e Plevris (1992). Estes mesmos autores concluíram que o comportamento à flexão de vigas de betão armado reforçadas com FRP (técnica EBR) podia ser adequadamente obtido pela teoria clássica de análise plana de secções desde que fossem evitadas ruínas prematuras do FRP.

A identificação dos possíveis modos de ruína prematuros (destacamento do FRP) constituiu um dos aspectos mais relevantes dos trabalhos desenvolvidos, uma vez que essas ruínas são geralmente frágeis e podem ocorrer para níveis de carga pouco significativos.

Mas, nessa fase inicial, as diversas contribuições experimentais permitiram, também, tipificar o comportamento geral de vigas de betão armado reforçadas à flexão. De modo simplificado pode caracterizar-se esse comportamento através de uma relação multilinear carga-deslocamento, esquematizada na Figura 2.4. Segundo este diagrama, o comportamento da estrutura pode ser dividido em quatro estados distintos. O estado 1 corresponde ao comportamento elástico da estrutura e permanece válido até se atingir, numa secção, a resistência à tracção do betão, desenvolvendo-se, então, a fendilhação. O estado 2 caracteriza-se pelo comportamento elástico das armaduras de aço e pela propagação extensiva da fendilhação no betão. As tensões de tracção desenvolvidas na secção

distribuem-se, essencialmente, pelas armaduras ordinárias e pelo sistema de FRP. O estado 3 inicia-se com a plastificação das armaduras de aço. Neste estado 3 os incrementos de tensão de tracção são absorvidos pelo sistema de FRP até o betão comprimido atingir a sua resistência máxima. Finalmente, no estado 4 pode ocorrer o destacamento do FRP antes do esmagamento do betão ou vice-versa (esmagamento do betão e consequente rotura no FRP). Evidentemente que este comportamento geral é influenciado por diversos factores como, por exemplo: a classe do betão (resistência à tracção, à compressão), a percentagem de armaduras ordinárias e a percentagem de reforço aplicada (secção de FRP), não mencionando os factores que afectam o desempenho da estrutura mas que estão relacionados com o procedimento de execução da técnica EBR.

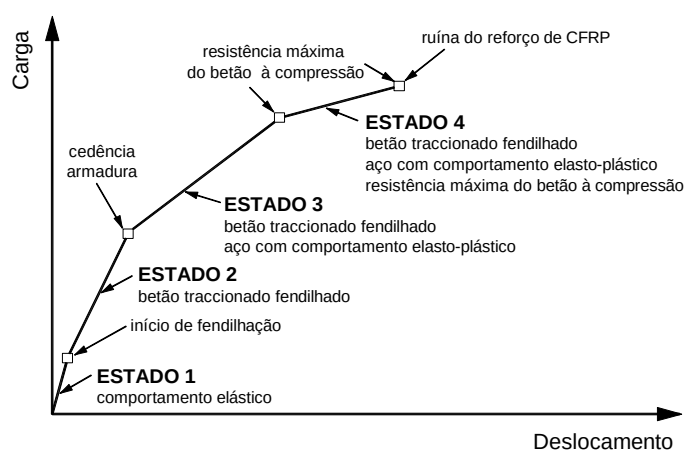


Figura 2.4 – Relação multilinear carga-deslocamento central em vigas reforçadas [Ross et al., 1999].

Esses estudos demonstraram, ainda, que o uso de sistemas de CFRP (mantas ou laminados) no reforço à flexão de vigas conduzia a um aumento da resistência da estrutura, mas que essa melhoria era acompanhada, geralmente, por uma redução na sua ductilidade (menor deformação na ruína), como se pode observar na Figura 2.5. Na opinião de Buyukozturk e Hearing (1998), essa perda de ductilidade da viga reforçada relaciona-se com o modo de ruína ocorrido.

Da observação da Figura 2.5 constata-se que o modo de ruína por corte na viga pode ocorrer para um valor pouco significativo de carga se não for tomada nenhuma medida para o prevenir. Este facto é, normalmente, consequência da execução do reforço à flexão da viga, pois esse reforço destina-se, frequentemente, a aumentar a sua capacidade de carga, da qual resulta, na maioria das vezes, um acréscimo de esforço transversal (responsável pela ruína por corte da viga). Nesta situação é ainda recomendável a realização do reforço ao corte do elemento estrutural que pode ser efectuado, também, com compósitos de CFRP.

Segundo Dias (2001), este tipo de reforço pode ser realizado por aplicação dos sistemas de CFRP com as fibras orientadas transversalmente ao eixo da peça, ver Figura 2.6a, ou segundo a normal às potenciais fendas de corte (Figura 2.6b), sendo normalmente concebido através de colagem de mantas de CFRP (forma de “U”) ou de laminados pré-fabricados de CFRP (forma de “L”).

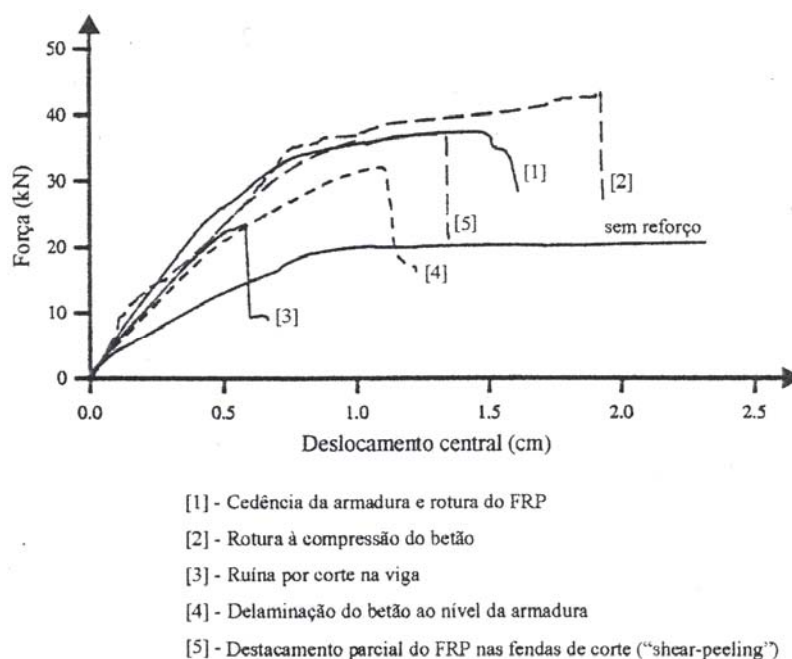


Figura 2.5 - Comportamento à flexão de vigas reforçadas com sistemas de CFRP [Buyukozturk et al., 1998].

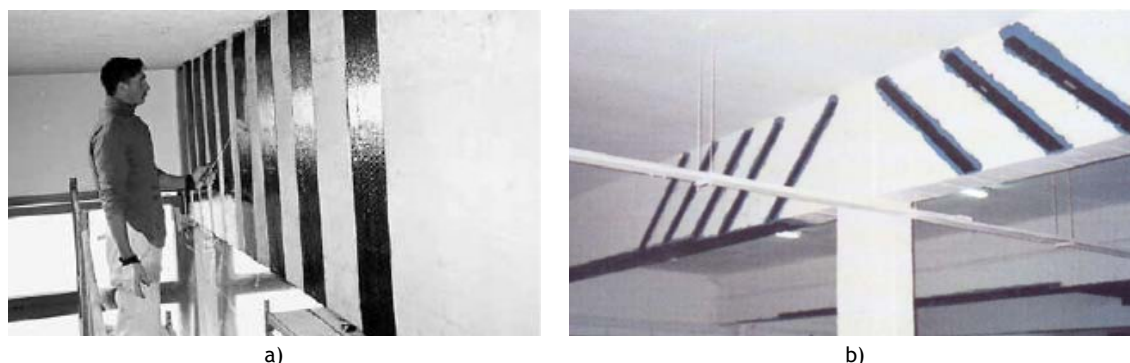


Figura 2.6 - Exemplos de reforço ao corte de vigas com sistemas de CFRP (S&P).

Vários estudos experimentais e analíticos se realizaram sobre o uso de FRP's neste tipo de reforço, de modo a avaliar a eficácia dos mesmos para diferentes configurações (envolvendo a secção, em "U", apenas nas faixas laterais), com distribuições distintas do sistema de CFRP (contínuas e discretas) e com diversas orientações das fibras (numa única camada, ou por sobreposição de várias camadas). Dentre as inúmeras pesquisas, destacam-se os trabalhos de Khalifa et al. (1998, 2000), de Triantafillou et al. (2000) e, mais recentemente, de Täljsten (2003-a) e de Chen et al. (2003).

Não sendo este um aspecto a tratar neste trabalho refere-se, ainda, que o dimensionamento do reforço ao corte de vigas de betão armado por colagem exterior de sistemas de CFRP (técnica EBR) pode ser efectuado, actualmente, mediante as propostas da FIB [Bulletin 14, 2001] ou do ACI [ACI 440, 2002].

A redução da ductilidade no comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão com compósitos de CFRP é ainda influenciada pela percentagem de reforço utilizada. Este aspecto foi reportado por Kelley et al. (2000), esclarecendo que, à medida que a percentagem de reforço aumenta, diminui a deformação da viga (acrécimo da rigidez da viga), cresce ligeiramente a carga

correspondente ao início de fendilhação e, naturalmente, a capacidade de carga da viga é maior. Ver Figura 2.7a.

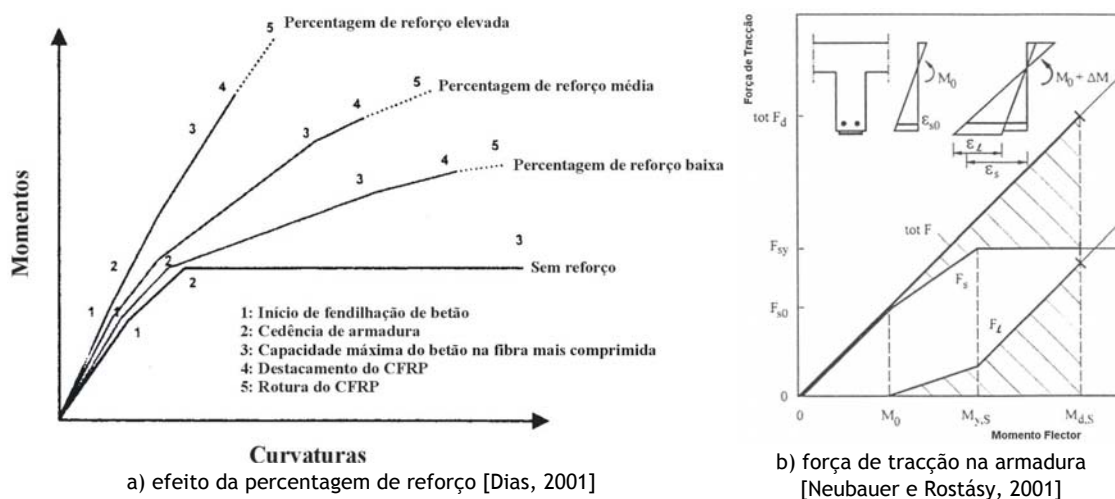


Figura 2.7 - Factores que afectam o comportamento à flexão de vigas reforçadas com compósitos CFRP.

Um outro factor que pode influenciar o comportamento do elemento reforçado é a deformação existente no elemento aquando da execução do reforço. No esquema ilustrado na Figura 2.7b, essa deformação resulta do momento flector “ M_0 ” instalado na secção de betão no momento em que se executa o reforço. Esse momento flector “ M_0 ” é equilibrado pela força resultante das tensões de compressão que se desenvolvem na parte superior da secção e pela força resultante das tensões de tracção “ F_{s0} ” que, simplifadamente, se considera actuando apenas na armadura ordinária. Após a execução do reforço, os acréscimos de tracção provenientes dos momentos flectores actuantes nessa mesma secção passam a ser repartidos pelo sistema de FRP e pelas armaduras ordinárias até que estas plastifiquem, “ F_{sy} ”, quando se instala o momento flector “ $M_{y,s}$ ”. Todos os consequentes aumentos de tracção originam um acréscimo de força, unicamente, no sistema FRP até que se atinja a rotura da secção, “ $M_{d,s}$ ”. Como facilmente se compreende, a contribuição do FRP e o modo de ruína do elemento estrutural dependerá da grandeza do momento instalado “ M_0 ” (deformação do elemento) na secção aquando da execução do reforço.

Do exposto depreende-se ainda que a contribuição efectiva do reforço ocorre após a cedência da armadura de aço, demonstrando simultaneamente que a percentagem de armadura ordinária da viga reforçada influencia o comportamento geral da viga.

Os progressos alcançados nestas primeiras pesquisas permitiram aumentar a eficiência desta técnica de reforço e conduziram ao estabelecimento de critérios de dimensionamento. Tal só foi possível após a identificação e compreensão dos diversos modos de ruína e da caracterização da interface betão-compósito de CFRP, em particular, da zona de amarração do compósito.

2.3.1 - Modos de ruína

A identificação e análise dos diversos modos de ruína que poderão ocorrer quando se submete uma viga de betão armado reforçada pela técnica EBR com sistemas de CFRP reveste-se de enorme importância para a definição de critérios de dimensionamento e de verificação da segurança do elemento estrutural.

Ao observar a Figura 2.4 e a Figura 2.5 torna-se claro que a capacidade de carga do elemento reforçado pode variar bastante consoante o modo de ruína obtido, podendo este ocorrer no Estado 2 (sem plastificação das armaduras) ou no Estado 3 e 4. O comportamento desejável é aquele em que o modo de ruína da viga se traduza pela cedência das armaduras ordinárias de aço acompanhado por esmagamento do betão comprimido, enquanto o FRP permanece intacto. Porém, na maioria das vezes, este comportamento ideal é inviável, sendo necessária a avaliação dos diversos cenários de ruína prováveis de modo a evitarem-se modos indesejáveis de rotura.

Em consequência das diversas investigações experimentais realizadas foi, então, possível identificar os diversos modos de ruína, que se encontram esquematizados na Figura 2.8.

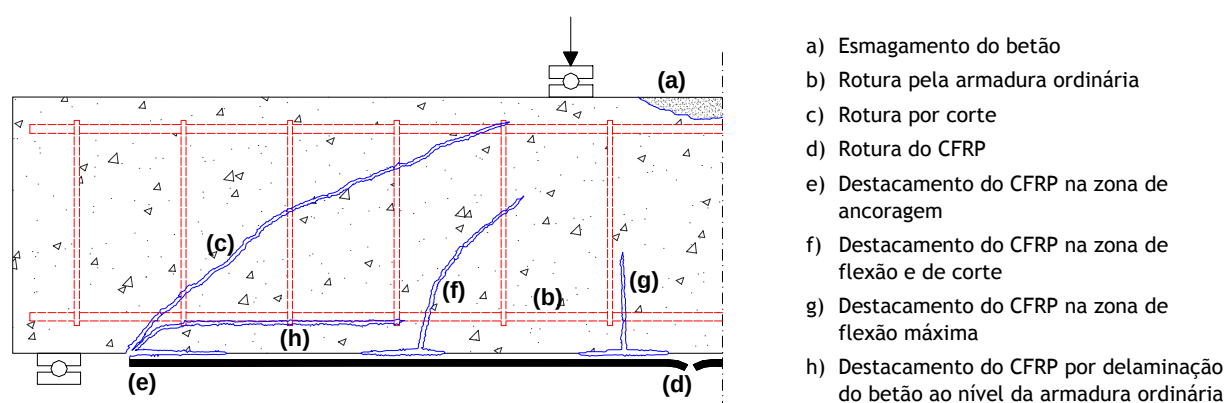


Figura 2.8 – Principais modos de ruína de vigas reforçadas à flexão com CFRP [Buyukozturk et al., 2004].

Os possíveis modos de ruína foram sintetizados por Juvandes (1999) em três grupos:

1. ruínas clássicas das estruturas de betão armado ou pré-esforçado (a, b, e c na Figura 2.8);
2. ruínas dos novos materiais adicionados (d na Figura 2.8);
3. ruínas por destacamento do CFRP (“peeling-off” na literatura técnica) na interface betão-compósito (e, f, g e h na Figura 2.8).

Relativamente a este último grupo de ruínas, Juvandes (1999) classifica-as de prematuras devido à perda de acção do CFRP. Todas estas roturas prematuras são indesejáveis e devem ser evitadas, pois ocorrem de modo brusco e súbito, ou seja, são do tipo frágil.

As diferentes formas de destacamento do compósito de CFRP ocorrem em regiões com elevada concentração de tensões, normalmente relacionadas com a existência de descontinuidades materiais e com a presença de fendas [Buyukozturk et al., 2004]. A FIB [Bulletin 14, 2001], baseada no trabalho de

Blaschko et al. (1998), identifica os diferentes tipos de destacamento do CFRP em função do local (secção) em que se inicia o destacamento. Assim, tem-se:

- Destacamento do CFRP na zona de amarração, sem fendilhação do betão, por rotura no substrato de betão devido a elevadas tensões de corte. Esse destacamento pode ocorrer na camada superficial de betão (espessura de recobrimento) ou junto às armaduras ordinárias por delaminação do betão (*e* e *h* na Figura 2.8).
- Destacamento do CFRP motivado por fendas de flexão (zona central da viga). As fendas verticais de flexão no betão devido à sua excessiva abertura podem propagar-se horizontalmente pela interface betão-compósito provocando o destacamento do CFRP em zonas afastadas da extremidade do compósito (*g* na Figura 2.8).
- Destacamento do CFRP causado por movimentos horizontais e verticais nas faces das fendas - zona de fendilhação por flexão e corte (*f* na Figura 2.8).
- Destacamento do CFRP originado por irregularidades na superfície de betão, principalmente se ocorrer na zona mais traccionada do compósito [Juvandes, 1999].

O destacamento do CFRP pode ocorrer, ainda, no interior dos materiais que compõem o reforço (resina/adesivo ou laminado) ou nas diferentes interfaces (betão-adesivo ou adesivo-laminado de CFRP), conforme se ilustra na Figura 2.9.

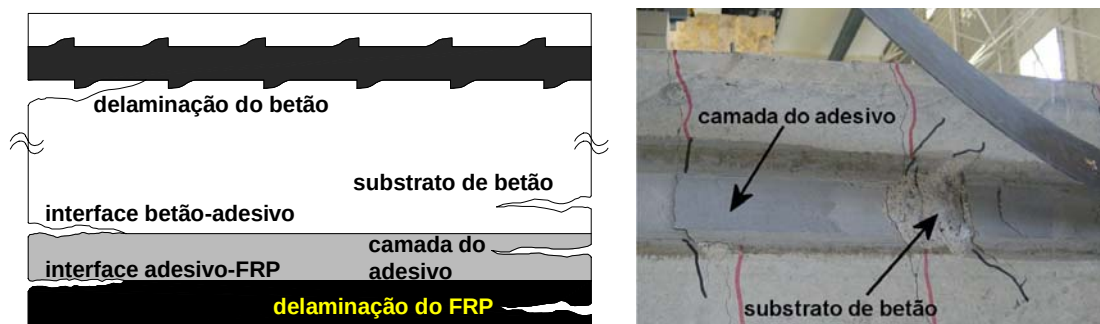


Figura 2.9 – Tipos de destacamento do CFRP em vigas reforçadas à flexão [Buyukozturk et al., 2004].

Na opinião de Buyukozturk et al. (2004), ao dimensionar-se uma ligação colada é preferível que o destacamento ocorra por propagação de fendas num dos materiais constituintes do que numa das interfaces. Se assim for, a resistência da ligação colada é ditada pelo valor máximo da aderência entre os materiais envolvidos. No caso da ligação betão-compósito, a resistência máxima corresponderá à menor das seguintes: resistência ao corte e à tracção da camada superficial do betão, resistência coesiva do adesivo e resistência interlaminar do compósito [Juvandes, 1999].

A Identificação dos modos de ruína, em especial as ruínas prematuras, conduziu as investigações para a caracterização das causas e dos mecanismos envolvidos neste tipo de roturas. Muitas equipas de investigação concentraram, então, os seus esforços, na análise do comportamento da interface betão-compósito.

2.3.2 - Interface betão-compósito

As primeiras investigações, desde cedo, evidenciaram que o sucesso desta técnica de reforço dependia do comportamento da resina/adetivo e da ligação do compósito com o elemento de betão, de modo a não reduzir o ganho de resistência do sistema estrutural, por efeito do excessivo escorregamento entre o reforço e o betão.

O conhecimento do comportamento da interface é então necessário, ficando caracterizado através de uma relação constitutiva correspondente à actuação de tensões normais e uma outra que traduza o comportamento sob tensões de corte assumindo esta última uma maior importância. Esta última relação estabelece-se entre a tensão de corte (aderência) e o escorregamento da junta (deslocamento relativo entre o compósito e a superfície de betão) [Silva et al., 2000].

Para a obtenção das ditas leis, diversos investigadores recorreram a ensaios experimentais de corte (modelos de junta simples ou de junta dupla) e de flexão. Juvandes (1999) resumiu vários modelos de caracterização da interface recolhidos em diversas publicações técnicas. Na Figura 2.10 apresentam-se apenas os modelos que actualmente são mais utilizados.

Os primeiros resultados destas investigações permitiram identificar alguns dos factores que influenciam o comportamento da interface betão-compósito [Juvandes, 1999, Dimande, 2003]:

- Características do substrato de betão - a classe de betão, o estado de deterioração, o nível de corrosão das armaduras internas e o padrão de fendilhação do betão podem condicionar o desempenho do reforço. A resistência da ligação diminui consideravelmente com a redução da resistência do betão [Horiguchi et al., 1997].
- Preparação da superfície de colagem - o controlo da rugosidade, da temperatura, da humidade e do padrão de fendilhação superficial pode prevenir ruínas prematuras.
- Sistema de reforço - as regras de aplicação de mantas e tecidos são diferentes das dos laminados, devendo ser rigorosamente cumpridas. O aumento da espessura do compósito potencia o destacamento do FRP [Buyukozturk et al., 2004]. O aumento da largura de colagem provoca uma redução da tensão máxima de corte na ligação [Brosens, 2001]. A carga de rotura da ligação cresce com o aumento do comprimento de colagem. Contudo, esse ganho está limitado a um determinado comprimento de colagem (comprimento efectivo de colagem) a partir do qual qualquer aumento do comprimento de colagem não conduz ao aumento da carga de rotura.
- Característica do adesivo ou resina de saturação - a selecção imprópria do adesivo pode promover ruínas por destacamento [Saadatmanesh et al., 1990]. Um adesivo deve ajustar-se às circunstâncias que envolve cada caso prático de reforço, através da selecção de um material com resistência à tracção e ao corte superiores ao da camada de base.

- **Padrão de fendilhação** - as fendas iniciais associadas à propagação de novas fendas (flexão e corte) podem originar o destacamento do FRP ou a delaminação por corte no betão adjacente à junta.
- **Efeito de extremidade** - a interrupção do reforço cria uma descontinuidade estrutural que envolve alguns mecanismos desfavoráveis de transferência de esforços na junta (concentração de tensões de tracção e corte), abrangendo a região designada por zona de ancoragem. O prolongamento do reforço até ao apoio reduz o potencial destacamento do FRP.

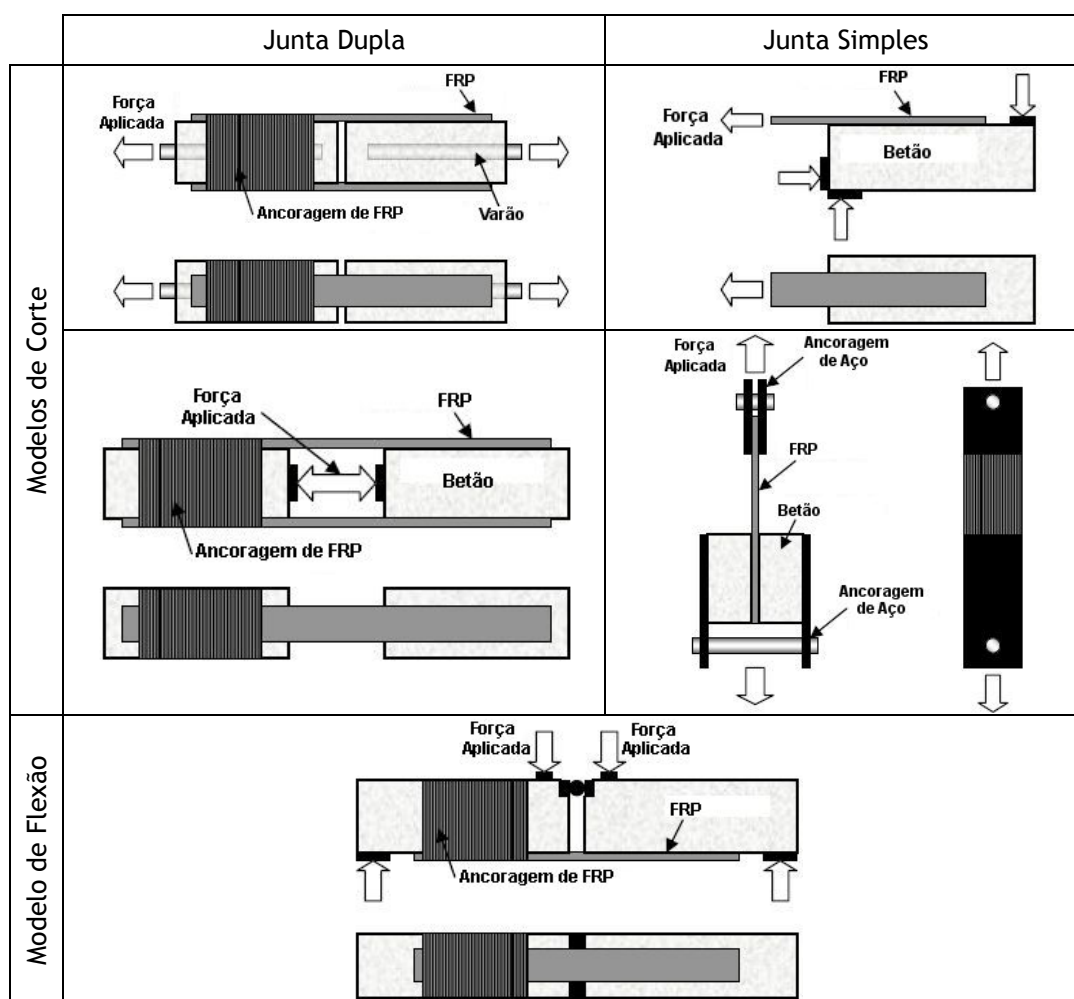


Figura 2.10 - Modelos experimentais de caracterização da interface betão-compósito [ACI 440.XR, 2006].

O comportamento da interface betão-compósito depende, obviamente, do tipo de ensaio experimental adoptado (flexão ou corte).

No caso de modelos de flexão, as tensões de aderência no adesivo são, em parte, devidas à variação dos momentos flectores e, por outro lado, à introdução de forças nas zonas de ancoragem (descontinuidade), resultando na concentração de tensões de tracção e de corte nas extremidades livres dos reforços, Figura 2.11a.

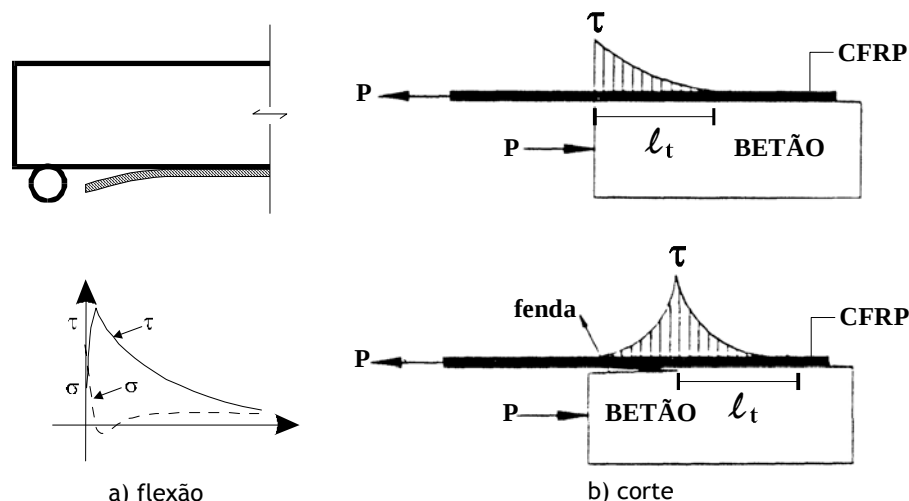


Figura 2.11 - Distribuição das tensões de corte nos modelos experimentais de flexão ou de corte.

Nos modelos de corte, a tensão de tracção no compósito e a tensão de corte na interface não se distribuem uniformemente ao longo da ligação. No início, verifica-se a existência, na extremidade do CFRP, de um valor de pico da tensão de corte. Quando esta tensão atinge um valor máximo, o betão fendilha. A partir desse momento, verifica-se que o pico da tensão se desloca mais para o interior da ligação, até que ocorra o destacamento brusco do compósito, Figura 2.11b.

2.3.3 - Modelos de comportamento

Conhecidas as possíveis distribuições de tensões de corte ao longo da interface betão-compósito, diversos autores avançaram com leis constitutivas que permitiram a modelação aproximada do comportamento da ligação. Esses modelos podem ser classificados em modelos de resistência de materiais (teoria linear elástica) e modelos de fractura (teoria da mecânica da fractura), de acordo com a abordagem usada na sua dedução. Para além destes dois grupos existem, ainda, modelos simplificados semi-empíricos e empíricos, que facilmente se implementam no processo de dimensionamento, evitando, deste modo, a complexidade das análises de tensões e fractura [Buyukozturk et al., 2004].

i) Modelos de resistência de materiais

A previsão do destacamento do FRP pressupõe, em primeiro lugar, a determinação da distribuição das tensões normais e de corte ao longo da interface, com base em soluções analíticas formuladas a partir de propriedades elásticas para os vários materiais, das propriedades geométricas da ligação e das características do carregamento. Seguidamente, as tensões instaladas são comparadas com a tensão última dos materiais (resistência) de modo a obter a carga previsível para o destacamento do FRP. Buyukozturk et al. (2004) fazem referência a diversos modelos desta natureza.

Na Figura 2.12, demonstra-se a aplicação desta metodologia através da comparação entre as tensões obtidas analiticamente e as tensões que efectivamente se desenvolvem ao longo da interface betão-compósito numa viga reforçada.

Matthys (2000) propôs um modelo de aplicação simples para analisar zonas afastadas da extremidade do CFRP, baseado na distribuição de tensões numa viga homogénea não fendilhada. O método consiste em limitar as tensões de corte que se desenvolvem na interface (devido à variação da força ao longo do CFRP) à resistência máxima da ligação [Bulletin 14, 2001].

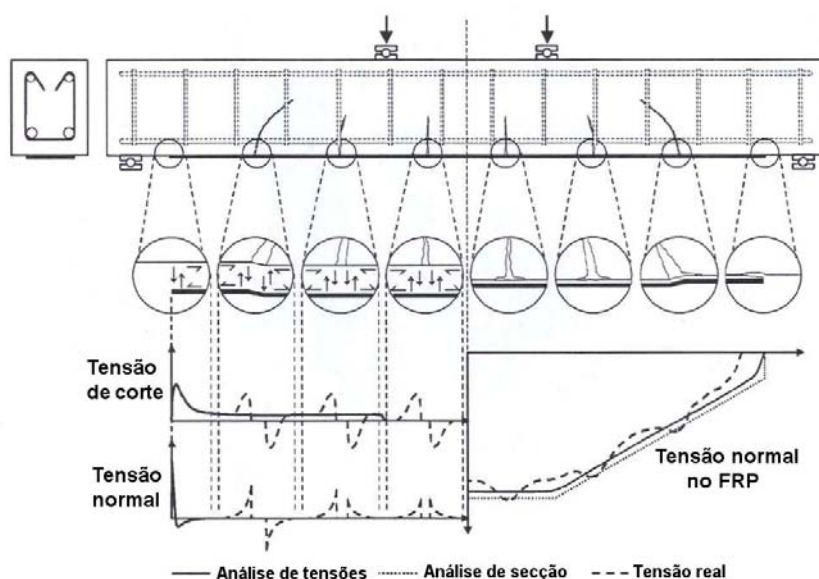


Figura 2.12 – Distribuição real e aproximada de tensões na interface [Buyukozturk et al., 2004].

Para critério de destacamento do CFRP (cedência da ligação), diversos autores propõem um valor limite para as tensões de corte, assim como para as normais. Outros estabelecem critérios de cedência para o betão sujeito a estados de tensão biaxiais, enquanto outros recorrem a critérios de rotura do tipo Mohr-Coulomb. Para além deste aspecto, os vários métodos diferem, essencialmente, no grau de aproximação implícito nas expressões analíticas propostas, como por exemplo na consideração de uma tensão constante ou variável ao longo da espessura do adesivo [Buyukozturk et al., 2004].

ii) Modelos de fractura

A consideração por hipótese de o destacamento do FRP ser essencialmente promovido pela propagação de uma fenda, fruto da grandeza das tensões locais instaladas, conduziu diversos investigadores a adoptar, no desenvolvimento de modelos de previsão do comportamento da interface, os postulados da mecânica da fractura.

Na Figura 2.13, esquematizam-se alguns dos modelos propostos até à data. Estes modelos não contemplam os mecanismos locais, que diversas vezes condicionam o modo de ruína por destacamento e, muitos deles, não reproduzem a não linearidade do comportamento da ligação [Juvandes, 1999]. De

todos os modelos, o mais consensual e com maior número de aplicações é o modelo bilinear adoptado, entre outros, por Ranisch (1982) e Holzenkämpfer (1994).

A definição desta lei pressupõe o conhecimento de três parâmetros ($\tau_{\max}$, s_0 e s_1). No entanto, a definição do valor da tensão máxima de aderência, “ $\tau_{\max}$ ”, não reúne, ainda, o consenso da comunidade científica, existindo portanto diversas propostas para a sua quantificação. Juvandes (1999) reuniu alguns dos critérios adoptados para o valor da tensão máxima de aderência.

De um modo geral, pode afirmar-se que o principal parâmetro a calibrar é a energia de fractura da interface que pode ser compreendida como a energia que é necessário dissipar para obter a degradação total da ligação. O valor desta energia corresponde à área definida pela relação constitutiva adoptada [Silva et al., 2000]. Uma relação linear entre a energia de fractura, “ G_f ”, e a resistência média do betão à tracção, “ f_{ctm} ”, foi estabelecida por Holzenkämpfer [Brosens et al., 1998].

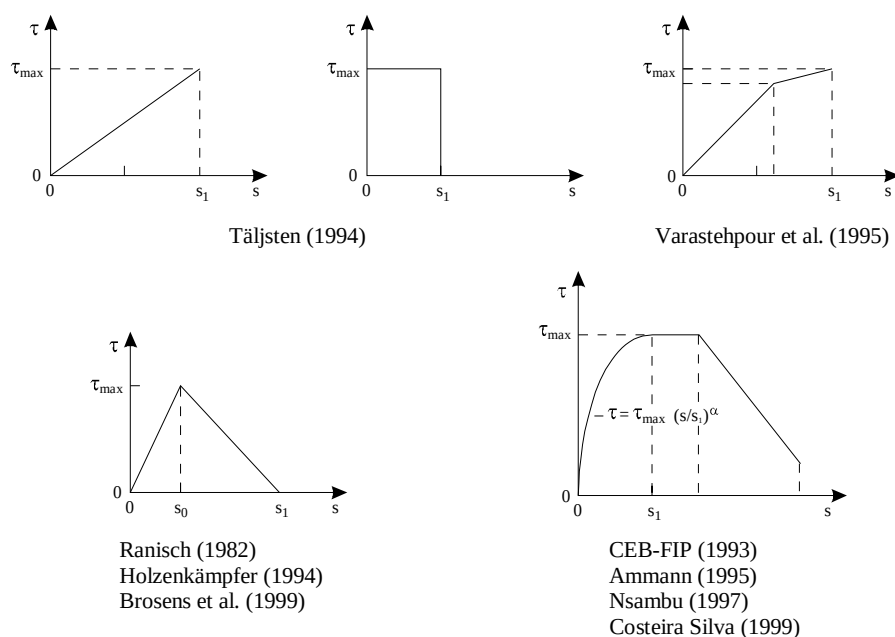


Figura 2.13 – Leis constitutivas de corte representativas do comportamento da interface [Juvandes, 1999].

Algumas destas leis constitutivas (Figura 2.13) têm sido utilizadas no desenvolvimento de modelos numéricos de previsão do comportamento da interface betão-compósito.

Muitos destes modelos constituem ferramentas de análise de estruturas reforçadas por colagem exterior de compósitos de CFRP (técnica EBR), referindo-se como exemplo os trabalhos de Silva (1999-a), Coccia et al. (2004), Niu e Wu (2004), Paliga et al. (2005) e Baky et al. (2005).

O modelo de Holzenkämpfer foi adoptado, também, por diversos autores para a dedução de expressões que permitem quantificar a força máxima de tracção no compósito, responsável pelo seu destacamento, e o comprimento efectivo de aderência da ligação betão-compósito. Algumas dessas

expressões foram resumidas por Dimande (2003), destacando-se dessas propostas a de Rostásy e Neubauer [Bulletin 14, 2001].

Através destas expressões será possível prevenir o destacamento do CFRP, limitando a força de tracção instalada no compósito ao valor máximo que será possível transferir para o betão através do comprimento de aderência disponível na estrutura reforçada. Esta abordagem é, normalmente, aplicada na prevenção do destacamento do CFRP na zona de amarração (extremidade).

Contudo, Neubauer e Rostásy desenvolveram uma metodologia que possibilita a análise de possíveis destacamentos em zonas da interface afastadas da extremidade [Neubauer et al., 2001]. Segundo eles, é determinante a localização da zona da interface onde se poderá iniciar o destacamento do CFRP. A identificação das zonas está relacionada com os modos de ruína por destacamento detectados (ponto 2.3.1), tendo os autores definido três locais: zona de amarração do CFRP, secções em que o momento máximo coincide com o esforço transversal máximo e secções de transição entre zonas com armaduras ordinárias plastificadas e zonas em que as armaduras se encontram em regime elástico.

Independentemente da zona onde se pode iniciar o destacamento, o seu estudo baseia-se na análise de troços entre fendas. Para tal, é necessário determinar o espaçamento médio entre fendas de modo a obter as forças no CFRP em cada uma das fendas.

Estes autores estabelecem que o destacamento do CFRP se pode iniciar quando o espaçamento entre fendas, " s_{cr} ", ultrapassar um determinado valor " $s_{cr,max}$ ". Porém, a força transferida do CFRP para o betão pode, ainda, continuar a crescer, apesar da fenda na junta continuar a progredir, diminuindo, desse modo, o espaçamento entre as fendas (diminui, também, o comprimento de aderência). Por fim, quando a distância entre as fendas, " s_{cr} ", é inferior ao valor limite " $s_{cr,max}$ " não é possível estabelecer-se o equilíbrio, ocorrendo o destacamento brusco do compósito.

Os autores propõem, finalmente, um procedimento para avaliar o possível destacamento em cada uma das três zonas identificadas como críticas.

Niedermeier [Bulletin 14, 2001] propõe uma metodologia diferente para a prevenção de possíveis destacamentos. O destacamento ocorrerá se a tensão prevista para o FRP, entre duas fendas de flexão, por acção do carregamento, for superior à máxima tensão que poderá ser transferida, por aderência, entre o CFRP e o betão. Nesta abordagem, o espaçamento entre fendas assume uma relevância significativa, pois a variação da tensão no CFRP depende do espaçamento médio entre fendas.

Na opinião de Bogas (2003), as expressões propostas por Niedermeier para o cálculo da distância entre fendas conduzem a valores superiores (são demasiado conservadoras) face a outras metodologias disponíveis na literatura técnica. Tal deve-se ao reduzido valor proposto para a tensão de aderência da interface betão-compósito ($\tau_{max} = 0.44 \times f_{ctm}$).

Estimado o espaçamento de fendas, será possível determinar a máxima variação de tensão nesse comprimento de CFRP de acordo com expressões estabelecidas através de aplicação de conceitos da mecânica da fractura [Bulletin 14, 2001].

iii) Modelos semi-empíricos e empíricos

Os modelos empíricos não são mais que simples relações estabelecidas a partir dos mecanismos associados ao comportamento da interface adoptadas na prevenção de ruínas por destacamento. O objectivo destes modelos é possibilitar a previsão de destacamentos sem ter que recorrer a análises mais elaboradas (modelos de resistência de materiais e de fractura). Muitos destes modelos foram propostos para vigas reforçadas com sistemas de CFRP e envolvem parâmetros determinantes no comportamento da interface [Buyukozturk et al., 2004].

Alguns documentos [Neubauer et al., 1997; DIBt, 1998; Bulletin 14, 2001] propõem, para prevenir o destacamento do CFRP, por concentração de tensões em fendas de flexão, a limitação da extensão no CFRP a um valor limite, “ $\epsilon_{f,max}$ ”. Este valor situa-se normalmente entre 6.5‰ e 8.5‰.

O Committee 440 [ACI 440, 2002] propõe, também, uma limitação para a extensão no compósito (κ_m - coeficiente de limitação da extensão em flexão) de modo a evitar o destacamento do CFRP ou a delaminação do betão ao nível das armaduras ordinárias. Esta limitação baseia-se em dados recolhidos em ensaios experimentais e na experiência adquirida na aplicação prática deste tipo de técnica de reforço, procurando traduzir o efeito da rigidez do reforço no comportamento da interface.

Para prevenir o destacamento do CFRP na zona de flexão (motivado por fendas de flexão) Neubauer e Rostásy (1997) propõem, também, que a extensão no CFRP não exceda o menor dos seguintes valores:

- 5 a 6 vezes a extensão de cedência do aço da armadura ordinária, “ ϵ_{sy} ”;
- 8‰;
- metade da extensão última do CFRP à tracção, “ ϵ_{fu} ”.

Por fim, deve-se referir que é possível prevenir o destacamento do CFRP através da adopção de sistemas exteriores de fixação, concebidos por colagem de mantas de CFRP em vez da utilização de chapas de aço ou de laminados de CFRP em forma de “L”. A disposição das mantas de CFRP é idêntica à adoptada no reforço ao corte de vigas de betão armado (Figura 2.6). Será portanto óbvio que os sistemas de CFRP aplicados no reforço ao corte de vigas de betão armado constituem, ao mesmo tempo, mecanismos de fixação dos sistemas longitudinais de CFRP usados no reforço à flexão. O uso destes mecanismos de fixação conduz, normalmente, a um aumento de desempenho da estrutura reforçada.

2.4 - Comportamento de lajes reforçadas à flexão com FRP's

A investigação realizada, ao longo de quase duas décadas, sobre a aplicação de FRP's no reforço à flexão de estruturas através da técnica EBR incidiu, maioritariamente, sobre vigas de betão armado. É, portanto, natural que as disposições contidas nas diversas propostas regulamentares, referentes a esta técnica de reforço, se destinem, essencialmente, à análise de vigas. Apesar do exposto, diversos

autores referem que o reforço ou reparação de lajes tem vindo a aumentar nos últimos anos.

Seim et al. (2003), reportando-se a dados recolhidos por um dos fornecedores mundiais de sistemas de FRP (SIKA), informa que num universo de 36 projectos de reforço, espalhados um pouco por todo o globo, aproximadamente 70% foram realizados em lajes e 30% em vigas. Também no Canadá (Québec) o número de projectos de reforço de lajes com sistemas de FRP (fornecidos pela SIKA) é cerca de 70% dum total de 107 projectos, realizados entre 1996 e 2005 [Demers et al., 2005].

As aplicações da técnica EBR têm sido no sentido de reforçar ou reparar as lajes de pavimento, em edifícios, e as lajes de tabuleiro, em pontes. Estas intervenções resultam muitas vezes:

- Da degradação do betão por penetração de cloretos através de fendas e/ou da corrosão de armaduras, especialmente, no caso de pontes ou de pavimentos de silo-autos [Karbhari et al., 2000-a].
- De alterações funcionais no elemento estrutural (alteração das sobrecargas) ou da restituição do nível de segurança do elemento para as acções actualmente regulamentadas (estruturas mais antigas) [Arduini et al., 2004].
- De se proceder à execução de aberturas (de alguma dimensão), particularmente em pavimentos de edifícios, para instalação de elevadores, escadas, condutas ou por outras questões arquitectónicas [Vasquez et al., 2003, Tan et al., 2004].

Como é do conhecimento geral, o elemento estrutural laminar (bidimensional) do tipo laje pode ser classificado, de uma forma simplificada, como aligeirado (existem diversos tipos) ou maciço. É ainda possível diferenciar cada um desses tipos de lajes, em função do seu comportamento estrutural (dependente da sua geometria), como armadas numa ou em ambas as direcções. O comportamento destes elementos é também influenciado pelas suas condições de apoio.

É, no entanto, necessário restringir, do conjunto dos possíveis tipos de lajes a reforçar, aquelas cujo comportamento estrutural ou cujos mecanismos associados a esse comportamento podem diferir do comportamento de vigas. Assim, vários autores [Karbhari et al., 2000-a; Seim et al., 2001; Tann et al., 2004] têm apontado razões para que os resultados obtidos da aplicação de compósitos de FRP em vigas não possam ser directamente extrapolados para o caso de lajes, nomeadamente:

- As lajes correntes de betão armado possuem menor percentagem de armadura do que as vigas.
- As lajes correntes são simplesmente armadas (numa das faces) ao contrário das vigas que podem ser duplamente armadas (ambas as faces).
- A relação entre a posição do eixo neutro e a altura útil da secção (x/d) numa laje de betão armado convencional é consideravelmente menor que numa viga corrente.
- As tensões de corte nas lajes são muito menores que no caso das vigas, daí não necessitarem normalmente de armaduras de esforço transversal.
- As lajes possuem um comportamento bidimensional;

- As disposições das armaduras ordinárias em lajes são diferentes das utilizadas nas vigas.
- A disposição da colagem das faixas de FRP na superfície das lajes (faixas mais largas e mais espaçadas) difere da disposição das faixas de FRP em vigas.

São estas razões que os mesmos autores invocam para justificar a necessidade em se aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de lajes reforçadas à flexão com sistemas de CFRP por aplicação da técnica EBR. Não obstante, é ainda muito reduzida a informação existente na literatura técnica sobre este domínio, quando comparada com a informação disponível sobre o reforço de vigas. Alguns dos primeiros estudos sobre a aplicação de compósitos de FRP no reforço de lajes foram referenciados por Arduini et al. (2004).

2.4.1 - Lajes armadas numa direcção

Da recolha bibliográfica realizada, é possível descrever alguns dos trabalhos efectuados até à data por diversos investigadores, salientando os aspectos mais significativos do comportamento de lajes maciças, armadas numa direcção, reforçadas à flexão com compósitos de FRP. A exposição far-se-á de acordo com o tipo de modelo de laje adoptado - modelos de escala reduzida ou modelos de maior dimensão (lajes correntes).

2.4.1.1 - Modelos de escala reduzida

Rostásy (1998) avaliou o desempenho à flexão de duas lajes de betão armado ($3.00 \times 0.50 \times 0.15 \text{ m}^3$), reforçadas com laminados de CFRP. Neste trabalho, o autor utilizou laminados de carbono com dois módulos de elasticidade diferentes (150 e 200 GPa). Constatou que essa diferença de característica dos laminados apenas influenciou o comportamento em serviço das lajes (respostas com rigidez diferente), pois o modo de ruína (destacamento dos laminados) e a carga máxima obtida foram sensivelmente idênticos. A deformação máxima registada no compósito variou entre 6.1 e 6.3‰.

Juvandes (1999) e Dias (2001) efectuaram uma campanha de ensaios à flexão em 20 faixas de laje de betão armado ($1.80 \times 0.45 \times 0.08 \text{ m}^3$). Dos 20 modelos ensaiados, 6 não foram reforçados (4 constituíram-se em modelos de referência), enquanto dos restantes 14, 6 foram reforçados com mantas unidireccionais de carbono e 8 com laminados de carbono. No total foram aplicados 5 sistemas de CFRP de diferentes fornecedores. Para além do sistema compósito, os autores pretenderam avaliar a influência da fendilhação do betão no desempenho do reforço, tendo previamente realizado um ensaio de pré-fendilhação em 4 desses modelos e só em seguida procedido à execução do seu reforço. O objectivo do reforço era a duplicação da capacidade de carga das lajes de betão armado de referência. Através da investigação desenvolvida, os autores concluíram que a técnica de reforço adoptada proporcionou um aumento da carga de início de fendilhação, da rigidez em serviço, da resistência última (mais do dobro da capacidade de carga dos modelos de betão armado) e da deformação na rotura - ver Figura 2.14a. O modo de ruína nas faixas de laje reforçadas com laminados de CFRP foi por

destacamento do compósito, enquanto nas faixas de laje reforçadas com mantas o modo de ruína verificado alternou entre a rotura do CFRP e o seu destacamento.

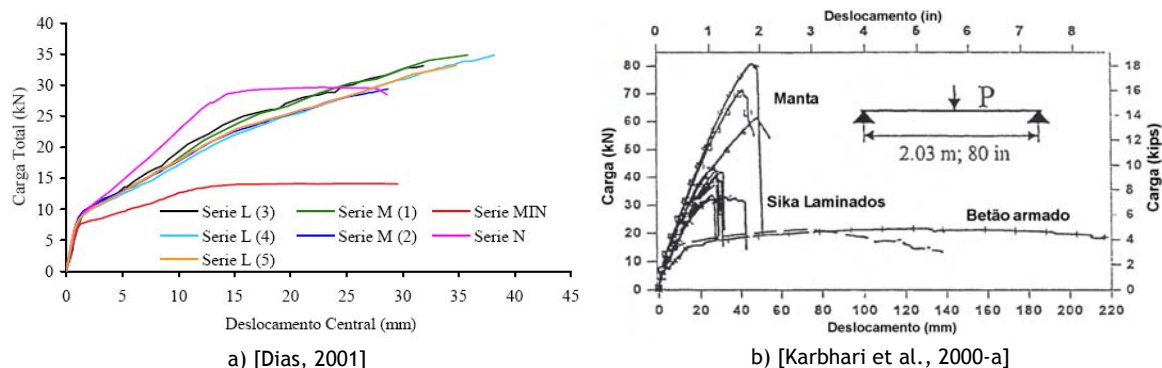


Figura 2.14 - Comportamento à flexão de faixas de laje reforçadas com mantas ou laminados de CFRP.

Relativamente a investigações experimentais sobre o comportamento à flexão de modelos reduzidos de lajes (faixas de laje) reforçadas com compósitos de CFRP citam-se, ainda, os trabalhos de Seim et al. (2001) e de Tann e Davies (2004).

No primeiro desses trabalhos, Seim et al. (2001) testaram 13 modelos de laje ($2.29 \times 0.48 \times 0.10 \text{ m}^3$) divididos da seguinte forma: 2 modelos não reforçados (referência), 3 modelos reforçados com mantas unidireccionais de CFRP, 7 modelos reforçados com laminados unidireccionais de CFRP e 1 modelo reforçado com um sistema de GFRP. Na análise efectuada, os autores consideraram, para além dos diferentes tipos de sistemas de reforço, distintas configurações. Desse modo, estabeleceram três comprimentos para os compósitos (1.09 m, 1.46 m e 1.83 m) e aplicaram-nos com diferentes comprimentos de colagem: 9 modelos com colagem do comprimento total do compósito, 1 modelo com colagem parcial (extremidades e zona central) do compósito e 1 modelo com colagem apenas das extremidades do compósito. Num desses 9 modelos aplicaram uma camada de adesivo mais espessa.

Neste estudo os investigadores apresentaram as seguintes conclusões:

- O reforço à flexão com estes materiais resultou num aumento significativo da capacidade de carga das lajes, quando comparada com o modelo de referência (faixa de laje não reforçada). Porém, esse aumento foi acompanhado de uma diminuição da ductilidade das faixas de laje. Constataram, ainda, que o aumento da capacidade de carga foi superior nos modelos reforçados com mantas, como se pode observar na Figura 2.14b.
- As faixas de laje reforçadas com os laminados mais compridos (colados em todo o comprimento) apresentaram modos de ruína por destacamento do compósito (com início na zona central da laje, progredindo posteriormente até à extremidade). No caso das lajes reforçadas com os laminados de menor comprimento, a rotura ocorreu por destacamento do compósito (com início na extremidade). As extensões máximas registadas no compósito foram de 6.5‰.

Por seu turno, Tann e Davies (2004) num programa experimental sobre faixas de laje de betão armado ($3.0 \times 0.50 \times 0.10 \text{ m}^3$) estudaram o efeito da aplicação de diferentes percentagens de reforço. Para tal, prepararam 8 modelos de laje distribuídos do seguinte modo: 2 modelos de referência (não reforçados), 4 modelos reforçados com mantas unidireccionais de CFRP (1 camada, 2 camadas ou 3 camadas) e 2 modelos reforçados com laminados unidireccionais de CFRP (2 faixas ou 3 faixas). Os autores desta análise observaram fendas menos espaçadas e de menor abertura nos modelos reforçados, um aumento significativo da capacidade de carga de todos os modelos, embora tivesse diminuído a ductilidade com o aumento da percentagem de reforço. Notaram ainda que o modo de ruína dos modelos reforçados com laminados foi prematuro (destacamento do compósito), enquanto nas faixas de laje reforçadas com mantas a ruína ocorreu por rotura parcial da manta ou por destacamento.

Por fim, estes investigadores, com base na ductilidade obtida, referem que a aplicação de compósitos de FRP pela técnica EBR é mais indicada no reforço de lajes do que no de vigas.

2.4.1.2 - Modelos de maior dimensão

A investigação praticada sobre modelos de laje de maiores dimensões englobou programas experimentais desenvolvidos em laboratório e em pontes. A síntese dos estudos seleccionados far-se-á inicialmente para os que decorreram no espaço laboratorial e só depois se fará menção aos efectuados *'in situ'*.

i) Estudos laboratoriais

Seim et al. (2003) efectuaram uma campanha de ensaios sobre 13 lajes de betão armado ($4.50 \times 0.96 \times 0.203 \text{ m}^3$). Dez dessas lajes foram reforçadas com dois tipos diferentes de laminados de CFRP enquanto as outras três lajes serviram de modelos de controlo (não foram reforçadas). As lajes reforçadas diferiram entre si no número e tipo de laminado, na armadura ordinária (diferentes diâmetros de varões mas igual percentagem de armadura) e no comprimento dos laminados. Para além destes factores, nalgumas lajes foram cortados, a meio vão, 4 dos 7 varões que atravessavam essa secção. A finalidade do reforço foi a duplicação da capacidade de carga inicial das lajes de betão armado. Este estudo conduziu às seguintes conclusões:

- As lajes reforçadas evidenciaram uma capacidade de carga superior à pretendida (o dobro da inicial) e uma redução de ductilidade. As deformações registadas no compósito variaram aproximadamente de forma linear desde a extremidade até à secção de aplicação da carga (ensaios de flexão em 4 pontos). As extensões máximas registadas variaram entre os 6.6 e os 10.8‰.
- As lajes em que os varões da armadura central foram cortados obtiveram o mesmo modo de ruína dos outros modelos. O destacamento iniciou-se numa fenda localizada entre as duas

cargas concentradas, quando a sua abertura foi cerca de 2 mm. As extensões máximas no compósito, nestes modelos, foram mais baixas (entre 4.4 e 5.4‰).

- Os modos de ruína observados foram de destacamento do CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (mais esforçada). Normalmente, o destacamento principiou para um nível de carga compreendido entre os 80 e os 90% da carga última da laje. As máximas tensões de corte estimadas situaram-se entre 1.15 e 1.89 MPa;
- A extensão limite de 6.5‰ para o dimensionamento das lajes foi considerada válida.

Tan et al. (2003) elaboraram um programa experimental destinado à comparação do desempenho de diferentes produtos de FRP (mantas, laminados e varões) e diferentes técnicas de reforço (EBR, pré-esforço e NSM). O estudo envolveu 5 lajes de betão armado ($6.30 \times 1.00 \times 0.22 \text{ m}^3$), 4 das quais foram reforçadas com compósitos de CFRP (2 pela técnica EBR - uma com mantas unidireccionais e outra com laminados unidireccionais; 1 pela técnica de pré-esforço de laminados e a quarta pela técnica NSM com a aplicação de varões) e a quinta laje foi usada como referência. As lajes foram submetidas a ensaios de flexão por aplicação de quatro cargas concentradas na zona central dos modelos.

Dos resultados obtidos por estes investigadores, sumariam-se os mais relevantes:

- A laje reforçada com laminados evidenciou um aumento de 63% relativamente à capacidade de carga da laje de referência. Este modelo apresentou o comportamento menos dúctil e o modo de ruína verificado foi o destacamento do laminado com início na zona central da laje prolongando-se até à extremidade (deformação máxima de 5.6‰).
- A laje reforçada com laminados pré-esforçados obteve o melhor comportamento em serviço (carga de início de fendilhação superior, menor fendilhação e abertura de fendas). O aumento da capacidade de carga com o reforço foi de 118%. A ruína ocorreu por destacamento do laminado e escorregamento nos dispositivos de ancoragem (deformação máxima de aproximadamente 12.6‰).
- O reforço efectuado com mantas permitiu um aumento de 122% na capacidade de carga da laje de betão armado. A rotura ocorreu por destacamento do compósito devido a concentração de tensões junto das fendas (as extremidades permaneceram coladas). A deformação máxima foi cerca de 10.0‰.
- A técnica NSM revelou ser a mais eficiente quer em termos de capacidade de carga (aumento de 145%) quer em termos de ductilidade. A rotura ocorreu nos varões situados na zona central da laje (deformação máxima registada de 17.0‰).

Um estudo mais recente, foi conduzido por Niu et al. (2006) sobre 12 lajes de betão armado ($4.50 \times 0.96 \times 0.203 \text{ m}^3$) reforçadas com sistemas unidireccionais de CFRP (2 tipos de laminados e mantas aplicadas com diferentes camadas) e 2 lajes de betão armado (referência). Três configurações diferentes de reforço foram analisadas e 2 tipos de ensaio foram executados (flexão em 3 e 4 pontos).

Neste trabalho, também se registou um aumento da capacidade de carga e uma diminuição da ductilidade nas lajes de betão armado reforçadas com CFRP e que os modos de ruína nas lajes reforçadas com laminados ocorreram, frequentemente, por destacamento do FRP, enquanto nas lajes reforçadas com mantas os modos de ruína alternaram entre o destacamento do FRP e a sua rotura (Figura 2.15a). Esta investigação permitiu verificar que em diversos modelos reforçados ocorreu o destacamento e a delaminação do compósito (manta e laminado). Foi, também, observado algum estriamento na interface CFRP-adesivo coincidente com a localização de fendas de flexão evidenciando que o crescimento da abertura dessas fendas produz a fractura longitudinal da interface resultando no progressivo destacamento do compósito (Figura 2.15b). Por esta razão, os autores afirmaram que o destacamento ocorreu de modo lento e progressivo.

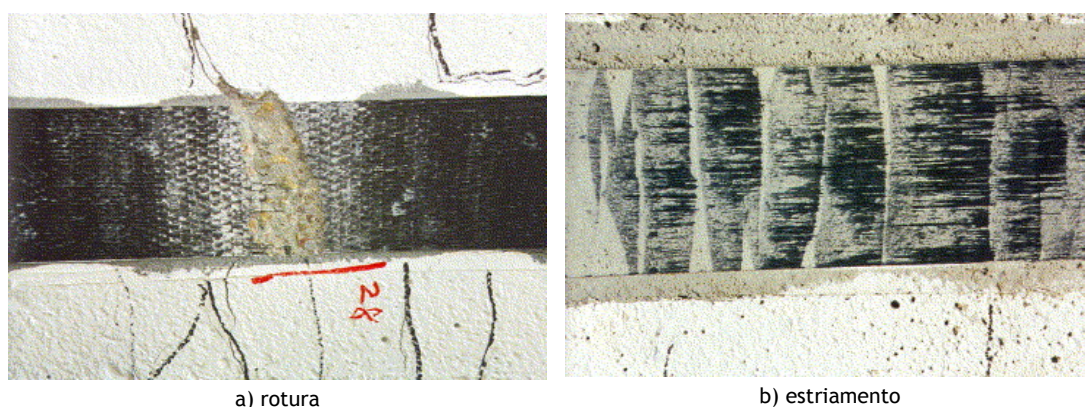


Figura 2.15 – Pormenores de alguns modos de ruína do compósito de CFRP [Niu et al., 2006].

Por outro lado, constatou-se que o uso de várias camadas de mantas e, conseqüentemente, de um número superior de interfaces, facilitou a ocorrência de destacamentos interlaminares devido ao acréscimo de potenciais trajectórias de progressão de fendas.

Finalmente, os autores referem que as lajes reforçadas pela técnica EBR não sofrem uma rotura catastrófica (como acontece por vezes com as vigas), verificando-se antes uma diminuição na carga aplicada para valores próximos da capacidade de carga das lajes não reforçadas.

Ao longo desta exposição, foi possível depreender que uma grande parte dos modos de ruína registados se refere a destacamentos do sistema compósito de CFRP, com maior incidência para o sistema unidireccional do tipo laminado. Esta ruína prematura já tinha sido registada no caso de vigas o que conduziu ao desenvolvimento de mecanismos exteriores de fixação. No caso de lajes, os mecanismos exteriores de fixação são, frequentemente, realizados através da fixação dos laminados por intermédio de chapas e buchas metálicas, conforme se ilustra na Figura 2.16. Este sistema é viável nas lajes graças ao maior espaçamento da armadura ordinária (em relação às vigas), possibilitando a aplicação das buchas sem afectar a armadura ordinária.

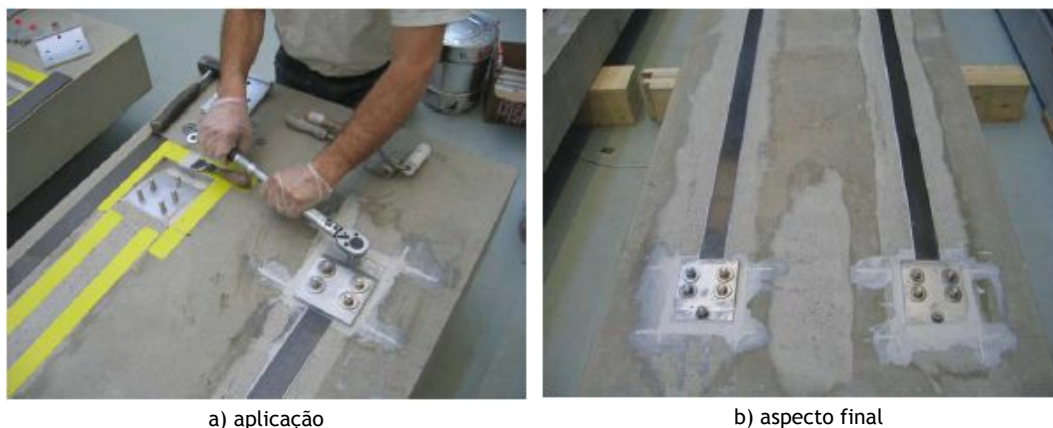


Figura 2.16 – Mecanismos de fixação utilizados no reforço à flexão de lajes [S&P, 2005].

ii) Estudos realizados 'in situ'

São, ainda, dignas de nota duas outras investigações realizadas directamente sobre lajes de tabuleiro de pontes. O primeiro desses trabalhos refere-se a um programa experimental que incluía um ensaio até à rotura do tabuleiro de uma ponte (Bridge J-857), composto por três lajes maciças de betão armado, simplesmente apoiadas, com uma largura de 7.6 m, uma espessura de 0.46 m e vãos de 7.9 m [Alkhrdaji et al., 1999]. Duas das lajes foram reforçadas e a outra foi testada sem a aplicação de nenhum tipo de reforço, de modo a avaliar a sua capacidade de carga. O reforço de uma das lajes foi realizado pela técnica EBR, por colagem de mantas de CFRP, enquanto no outro foram inseridos na camada superficial de betão varões de CFRP (técnica NSM).

A resistência da laje de betão armado foi estimada analiticamente, servindo o momento máximo obtido como referência para o estabelecimento de um critério de reforço. O critério adoptado consistiu em aumentar 30% à capacidade de carga prevista. As lajes foram previamente testadas por acção de um veículo, antes e após a execução do respectivo reforço, sendo posteriormente ensaiadas até à rotura. Alkhrdaji et al. (1999) extraíram as seguintes conclusões:

- Em condições de serviço (após a cedência das armaduras ordinárias) os tramos reforçados apresentaram uma resposta mais rígida do que o tramo não reforçado.
- A laje de referência (betão armado) atingiu uma carga máxima 46% superior à estimada analiticamente.
- A laje reforçada pela técnica EBR (com mantas) registou um aumento de 17% relativamente à capacidade de carga obtida na laje de referência. A rotura da laje ocorreu por combinação de destacamento e rotura das mantas de CFRP.
- A laje reforçada pela técnica NSM evidenciou uma capacidade de carga superior à da laje de referência (27%). O modo de ruína obtido foi de rotura de alguns varões de CFRP na secção onde se desenvolveu a fenda de maior abertura.

A última alusão (nesta secção do trabalho) reporta-se ao reforço da laje contínua do tabuleiro (três tramos) de uma ponte. A análise efectuada por Shahrooz e Boy (2004) teve por objectivo o reforço dos três tramos da laje por aplicação de quatro tipos de sistemas de CFRP (técnica EBR).

A laje possuía uma largura de 9.75 m, uma espessura de 0.298 m e um comprimento de 21.8 m, distribuídos por 2 tramos extremos de 6.71 m e por um intermédio de 8.38 m.

A ponte apresentava leve fendilhação na face inferior da laje, na zona central dos tramos, tendo sido reforçada do seguinte modo: num dos tramos laterais foram colados, em toda a largura, laminados de CFRP ($5490 \times 76.2 \times 1.33 \text{ mm}^3$ afastados de 305 mm); em metade do tramo central foi reforçado de modo idêntico ao anterior (laminados com 7160 mm de comprimento) e na outra metade foi aplicado outro tipo de laminados de CFRP ($7160 \times 127 \times 1.90 \text{ mm}^3$ afastados de 457 mm); uma das metades do outro tramo lateral foi totalmente reforçada com mantas de CFRP (1 camada com 5490 mm de comprimento e 305 mm de largura colada sobre toda a superfície) e na outra metade usaram laminados unidireccionais de CFRP mas com fibras de vidro do tipo E dispostas em $\pm 45^\circ$ ($5490 \times 102 \times 4.83 \text{ mm}^3$ afastados de 305 mm) com mecanismos de fixação nas extremidades.

A laje foi ensaiada antes, imediatamente após a execução do reforço e passado um ano do reforço do elemento estrutural. O teste foi realizado com a passagem de dois veículos (cada com 132 kN de peso). Com este estudo, os autores concluíram que a contribuição dos sistemas de CFRP para a rigidez da laje foi muito pequena (para as cargas aplicadas), porém a deformação no betão diminuiu, indicando que os sistemas de FRP foram mobilizados para a resistência da laje à acção das sobrecargas. Um ano após a aplicação dos sistemas de CFRP, verificou-se que o seu desempenho foi sensivelmente idêntico ao registado após a sua execução. Por fim, o reforço da laje conduziu a um aumento de 22% na capacidade de carga da ponte.

2.4.2 - Lajes com aberturas, armadas numa direcção

Como se referiu anteriormente, é, por vezes, necessário introduzir em lajes aberturas com dimensões significativas, alterando desse modo a distribuição de tensões no elemento estrutural e, consequentemente, a grandeza dos esforços. É evidente que a armadura suprimida com o corte efectuado na laje introduzirá, em alguns varões da armadura principal, descontinuidades entre apoios. Uma consequência directa da interrupção desses varões é a migração das cargas conduzidas pela banda de laje interrompida para as bandas contínuas que limitam a abertura. Por esta razão, é fundamental proceder ao reforço das bandas de laje que contornam a abertura, em especial na direcção das armaduras principais. Será, também, imprescindível atender às concentrações de tensões que se geram junto dos cantos da abertura, conduzindo, frequentemente, ao aparecimento de fendas.

Tradicionalmente, na execução destas aberturas é comum impor condicionamentos na utilização do pavimento que irá conter a abertura, mas também no pavimento subjacente devido à necessidade em colocar um sistema de escoramento da laje a cortar. Para além destas perturbações, durante a

execução da abertura é, ainda, frequente a execução de estruturas de suporte (vigas e pilares metálicas ou paredes) ao longo das arestas da abertura.

Todas estas razões têm contribuído para a utilização da técnica EBR com compósitos de FRP no reforço de lajes com aberturas. Inevitavelmente, ter-se-ão de desenvolver trabalhos específicos de investigação com vista à avaliação do comportamento do reforço destas lajes com aberturas. A pesquisa bibliográfica efectuada revelou uma escassez de estudos sobre este domínio, destacando-se, apenas, dois trabalhos.

Vasquez e Karbhari (2003) desenvolveram um programa experimental sobre seis lajes de betão armado ($6.00 \times 3.20 \times 0.18 \text{ m}^3$), armadas numa direcção. Em cinco dessas lajes foi executada, na zona central, uma abertura de $1.00 \times 1.60 \text{ m}^2$. Das 5 lajes, 2 foram reforçadas por aplicação de dois tipos distintos de laminados de CFRP (módulo de elasticidade desigual) com diferentes disposições dos laminados.

Os testes de flexão foram executados de acordo com duas configurações: cargas aplicadas segundo um alinhamento transversal coincidente com a secção de meio vão (uma carga de cada lado da abertura); aplicação de duas cargas na direcção longitudinal (segundo a maior dimensão da laje), uma de cada lado da abertura (flexão em 4 pontos). Para cada uma dessas configurações de carga, foram ensaiadas três lajes: 1 de referência (sem abertura e sem reforço), uma reforçada e uma sem reforço mas com abertura. Os resultados obtidos pelos autores permitiram concluir que:

- A laje reforçada recuperou a capacidade de carga e o reforço redistribuiu eficazmente as tensões, em qualquer das configurações - ver Figura 2.17.
- O esquema de reforço adoptado conduziu a uma redução na deformação das armaduras ordinárias em torno da abertura e à formação de um padrão de fendilhação mais desejável.
- O modo de ruína nas lajes reforçadas ocorreu por destacamento do CFRP próximo do meio vão da laje. Registaram no compósito deformações máximas de 6.5%.
- O destacamento do compósito não originou uma rotura catastrófica da laje, apenas uma redução da carga para valores correspondentes aos obtidos no comportamento das lajes com abertura e sem reforço, ver Figura 2.17.

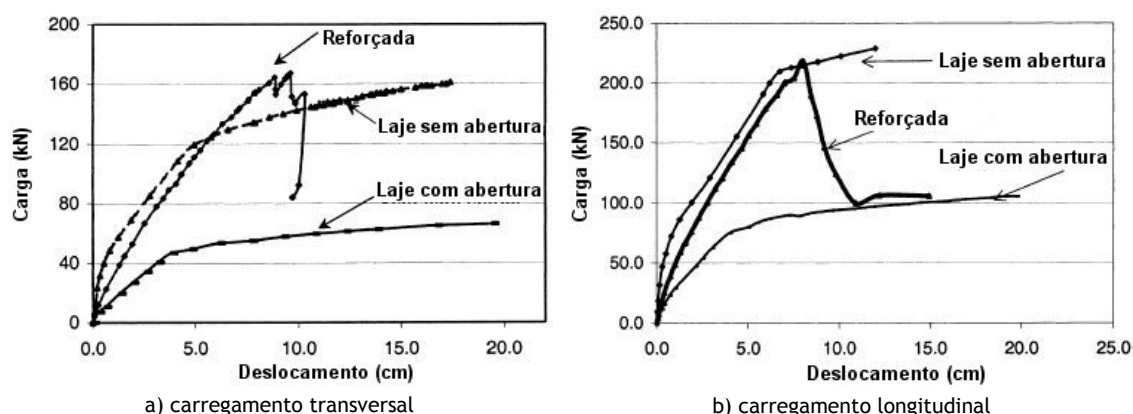


Figura 2.17 - Resposta de lajes com aberturas reforçadas com sistemas de CFRP [Vasquez et al., 2006].

Neste trabalho, os investigadores salientam ainda a possível aplicação deste tipo de reforço numa situação de emergência em consequência de um colapso parcial de uma laje.

Uma outra análise sobre a aplicação desta técnica de reforço a lajes com aberturas foi realizada por Tan e Zhao (2004). Assim, foram preparadas oito lajes de betão armado ($2.70 \times 2.40 \times 0.15 \text{ m}^3$) para serem testadas à flexão em 4 pontos. Uma das lajes foi considerada como referência enquanto nas restantes sete foi executada uma abertura. Em três lajes a abertura ($1.10 \times 1.00 \text{ m}^2$) foi efectuada na zona central da laje enquanto numa outra laje a abertura de idêntica dimensão foi efectuada junto a uma das linhas de apoio da laje. Nas restantes três lajes, foram efectuadas diferentes aberturas ($1.10 \times 1.40 \text{ m}^2$, $1.10 \times 0.60 \text{ m}^2$ e $0.70 \times 0.60 \text{ m}^2$) centradas. No reforço das lajes foram utilizados dois tipos de sistemas de CFRP (manta e laminado unidireccionais). Todos os modelos reforçados (seis no total) apresentaram diferentes configurações, com esquemas onde apenas utilizaram mantas ou laminados e esquemas envolvendo, simultaneamente, os dois tipos de sistemas de CFRP. A campanha de ensaios permitiu comparar o comportamento entre o modelo de referência (sem abertura), a laje de betão armado com abertura e as lajes reforçadas.

Finalmente, expõem-se as conclusões mais significativas que os autores puderam extrair:

- As lajes reforçadas evidenciaram uma rigidez inicial semelhante à laje sem abertura (referência), com excepção do modelo com abertura junto ao apoio que apresentou menor rigidez.
- As lajes reforçadas atingiram a ruína de modo mais brusco e menos dúctil que as não reforçadas.
- As deformações máximas registadas nos sistemas compósitos variaram consoante a configuração adoptada para o reforço. Assim, em três das lajes obtiveram valores entre os 7 e os 9‰, enquanto nas outras três lajes mediram extensões máximas de 3.5‰ numa e entre 5 e 6‰ nas outras duas.
- A maioria dos modos de ruína observados deveu-se a destacamentos do compósito. Em duas das lajes com maior abertura centrada ocorreu o destacamento devido à concentração de tensões em fendas de flexão e de corte, provocando o descolamento do compósito simultaneamente junto à extremidade e junto à zona de aplicação das cargas. O destacamento do compósito na laje com abertura junto ao apoio ocorreu próximo da zona central progredindo depois para a extremidade. Duas outras lajes atingiram a rotura por destacamento do compósito junto à sua extremidade. Na última laje, ocorreu uma rotura por corte, sem que o compósito se tenha destacado. Esta laje foi a que obteve maior capacidade de carga.
- O efeito da dimensão longitudinal da abertura (direcção das armaduras principais) é menos significativo do que o efeito da dimensão transversal (número de armaduras principais cortadas).

- Os sistemas do tipo manta revelaram maior eficácia relativamente aos do tipo laminado (cuja rigidez proporcionou um destacamento prematuro).

2.4.3 - Outras lajes

No final desta sùmula sobre o comportamento de lajes de betão armado reforçadas à flexão com compósitos de FRP pela técnica EBR decidiu-se, ainda, salientar outros trabalhos de investigação. O reforço de lajes armadas em duas direcções e o reforço ao punçoamento de lajes são também, actualmente, duas áreas de estudo. Não sendo nenhuma destas áreas objecto do presente trabalho, far-se-á apenas uma breve menção a um reduzido número de estudos.

Marzouk et al. (2003) desenvolveram uma campanha experimental dirigida para o estudo do comportamento de lajes de betão, armadas em ambas as direcções, reforçadas à flexão com sistemas de CFRP. Os modelos possuíam uma geometria quadrada (1.9 m) e uma espessura de 0.15 m. Dos seis modelos testados, quatro foram reforçados com sistemas laminados (2 com fibra de carbono e 2 com fibra de vidro) e os outros dois (não reforçados) serviram de referência para comparação das diversas respostas.

Os investigadores observaram um acréscimo de 36% na capacidade de carga dos modelos reforçados comparativamente com os não reforçados e notaram, também, um acréscimo de rigidez nas lajes reforçadas e uma diminuição da ductilidade. Finalmente, verificaram que a ruína nas lajes com compósitos ocorreu devido ao seu destacamento.

Longworth et al. (2004) analisaram o reforço de lajes de betão, armadas nas duas direcções, e reforçadas com mantas unidireccionais de CFRP pré-esforçadas. Os parâmetros investigados foram: o efeito da percentagem de armadura ordinária nas lajes, o comportamento do reforço com mantas unidireccionais de CFRP e o comportamento do reforço com mantas unidireccionais de CFRP pré-esforçadas. A maior parte das perdas na força de pré-esforço ocorreram entre as primeiras 5 a 8 horas. Os autores constataram, igualmente, que o reforço com mantas conduziu a um aumento entre 18 e 30% na capacidade de carga da laje de betão armado. Por sua vez, o uso de mantas pré-esforçadas traduziu-se num acréscimo superior da capacidade de carga (50 a 72%). Concluíram que a percentagem de armadura ordinária afecta, fundamentalmente, a abertura das fendas e o padrão de fendilhação. Porém, o efeito do pré-esforço modificou o padrão de fendilhação. O modo de ruína maioritariamente observado foi o destacamento do CFRP, embora no caso das mantas pré-esforçadas tenham registado a rotura do sistema de CFRP próximo da ancoragem.

Por último, destacam-se os trabalhos de Takahashi e Sato (2001) e de Wang e Tan (2001) referentes ao reforço ao punçoamento de lajes de betão armado. Nestes estudos, os autores concluíram que a colagem exterior de sistemas de CFRP em lajes solicitadas por acções localizadas resultou num aumento da resistência ao punçoamento das lajes, dando boas indicações para a aplicação desta técnica de reforço.

2.5 - Durabilidade

Nos últimos tempos, tem-se notado uma preocupação crescente em torno do comportamento a longo prazo dos compósitos de FRP utilizados no reforço de estruturas de betão armado pela técnica EBR. Por serem materiais relativamente recentes e por ser determinante a previsão da vida útil da estrutura reforçada é evidente que a durabilidade é um aspecto essencial para uma maior aceitação deste tipo de produtos.

Convém lembrar que a maioria destes sistemas foi desenvolvida no seio da indústria de defesa militar e aeroespacial para mais tarde serem adoptados pela indústria automóvel e aeronáutica. Por essa razão, muitas das informações recolhidas em estudos elaborados nessa época não podem ser aplicadas na indústria da construção. Tem-se, então, de efectuar, de uma forma análoga, novos estudos que permitam caracterizar o comportamento no tempo dos FRP's quando sujeitos às condições mais adversas que poderão ocorrer ao longo da vida útil de uma estrutura.

A durabilidade de um material ou de uma estrutura reporta-se comumente ao seu comportamento a longo prazo. Porém, inúmeras vezes o termo durabilidade é empregado de modo menos preciso, referindo-se somente à capacidade do material/estrutura de resistir à degradação provocada pelas condições ambientais que o envolvem.

Karbhari [CERF, 2001] define durabilidade de um material ou estrutura como a capacidade que esta possui de resistir à oxidação, à degradação química, à delaminação, à formação de fendas, ao desgaste e/ou a danos produzidos por objectos exteriores, por um determinado período de tempo, em adequadas condições de carregamento e em condições ambientais específicas.

Em 2001, sob a alçada do CERF (*Civil Engineering Research Foundation*) e em colaboração com outras entidades, uma equipa de investigadores desenvolveu uma pesquisa que visou a identificação dos principais agentes que influenciam a durabilidade dos compósitos de FRP. Foram, assim, identificados sete agentes principais: humidade/soluções aquosas; ambientes alcalinos; temperatura (incluindo ciclos térmicos e ciclos gelo/degelo); fluência e relaxação; fadiga; radiação ultravioleta (UV); e fogo.

Alguns destes agentes estão relacionados com as características de exposição a que a estrutura está sujeita (humidade, temperatura, radiação) e que dependem das condições meteorológicas do local de implantação da estrutura. Por outro lado, a resistência do material/estrutura pode decrescer por causa do tipo de carregamento (acções permanentes e/ou ciclos de alternância de carga) capaz de acrescentar deformações por fluência do betão ou dos polímeros (resina/adeseivo) e/ou de conduzir os materiais à rotura por fadiga. Por fim, os efeitos provenientes da acção do fogo sobre o reforço devem ser avaliados.

Os agentes ambientais, quando combinados entre si, agem de modo sinérgico quer na presença de cargas quer na ausência destas, devendo, por isso, ser analisados isoladamente e em conjunto.

Para se avaliar o comportamento a longo prazo de uma estrutura de betão armado reforçada com compósitos de FRP é essencial caracterizar o comportamento a longo prazo de cada um dos materiais que a compõem (betão armado, fibras e resina/adesivo) e o comportamento a longo prazo da interface betão-compósito.

O comportamento a curto prazo de vigas e lajes de betão armado reforçadas à flexão com sistemas de CFRP pela técnica EBR revelou que o elemento mais fraco da ligação colada é, frequentemente, a camada superficial de betão. Por esse motivo, o comportamento a longo prazo do betão armado não pode ser negligenciado.

No entanto, pode acontecer que o desempenho dos sistemas de FRP ou da ligação colada se alterem mais rapidamente que o betão armado, durante o período de vida útil da estrutura reforçada, devido às condições a que sejam submetidos. Se isso se verificar, o elemento mais fraco deixará de ser a camada superficial de betão. Porém, a literatura técnica não fornece grandes indicações sobre o período de vida útil de um reforço com compósitos pela técnica EBR. Apenas se encontraram duas referências relativas a esse aspecto. Hollaway et al. (1999) refere que o período de vida útil mínimo no reforço de pontes é 30 anos, enquanto Aiello et al. (2002) indica que no caso de uma reparação o período de vida útil deve situar-se entre 10 e 20 anos.

Na opinião de Hollaway e Hutchinson [Hollaway et al., 1999] os factores que influenciam o desempenho e a durabilidade de uma ligação colada são: tipo e natureza dos materiais a ligar (betão e FRP), porosidade/permeabilidade dos materiais a colar, tipo de pré-tratamento da superfície, condição da superfície de colagem após o pré-tratamento, tipo de primário, teor de humidade no betão no momento da colagem, tipo de resina/adesivo e grau de cura, configuração da ligação e da sua geometria, condições de exposição, duração da exposição e nível de tensões impostas.

Qualquer alteração apreciável num desses factores pode dar origem a alterações no comportamento da ligação. Daí a estabilidade ambiental da interface betão-compósito ser um dos factores mais importantes na durabilidade da ligação [Hollaway et al., 1999].

Identificados os agentes intervenientes e os factores a considerar nos estudos da durabilidade de um material/sistema de reforço, será necessário o estabelecimento de uma metodologia fiável capaz de fornecer os dados técnicos pretendidos. A comunidade científica tem desenvolvido estes estudos com base em quatro métodos: ensaios laboratoriais a longo prazo; ensaios de exposição exterior; ensaios de exposição artificial; e ensaios acelerados [Davis et al., 1983].

Nos ensaios laboratoriais a longo prazo o objectivo é a identificação e a descrição dos mecanismos de degradação do material/sistema de reforço a partir dos efeitos produzidos pelos agentes intervenientes. A grande desvantagem desta metodologia é a duração dos testes. No entanto, é comum avaliar-se a resistência à fadiga e o comportamento reológico de alguns materiais através de ensaios desta natureza.

Quando se pretende analisar os efeitos da exposição ambiental (com ou sem a aplicação de cargas) pode-se recorrer a ensaios de exposição exterior ou de exposição artificial. Nos primeiros, os modelos são testados expondo-os directamente às condições climáticas de um ou de vários locais. A interpretação dos resultados obtidos neste tipo de ensaios é complexa devido à simultaneidade dos diversos agentes (humidade, temperatura, etc.) e à sua variabilidade (intensidade e duração). A relação causa-efeito é difícil de obter. Por estas razões, surgiram os ensaios com exposição artificial na qual o pretendido é a reprodução de um ou vários agentes intervenientes. Esta metodologia tem atraído diversos investigadores graças ao controlo que é possível realizar em laboratório, facilitando o estabelecimento de relações causa-efeito sobre o comportamento do material/sistema de reforço. A duração dos testes é a maior desvantagem.

Recentemente, têm-se proposto diversas metodologias no sentido de efectuar ensaios acelerados. Estes ensaios destinam-se à previsão do comportamento a longo prazo de um material/sistema de reforço a partir de ensaios de curta duração. Contudo, existe ainda alguma rejeição por este tipo de ensaios. Os argumentos frequentemente apontados sobre a não utilização desta metodologia referem que os resultados obtidos são específicos das condições a que foram submetidos os modelos, não reproduzindo a variabilidade nem a interactividade entre os diversos agentes responsáveis pelos mecanismos de degradação observados em ensaios de exposição exterior. Afirmam, ainda, que para se simularem as condições extremas (mais severas) é necessário o conhecimento prévio dos mecanismos de degradação.

Seja como for, qualquer uma das metodologias que envolve ensaios em laboratório enfrenta, ainda, um desafio superior que é a possibilidade de correlacionar os resultados obtidos com os resultados provenientes de ensaios de exposição exterior. Só então será possível estimar a vida útil de um material/sistema de reforço submetido à acção de vários agentes que contribuem para a sua degradação.

No presente trabalho, dados os objectivos estabelecidos no Capítulo 1, não se pretende analisar todos os agentes que intervêm na questão da durabilidade de estruturas de betão reforçadas à flexão com compósitos de FRP pela técnica EBR. Com base nesse pressuposto analisam-se os efeitos da temperatura, da humidade, da fluência e da acção de ciclos de cargas alternadas. Convém esclarecer que, neste último caso, o pretendido não é o estudo da fadiga. Todavia, a pesquisa bibliográfica realizada sobre esta temática incidiu sobre esses quatro agentes (temperatura, humidade, fluência e fadiga) e sobre a utilização de sistemas unidireccionais de CFRP. De qualquer modo, sintetizam-se em seguida os aspectos mais relevantes relacionados com os outros três agentes (ambientes alcalinos, radiação UV e fogo).

De entre os vários tipos de fibras (aramida, carbono e vidro) destacam-se as fibras de carbono por apresentarem maior durabilidade em praticamente todas as condições ambientais a que o betão armado se encontra submetido [Rostásy, 1997; Uomoto et al., 1999].

Os sistemas compósitos de FRP colados exteriormente ao betão podem sofrer alguma degradação quando em contacto com soluções aquosas muito alcalinas existentes no betão. As fibras de carbono são resistentes a soluções alcalinas mas a resina/adetivo é mais vulnerável ao ataque alcali do que propriamente à humidade. Estas soluções podem acelerar a degradação das resinas/adetivos e da ligação resina-fibra, especialmente se a resina não se encontrar totalmente curada [CERF, 2001].

Javed constatou que a exposição de vigas de betão armado envoltas por mantas de CFRP a ambientes ácidos e alcalinos conduziu a uma redução da tensão de corte (aderência) na ligação betão-compósito de 17% e de 24%, respectivamente [Yu et al., 2006].

A luz solar que atinge a crosta da Terra é composta, aproximadamente, por 6% de radiação ultravioleta (UV), 52% de radiação visível e 42% de radiação infravermelha. Os comprimentos de onda da radiação UV variam entre os 290 e os 400 nm, correspondendo precisamente aos comprimentos de onda que são necessários para “quebrar” as ligações existentes nos materiais poliméricos. O mecanismo de degradação associado designa-se de fotodegradação e resulta da acção conjunta do oxigénio e da radiação UV presente na luz solar e encontra-se normalmente confinado à zona superficial do material [CERF, 2001, Yu et al., 2006].

A exposição continuada da superfície do polímero à radiação UV origina a sua erosão com perda substancial de resina e no caso do compósito de FRP provoca a exposição das fibras. Esta degradação é, muitas vezes, acelerada quando o material é sujeito a estados de tensão originado pela acção de cargas exteriores. Porém, os efeitos mais graves devem-se ao possível aumento de absorção de água nas zonas onde ocorreu a degradação superficial devido à radiação UV. Os efeitos desta radiação são, também, afectados pela temperatura, por ciclos de gelo/degelo e por outros factores ambientais [CERF, 2001].

De modo a retardar os efeitos provenientes dos raios UV é comum, numa solução de reforço por colagem exterior de compósitos de FRP, proceder à sua protecção por intermédio de revestimentos e/ou de pinturas.

Até à data, os sistemas de CFRP têm sido utilizados predominantemente no reforço de estruturas onde a verificação da segurança relativamente ao fogo não é um factor determinante ou de estruturas capazes de resistir, sem a contribuição do FRP, às acções de cálculo preconizadas pela regulamentação durante a ocorrência de um fogo. A verificação de segurança à acção do fogo (acidental ou deliberado) pressupõe que os ocupantes da estrutura não são dominados pelas chamas, calor ou fumo, que o fogo se restrinja à menor área possível e que não ocorra o colapso da estrutura. Por estes motivos, o estudo do comportamento ao fogo dos materiais compósitos de FRP tem envolvido diversos factores: desempenho estrutural, combustibilidade, propagação das chamas, geração de fumos e toxicidade dos fumos [ACI 440.XR, 2006].

Quando um FRP espesso é exposto ao fogo ocorre a pirólise da matriz junto da superfície exposta, acabando essa pequena camada de matriz carbonizada por funcionar como camada protectora. À

medida que aumenta a exposição ao fogo, a espessura dessa camada cresce formando uma barreira térmica que isola do fogo o interior do FRP. No final de uma exposição prolongada, toda a matriz é destruída permanecendo, apenas, as fibras. Porém, os sistemas FRP utilizados na técnica EBR são, geralmente, muito pouco espessos para que essa camada protectora se estabeleça e, por conseguinte, a ligação betão-compósito é destruída numa fase inicial do incêndio (para temperaturas que excedam a temperatura de transição vítrea da matriz ou do adesivo) [ACI 440.XR, 2006].

A formação de fumos e a toxicidade destes têm vindo a ser avaliadas por diversos investigadores que concluíram que as resinas termoendurecíveis, frequentemente utilizadas, formam quantidades inaceitáveis de fumo e possuem fracas características para a progressão das chamas. A combustão destes materiais gera diversas quantidades de gases nocivos, entre eles o monóxido de carbono.

Diversas formas de protecção térmica (à base de gesso ou de argamassas cimentícias) têm sido testadas de modo a retardar a perda de eficácia do sistema de FRP durante um incêndio.

2.5.1 - Temperatura

As condições ambientais que envolvem as estruturas caracterizam-se, geralmente, em função da exposição solar, da temperatura, da precipitação e do vento. Qualquer um destes agentes varia consideravelmente em duração, intensidade e também pela ordem com que se manifestam.

A temperatura de um objecto exposto à radiação solar é significativamente maior do que a temperatura ambiente. Esta diferença depende de factores como a intensidade da radiação, a velocidade do vento, a forma do objecto e a natureza do material, em particular a sua superfície, cor, condutividade e capacidade térmica [Davis et al., 1983].

Em termos de temperatura média registada, há locais onde se atingem temperaturas muito baixas (dezenas de graus Celsius abaixo de zero) e outros com valores muito elevados (superiores a 40°C). Por esse motivo, deve-se analisar a acção da temperatura em cada um desses cenários, incluindo os efeitos originados por ciclos térmicos e por ciclos de gelo/degelo (*freeze-thaw*).

No aquecimento ou no arrefecimento de um polímero, é possível constatar diversas fases de comportamento. Essas alterações ocorrem para determinadas temperaturas, normalmente identificadas de *temperaturas de transição* resultantes do comportamento viscoelástico do polímero [Moura et al., 2005].

Os polímeros, total ou parcialmente, amorfos são caracterizados por uma temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, que fixa a mudança do comportamento vítreo, rígido e frágil para um comportamento sólido elástico, dúctil, caracterizado pelo amolecimento [Marques, 1982; Moura et al., 2005]. No entanto, essa transição provoca uma redução significativa na rigidez e na resistência do polímero, tornando-o ineficaz na transferência de forças do compósito para o betão, no caso de um adesivo, ou na transferência de forças para as fibras e na prevenção da instabilidade elástica das fibras, no caso da

matriz de um compósito. Os polímeros termoendurecíveis (resina/adesivo epoxídica) acabam por se degradar de forma irreversível para uma temperatura elevada, sem apresentarem fusão.

O valor da temperatura de transição vítrea depende de inúmeros factores, sendo um deles o grau de reticulação da estrutura molecular da resina/adesivo epoxídico [Moura et al., 2005]. Quanto maior esse grau de reticulação maior a energia necessária para movimentar as cadeias moleculares e menos pronunciada é a alteração do comportamento. Os efeitos da transição vítrea no comportamento mecânico da resina/adesivo são facilmente perceptíveis pela variação do módulo de elasticidade do polímero com a temperatura, como se observa na Figura 2.18.

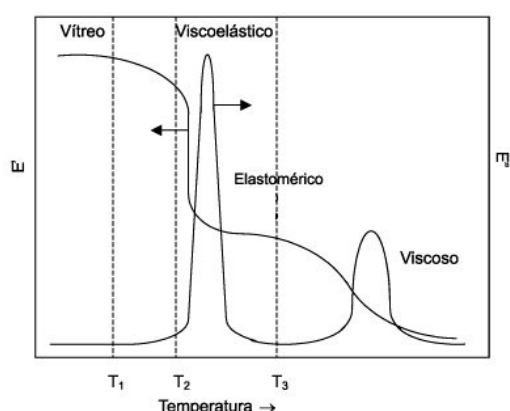


Figura 2.18 – Variação do módulo de elasticidade em função da temperatura [Moreira et al., 2006].

A estrutura reticular das resinas/adesivos epoxídicos depende, também, das condições de cura, particularmente da temperatura a que se processa a cura. Por essa razão, a temperatura de transição vítrea da resina epoxídica que compõe a matriz de um sistema do tipo laminado unidireccional de CFRP (cura a elevada temperatura) é muito superior à temperatura de transição vítrea da resina epoxídica, utilizada na impregnação dum sistema curado ‘*in situ*’ do tipo manta unidireccional de CFRP (cura à temperatura ambiente). O mesmo se passa com o adesivo epoxídico utilizado na colagem do laminado ao betão, cuja cura também se processa à temperatura ambiente.

Aiello et al. (2002) referem que, nas aplicações práticas correntes, a resina/adesivo utilizada possui um valor de “ T_g ” ligeiramente superior (10 a 20 °C) à temperatura a que se processou a cura do polímero (35°C a 50°C).

Um dos efeitos da temperatura é o decréscimo do módulo de elasticidade da resina/adesivo à medida que a temperatura cresce. Porém, se a temperatura exceder a temperatura de transição vítrea da resina/adesivo, o desempenho desta fica comprometido devido à súbita diminuição da rigidez. Mas nem toda a exposição térmica é prejudicial, pois a exposição a temperaturas superiores à temperatura em que se processou a cura da resina/adesivo pode desencadear uma pós-cura melhorando o desempenho do polímero (aumentando o seu T_g) [CERF, 2001].

Leone et al. (2006) desenvolveram um programa experimental cujo objectivo foi estudar o comportamento da ligação betão-compósito quando sujeito a temperaturas elevadas. Os ensaios de corte duplo adoptados foram realizados por tracção de prismas de betão de acordo com o esquema ilustrado na Figura 2.19a. Foram analisados sistemas unidireccionais de CFRP do tipo laminado e do tipo manta. A resposta do laminado de CFRP para temperaturas de 20°C, 50°C e 80°C encontra-se representada na Figura 2.19b.

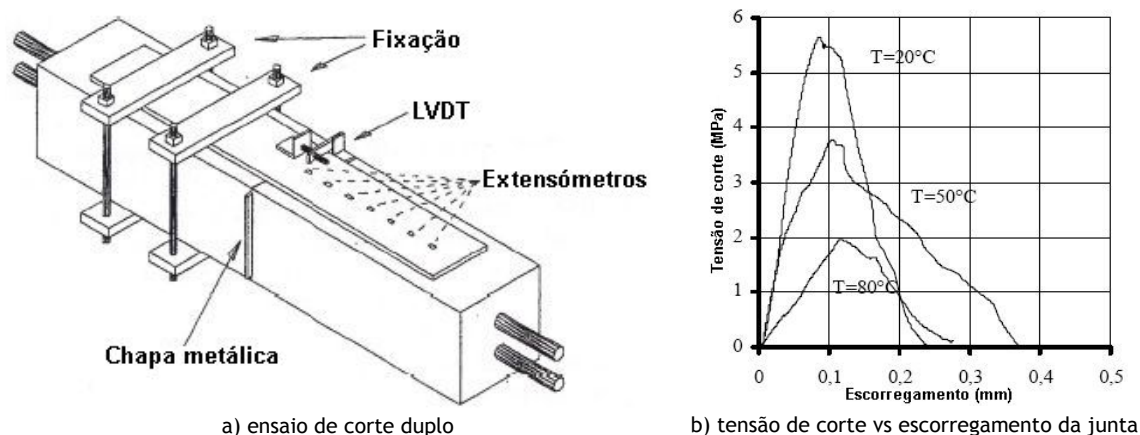


Figura 2.19 – Evolução da aderência com a temperatura numa ligação betão-compósito [Leone et al., 2006].

Neste estudo, os autores concluíram que a tensão máxima de corte aumentou com o crescimento da temperatura até esta atingir o valor do “ T_g ” da resina/adesivo, a partir daí verificou-se uma diminuição da tensão máxima de corte. Porém, o comprimento inicial de transferência da força do compósito para o betão aumentou com o acréscimo da temperatura. A tensão de corte decresceu 54% para as mantas e 25% para os laminados. Para temperaturas superiores ao valor do “ T_g ” da resina/adesivo o compósito destacou-se pela interface FRP-adesivo.

Aiello et al. (2002) propõem que a temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, de uma resina/adesivo deve ser pelo menos 10°C superior à temperatura ambiental prevista para a estrutura reforçada. No entanto, Juska et al. [CERF, 2001] sugerem que essa temperatura deve ser 30°C superior à temperatura máxima previsível para as condições de exposição da estrutura reforçada.

A temperatura ambiente durante a colagem dos compósitos também pode influenciar o desempenho da interface betão-compósito como observaram Ekenel et al. (2005). Estes investigadores recorrendo à técnica EBR aplicaram mantas de CFRP na superfície de prismas de betão para várias temperaturas ambientes (-12°C a 49°C). A aderência da ligação foi avaliada por ensaios de arrancamento em tracção (*Pull-off test*) e de arrancamento em torção (*torque test*). Observaram que para baixas temperaturas a aplicação do primário e da resina de saturação era difícil devido à grande viscosidade destes materiais e que os tempos de vida útil e de trabalhabilidade das resinas eram significativamente afectados para temperaturas acima dos 32°C. As baixas temperaturas afectaram o comportamento da ligação betão-compósito.

A baixas temperaturas, as resinas tornam-se mais resistentes e rígidas, mas também mais frágeis [ACI 440.XR, 2006]. Em geral, a essas temperaturas desenvolvem-se tensões residuais nos compósitos de FRP devido ao endurecimento da matriz e aos diferentes coeficientes de dilatação térmica dos seus constituintes. Estas tensões podem dar origem a microfendilhação na matriz e na interface fibra-matriz conduzindo à degradação do compósito. Esta microfendilhação pode alastrar-se formando fendas transversais na matriz em consequência de ciclos de gelo/degelo. Por sua vez, essas fendas irão aumentar a permeabilidade da matriz [Yu et al., 2006].

Os efeitos dos ciclos de gelo/degelo reflectem-se, também, na ligação betão-compósito devido à presença de vazios entre o betão e a resina/adesivo. Se a água penetrar nesses vazios e congelar, a expansão de volume resultante produzirá o alargamento dessas cavidades. A repetição de ciclos de gelo/degelo conduzirá progressivamente à degradação dessa região da interface [ACI 440.XR, 2006]. Os efeitos de ciclos de gelo/degelo no comportamento do reforço por compósitos de FRP têm ocupado diversos investigadores. Os resultados obtidos são, de algum modo, esparsos destacando-se os seguintes:

- Karbhari e Engineer (1996) efectuaram 30 ciclos de gelo/degelo em vigas de betão armado, de reduzidas dimensões, reforçadas com mantas de CFRP, tendo registado pequenas reduções na capacidade de carga e na flecha a meio vão.
- Pequenas vigas de betão armado reforçadas com dois sistemas diferentes de CFRP (laminado e manta) foram expostas a 300 ciclos de gelo/degelo, tendo-se constatado uma degradação significativa (40% de redução na capacidade de carga) no reforço com mantas executado numa viga previamente fendilhada. Esta observação indica que a combinação de cargas com baixas temperaturas pode ser mais severa para o reforço do que a exposição a essas temperaturas [Lopez et al., 1999].
- Bisby et al. (2002) observou uma ligeira redução na capacidade de carga de vigas de betão armado reforçadas com mantas e laminados de CFRP depois de terem sido submetidas a 200 ciclos de gelo/degelo. Não foi notada nenhuma degradação na ligação, apenas alguma alteração no modo de ruína (apesar de ter sido por destacamento do CFRP), particularmente, na quantidade de betão que se destacava conjuntamente com o sistema de CFRP devido a alterações nas propriedades elásticas da resina/adesivo.

Finalmente, deve salientar-se que no reforço de uma estrutura de betão armado por colagem exterior de compósitos de FRP se juntam diversos materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, implicando deformações desiguais face à variação de temperatura. Devido à maior rigidez do elemento de betão, este controlará a deformação, introduzindo tensões na interface betão-compósito e no próprio compósito. Estas tensões devem ser consideradas no dimensionamento do reforço [CERF, 2001].

2.5.2 - Humidade

A humidade, para poder influenciar o comportamento da ligação betão-compósito, tem inicialmente que penetrar ao longo da interface entre a resina/adetivo e o betão.

Em condições estáveis, existe equilíbrio da água no betão com a do ambiente circundante. Em condições ambientais variáveis, o betão absorve água mais depressa do que a perde, significando que a humidade média no interior do betão tende a ser superior à humidade média do ambiente envolvente. A absorção de água pelo betão depende de um factor importante - a permeabilidade. Esta está relacionada com a sua porosidade e porometria [Marreiros, 2005]. Porém, a absorção de água pelo betão aumenta quando este se encontra fendilhado.

Por sua vez, a humidade é também absorvida por uma variedade de polímeros por processos de absorção superficial e por difusão. Numa fase inicial, esse processo é rápido, diminuindo progressivamente com o tempo até que a concentração de humidade atinge um valor limite, considerado como ponto de saturação. Existem diversos factores que condicionam o tempo necessário para se atingir a saturação, nomeadamente a espessura do material, a temperatura e o teor de humidade no ambiente, o nível de tensão aplicada, a quantidade de vazios do material, o grau de cura, a estrutura química do polímero (número e tipo de ligações), o estado do material (presença de microfissuras ou de outros defeitos) e a sua composição (tipo de fibra, de matriz e de interface) [Fonseca, 2005; Yu et al., 2006]. Benmokrane et al. [CERF, 2001] sugerem, ainda, que deve existir uma espessura suficiente de resina na superfície do compósito que deve permanecer sem fendilhação em condições de serviço da estrutura, de modo a diminuir a penetração da humidade e de sais alcalinos no interior do compósito.

Quando um polímero é exposto a um ambiente húmido, a quantidade de água absorvida quando se atinge o equilíbrio (ponto de saturação) depende, fundamentalmente, da humidade relativa do meio ambiente, enquanto a temperatura tem pouca influência sobre a quantidade de água que leva à saturação [Morais, 1998].

Por sua vez, Weitsman [Kelly et al., 2000], num trabalho de revisão sobre os efeitos dos fluidos, refere que o aumento da temperatura proporciona um acréscimo no coeficiente de difusão da resina, sendo a principal consequência a redução do tempo necessário para que o polímero atinja a saturação. O mesmo autor acrescenta ainda que os fluidos influenciam a longo prazo a resposta viscoelástica dos polímeros e dos compósitos de forma análoga à da temperatura (aumento da deformação de fluência). Os efeitos dos fluidos, relativamente à rotura e à dureza dos FRP, são contraditoriamente descritos na literatura técnica. Por um lado são, reportados os aumentos da energia de fractura e da dureza devido à plasticização da matriz e, por outro, são referidas reduções na energia de fractura e na dureza do compósito, motivadas pela degradação da interface matriz-fibra [Yu et al., 2006].

Geralmente as fibras de carbono não são afectadas pelo ingresso da humidade. Porém, a resina que constitui a matriz é danificada conduzindo, consequentemente, à modificação das propriedades do

compósito. Os efeitos da humidade nos compósitos unidireccionais de carbono são a redução da resistência à compressão, da resistência ao corte e uma ligeira diminuição da resistência à tracção [Yu et al., 2006]. Os compósitos de FRP saturados com água apresentam, geralmente, um aumento da sua ductilidade [Fonseca, 2005].

As resinas, ao absorverem água, aumentam de volume sendo essa deformação acompanhada, por vezes, por uma curvatura da resina (*swelling*). No caso dos compósitos unidireccionais de CFRP, o aumento de volume ocorre, fundamentalmente, na direcção transversal, pois as fibras na direcção longitudinal opõem-se a essa expansão, desenvolvendo tensões residuais longitudinais devido ao desigual comportamento das fibras e da matriz [Kelly et al., 2000].

A absorção da humidade pelos polímeros provoca alterações nas suas características termo-físicas, mecânicas e químicas [CERF, 2001]. As alterações das propriedades mecânicas nas resinas epoxídicas são, normalmente, associadas à plasticização e/ou lesão micromecânica induzida pela humidade (fenómeno reversível) e pela microcavitação, formação de microfissuras (fenómeno irreversível) [Pimenta, 1992]. A humidade pode, também, degradar a resina/adetivo de modo irreversível por processos químicos de hidrólise (divisão de uma molécula por acção da água) e/ou de lixiviação (dissolução de constituintes na água) [CERF, 2001]. A degradação dessas propriedades pode ocorrer com um abaixamento da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, em simultâneo com o fenómeno da plasticização [Pimenta, 1992].

Holloway e Leeming (1999) referem que a diminuição do “ T_g ”, devido à humidade absorvida, ocorre tanto na matriz do compósito pultrudido (sistema laminado) como no adesivo, condicionando, desse modo, o desempenho da junta à acção da temperatura.

O modo de ruína em juntas coladas dá-se, frequentemente, pelo adesivo (de modo coesivo) ou pelo substrato (se este for mais fraco). Contudo, a ruína pode dar-se ao longo da interface betão-adesivo devido a prolongada exposição a ambientes húmidos [Holloway et al., 1999].

Karbhari et al. (1997) efectuou ensaios de arrancamento de mantas de carbono e de vidro coladas na superfície de blocos de betão. Esses provetes foram previamente expostos a diversas condições ambientais (imersão em água, imersão em água do mar, baixas temperaturas e ciclos de gelo/degelo) tendo observado que a imersão em água resultou numa redução da temperatura de transição vítrea das resinas, da aderência e da resistência da ligação colada.

Num trabalho posterior, Karbhari et al. (1998) constataram, em ensaios de flexão, que as vigas de betão armado reforçadas com mantas de carbono, previamente imersas em água do mar, apresentaram uma redução da capacidade de carga e um acréscimo de deformação a meio vão. No entanto, a percentagem de humidade absorvida por estas vigas foi inferior à percentagem de humidade absorvida pelas vigas imersas em água.

Grace et al. (2005) submeteram 72 vigas de betão armado reforçadas com dois sistemas de CFRP (manta e laminado) a diferentes condições de exposição (100% de humidade, temperatura de 60°C,

água do mar, solução alcalina, ciclos de gelo/degelo e ciclos térmicos). Após 10 000 horas de exposição, as vigas foram ensaiadas à flexão tendo-se comparado o seu desempenho com a resposta de vigas reforçadas com os mesmos sistemas mas conservadas em ambiente devidamente controlado. Esse trabalho revelou que as vigas reforçadas com laminados e expostas a 100% de humidade tiveram uma redução de 33% na capacidade de carga. A exposição das vigas reforçadas com laminados a 35 ciclos térmicos conduziu a uma redução de 15% na capacidade de carga. Os autores referiram ainda que o sistema do tipo laminado foi mais sensível às condições ambientais de exposição.

Com o objectivo de analisar a possível relação entre a humidade e a temperatura e o tipo de modo de ruína, Au et al. (2006) desenvolveram um programa experimental que envolveu ensaios de corte de junta simples e ensaios de arrancamento (*peel test*), cujos esquemas se encontram representados na Figura 2.20.

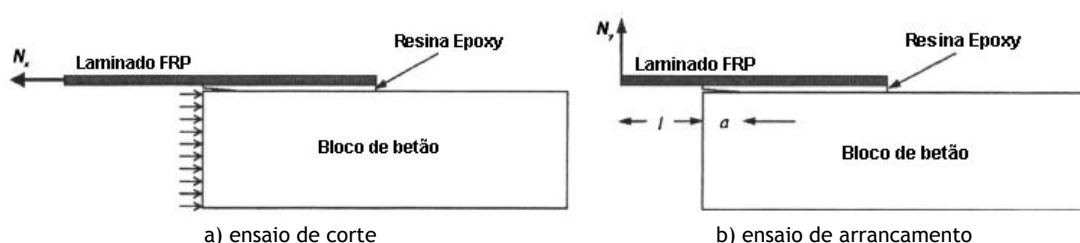


Figura 2.20 – Ensaios para avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura [Au et al., 2006].

Os provetes testados eram constituídos por laminados de CFRP colados numa das faces de prismas de betão. Foram estabelecidos quatro tipos de ambientes de exposição por variação da temperatura e/ ou da humidade (23°C e 50% HR; 50°C e 50% HR; 23°C e 100% HR; 50°C e 100% HR). Os testes foram efectuados após um tempo de exposição de 2, 4 e 8 semanas. Os investigadores ensaiaram três provetes para cada ambiente de exposição e cada duração, tendo sido também ensaiados provetes de referência (23°C e 50% HR; 50°C e 50% HR). Os resultados obtidos em ambos os tipos de ensaio mostraram que o modo de ruína nos provetes de referência foi por delaminação do betão enquanto nos provetes submetidos a 100% de HR foi pela interface betão-adesivo. Além desta alteração no modo de ruína, verificaram que nos ensaios de arrancamento houve uma redução de 60% na resistência da ligação colada tanto para 4 como para 8 semanas de exposição (a 23°C e a 50°C), ver Figura 2.21b. Nos ensaios de corte, a redução máxima de resistência foi de 50% mas só após 8 semanas de exposição a uma temperatura de 50°C, ao passo que nas outras condições ambientais registaram uma ligeira redução, ver Figura 2.21a.

Toutanji e Gómez (1997) compararam o desempenho de pequenas vigas de betão armado reforçadas com mantas de CFRP submetidas a 300 ciclos de molhagem/secagem com idênticos provetes mas expostos a uma temperatura ambiente de 20°C. Foram considerados dois tipos de mantas de CFRP e três resinas epóxicas. Neste estudo, os autores concluíram que os ciclos de molhagem/secagem conduziram à degradação das resinas e, conseqüentemente, ao enfraquecimento da ligação betão-

compósito, demonstrado pela menor capacidade de carga evidenciada por estas vigas (redução de 3% a 33%).

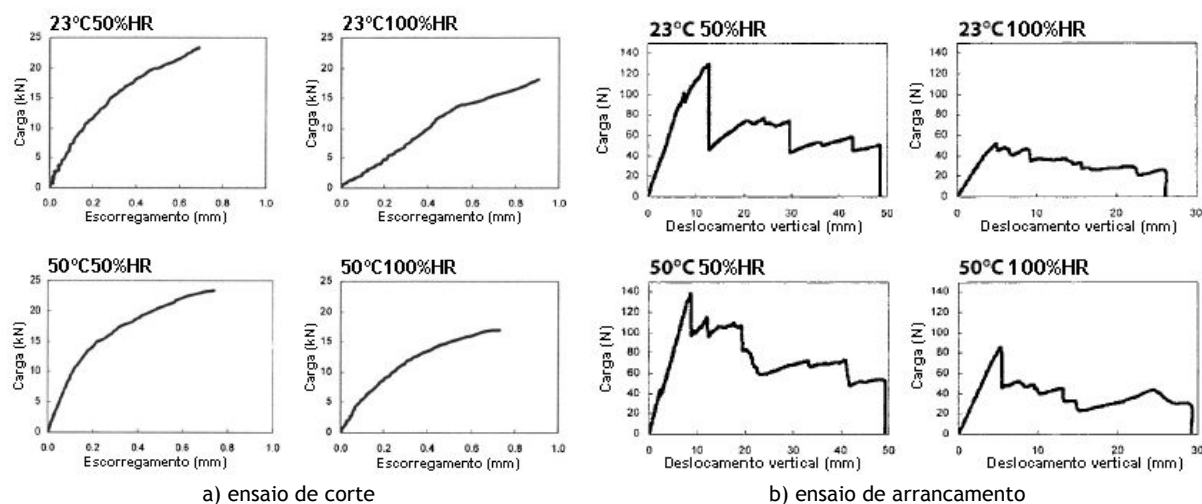


Figura 2.21 - Efeitos da humidade e da temperatura [Au et al., 2006].

Beaudoin et al. (1998) ensaiaram, à flexão, vigas de betão armado reforçadas com diferentes sistemas de CFRP (mantas e laminados) depois de terem realizado ciclos de molhagem/secagem (13). Esses testes evidenciaram uma redução da capacidade de carga das vigas reforçadas com mantas quando comparada com uma viga análoga (não submetida a ciclos de molhagem/secagem). O modo de ruína também se alterou. Em vez da rotura da manta ocorreu o seu destacamento.

Saliente-se ainda que Myers et al. (2001) utilizaram vigas de betão armado reforçadas com mantas de CFRP para avaliar a sinergia dos diferentes agentes de degradação (ciclos gelo/degelo, ciclos de temperatura, ciclos de humidade e actuação de diferentes níveis de carga permanente). Os resultados deste estudo evidenciaram que a maior degradação da resistência da ligação colada ocorreu quando se aplicou uma carga permanente igual a 40% da carga máxima juntamente com os outros agentes de degradação.

2.5.3 - Fluência

Quando o betão está sujeito a um estado de tensão constante, este manifesta uma deformação variável ao longo do período de duração desse estado de tensão. O acréscimo de deformação, além da deformação elástica inicial, deve-se ao comportamento viscoelástico do material e é conhecido por fluência. A fluência geralmente tem um efeito reduzido na resistência da estrutura mas causa, em condições de serviço, um agravamento nas deformações e, conseqüentemente, redistribuição de tensões. A fluência do betão não será aqui abordada.

A aplicação de compósitos de FRP no reforço de estruturas de betão pela técnica EBR envolve, frequentemente, o uso simultâneo de três materiais com comportamento viscoelástico e logo com fluência: o betão, a resina/adesivo e o FRP pultrudido (laminado).

Na maioria das aplicações desta técnica de reforço não é necessário o recurso a estruturas de sustentação (escoramento), o que significa que a acção permanente (peso próprio, revestimentos, etc.) não é transmitida ao reforço. Este apenas contribui na resistência da estrutura à acção das sobrecargas e deformações impostas. Tal acontece, frequentemente, no reforço à flexão de tabuleiros de pontes não sendo, portanto, de esperar períodos longos com carregamentos de carácter permanente [Holloway et al., 1999]. No entanto, se for utilizado algum tipo de equipamento que reduza a deformação existente na estrutura aquando da execução do reforço (aliviando alguma da acção permanente) deverá ser considerado no comportamento da estrutura reforçada a acção da carga permanente instalada logo após a remoção desse equipamento. Também na aplicação desta técnica de reforço a estruturas de edifícios, é expectável que uma parcela das sobrecargas actue, praticamente de modo permanente, durante longos intervalos de tempo. Por último, deve-se ainda avaliar o comportamento viscoelástico destes materiais sempre que se utilizem compósitos de FRP pré-esforçados devido à tensão aplicada.

Por diversas vezes referiu-se, ao longo deste capítulo, que os polímeros apresentam um comportamento viscoelástico, isto é, quando se aplica uma carga o material deforma-se instantaneamente como um sólido elástico e, se a carga se mantiver, o material continuará a deformar-se de modo semelhante a um fluído viscoso. Evidentemente, a resposta viscoelástica dos materiais é dependente do nível de tensão aplicado. O comportamento viscoelástico de polímeros será brevemente apresentado, podendo ser analisado de forma mais detalhada no trabalho de Ferry (1980). A resposta tempo-deformação de um polímero devido à aplicação de um estado de tensão uniaxial encontra-se representada na Figura 2.22. Um polímero submetido a uma tensão de corte constante exhibe uma resposta semelhante à representada na Figura 2.22. Se o nível de tensão aplicado no material for elevado é possível que a fluência conduza à rotura do material para uma tensão inferior à registada em ensaios com carregamento monotónico [Holloway et al., 1999]. Porém, quando se suprime o estado de tensão instalado, verifica-se que a deformação elástica é imediatamente recuperada, ao contrário da deformação de fluência que só é parcial e lentamente recuperada.

A fluência nos polímeros é influenciada por diversos parâmetros: tipo de resina, volume e tipo de cargas de enchimento (*fillers*), dimensão da área colada e, principalmente, pela evolução do processo de cura, absorção de água, nível de tensão instalada, duração do estado de tensão e temperatura [Holloway et al., 1999].

Como se referiu anteriormente, quando a temperatura ambiente supera a temperatura de transição vítrea do polímero, “ T_g ”, o material manifesta uma significativa alteração no comportamento viscoelástico e, conseqüentemente, um acréscimo na deformação de fluência. A absorção de água

como conduz à redução do “ T_g ” pode antecipar esse aumento de fluência. Contudo, se a temperatura ambiente permanecer inferior ao “ T_g ” a humidade provoca, essencialmente, a alteração do módulo de elasticidade do polímero que também influencia a sua fluência. Em suma, quanto maior for o “ T_g ” da resina (cura a maior temperatura), mais reticulada será a estrutura molecular do polímero e menor será a sua fluência [Holloway et al., 1999].

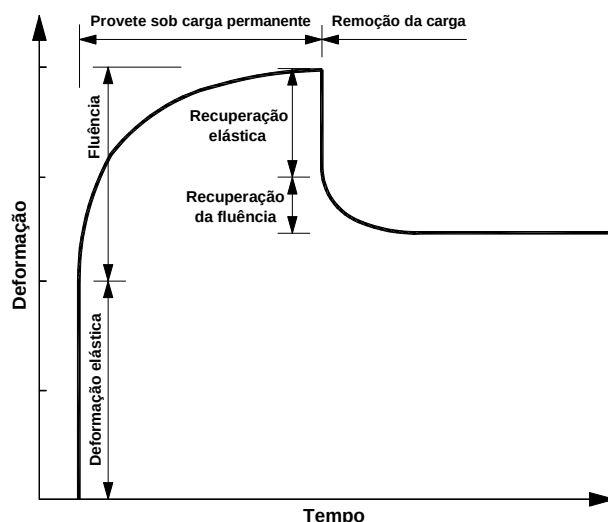


Figura 2.22 - Comportamento à fluência de um polímero [Holloway et al., 1999].

Barnes e Mays (1988) estimaram, para diferentes períodos de vida útil de uma ligação colada, os valores máximos de tensão, com carácter de permanência, que devem ser aplicados a resinas epoxídicas com cura à temperatura ambiente. No Quadro 2.1, a tensão máxima é apresentada como percentagem da resistência a curto prazo da resina. Essa percentagem varia em função da temperatura de funcionamento da ligação colada. Esses valores indicam que, para uma ligação colada com temperaturas inferiores a 40°C, a tensão não deve ultrapassar 37% da resistência a curto prazo [Holloway et al., 1999].

Quadro 2.1 - Tensão máxima permanentemente aplicada numa ligação colada [Holloway et al., 1999].

Temperatura (°C)	Tensão máxima/Resistência a curto prazo		
	Vida útil		
	1 ano	30 anos	120 anos
20	0.69	0.63	0.60
40	0.46	0.38	0.36
55	0.18	0.11	0.09

A fluência de um compósito de FRP resulta da combinação do comportamento viscoelástico da matriz polimérica com o comportamento imune de fluência das fibras. Uma justificação para a ocorrência de

fluência no FRP baseia-se na deformação por fluência do interior da matriz, associado ao começo de microfissuração que pode desenvolver-se, se uma componente da carga actuar perpendicularmente às fibras e devido à incompatibilidade de deformações entre a matriz e a fibra. Assim sendo, a fluência do FRP depende fundamentalmente do tipo de matriz, da direcção de disposição das fibras, do tipo e da fracção volúmica das fibras e, naturalmente, da temperatura, da humidade e da natureza do carregamento [Holloway et al., 1999]. Torna-se claro que quanto maior for a fracção volúmica das fibras maior será a rigidez e a resistência do FRP e menor será a sua fluência.

Deve-se salientar que em compósitos e resinas/adesivos próprias para cura à temperatura ambiente será de esperar curas incompletas, podendo esta completar-se após um longo período de tempo devido ao aumento da temperatura ambiente ou mesmo permanecer parcialmente curada. Nestas condições, esses materiais tornar-se-ão mais sensíveis à fluência [CERF, 2001].

Plevris e Triantafillou (1994) realizaram um estudo experimental e analítico sobre o comportamento à fluência de vigas de betão armado reforçadas com mantas de CFRP (diferente percentagem de reforço). As três vigas ($1.68 \times 0.11 \times 0.10 \text{ m}^3$) foram testadas sob acção de cargas permanentes (cerca de 5 kN) revelando que a viga de betão armado foi a que registou a maior deformação enquanto que a menor deformação ocorreu na viga reforçada com maior percentagem de fibras. Com o modelo analítico desenvolvido, conseguiram obter uma previsão do deslocamento a meio vão em função do tempo com uma variação máxima de 15%.

Barnes e Garden relataram o estudo da fluência de vigas de betão armado ($1.00 \times 0.10 \times 0.10 \text{ m}^3$) reforçadas com laminados de CFRP [Holloway et al., 1999]. A carga permanente aplicada às vigas de betão armado e às vigas reforçadas foi estabelecida de modo a que a tensão de compressão máxima no betão e a tensão nas armaduras ordinárias fosse a mesma em ambas as vigas. Os resultados dos ensaios evidenciaram uma flecha inicial de 7.0 mm na viga não reforçada e de 5.1 mm na viga reforçada. Por seu turno, a deformação de fluência em ambas as vigas foi, aproximadamente, um terço da deformação elástica registada. Por essa razão, os autores concluíram que o comportamento de fluência observado havia sido dominado pela fluência do betão à compressão.

Okba et al. (2004) analisaram o comportamento de pórticos de betão armado submetidos a uma carga permanente aplicada na face superior da viga. Alguns desses pórticos foram reforçados com mantas de CFRP, nuns apenas a face inferior da viga e noutros também a ligação pilar-viga. Os autores também observaram que os pórticos reforçados apresentaram menores deformações do que os de betão armado. Nos primeiros dois meses de ensaio, o aumento de deformação nos pórticos reforçados foi inferior ao do pórtico de referência, mas a partir desse período o aumento de deformação foi idêntico em ambos os pórticos.

Um dos mais recentes trabalhos foi desenvolvido por Chami et al. (2006) com o objectivo de analisar o comportamento de vigas de betão armado ($1.80 \times 0.10 \times 0.15 \text{ m}^3$) reforçadas com laminados unidireccionais de CFRP e submetidas a diferentes valores de carga permanente desde 65% até 75% da

carga de rotura. Os obreiros desta investigação observaram que, ao fim de um ano, o reforço continuava a evidenciar um bom desempenho sem sinais de escorregamentos e de fendas. Foram, ainda, retiradas as seguintes conclusões:

- A deformação a longo-prazo das vigas reforçadas é proporcional ao nível de carregamento aplicado. Para uma carga igual a 65% da carga de rotura foi registada uma flecha dupla da inicial.
- Os laminados de CFRP foram eficazes na limitação da largura das fendas (de 0.04 a 0.7 mm) mas não o foram na diminuição da deformação a longo-prazo.
- A aplicação de laminados no reforço de vigas de betão armado permitiu um aumento da carga permanente até 164% do momento último duma viga não reforçada. Passado mais de um ano, a viga não evidenciou qualquer sinal de rotura.

Neste estudo, foi ainda avaliado o comportamento a longo prazo de mantas e laminados de CFRP sob a acção de dois níveis de carga - 50% e 80% da tensão de rotura. Passados dois meses, os resultados mostraram que para o nível de carga mais baixo a fluência dos compósitos foi praticamente desprezável. Contudo, o único teste efectuado com o nível de carga mais elevada conduziu à rotura do sistema de CFRP (manta) após 672 horas.

2.5.4 - Fadiga

A fadiga pode ser entendida como o fenómeno físico que provoca a ruína do material devido à aplicação cíclica de uma carga com valor inferior ao que, para um número reduzido de aplicações, produziria a rotura do material. A carga pode ser mecânica (por exemplo devido ao tráfego de veículos), térmica (devido às variações de temperatura) ou química.

Um tabuleiro de uma ponte em betão armado pode ser submetido no mínimo a 6×10^7 ciclos de carga durante um período de vida de 40 anos, podendo atingir os 7×10^8 ciclos de carga se o período de vida for alargado para 120 anos [Holloway et al., 1999; Heffernan et al., 2004].

É sabido que os elementos de betão, de aço e de betão armado são sensíveis à fadiga. A fadiga do betão caracteriza-se por deformações irreversíveis manifestadas sob a forma de fluência e fendilhação. A redistribuição das tensões do betão para a armadura faz com que o comportamento à fadiga do betão armado seja condicionado, na maioria das vezes, pelo comportamento à fadiga da armadura, sendo o modo de ruína mais comum a rotura dos varões [Holloway et al., 1999]. Estudos demonstraram que a deformação acumulada por causa da carga cíclica é maior do que a originada pela fluência devido ao nível de carga permanente aplicado (valor médio da carga cíclica) [El-Tawil et al., 2001].

O comportamento à fadiga de um material é, geralmente, caracterizado através da curva S-N, em que “S” representa a tensão máxima e “N” o número de ciclos de carga. Por exemplo, para uma tensão

máxima igual a 50% da resistência última à tracção do aço, a fadiga ocorre entre os 10^5 e os 10^6 ciclos de carga [Dimande, 2003].

Tem-se constatado que em ensaios experimentais de fadiga a dimensão dos modelos conduz a diferentes resultados. Quanto maior for o modelo menor será a sua resistência à fadiga [Holloway et al., 1999].

O comportamento à fadiga de resinas/adesivos epoxídicos (curadas à temperatura ambiente), utilizadas em aplicações no domínio da Engenharia Civil, foi analisado por Mays através de ensaios realizados sobre juntas duplas em aço. Os ciclos de carga foram estabelecidos de modo a produzirem a rotura até aos 100 milhões de ciclos, tendo sido aplicados com uma frequência de 25 Hz. Estes testes foram efectuados a diferentes temperaturas, desde os -25°C até aos 55°C . Os resultados permitiram obter um valor limite para a tensão máxima na resina/adesivo de modo a suportar 7×10^8 ciclos. O valor encontrado de 4 MPa é aproximadamente semelhante à resistência ao corte da camada superficial de betão nas aplicações de reforço pela técnica EBR. Contudo, esse valor é superior às tensões de corte instaladas em condições de serviço (1 a 1.5 MPa) o que levou o autor a concluir que a resistência à fadiga não será crítica nas verificações de segurança da estrutura reforçada [Holloway et al., 1999].

Os compósitos de FRP apresentam, normalmente, uma resistência à fadiga superior à do aço. Enquanto o aço rompe subitamente, os compósitos sofrem uma degradação progressiva assinalada pela rotura de algumas fibras, delaminação, descoesão na interface matriz-fibra e fissuração longitudinal e transversal da matriz. Porém, a resistência à fadiga dos compósitos é condicionada, principalmente, pela deformação da matriz, uma vez que a resistência à fadiga das fibras é superior [Holloway et al., 1999]. Logo, a resistência à fadiga dos compósitos depende da rigidez das fibras, pois estas limitam a deformação e evitam as deformações elásticas e viscoelásticas na matriz. Verifica-se, também, que o aumento da fracção volumica de fibras conduz a um acréscimo da resistência à fadiga [Moura et al., 2005]. As fibras servem, ainda, de “barreira” à progressão das fendas que surjam na matriz [ACI 440.XR, 2006].

A resistência à fadiga dos compósitos unidireccionais de CFRP varia consoante o tipo e o nível de tensão aplicado [Heffernan et al., 2004]. Na Figura 2.23, ilustra-se o comportamento à fadiga de três compósitos unidireccionais com diferentes tipos de fibras (carbono - CFRP, vidro - GFRP e aramida - KFRP).

Barnes e Garden referem-se aos trabalhos que Kaiser (1989) e Deuring (1993) efectuaram no EMPA sobre ensaios de fadiga de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP. A carga cíclica (1 a 19 kN) foi aplicada sobre as vigas (secção transversal em “T”) com uma frequência de 4 Hz e a rotura do primeiro varão da armadura ordinária nas vigas reforçadas ocorreu no final de 4.8×10^5 ciclos. Passados mais alguns ciclos, observaram a rotura de outro varão e só decorridos 7.5×10^5 ciclos de carga é que foram registados os primeiros danos no laminado de CFRP que acabou por se destacar após 8.05×10^5 ciclos [Holloway et al., 1999].

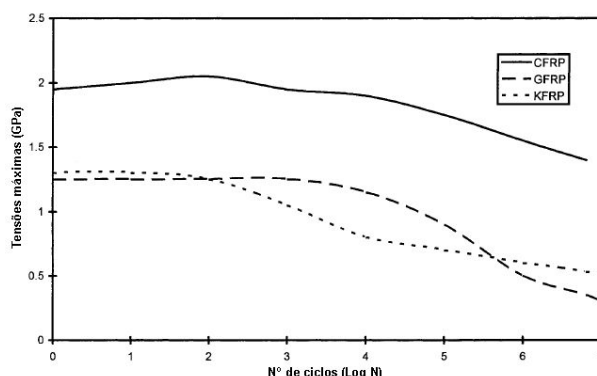


Figura 2.23 – Comparação de curvas S-N para diferentes compósitos [Barnes et al., 1999].

Barnes e Mays (1999) efectuaram ensaios de fadiga em cinco vigas de betão armado ($2.30 \times 0.13 \times 0.23 \text{ m}^3$), três das quais reforçadas com laminados de CFRP. As extremidades dos laminados foram ancoradas ao betão por intermédio de chapas de aço e de parafusos. Os ciclos de carga foram aplicados com uma frequência de 1 Hz por ser, na opinião dos autores, representativa da acção de veículos sobre o tabuleiro de pontes. Foram consideradas, nas várias vigas, diferentes amplitudes de carga (todas inferiores a 50% da carga última prevista) de modo a poderem compará-las entre si. Os resultados obtidos foram os seguintes:

- Todas as vigas manifestaram uma ruína por flexão com rotura nos varões da armadura ordinária.
- As vigas reforçadas evidenciaram uma maior resistência à fadiga do que as não reforçadas quando foram submetidas aos mesmos ciclos de carga. Esse comportamento resultou da contribuição dos laminados de CFRP ao retardarem o início da fendilhação e ao limitarem a largura de fendas.
- A aplicação de diferentes ciclos de carga em vigas reforçadas e não reforçadas, de modo a introduzirem uma tensão semelhante nas armaduras ordinárias demonstrou uma resistência à fadiga superior nas vigas reforçadas.
- As vigas reforçadas exibiram um pequeno decréscimo de resistência à fadiga nos testes efectuados com ciclos de carga estabelecidos com base em idêntica percentagem da capacidade última de cada viga;

Os autores aconselham que as tensões nos sistemas compósitos, em condições de serviço, devem permanecer relativamente baixas para que o comportamento da armadura seja condicionante.

As principais conclusões do estudo realizado por Ferrier et al. (2001) sobre vigas de betão armado ($2.30 \times 0.15 \times 0.25 \text{ m}^3$) reforçadas com diferente número de camadas de manta de CFRP, ensaiadas sob diferentes ciclos de carga, demonstraram, também, a eficácia desta técnica de reforço no comportamento à fadiga. Os investigadores referiram que os ensaios de fadiga executados a uma temperatura de 20°C não afectaram o comportamento da resina e que o compósito evidenciara um bom comportamento após 1×10^6 ciclos de carga.

Por sua vez, Heffernan e Erki (2004) ensaiaram dois tipos diferentes de vigas de betão armado. As primeiras, de menores dimensões ($3.00 \times 0.15 \times 0.30 \text{ m}^3$), foram ensaiadas para diferentes ciclos de carga destinados a submeter as armaduras ordinárias a uma percentagem da sua tensão de cedência (0.2-0.6; 0.2-0.7 e 0.2-0.8). Os ciclos de carga foram executados com uma frequência de 3 Hz. Seis vigas de betão armado foram, então, reforçadas à flexão com sete camadas de manta unidireccional de CFRP. Os resultados destes testes mostraram, mais uma vez, que as vigas reforçadas suportaram um maior número de ciclos de carga quando comparadas com as suas congéneres não reforçadas. O modo de ruína em todas as vigas iniciou-se com a rotura por fadiga de, pelo menos, um varão de aço. Nas vigas reforçadas seguiu-se o destacamento do CFRP. Foi, ainda, notada uma redução substancial no número de ciclos de carga suportados pelas vigas à medida que o valor médio da carga do ciclo aumentava.

As vigas de maior dimensão ($5.00 \times 0.30 \times 0.57 \text{ m}^3$) foram submetidas a idênticos ciclos de carga aplicados com uma frequência de 1.5 Hz. Três dessas vigas foram reforçadas com diferentes quantidades de manta de CFRP (2, 4 ou 6 camadas). A viga não reforçada resistiu a 3.35×10^5 ciclos de carga, instante em que ocorreu a rotura por fadiga de um varão. As vigas reforçadas romperam de modo semelhante, seguindo-se o destacamento do compósito. A rotura das vigas reforçadas com 2 camadas, 4 camadas e 6 camadas de manta ocorreu para 3.12×10^5 , 6.27×10^5 e 1.049×10^6 ciclos de carga, respectivamente.

Aidoo et al. (2004) realizaram ensaios de fadiga em seis vigas de betão armado com 6.1 m de vão e secção transversal em “T”. Quatro dessas vigas foram reforçadas à flexão com dois tipos diferentes de compósitos de CFRP (manta e laminado). As vigas foram subdivididas em dois grupos de acordo com o tipo de ciclo de carga aplicado, mas ambos com uma frequência de 1 Hz. Apesar de o modo de ruína, em todas as vigas, ter sido condicionado pela rotura da armadura de aço, demonstrando que o reforço com materiais compósitos conduziu ao acréscimo da resistência à fadiga, foram registados, durante os ensaios, destacamentos localizados do compósito na vizinhança das fendas existentes na zona central da viga. Os autores constataram que esses destacamentos se iniciaram primeiro no sistema laminado (menor largura de colagem) enquanto no sistema do tipo manta essa degradação ocorreu após um número superior de ciclos de carga. Relataram, ainda, que o padrão de fendilhação havia sido idêntico nas seis vigas (reforçadas e não reforçadas) o que contrariava as observações de outros investigadores. Esse aspecto foi justificado pela diferença de escala entre as vigas usadas e as utilizadas por outros investigadores (de menores dimensões).

Os mesmos autores concluíram que a aplicação de compósitos de FRP no reforço de vigas conduzia a uma redução das tensões nas armaduras ordinárias e, conseqüentemente, a um acréscimo da resistência à fadiga. Porém, esse facto só se manteria válido se não houvesse degradação da ligação betão-compósito.

Por fim, a pesquisa bibliográfica realizada demonstrou a quase inexistência de informação relativamente ao comportamento à fadiga de lajes de betão armado reforçadas à flexão com compósitos de FRP pela técnica EBR.

Na revisão do estado da arte sobre compósitos de FRP aplicados em elementos de betão, realizada pelo ACI Committee 440 [ACI 440.XR, 2006], são referidos os ensaios de fadiga efectuados por Kobayashi et al. (1995) sobre duas lajes extraídas do tabuleiro de uma ponte com 26 anos de serviço. A laje não reforçada rompeu no final de 1.2×10^5 ciclos de carga, enquanto a laje reforçada suportou 5.0×10^5 ciclos de carga.

Resultados semelhantes foram obtidos em ensaios de lajes de betão armado com 0.18 m de espessura. A laje não reforçada resistiu a 1.0×10^5 ciclos de carga, enquanto a laje reforçada suportou 1.0×10^6 ciclos de carga [Kobayashi et al., 2003].

2.6 - Protecção e reparação de estruturas de betão

Um factor impulsionador para o estabelecimento de critérios de dimensionamento, de verificação de segurança, de execução em obra e consequentemente de difusão desta técnica de reforço será certamente a sua normalização. A intensa investigação realizada nas últimas décadas e a quantidade de informação recolhida levou, naturalmente, à constituição de equipas técnicas destinadas à preparação de documentos normativos e regulamentares. Desde a década de 80 que o Comité Europeu de Normalização (CEN) prepara um conjunto de normas referentes à reparação de estruturas de betão. A norma EN 1504 reúne a informação essencial sobre os produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. A norma está dividida em 10 partes, destacando-se a nona parte por conter os princípios gerais para o uso dos produtos e sistemas. As partes 8 e 10 tratam, respectivamente, da avaliação da conformidade e da aplicação e controlo da qualidade. Nas partes 2 a 7 são referidos os produtos e sistemas que permitem concretizar os princípios e métodos seleccionados de reparação e/ou reforço, com identificação e estabelecimento de valores para as propriedades relevantes em função do tipo de aplicação. Finalmente, o objectivo e as definições da norma são objecto da parte 1. [Ribeiro et al., 2000].

Convém esclarecer, desde já, que esta norma define *produto* como sendo um elemento produzido para a reparação e *sistema* como sendo a mistura de um ou mais produtos ou a utilização consecutiva de dois ou mais produtos. No caso dos FRP's, os produtos são por exemplo o laminado e o adesivo (ou a manta e a resina de impregnação), o sistema será o compósito obtido pela ligação do laminado com o adesivo (ou da ligação da manta com a resina) [EN 1504-1, 2006].

2.6.1 - Norma EN 1504

Neste ponto do trabalho, faz-se uma apresentação sumária da aplicação desta norma, identificando as fases que compõem a reparação de uma estrutura de betão e o modo como as partes 2 a 10 da norma EN 1504 se encaixam neste processo. Refira-se que a nona parte da EN 1504 ainda se encontra sob a forma de uma pré-norma.

Assim, com base no anexo informativo A incluído na prEN 1504-9 (2006) esquematizam-se, na Figura 2.24, as quatro fases de reparação de uma estrutura de betão: a fase de diagnóstico, a fase deliberativa, a fase de dimensionamento e a fase de execução.

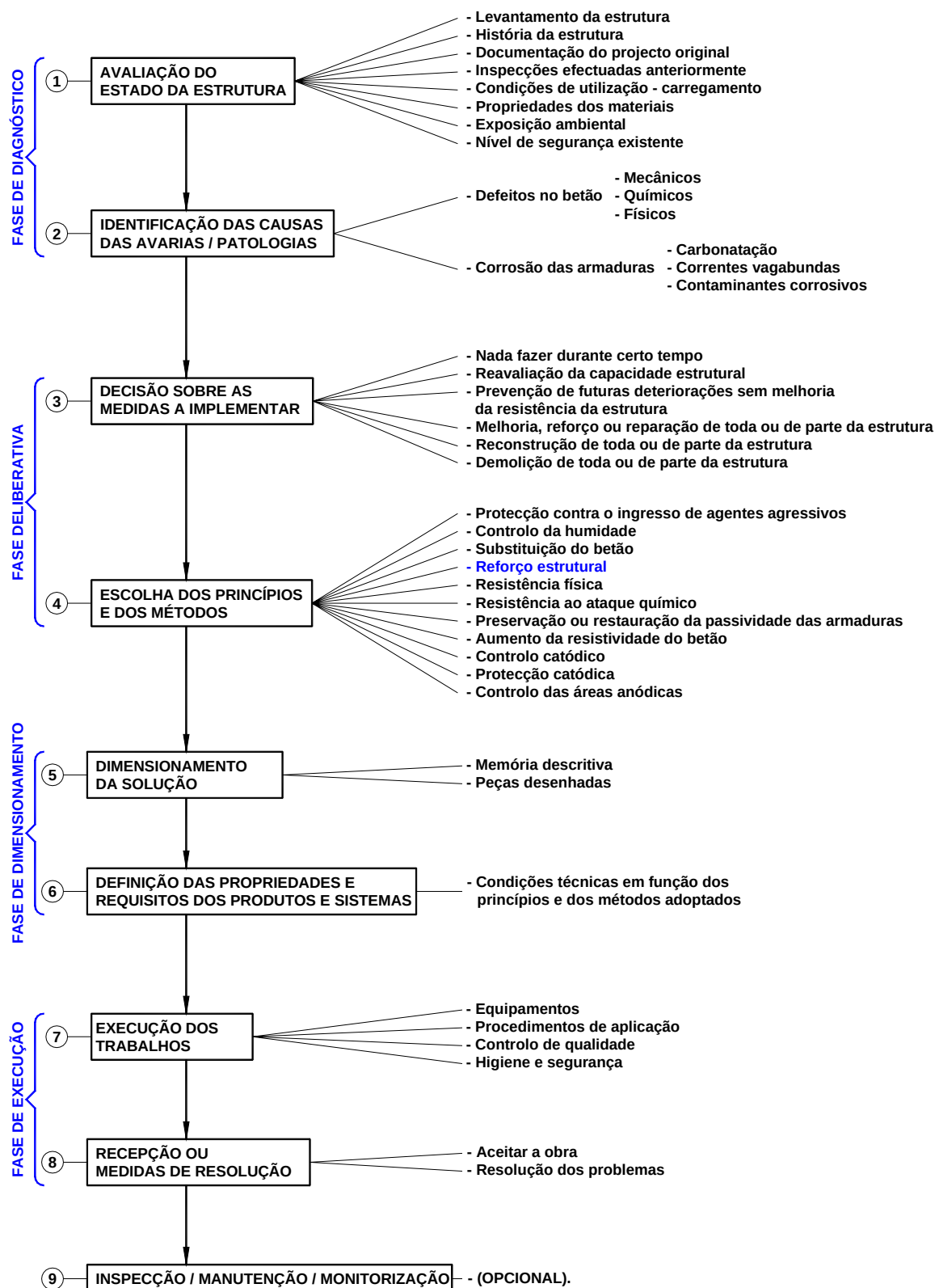


Figura 2.24 – Etapas principais dum processo de reparação de uma estrutura de betão.

A fase de diagnóstico engloba fundamentalmente duas acções (identificadas por 1 e 2) que visam fornecer informação esclarecedora para a tomada de decisão sobre as medidas a implementar. A primeira - *avaliação do estado da estrutura* - destina-se ao levantamento de dados sobre os oito pontos a ela associados e indicados na Figura 2.24. A segunda - *identificação das causas das avarias/patologias* - visa o reconhecimento do tipo de patologias/avarias existentes no betão (efeitos mecânicos, físicos ou químicos, fogo) e/ou nas armaduras (corrosão). Algumas vezes as patologias/avarias resultam da deficiente execução da obra (deficiente dimensionamento, erro construtivo ou ausência de especificação). Só depois de se perceber a origem das patologias/avarias é que se poderão definir as medidas a aplicar.

Terminada a etapa de diagnóstico, é chegado o momento de tomar uma decisão sobre as medidas a implementar - fase deliberativa. Esta fase comporta as acções 3 e 4 da Figura 2.24: a *decisão sobre as medidas a implementar* e a *escolha dos princípios e dos métodos*, respectivamente. A acção 3 visa escolher as medidas a adoptar dentre as seis opções indicadas. Essa escolha depende de vários factores preconizados na norma prEN 1504-9 (2006), nomeadamente do uso pretendido e do tempo de vida útil da estrutura, das características de desempenho pretendidas (incluindo a resistência ao fogo), do desempenho da reparação previsto a longo prazo, da disponibilidade para efectuar reparações com possível interrupção do seu funcionamento, do número e custo de futuras acções de reparação e manutenção durante a vida útil da estrutura, das propriedades e métodos possíveis de preparação do substrato existente, da aparência da estrutura reparada, do processo de distribuição das cargas durante e após a reparação, das consequências do colapso da estrutura, dos requisitos de higiene e segurança na utilização da estrutura, das condições futuras de exposição ambiental da estrutura e da necessidade de protecção ambiental de parte ou toda a estrutura.

Tomada a decisão de reparar a estrutura, será necessário seleccionar os princípios adequados à reparação pretendida, objectivo da acção 4. A cada um dos 11 princípios indicados na Figura 2.24 associam-se diversos métodos/técnicas de os concretizar (não constam da figura). Nas partes 2 a 7 da norma EN 1504 são referidos os produtos e sistemas que permitem concretizar os princípios e os métodos seleccionados, com identificação das propriedades relevantes para todos os tipos de aplicação (ou só para algumas) assim como o estabelecimento de valores para essas propriedades [Ribeiro et al., 2000].

Eleitos os métodos/técnicas adequados às condições de degradação da estrutura, entra-se na fase de dimensionamento. Esta etapa envolve a execução da acção 5 - *dimensionamento da solução* - em que se define a solução a adoptar e se pormenoriza em peças desenhadas a sua execução. Esta etapa termina com a realização da acção 6 - *definição das propriedades e requisitos dos produtos e sistemas* - na qual se deverão especificar as propriedades a exigir aos produtos e sistemas a aplicar (parte 2 a 7 da norma) e que devem constar do documento preparado pelo projectista e que se destina à especificação das condições técnicas por ele estabelecidas para a aplicação da técnica adoptada.

A última etapa consiste na fase de execução da reparação. Esta fase engloba as acções 7 e 8. Na primeira delas - *execução dos trabalhos* - o construtor e a fiscalização limitam-se a cumprir o acordado no caderno de encargos da obra, o qual inclui informações sobre os equipamentos, os procedimentos de aplicação, o controlo de qualidade da execução e os requisitos de higiene e segurança.

Refira-se que o controlo de qualidade envolve: controlo preliminar, controlo de recepção e manuseamento dos materiais, controlo de execução e controlo de conformidade. Relativamente a estes aspectos, a parte 8 da norma especifica os procedimentos para recolha de amostras, avaliação de conformidade, identificação e etiquetagem dos produtos e sistemas [EN 1504-8, 2006]. O controlo da aplicação dos produtos e sistemas e da execução em obra encontra-se especificado na parte 10 da referida norma [EN 1504-10, 2008].

Terminada a acção 7, chega o momento de aceitar (recepção) ou de rejeitar a obra - *recepção ou medidas de solução* - acção 8. Se a obra for rejeitada, ela poderá ainda ser aceite desde que se implementem medidas para solucionar os problemas e que se faça prova de que as condições de segurança são satisfeitas.

Em alguns projectos de reparação pode-se ainda realizar a última acção (9). Esta medida - *inspecção/manutenção/monitorização* - visa a definição da periodicidade com que se devem efectuar as inspecções, o estabelecimento de critérios de manutenção e/ou a requisição de um plano de monitorização do comportamento em serviço da estrutura reparada.

Concluída a descrição das fases de reparação de uma estrutura de betão e correspondente enquadramento com as várias partes da norma EN 1504, será então necessária a adaptação do esquema ilustrado na Figura 2.24 ao tema deste trabalho, ou seja, ao reforço à flexão de uma laje de betão com sistemas compósitos de CFRP por aplicação da técnica EBR.

De acordo com o exposto, o projecto de reparação de uma laje de betão armado será composto de quatro fases. A fase de diagnóstico da estrutura não será tratada, pois não se considera objecto deste trabalho. De qualquer modo, referem-se alguns documentos que tratam os aspectos relacionados com essa fase, nomeadamente os relatórios do ACI 345.1R (1992), 364.1R (1994), 228.1R (1995) e 228.2R (1998), os livros de Silano et al. (1993), de Calgaro et al. (1997) e de Malhotra et al. (2004) e os trabalhos de Gonçalves (1987) e de Padrão (2004).

Após a análise da informação obtida na avaliação do estado actual da laje, é tempo de decidir sobre as medidas a implementar (fase deliberativa). Relativamente a esta fase também não se aprofundam os aspectos que condicionam a escolha das medidas a implementar. Neste caso, considera-se apenas que a decisão tomada foi a de reforçar a laje à flexão.

Assim, resta descrever-se o preconizado na norma EN 1504 para as fases de dimensionamento e de execução.

2.6.2 - Fase de dimensionamento

Para facilitar a exposição de cada uma das fases, optou-se por dividi-las em diversas tarefas. Descreve-se, inicialmente, a fase de dimensionamento esquematizada na Figura 2.25, baseada na proposta de Broughton et al. (2005). Posteriormente, descreve-se o modo como a norma EN 1504 (partes 4 e 8) se encaixa neste processo de dimensionamento.

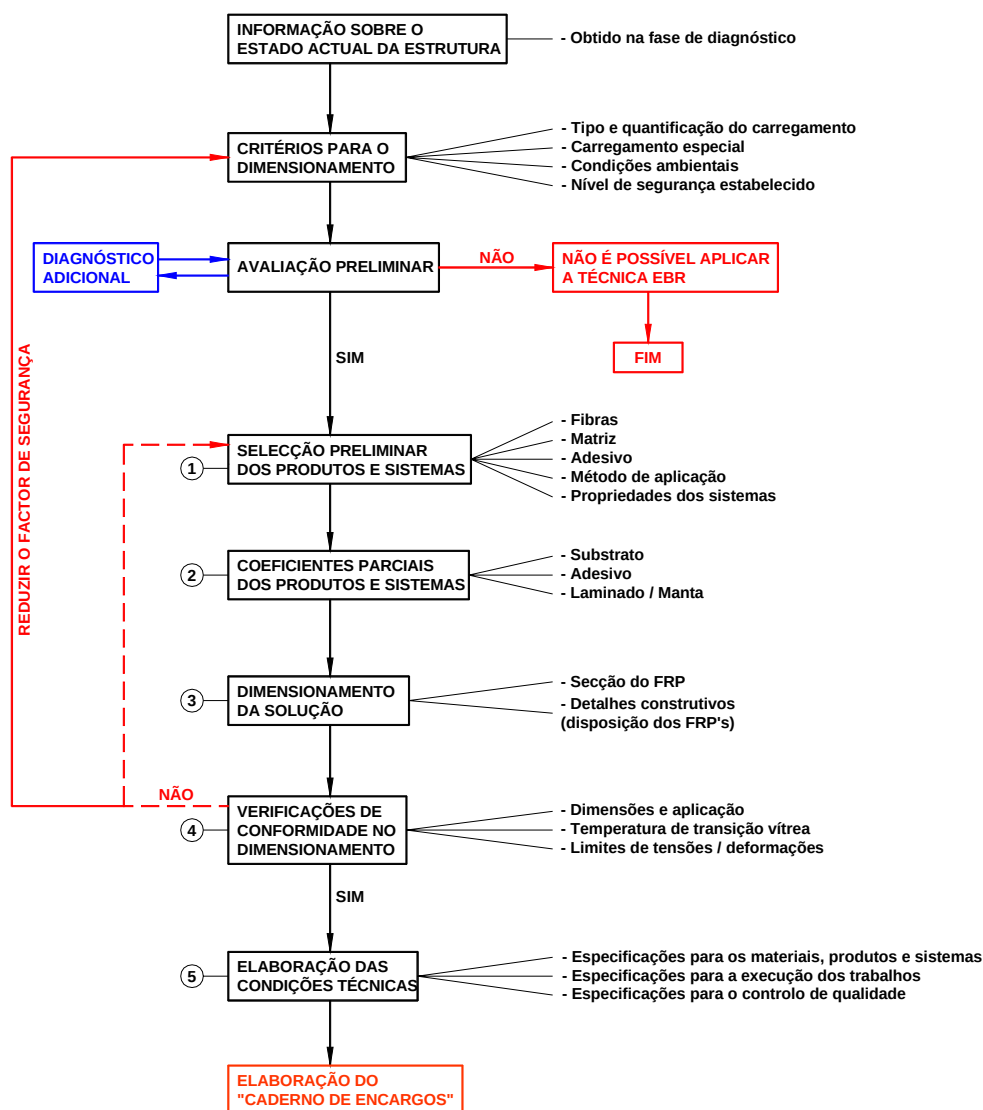


Figura 2.25 – Etapas principais da fase de dimensionamento da solução de reforço.

Analisando o método de dimensionamento, observa-se que uma das primeiras tarefas consiste em avaliar se a técnica EBR é ou não exequível. A *avaliação preliminar* consiste, então, na análise da viabilidade de reforço pela técnica em causa. Esta análise é realizada a partir da informação recolhida na fase de diagnóstico e dos critérios estabelecidos para o nível de segurança desejado para a reparação, considerando-se nesta verificação o carregamento e as condições ambientais previstas. Esta avaliação conduz a dois cenários: a técnica EBR pode ser empregue ou, pelo contrário, não pode ser

aplicada. Neste último caso é possível realizar um novo diagnóstico (mais pormenorizado, com novos ensaios) e/ou reavaliar o nível de segurança estabelecido, para em seguida efectuar uma nova *avaliação preliminar*. Desta reavaliação pode concluir-se, novamente, que não é possível aplicar a técnica EBR e, portanto, será necessário adoptar um novo método de reparação ou a técnica é viável e o processo de dimensionamento avança para a acção 1 - *selecção preliminar dos produtos e sistemas*.

A selecção dos materiais é uma fase essencial, apesar de preliminar, pois é neste ponto que o projectista escolhe o ou os sistemas de FRP que poderão conduzir à melhor solução. Trata-se de escolher o tipo de fibra (unidireccional ou 2D, carbono, vidro ou aramida), o tipo de sistema (laminado ou manta ou tecido) e consequentemente o modo de aplicação (necessidade de um adesivo ou de uma resina de impregnação). O objectivo da escolha dos materiais prende-se com a obtenção dos valores das propriedades do substrato de betão (módulo de elasticidade, resistência e coeficiente de expansão térmico), da resina/adesivo (resistência ao corte e ao “*peeling*” a longo prazo) e do FRP (módulo de elasticidade, deformação última e coeficiente de expansão térmica, valores a longo prazo).

O passo seguinte (acção 2) - *coeficientes parciais dos produtos e sistemas* - é a definição de coeficientes parciais de segurança para os materiais (betão, resina/adesivo, FRP). Estes coeficientes devem atender à variabilidade do valor das propriedades a curto prazo e também à redução desses valores para atender ao comportamento a longo prazo.

A acção 3 - *dimensionamento da solução* - é a tarefa de cálculo que permite obter a secção de FRP (largura e espessura) e que possibilita uma disposição provisória dos FRP's ao longo da laje (espaçamento entre as faixas de compósito de FRP).

Será, então, necessário proceder a algumas verificações. Com a acção 4 - *verificações de conformidade no dimensionamento* - pretende-se controlar o nível de reforço alcançado, se as dimensões do sistema de FRP são executáveis e se a sua disposição na laje é admissível, se a resina/adesivo associada ao sistema de FRP possui uma temperatura de transição vítrea “ T_g ” compatível com as condições ambientais da estrutura, se a tensão/deformação máxima no FRP é admissível e se o adesivo e o betão possuem resistências suficientes.

No caso de não cumprimento de algumas destas verificações, será necessário reiniciar o processo de dimensionamento (voltar à acção 1 - *selecção preliminar dos produtos e sistemas*) ou eventualmente reduzir o nível de segurança definido nos *critérios para dimensionamento* (mas adoptando um nível ainda aceitável). Porém, mesmo com estas alterações é possível chegar à conclusão, nesta fase, que não é possível aplicar a técnica EBR.

Caso contrário (satisfeitas as verificações), estão reunidas as condições para - *elaborar as condições técnicas* (acção 5). Neste ponto, o projectista deve definir os requisitos para a execução do reforço, nomeadamente, especificando as características dos produtos e sistemas, os procedimentos de execução dos trabalhos e elaborando o plano de controlo de qualidade de todas as etapas compreendidas desde este ponto até à conclusão da obra.

A norma EN 1504 intervém nesta fase de dimensionamento apenas na acção 1 - *selecção preliminar dos produtos e sistemas*. Como é fácil de entender, o projectista necessita obter, do fabricante dos sistemas de FRP, os valores característicos das propriedades pretendidas. Porém, a maioria das vezes, o fabricante dos sistemas fornece, apenas, os valores mínimos de algumas dessas propriedades. Talvez quando esta normalização for aplicada, esta situação se altere, pois a EN 1504-8 (2006) estabelece os procedimentos que o fabricante deve implementar de modo a certificar os seus produtos. Essas medidas passam pela recolha de amostras com vista à caracterização de algumas propriedades (por exemplo a cor, a aparência, etc.) e à realização de alguns ensaios (de identificação e de desempenho) que possibilitem a confirmação da composição do produto e o fornecimento dos valores das propriedades requeridas na parte 4 (reforço estrutural) da norma EN 1504. Por fim, os produtos devem ser etiquetados e identificados conforme o preconizado na EN 1504-8 (2006).

Para o dimensionamento do sistema de FRP e para garantir o seu desempenho, é indispensável conhecer algumas características dos produtos e dos sistemas. A EN 1504-4 (2006) identifica quais são essas características, estabelecendo-as relativamente ao desempenho dos produtos e sistemas utilizados na colagem, agrupando-as em função do uso pretendido (para todos os usos, para certos usos ou para aplicações especiais). No Quadro 2.2, apresentam-se essas características de desempenho, para a técnica EBR.

Quadro 2.2 – Características de desempenho dos produtos e sistemas utilizados na técnica EBR.

<i>Tipo de aplicação</i>	<i>Características de desempenho</i>
Todas	Aderência betão-compósito; Durabilidade do sistema compósito a ciclos térmicos; Durabilidade do sistema compósito a ciclos de humidade; Características dos materiais para o projectista: Tempo aberto (<i>open time</i>) ^[1] ; Tempo de trabalhabilidade (<i>workable life</i>) ^[1] ; Módulo de elasticidade em compressão; Resistência ao corte; Temperatura de transição vítrea; Coeficiente de expansão térmica; Retracção;
Algumas	Aptidão para aplicação sobre superfícies verticais e intradorsos; Aptidão para aplicação por baixo de superfícies horizontais; Aptidão para aplicação e a cura nas condições ambientais de baixa ou alta temperatura ^[2] ; Características dos materiais para o projectista: Módulo de elasticidade em flexão;
Especiais	Fadiga sob carga dinâmica durante a cura (EN 13894-1); Fadiga sob carga dinâmica após endurecimento (EN 13894-2);

[1] no mínimo, temperaturas de aplicação normal e máxima; [2] o produtor pode especificar as temperaturas para a utilização prevista;

Refira-se que a EN 1504-4 (2006) define tempo aberto (*open time*) como o período de tempo desde o final da mistura da resina/adesivo até ao instante que permite satisfazer a exigência relativa à resistência à aderência do sistema (laminado ou manta) ao betão. Por sua vez, o tempo de trabalhabilidade (*workable life*) é o período de tempo no qual a resina/adesivo permanece em condições de ser aplicada (espalhada) nas quantidades utilizadas e o tempo de vida útil (*pot life*) é o tempo que a resina/adesivo misturada leva a atingir uma temperatura específica no recipiente de mistura.

Mais adiante, ainda nesta parte 4 da norma (EN 1504-4), encontram-se definidas as características de identificação dos produtos, com os ensaios a realizar e os requisitos a que o fabricante deve atender de modo a que se possam comprovar, sempre que se desejem, essas propriedades. O produtor deve arquivar sempre os resultados de todos os ensaios. Finalmente, são também estabelecidas as propriedades de desempenho da resina/adesivo (produto de colagem) a utilizar na técnica EBR, para as quais o fabricante deverá indicar os valores que as caracterizam. As propriedades de identificação dos produtos e sistemas, os ensaios e os requisitos estão indicados no Quadro 2.3, enquanto no Quadro 2.4 constam, para o agente de colagem, as propriedades de desempenho mais relevantes, os respectivos ensaios e os requisitos.

Quadro 2.3 – Requisitos de identificação dos produtos e sistemas utilizados na técnica EBR.

<i>Propriedade</i>	<i>Método de Ensaio</i>	<i>Requisito/Tolerância</i>
Cor	Controlo visual	Uniforme e correspondendo à descrição do fornecedor
Granulometria das cargas (<i>fillers</i>) das resinas/adesivos	EN 12192-2	Valor declarado: $\pm 5\%$
Teor de cinzas por calcinação directa	EN ISO 3451-1	Valor declarado: $\pm 5\%$ ou ± 1 ponto de percentagem do produto total, tomando-se o maior valor
Termogravimetria dos polímeros: método por varrimento das temperaturas	EN ISO 11358	Valor declarado: $\pm 5\%$ ou ± 1 ponto de percentagem do produto total, tomando-se o maior valor
Análise por infravermelhos da resina e do endurecedor	EN 1767	As posições e as intensidades relativas das principais bandas de absorção devem corresponder às do espectro de referência
Tempo de vida útil (<i>pot life</i>)	EN ISO 9514	Valor declarado: $\pm 20\%$
Resistência à compressão	EN 12190	Valor declarado: $\pm 20\%$

2.6.3 - Fase de execução

Entre a conclusão da fase de dimensionamento e o início da fase de execução, o projectista e o promotor devem ajustar o *caderno de encargos* (documento técnico para obra) que deve ser implementado pela fiscalização antes do início dos trabalhos. Este documento deve satisfazer as

condições técnicas especificadas pelo projectista, ou seja, todos os aspectos relacionados com a execução da reparação e com o controlo de qualidade, devendo esclarecer, também, as responsabilidades das partes envolvidas.

Quadro 2.4 – Requisitos de desempenho do produto de colagem utilizado na técnica EBR.

<i>Principal Propriedade</i>	<i>Método de Ensaio</i>	<i>Requisito/Tolerância</i>
Aderência	EN 12188 ^[1]	A tensão de tracção suportada pela junta colada num ensaio de arrancamento (<i>Pull-off</i>) não deve ser inferior a 14 MPa
Resistência ao corte	EN 12188 ^[1]	≥ 12 MPa
Retracção total para os produtos de colagem	EN 12617-1	$\leq 0.1\%$
Tempo de trabalhabilidade (<i>workable life</i>)	EN ISO 9514	Valor declarado (normalmente inferior ao tempo de vida útil - <i>pot life</i>)
Tempo aberto (<i>open time</i>)	EN 12189	Valor declarado: $\pm 20\%$
Módulo de elasticidade em compressão	EN 13412	≥ 2 GPa
Coeficiente de dilatação térmica	EN 1770	$\leq 100 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
Temperatura de transição vítrea	EN 12614	$\geq 40^\circ\text{C}$
Aptidão para aplicação em superfícies verticais e intradorsos	EN 1799	O material não deve escoar mais de 1 mm quando apertado sobre uma espessura de menos de 3 mm
Aptidão para aplicação em superfícies horizontais	EN 1799	A área do produto no fim do ensaio não deve ser inferior a 3000 mm ² (60 mm de diâmetro)
Durabilidade (temperatura e humidade)	EN 13733 ^[2]	A resistência da ligação após exposição a ciclos térmicos ou a ambientes húmidos deve ser superior à resistência à tracção do betão

[1] A aderência é avaliada numa ligação colada aço-aço; [2] Esta norma só é aplicável ao aço.

Adoptando a mesma estratégia, far-se-á primeiro a descrição das tarefas que compõem esta fase para, logo de seguida, se expor o conteúdo da parte 10 da norma EN 1504. Para tal, considere-se o esquema representado na Figura 2.26.

A primeira operação (acção 1) consiste na - *montagem do estaleiro e trabalhos preliminares*. Assim, após a posse do local da obra é montado o estaleiro. O plano de controlo de qualidade principia nesta etapa com o controlo preliminar. Para tal, deve ser realizado um levantamento do estado da estrutura de modo a reavaliar as avarias/patologias responsáveis pela necessidade de reforço da laje com vista a verificar se será possível realizar a obra prevista, com os materiais e métodos de execução disponíveis. Um outro controlo preliminar é dirigido sobre os materiais a utilizar. Este controlo é efectuado na recepção dos materiais, garantindo o seu devido armazenamento e a verificação de que estes correspondem ao especificado no *caderno de encargos*. Finalmente, deve-se ainda proceder ao

controlo de algumas das propriedades dos materiais recepcionados de modo a avaliar se cumprem os requisitos mínimos estabelecidos.

Com a aprovação de todos estes aspectos por parte da fiscalização, pode iniciar-se a acção 2 - *preparação da superfície de colagem*. Esta tarefa engloba a preparação da superfície de acordo com o método definido no caderno de encargos, a realização de um conjunto de ensaios que permitam aferir o estado da superfície e a aplicação ou não de um primário. Naturalmente, cada um destes procedimentos deve ser controlado devidamente de acordo com o estabelecido no plano de controlo de qualidade. Esse controlo é, normalmente, realizado após a preparação da superfície através de ensaios que permitam avaliar a rugosidade da superfície, a humidade na superfície do betão e a aderência da superfície (ensaio de *Pull-off*). Em alguns casos, a preparação da superfície pode conduzir a uma micro-fendilhação do betão próximo da superfície. Nessa situação, deverá ser realizada uma inspecção às fendas e, se necessário, aplicar um primário que se destina a consolidar o betão superficial de modo a melhorar o desempenho da ligação. De modo semelhante ao passo anterior, os trabalhos só devem prosseguir após a aprovação desta etapa pela fiscalização.

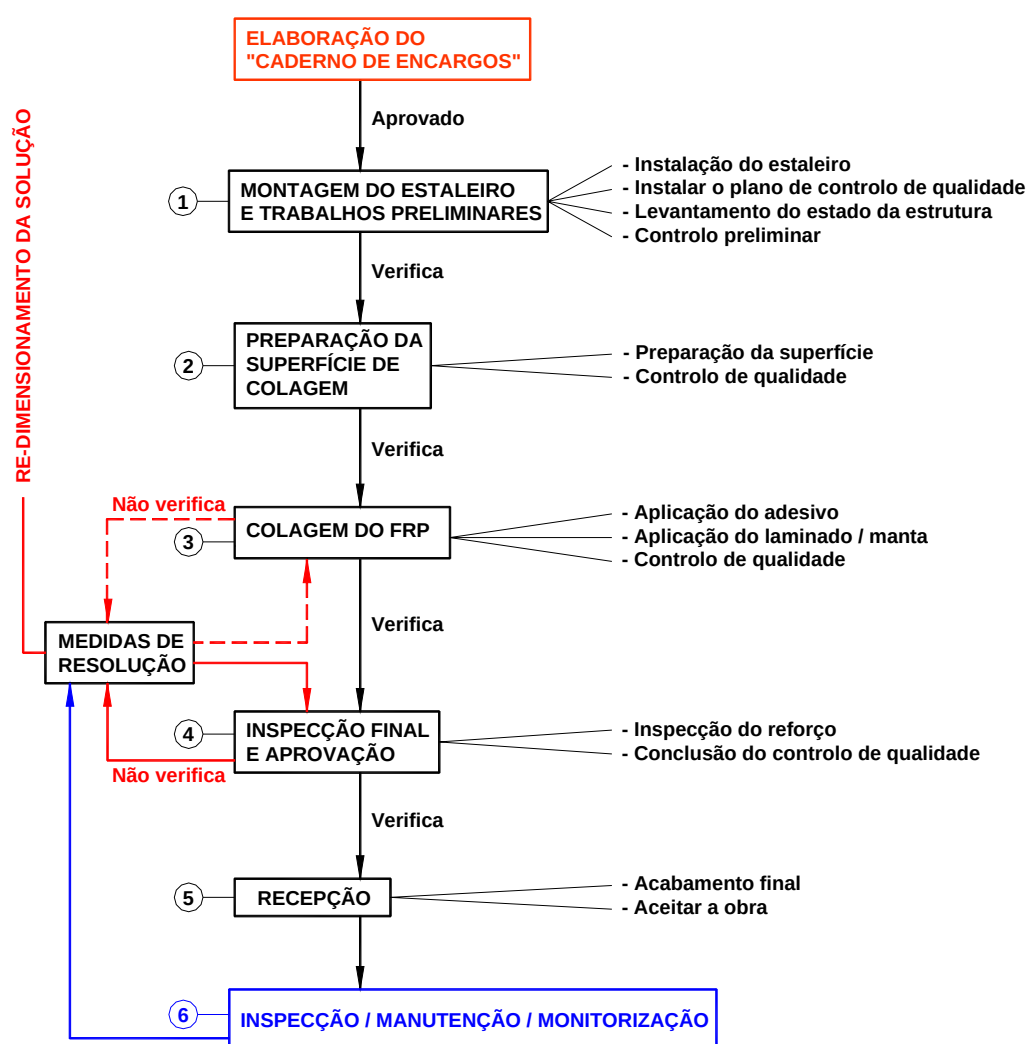


Figura 2.26 - Etapas principais da fase de execução da solução de reforço.

A acção 3 - *colagem do FRP* - envolve a aplicação da resina/adesivo e do FRP. Esses procedimentos devem ser efectuados de acordo com o estabelecido no caderno de encargos, tendo especial atenção às condições ambientais no instante da mistura dos componentes da resina/adesivo, no processo de mistura da resina/adesivo, no tempo de trabalhabilidade e no tempo de cura da resina/adesivo e nos restantes aspectos que constam do plano de controlo de qualidade. Também durante a aplicação da resina/adesivo e do FRP, devem ser recolhidas amostras de ambos os produtos e sistemas de modo a proceder a ensaios de controlo de produção. Todos os valores obtidos dos ensaios devem ser confrontados com os critérios de aceitação (requisitos mínimos a verificar) definidos no plano de controlo de qualidade. Se os resultados dos ensaios efectuados nas amostras recolhidas não cumprirem os critérios de aceitação, então o construtor deverá apresentar à fiscalização - *medidas de resolução* - para os problemas. Se essas medidas não se revelarem eficazes, então o projectista deverá ser contactado para redimensionar a solução de reforço ou propor, eventualmente, a remoção do reforço existente e execução de um novo. Mas, se essas medidas solucionarem os problemas, então os trabalhos podem avançar, desde que a fiscalização tenha aprovado esta tarefa.

O passo seguinte é a realização de uma inspecção global ao reforço instalado. Nesta acção 4 - *inspecção final e aprovação* - o construtor deve verificar um conjunto de aspectos relacionados com todo o processo de execução de modo a detectar possíveis defeitos e a avaliar se estes se encontram dentro das tolerâncias admissíveis. Se essas tolerâncias não forem cumpridas, então o construtor deve propor à fiscalização - *medidas de resolução* - para os problemas.

Após a resolução dos problemas e de se realizar o acabamento final, a fiscalização deverá aprovar a conclusão dos trabalhos. Algumas vezes, antes da conclusão da obra, realiza-se um ensaio de carga de modo a avaliar “*in situ*” a eficácia da execução do reforço. Após esse ensaio, a obra encontra-se em conformidade e deve ser aceite. Em alguns casos, esta acção 5 - *recepção* - determina o final do projecto de reforço. Noutros casos, o caderno de encargos estabelece a implementação de um plano de monitorização da estrutura reforçada com a finalidade de acompanhar o seu comportamento. Nesta acção 6 - *inspecção/manutenção/monitorização* - pode também ser necessário proceder a inspecções periódicas da estrutura, integradas num plano de gestão e manutenção da mesma. Os resultados dessas inspecções podem conduzir a futuras - *medidas de resolução* - para o ou os problemas detectados.

Tratando agora dos aspectos normativos, constata-se que a norma EN 1504-10 (2008) contém indicações sobre os requisitos a ter em conta na *preparação da superfície de colagem* (acção 2) e na *colagem do FRP* (acção 3), e sobre o plano de controlo da qualidade.

Inicialmente, nesta parte da norma, são expostas algumas considerações sobre a execução da reparação, das quais se destacam:

1. Devem ser garantidas as condições de segurança e de estabilidade, antes, durante e após a reparação.

2. Se são esperadas vibrações (devido à execução ou a veículos) durante a execução da reparação, os produtos ou sistemas seleccionados devem ser capazes de resistir sem efeitos adversos ou então devem-se tomar medidas no sentido de reduzir ou eliminar as causas dessas vibrações.
3. Qualquer período necessário para que a resistência dos produtos de reparação seja alcançada deve ser parte da duração da reparação.
4. Devem garantir-se as condições requiridas do substrato de betão no que respeita à limpeza, rugosidade, fendilhação, resistência à tracção e à compressão, cloretos ou outros contaminantes e sua penetração, profundidade de carbonatação, teor de humidade, temperatura e grau de corrosão da armadura.
5. Devem garantir-se a compatibilidade do betão e das armaduras originais com os produtos e sistemas utilizados na reparação e a compatibilidade entre diferentes produtos e sistemas, incluindo evitar o risco de criar condições que possam causar corrosão.
6. Devem garantir-se as condições de armazenamento e aplicação relativamente à temperatura, humidade e temperatura de condensação ambientes, força do vento e precipitação e a qualquer protecção temporária que seja necessária.
7. Devem garantir-se as propriedades especificadas dos produtos e sistemas após aplicação e endurecimento a fim de que estes assegurem a sua função de reparação.

No que diz respeito à técnica EBR, sintetizam-se no Quadro 2.5 os aspectos mais relevantes do processo de aplicação da técnica de reforço, nomeadamente, a preparação do substrato de betão e a aplicação do FRP (colagem), para os quais se devem estabelecer requisitos de execução, com vista a garantir o cumprimento das considerações tecidas anteriormente e evitar possíveis defeitos.

Quadro 2.5 – Requisitos a definir durante os procedimentos de execução da técnica EBR.

<i>Fase de Execução</i>	<i>Requisitos</i>
Preparação da superfície de betão	Gerais
	Limpeza
	Desbaste
	Remoção do betão
	Gerais
Aplicação do FRP	Limpeza
	Gerais
	Colagem
	Fissuras e Juntas ^[1]
	Colagem do FRP

[1] Deve-se atender aos efeitos provenientes de fendas e juntas, sempre que relevantes.

Da análise do Quadro 2.5, é possível observar que a norma EN 1504-10 apresenta, para essas duas fases de execução, requisitos gerais que não são mais que a descrição dos trabalhos (e aspectos a ter em atenção) envolvidos em cada uma das fases. Para além desses requisitos gerais indica, também, as condições que devem ser asseguradas de modo a realizar satisfatoriamente essas actividades (limpeza, desbaste, etc.). Informações e indicações sobre estes aspectos são apresentadas no anexo A da norma. Como facilmente se compreende, a eficácia da técnica de reforço por colagem exterior de sistemas de FRP depende, fundamentalmente, do comportamento da resina/adetivo (cola), mais concretamente, da ligação do compósito com o elemento de betão. Naturalmente, esse comportamento será condicionado pela qualidade conseguida durante a preparação da superfície de betão e a execução da colagem e consequente aplicação dos sistemas de CFRP. Daí a necessidade de se estabelecer um plano de controlo de qualidade para o projecto. Sobre este ponto a norma em análise indica algumas regras:

1. Os produtos e sistemas utilizados na reparação devem satisfazer os requisitos de controlo de qualidade especificados (propriedades).
2. As condições e períodos de armazenamento e uso dos produtos e sistemas devem satisfazer a condição 6 (página anterior) e as especificações dos produtos.
3. As propriedades do substrato de betão, a aceitação da aptidão dos produtos e sistemas, as condições para a sua aplicação e as propriedades finais dos produtos e sistemas já endurecidos devem ser objecto de controlo de qualidade que deve ser realizado através de observações e ensaios.
4. Os valores mínimos e máximos dos parâmetros a observar ou a ensaiar e a frequência com que devem ser avaliados devem respeitar as especificações contidas no projecto.

Estas duas últimas regras estabelecem a forma como o controlo de qualidade deve ser realizado (observações e ensaios), faltando agora identificar os parâmetros a controlar. A EN 1504-10 (2008) indica quais os parâmetros, em função do uso pretendido com o reforço (para todos os usos, para certos usos ou para aplicações especiais). No Quadro 2.6, apresentam-se os referidos parâmetros, a fase de execução em que se inserem, o método e respectiva norma, o modo e a frequência como devem ser controlados.

Do exposto sobre a parte 10 da norma, conclui-se que o controlo de qualidade incide sobre as acções 1 a 4 (identificadas na Figura 2.26) da fase de execução do reforço. Este controlo principia com a montagem do estaleiro, especialmente, com o armazenamento e a recepção dos produtos e sistemas. Em seguida, devem ser realizados ensaios aos produtos de forma a verificar a sua conformidade. Logo no início dos trabalhos, deve controlar-se o estado da estrutura, para de seguida se efectuar o controlo dos diversos trabalhos (preparação da superfície de betão e aplicação do FRP), terminando o controlo com a inspecção final e detecção de alguma anomalia.

Por último, refira-se que o Anexo A da EN 1504-10 fornece mais informações e orientações sobre estes aspectos.

Quadro 2.6 – Parâmetros a controlar na execução de um reforço pela técnica EBR.

Uso	Parâmetro	Fase de execução	Método de Ensaio ou Observação	Modo de Controlo	Norma	Frequência
PARA TODOS	Identidade dos produtos aplicados	Recepção dos produtos e sistemas	Documento de certificação	Observação Ensaio		Antes da sua utilização
	Delaminação	Preparação do substrato	Pancadas leves (<i>tap</i>)	Ensaio		Uma vez antes da aplicação
	Limpeza		Visual	Observação		Antes e logo após a preparação
	Superfície ondulada		Visual	Observação		
	Rugosidade		Visual Perfilómetro	Observação Ensaio	EN ISO 3274 EN ISO 4288	Antes da aplicação
	Aderência		Arrancamento (<i>Pull-off</i>)	Ensaio	EN 1542	
	Teor de humidade do substrato		Visual Sonda de humidade	Observação Ensaio		Antes e durante a aplicação
	Temperatura do substrato		Sensor de temperatura	Observação		Durante a aplicação
	Temperatura ambiente	Aplicação do FRP	Termómetro	Observação		
	Humidade ambiente		Higrómetro	Observação	ISO 4677-1 ISO 4677-2	Durante a aplicação
	Precipitação		Visual	Observação		Diariamente
	Ponto de condensação		Higrómetro e termómetro	Observação		Durante a aplicação
	Limpeza		Visual	Observação		Antes e logo após a aplicação
	Presença de vazios na interface	Final (após endurecimento)	Ensaio de Impacto Pancadas leves (<i>tap</i>) Ultra-sons	Ensaio	EN 12504-4 ISO 8047	Uma vez para avaliar a eficiência
PARA ALGUNS	Movimento da fissura	Preparação do substrato	Deflectómetros	Observação		Durante a aplicação
	Vibração		Acelerómetro	Observação		
	Carbonatação		Fenolftaleína	Ensaio	prEN 14630	
	Teor de cloretos		Análise química Amostragem local	Ensaio	prEN 14629	
	Corrosão da armadura		Visual Ensaio de meia célula (Half Cell test)	Observação Ensaio		Antes da aplicação
	Resistência à compressão do betão		Carotagem e ensaio à compressão Esclerómetro	Ensaio	EN 12504-1 EN 12504-2	
	Espessura do acabamento	Final (após endurecimento)	Corte no bordo Medição da quantidade	Ensaio	ISO 2808	Uma vez para avaliar a eficiência
	Desempenho estrutural		Ensaio de carga	Ensaio		Como requerido

Concluída a descrição da fase de execução do reforço, far-se-á a apresentação de propostas para as diversas etapas de execução e para a definição de um plano de controlo de qualidade.

2.6.3.1 - Procedimentos de execução e controlo de qualidade

A qualidade da solução alcançada no final da fase de dimensionamento dependerá das condições e procedimentos usados na sua execução em obra, pois uma questão que se coloca é saber até que ponto as propriedades assumidas pelo projectista no dimensionamento da solução são realmente reproduzidas em obra. Também este domínio tem sido alvo de alguns estudos que visam melhorar as diversas etapas de aplicação dos sistemas de CFRP e de implementar planos de controlo de qualidade que permitam aferir a eficiência com que essas etapas são realizadas.

Como se referiu, o plano de controlo de qualidade deve conter uma lista de registos (*check list*) das tarefas mais significativas da obra, ordenadas por ordem cronológica de execução. Este elemento de registo, segundo informação recolhida no projecto COMPCCLASS [MM6, 2005], deve ser de fácil consulta, reunindo, apenas, a informação que confirme a realização das verificações mais relevantes no processo de execução e dos seus responsáveis. O Quadro 2.7 apresenta um exemplo de uma possível lista de registos (*check list*) [MM6, 2005].

Quadro 2.7 - Exemplo de uma lista de registos (*check list*).

<i>Etapas de Controlo</i>	<i>Verificado por</i>
Caderno de encargos	Rúbrica
Inspecção e preparação dos produtos e sistemas: - armaduras (FRP) - resina/adetivo	Rúbrica
Preparação da superfície: - inspecção - ensaios mecânicos	Rúbrica
Localização da regularização da superfície com argamassa de regularização (<i>putty</i>)	Rúbrica
Fase de verificação e registo da qualidade de aplicação: - resina/adetivo - compósito (se manta de CFRP)	Rúbrica
Critérios de aceitação dos ensaios efectuados em obra: - cura - espessura - comprimento - dimensões - superfície ondulada - curvatura	Rúbrica
Preparação de amostras para ensaios efectuados em laboratório	Rúbrica

Na lista de registos exemplificada, observa-se que a primeira verificação consiste na análise do *caderno de encargos*, para logo de seguida se proceder ao controlo dos materiais. As restantes etapas relacionam-se com a preparação da superfície e a colagem do FRP (incluindo-se a realização de ensaios). Note-se que para a inspecção final do reforço executado é aconselhável a elaboração de uma lista específica de verificações para essa tarefa, como se verá mais adiante.

Naturalmente que, para o devido preenchimento dessa lista, serão necessários outros documentos e outras listas de registos parciais, mais pormenorizados, de modo a efectuar o controlo de qualidade de cada uma das etapas que figuram na lista de registos principal.

Muitos dos fornecedores de sistemas de CFRP possuem brochuras informativas sobre os procedimentos de aplicação destes produtos [Sika, 2002-a; Sika, 2002-b, S&P, 2002; MBrace, 1998]. Também os documentos da FIB (capítulo 8) [Bulletin 14, 2001] e do ACI (capítulos 4, 5 e 6) [ACI 440, 2002] fornecem orientações para a execução e controlo de qualidade. Na exposição que se segue, pretende-se contribuir, sempre que se justifique, com outras informações relativas à fase de execução que complementem as indicações contidas nesses dois últimos documentos técnicos, disponibilizando, deste modo, informação útil à definição de um plano de controlo de qualidade. Refira-se que este tema é objecto de um trabalho mais detalhado de Juvandes et al. (2007).

i) Recepção, armazenamento e análise de conformidade dos produtos

Independentemente do tipo de sistema de CFRP (laminado ou manta) utilizado no reforço, uma das primeiras tarefas em obra refere-se à recepção, armazenamento e análise de conformidade dos produtos.

Em linhas gerais, o documento do ACI [ACI 440, 2002], nomeadamente os capítulos 4 e 6, e o capítulo 8 da FIB [Bulletin 14, 2001] apontam para a necessidade de identificação dos produtos (nome, tipo e função do produto, componentes, nome e morada do fabricante, número de referência e data de expiração da validade), da obtenção dos valores das propriedades dos materiais (de acordo com ensaios normalizados), da informação referente ao manuseamento, transporte e armazenamento dos produtos (tempo de trabalhabilidade - *workable life*, tempo de vida útil - *pot life*, data de expiração da validade, percentagem de mistura dos componentes, condições de armazenamento, condições de aplicação, procedimentos de aplicação, produtos de limpeza, etc.) e de dados relativos à segurança (toxicidade, inflamabilidade, impacto ambiental, etc.). Toda esta informação deve ser solicitada ao fornecedor dos produtos e sistemas. Saliente-se que uma parte dessa informação consta das fichas de segurança dos produtos (*material safety data sheets*).

Porém, não basta reunir os documentos contendo esses dados. É necessário proceder, após a sua recepção, à caracterização dos produtos e sistemas de modo a verificar se estes satisfazem às especificações estabelecidas pelo projectista, contidas no *caderno de encargos*. Este processo, denominado de análise de conformidade dos produtos, consiste na realização de algumas observações

e ensaios, de modo, a confirmar algumas das características dos produtos e sistemas. Para se efectuar essa análise, será necessário estabelecer critérios de aceitação que visem a definição de valores mínimos para a aceitação dessas características. Mas as questões que se colocam são: Que ensaios realizar? Quantos ensaios se devem estabelecer?

O Bulletin 14 da FIB (capítulo 8) propõe a realização de pelo menos três ensaios de tracção ao CFRP e de seis ensaios de compressão à resina/adesivo.

Segundo consta no projecto COMPCLASS [MM6, 2005], a análise de conformidade deve principiar aquando da recepção dos produtos, pela verificação do tipo de fibra e orientação, tipo de resina/adesivo, tipo de adesivo e propriedades do sistema. Nesta etapa inicial, as propriedades são estabelecidas em função do produto. Para a resina/adesivo, deve ser determinada a resistência ao corte e para o CFRP deve avaliar-se o módulo de elasticidade em tracção, a extensão última à tracção, o coeficiente de dilatação térmico, o coeficiente de difusão e a concentração de água no equilíbrio. Numa segunda etapa, antes da colagem do CFRP, devem ser avaliadas as seguintes propriedades da resina/adesivo: tempo aberto (*open time*), tempo de trabalhabilidade (*workable life*) e tempo de vida útil (*pot life*) em função das condições ambientais existentes na obra. Refira-se que esta proposta abrange uma grande parte das propriedades de identificação e de desempenho da resina/adesivo definidas na norma EN 1504.

Esta mesma fonte bibliográfica [MM6, 2005] propõe, também, mas de um modo genérico, a forma como se devem estabelecer os critérios de aceitação. No Quadro 2.8, resumem-se alguns dos possíveis critérios de aceitação que se podem definir em função da característica que se pretende verificar. Neste quadro, a designação “*valor médio*” representa o valor médio de determinada propriedade (obtido por ensaio normalizado) que consta da documentação fornecida pelo fabricante, o “DP” é, também, fornecido pelo fabricante e refere-se ao desvio padrão obtido no tratamento dos resultados que permitiram obter esse “*valor médio*”. Por fim, o “*valor obtido*” representa o valor médio da mesma propriedade, mas resultante da análise dos resultados de ensaios solicitados a uma entidade independente, durante a análise de conformidade dos produtos.

Quadro 2.8 – Critérios de aceitação para a análise de conformidade dos produtos.

Característica	Critério de aceitação
Módulo de elasticidade à tracção ou à compressão	$\text{valor médio} - 2\text{DP}^{[1]} \leq \text{valor obtido} \leq \text{valor médio} + 2\text{DP}$
Resistência à tracção, à compressão ou ao corte	$\text{valor obtido} \geq \text{valor médio} - 4\text{DP}$
Temperatura de transição vítrea	$\text{valor obtido} \geq \text{valor médio} \pm 5^\circ\text{C}$
Modo de rotura no ensaio <i>Pull-off</i>	modo de rotura médio obtido $\geq 75\%$ do modo de ruína desejável

[1] DP - desvio padrão.

Os sistemas de CFRP (laminados e mantas) devem ser verificados de modo a detectar possíveis danos ou defeitos resultantes do transporte, manuseamento ou de cortes incorrectos. Deve verificar-se se os produtos fornecidos possuem as embalagens invioladas. Outros possíveis defeitos que se podem encontrar em produtos e sistemas durante esta etapa foram resumidos por Kaiser e Karbhari (2001).

Por último, destacam-se alguns aspectos a ter em atenção no armazenamento destes produtos e sistemas, tais como:

- É importante o controlo da temperatura, pois as altas temperaturas reduzem a data de expiração da validade. Baixas temperaturas também devem ser evitadas.
- O FRP deve ser armazenado num ambiente seco.
- A data de expiração da validade dos produtos deve ser atendida.
- As resinas podem deteriorar-se com o tempo. O material que apresenta sinais de alteração (como por exemplo, cor, cheiro, viscosidade) deve ser inutilizado.
- O material inutilizado deve ser tratado de acordo com as especificações do fabricante. Nunca realizar a incineração destes produtos ao ar livre.

ii) Preparação da superfície de betão e do FRP

A preparação da superfície de betão é uma etapa importante e determinante para a obtenção de uma colagem eficiente. A finalidade desta operação, os métodos disponíveis e a sequência de execução são objecto do capítulo 5 da publicação do ACI [ACI 440, 2002] e do capítulo 8 do Bulletin 14 da FIB (2001).

Relativamente a esta etapa de execução, destacam-se os seguintes aspectos:

- A escolha do método de preparação ou a combinação de métodos, depende do custo, da localização e da extensão da superfície a tratar, das condições de acessibilidade dos equipamentos e materiais e das condições de higiene e segurança da obra [MM6, 2005].
- O tempo que medeia desde a preparação da superfície até à colagem do sistema de CFRP deve ser o menor possível, de forma a obter uma melhor aderência. Este período não deve ultrapassar as 4 horas. Porém, se tal não for possível, é aconselhável a aplicação de um primário (transparente para se avaliar a superfície) de modo a proteger a superfície tratada [MM6, 2005].
- Antes da aplicação da resina/adesivo sobre o primário (resina epoxídica) ou da argamassa de regularização (*putty*), estes devem curar durante o tempo especificado pelo fornecedor do sistema de CFRP. Se a cura do primário e do “*putty*” tiver ocorrido na totalidade, então deve ser realizada uma preparação adicional da superfície antes da aplicação da resina/adesivo, de modo a criar uma superfície rugosa [ACI 440, 2002].
- A duração mínima e máxima entre a preparação da superfície e a colagem do sistema de CFRP deve ser especificado no caderno de encargos [MM6, 2005].

- Na preparação da superfície de betão, deve-se evitar a criação de micro-fendilhação ou outros danos na camada adjacente à superfície, porque enfraquece essa camada de betão e, conseqüentemente, reduz a resistência da ligação colada [MM6, 2005].

Esta etapa de execução do reforço requer uma atenção especial no plano de controlo de qualidade devido à sua importância. De acordo com o estabelecido na norma EN 1504 (Quadro 2.6), há um conjunto de parâmetros (delaminação, limpeza, superfície ondulada, rugosidade, aderência, teor de humidade e temperatura do substrato) que devem ser controlados quer por observação visual quer por realização de ensaios “*in situ*” e em laboratório.

O controlo da temperatura e da humidade está relacionado com a possibilidade de condensação de água na superfície (a temperatura deve ser 5°C superior ao ponto de condensação [Bulletin 14, 2001]). A superfície preparada deve apresentar um teor de humidade baixo, pois a presença de água impede a ligação molecular da resina/adetivo ao substrato de betão [Lee et al., 1998].

A rugosidade da superfície de betão é um factor importante de melhoria da aderência entre os elementos a colar, enquanto a superfície ondulada do substrato deve ser a menor possível com vista a garantir que o perfil longitudinal do sistema de CFRP não apresente grandes oscilações. A especificação do ACI [ACI 440, 2002] propõe que a rugosidade da superfície não deve exceder 1 mm e o fabricante de sistemas S&P [S&P, 2002] sugere valores entre 0.5 e 1 mm. Já a Sika (2202-b) propõe um valor de 0.5 mm no caso da aplicação de mantas. Relativamente à irregularidade da superfície o Bulletin 14 (2001) propõe valores admissíveis em função do tipo de sistema de CFRP. Assim, para laminados com espessura superior a 1 mm e numa extensão de 2 m a irregularidade não deve ser superior a 10 mm. Este valor é de 6 mm para laminados com espessura inferior a 1 mm e se o sistema for curado “*in situ*” o valor decresce para os 4 mm. Já o fabricante S&P [S&P, 2002] sugere um valor inferior a 5 mm sob uma base de 1 m, valor também proposto noutros documentos [TR-55, 2000; MM6, 2005]. Por fim, a Sika (2002-a) indica que o valor máximo das irregularidades, sob uma base de 2 m, deve ser 10 mm.

Após a limpeza da superfície, deve-se proceder a uma inspecção global da superfície que vai receber os sistemas de CFRP, de modo a avaliar se existem delaminações no betão (através da aplicação de leves pancadas) e/ou se é necessário proceder à regularização da superfície (aplicando *putty*) ou à sua consolidação devido à presença de micro-fendilhação (aplicando um primário). Outros defeitos que podem resultar da preparação do substrato foram resumidos por Kaiser e Karbhari (2001).

Finalmente, deve ser estimada a aderência da superfície de betão de modo a verificar se satisfaz o critério de aceitação especificado. Para que se possa efectuar a colagem do sistema de CFRP, é necessário que a superfície apresente suficiente aderência. Segundo o Bulletin 14 (2001), no final da preparação da superfície devem ser realizados ensaios de “*Pull-off*” de modo a avaliar a aderência, mas não é indicada a quantidade de ensaios a efectuar. Contudo, o relatório técnico TR-55 (2000) sugere a realização mínima de 3 testes enquanto o projecto COMPCLASS [MM6, 2005] propõe a execução mínima de 5 ensaios, incluindo as zonas onde foi aplicado o “*putty*” e/ou o primário.

O local de preparação do CFRP (limpeza e corte) não deve ser próximo do local onde se efectuam as colagens devido à poeira libertada e deve estar preparado para conter essas partículas. As partículas de carbono podem colocar em risco o funcionamento de equipamentos eléctricos que se encontrem nas imediações do local de preparação do CFRP [MM6, 2005]. A preparação da superfície do CFRP é, normalmente, efectuada através da sua limpeza com um solvente, devendo esta tarefa ser realizada imediatamente antes da colagem dos FRP's.

A aderência adesivo-CFRP deve, também, ser avaliada a fim de verificar se está em conformidade com o especificado. É preconizado no projecto COMPCLASS [MM6, 2005] que esta tensão de aderência deve ser avaliada através da realização de ensaios de corte directo de uma junta simples (*lap shear test*). O número de provetes a ensaiar é de 5 e a junta de colagem deve possuir 25 mm, conforme o esquema representado na Figura 2.27.

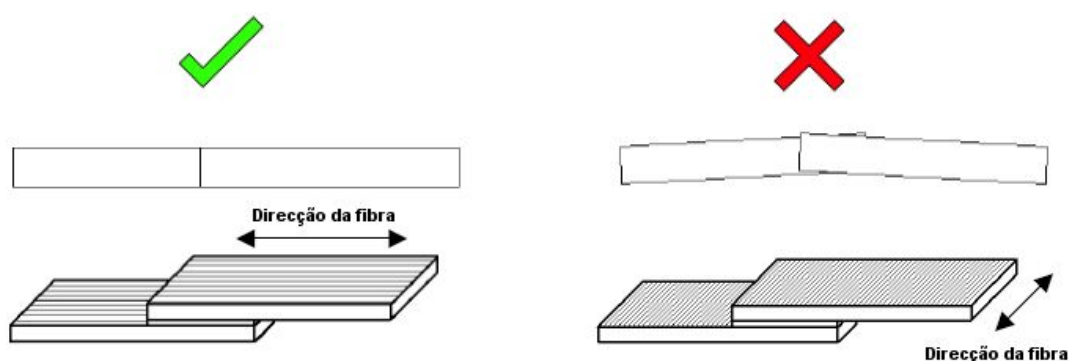


Figura 2.27 – Ensaio de corte directo de uma junta simples FRP-FRP [MM6, 2005].

iii) Colagem do sistema de CFRP

A primeira operação, antes da colagem do CFRP, é a avaliação das seguintes propriedades da resina/adesivo: tempo aberto (*open time*), tempo de trabalhabilidade (*workable life*) e tempo de vida útil (*pot life*), em função das condições ambientais existentes na altura da colagem, conforme se referiu anteriormente.

Nesta fase da execução, deve-se ter um especial cuidado sobre um conjunto de aspectos que podem influenciar bastante o desempenho da colagem, donde se destacam:

- Os componentes da resina/adesivo a misturar devem ser usados no período de validade.
- A mistura dos dois componentes da resina/adesivo deve respeitar as proporções especificadas pelo fornecedor e deve ser mexida com um misturador eléctrico de baixa velocidade (máx. 600 r.p.m.), pelo menos durante 3 minutos. Se os dois componentes apresentarem cores distintas (um componente claro e outro escuro é o ideal) a mistura final deve apresentar-se totalmente homogénea, incluindo a cor [Sika, 2000-b].

- A mistura dos dois componentes da resina/adesivo deve ser efectuada em quantidades suficientemente reduzidas, de modo a garantir que a resina/adesivo possa ser utilizada dentro do tempo de vida útil (*pot life*) [ACI 440, 2002].
- A aplicação deve estar concluída no tempo correspondente a 80% do tempo de vida útil (*pot life*) e do tempo aberto (*open time*) da resina/adesivo [Bulletin 14, 2001].
- A mistura dos dois componentes da resina/adesivo pode gerar uma temperatura que pode aumentar a viscosidade do material e dificultar, assim, a sua fixação ao laminado de CFRP ou a devida impregnação das mantas [MM6, 2005].
- Em superfícies verticais ou por baixo de superfícies horizontais, deve-se observar se a resina/adesivo não escorre. Se tal ocorrer, pode ser necessário adicionar aditivos de modo a aumentar a tixotropia da resina/adesivo [MM6, 2005].
- O teor de humidade da superfície do betão deve ser inferior a 4% [S&P, 2002].
- A temperatura da superfície do betão deve ser 5°C superior ao ponto de condensação do ambiente envolvente [Bulletin 14, 2001].
- A temperatura mínima do ambiente, durante a colagem do sistema de CFRP, não deve ser inferior a 8°C (mantas) ou 5°C (laminados) e a temperatura máxima não deve ser superior a 35°C [S&P, 2002].
- Em locais fechados, quando se proceder à colagem do FRP, pode ser necessário a instalação de ventilação forçada. Nesta situação, a velocidade do ar deve ser lenta mas constante [MM6, 2005].
- A cura da resina/adesivo deve ser realizada segundo especificações do fornecedor, mas tendo sempre presente que é um fenómeno que depende da relação tempo-temperatura [ACI 440, 2002].
- A temperatura de cura da resina/adesivo, nas primeiras 24 horas, deve permanecer próximo dos 20°C de modo a se obterem as necessárias propriedades mecânicas. Muitas formulações de resinas/adesivos beneficiam de temperaturas de cura mais elevadas, entre os 30°C e os 40°C, melhorando a aderência, acelerando o processo de cura e alcançando maiores temperaturas de transição vítrea “ T_g ” [MM6, 2005].
- A cura da resina/adesivo a temperaturas inferiores à mínima estabelecida pode dar origem a uma resina/adesivo com menor resistência [TR-55, 2000].
- Durante a colagem do sistema de CFRP, especialmente nos primeiros 2 dias de cura da resina/adesivo, devem minimizar-se ou mesmo evitar-se vibrações na zona de aplicação do reforço [S&P, 2002].
- A resina/adesivo vai adquirindo resistência durante o processo de cura, atingindo o endurecimento total aos sete dias (a partir do momento da aplicação). Por conseguinte, será

necessário aguardar sete dias até se submeter à carga o elemento estrutural [Sika, 2000-a; Sika, 2000-b].

- Irregularidades nos sistemas de CFRP devem ser evitadas, não devendo, no final da colagem, apresentar desvios superiores a 1 mm num comprimento base de 300 mm. Recomenda-se a verificação da geometria do laminado de CFRP, encostando-a à superfície de betão onde será aplicado (antes da aplicação do adesivo) de modo a observar se não existirão desvios exagerados [S&P, 2002].

Alguns dos aspectos anteriores foram analisados por Ekenel et al. (2005). Perante os resultados obtidos, avançaram com uma recomendação para valores limites a ter em conta na realização da colagem, nomeadamente uma humidade superficial do betão inferior a 4.3%, uma humidade relativa do ambiente inferior a 82% e uma temperatura máxima de 32°C.

Segundo o ACI Committee 440 [ACI 440, 2002], o controlo de qualidade da colagem do FRP deve ser efectuado inicialmente pelo registo diário de informações que permitam reconstituir cronologicamente as operações efectuadas (data e hora da tarefa), caracterizar as condições ambientais existentes (temperatura ambiente, humidade relativa e outras condições ambientais que se façam sentir) e as condições da superfície de betão (temperatura, teor de humidade e limpeza). Durante a preparação da resina/adesivo deve registar-se, ainda, a referência (número de identificação) dos componentes misturados na confecção da resina/adesivo, as proporções utilizadas para os dois componentes, o tempo de mistura e a aparência final da mistura. Também para o FRP deve-se registar o número que o identifica e o local da estrutura onde ele foi aplicado. Finalmente, deve-se tomar nota do progresso de cura da resina/adesivo, do uso de alguma fonte de calor, dos procedimentos de execução e do progresso geral dos trabalhos. Toda esta recolha de informação está em consonância com os parâmetros a controlar especificados na EN 1504 (Quadro 2.6).

Esta especificação do ACI [ACI 440, 2002] propõe, ainda, a recolha de amostras (placas) de resina/adesivo, durante a sua aplicação, que possibilitem a aferição, em laboratório, de algumas características: resistência e módulo de elasticidade à tracção, resistência ao corte, análise por espectroscopia de infravermelhos (FTIR), temperatura de transição vítrea e grau de cura obtido. Esta última característica é determinante, pois as propriedades da resina/adesivo variam à medida que se processa a polimerização e a constituição da sua estrutura molecular tridimensional.

No final da execução deve-se obter um grau de cura da resina/adesivo igual ao especificado no caderno de encargos. Para a verificação do grau de cura atingido, é recomendável a medição da temperatura de transição vítrea “ T_g ” da resina/adesivo [MM6, 2005]. As amostras de resina/adesivo, ilustradas na Figura 2.28, devem permanecer junto ao local de recolha, durante o processo de cura, para que estejam submetidas às mesmas condições de cura. Posteriormente, serão testadas em laboratório através de ensaios de DSC - calorimetria diferencial de varrimento (ISO 11357-2) ou de DMTA - análise termomecânica dinâmica (ISO 6721).

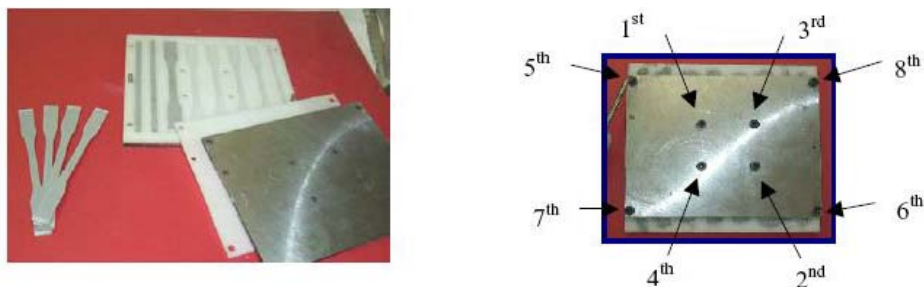


Figura 2.28 - Placas para recolha de amostras de resina/adesivo [MM6, 2005].

A técnica a utilizar na medição do “ T_g ” tem que ser a especificada no caderno de encargos aquando da definição do critério de aceitação desse parâmetro (Quadro 2.8).

Mais difícil foi encontrar na literatura técnica critérios sobre a frequência de recolha dessas amostras. A única informação obtida indica que devem ser recolhidas amostras por cada 50 kg de resina/adesivo aplicada [MM6, 2005].

Existe, porém, a possibilidade de aferir em obra o grau de cura da resina/adesivo através da determinação da *Dureza Barcol*. O instrumento empregue é o Durómetro Barcol que permite obter o valor da dureza (numa escala de 0 a 100) pela medição da resistência da penetração de uma ponta de aço, com uma forma definida, por acção de uma mola, conforme se ilustra na Figura 2.29. Como se observa na Figura 2.29, para a determinação da Dureza Barcol é necessário preparar os provetes de resina/adesivo. Estas amostras devem possuir uma espessura mínima de 4 mm e devem curar em obra (junto ao local onde foi aplicada a resina/adesivo) pelo menos durante 24 horas [MM6, 2005].



Figura 2.29 - Ensaio de Dureza Barcol para aferir o grau de cura da resina/adesivo [MM6, 2005].

Relativamente ao sistema de CFRP curado “*in situ*” (manta), a especificação do ACI [ACI 440, 2002] sugere a recolha de amostras para determinação, em laboratório, da resistência e módulo de elasticidade à tracção, da temperatura de transição vítrea e da tensão de aderência da ligação adesivo-CFRP através da realização de ensaios de corte directo de uma junta simples (*lap shear test*), idêntico ao representado na Figura 2.27. Não se encontrou nenhuma referência quanto ao número e à frequência com que se devem recolher as amostras de mantas de CFRP, apenas a indicação de que essas amostras devem possuir uma espessura entre 1 e 2 mm e dimensões mínimas de $350 \times 350 \text{ mm}^2$ para permitir a extracção de provetes para os diversos testes [MM6, 2005].

Um último controlo que deve ser efectuado refere-se à avaliação da tensão de aderência conseguida na execução da colagem do CFRP. Sobre esta etapa de controlo, vários documentos técnicos [ACI 440, 2002; Bulletin 14, 2001; TR-55, 2000; MM6, 2005] aconselham a colagem de troços suplementares de CFRP, executados nas mesmas condições do reforço, de modo a poderem realizar-se, por troço, vários ensaios de “*Pull-off*”. O Bulletin 14 (2001) recomenda a realização de três ensaios de “*Pull-off*” decorridos três dias e/ou sete dias desde a aplicação do sistema de CFRP. Não se encontrou nenhuma alusão à frequência com que devem ser executados esses troços suplementares. No entanto, para maior segurança relativamente ao comportamento a longo prazo do reforço, é aconselhável a execução de vários destes troços suplementares, permitindo assim a realização de ensaios “*Pull-off*” para aferição da aderência do reforço ao longo da vida útil da estrutura [TR-55, 2000].

iv) Inspeção final

Concluída a aplicação dos sistemas de CFRP, é necessário proceder a uma inspecção final da obra cuja finalidade é averiguar se os sistemas de CFRP foram aplicados em conformidade com as peças desenhadas e especificações existentes. Nesta fase, devem-se inspeccionar os sistemas a fim de detectar possíveis delaminações e presença de vazios na interface betão-compósito, avaliar a cura da resina/adesivo e verificar se a orientação das fibras, as dimensões e espaçamento das faixas de CFRP respeitam as tolerâncias estabelecidas [ACI 440, 2002].

Segundo especificação dos sistemas MBrace (1998), a inspecção com vista à detecção de vazios/delaminações deve ser realizada 24 horas após o início de cura da resina/adesivo e deve basear-se numa observação visual e em métodos acústicos simples, como por exemplo, através da aplicação de leves pancadas (*tap test*) nos sistemas de CFRP com um instrumento metálico - ver Figura 2.30. Existem outros métodos mais sofisticados para a detecção destas anomalias, como veremos adiante.

As delaminações detectadas com dimensão inferior a 1300 mm^2 são admissíveis desde que a sua área não seja superior a 5% da área do sistema de CFRP nem existam mais de 10 pequenas delaminações em 1 m^2 . Todas as delaminações de maiores dimensões deverão ser tratadas - até 16000 mm^2 por injeção de resina ou colando uma nova faixa de CFRP, já para as superiores a 16000 mm^2 , será preciso cortar a

parte afectada do sistema de CFRP e, em seguida, aplicar um novo sistema com comprimento suficiente para se sobrepor ao existente [ACI 440, 2002].

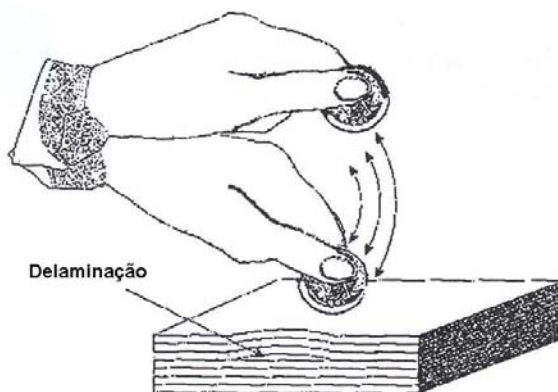


Figura 2.30 - Ensaio "tap test" para detecção de vazios/delaminações [ASM Handbook, 2001].

Por vezes, o projectista prevê, ainda, a realização de ensaios de carga "*in situ*" de modo a observar o comportamento da estrutura antes e após a realização do reforço [MBrace, 1998]. Este instrumento de observação desempenha um papel relevante no controlo de qualidade, pois permite a detecção de eventuais desvios ao comportamento previsto para a estrutura. Referem-se, ainda, alguns exemplos recolhidos da bibliografia técnica, designadamente os trabalhos de Nanni et al. (1998), Mettemeyer et al. (1999), Mayo et al. (1999) e Labossière et al. (2000), demonstrativos do uso deste procedimento como método de aferição da eficiência do reforço instalado.

Por último, terminada a inspecção final ao reforço, é altura de executar as protecções previstas para os sistemas de CFRP. Das várias razões que conduzem à execução destas protecções salientam-se: o fogo (para temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea da resina/adesivo verifica-se uma rápida degradação da ligação betão-compósito), o vandalismo, a aparência/estética, os raios ultra-violetas e os efeitos da temperatura e/ou humidade (proceder ao seu isolamento).

2.6.4 - Inspecções em serviço e monitorização

A inspecção dos elementos estruturais é uma prática corrente no caso das pontes, mas muito rara no caso de edifícios. Porém, sendo esta técnica muito recente, será de bom senso a definição de inspecções periódicas e/ou a monitorização dos elementos estruturais reforçados.

O relatório técnico TR-55 (2000) sugere a realização anual de inspecções visuais e de inspecções mais detalhadas a cada seis anos. Estas inspecções devem ser devidamente documentadas, devendo constar toda a informação registada durante a aplicação do reforço (materiais utilizados, defeitos iniciais detectados aquando da inspecção final na fase de execução). Deve, também, ser facultada aos inspectores qualquer informação referente ao elemento estrutural antes e depois de ter sido reforçado.

As inspecções visuais devem ser efectuadas mediante uma observação cuidada da superfície dos sistemas de CFRP em busca de sinais de fendilhação, de delaminação, de danos muito localizados ou de deterioração da superfície. Complementarmente, deve ser inspeccionado o betão, identificando novas fendas ou possível corrosão das armaduras ordinárias. Para os sistemas que tiverem sido protegidos por algum material, deve-se inspeccionar esse material procurando-se vestígios de alguma deterioração que possa evidenciar que o sistema de CFRP possa, também, estar danificado.

Relativamente às inspecções mais detalhadas, será necessário pesquisar por defeitos não tão visíveis ao olho humano mas que, mesmo assim, se possam detectar utilizando métodos de ensaio não-destrutivos. No caso de se haverem encontrado defeitos significativos no sistema compósito de CFRP, estes devem ser devidamente assinalados e o projectista do reforço deve indicar as medidas a tomar. Se existirem troços suplementares de reforço podem ser realizados ensaios de arrancamento (*Pull-off*) para avaliar a aderência do sistema compósito.

Na eventualidade de se ter instalado um programa de monitorização do comportamento do elemento reforçado (por exemplo medição de deformações) é, então, possível comparar a resposta registada para as cargas de serviço com a respectiva previsão. Se tiverem sido registadas alterações significativas ao comportamento previsto deve-se, então, identificar se as causas são motivadas por possíveis danos no sistema de CFRP (delaminações) ou por mudanças de comportamento no betão (por exemplo acréscimo de fendilhação) para que sejam tomadas as medidas necessárias.

Evidentemente que para se executarem convenientemente as diversas inspecções ao elemento estrutural reforçado, será necessário possuir o conhecimento sobre os possíveis defeitos, sobre a sua origem, sobre a sua provável localização e sobre os métodos de diagnóstico correntemente ao dispor.

2.6.4.1 - Defeitos a diagnosticar

Ao longo dos últimos pontos, procurou-se mostrar a importância da aplicação de um plano de controlo de qualidade que abranja as diversas fases de execução e que possibilite a aplicação dos sistemas de CFRP com a máxima qualidade. Naturalmente que todos os parâmetros, que foram mencionados anteriormente, se não forem devidamente controlados podem estar na origem de defeitos com repercussões para o desempenho do elemento reforçado.

Um defeito é, estruturalmente, significativo se durante a vida útil da estrutura reduzir a sua capacidade de carga até um valor menor ou igual ao considerado no seu dimensionamento [Kaiser et al., 2001].

Segundo Kaiser e Karbhari (2001) estes defeitos podem ser divididos em microscópicos e macroscópicos. Relativamente aos primeiros, eles estão presentes no próprio material (fibras) e são responsáveis pela diminuição da sua resistência, reflectindo-se na sua própria caracterização (perceptível no controlo da conformidade do material). Os defeitos macroscópicos podem, por sua vez, ter causas diferentes: podem estar relacionados com a recepção, manuseamento e armazenamento dos

produtos e sistemas, com a preparação indevida das superfícies do betão e do FRP, com a colagem dos sistemas de FRP ou terem surgido em condições de serviço da estrutura. Para além da origem é, também, importante identificar a possível localização onde estes defeitos se podem manifestar. No entanto, na maioria das vezes, a origem do defeito determina praticamente a sua localização. Na Figura 2.31 esquematizam-se as prováveis origens dos defeitos, bem como a sua possível localização.

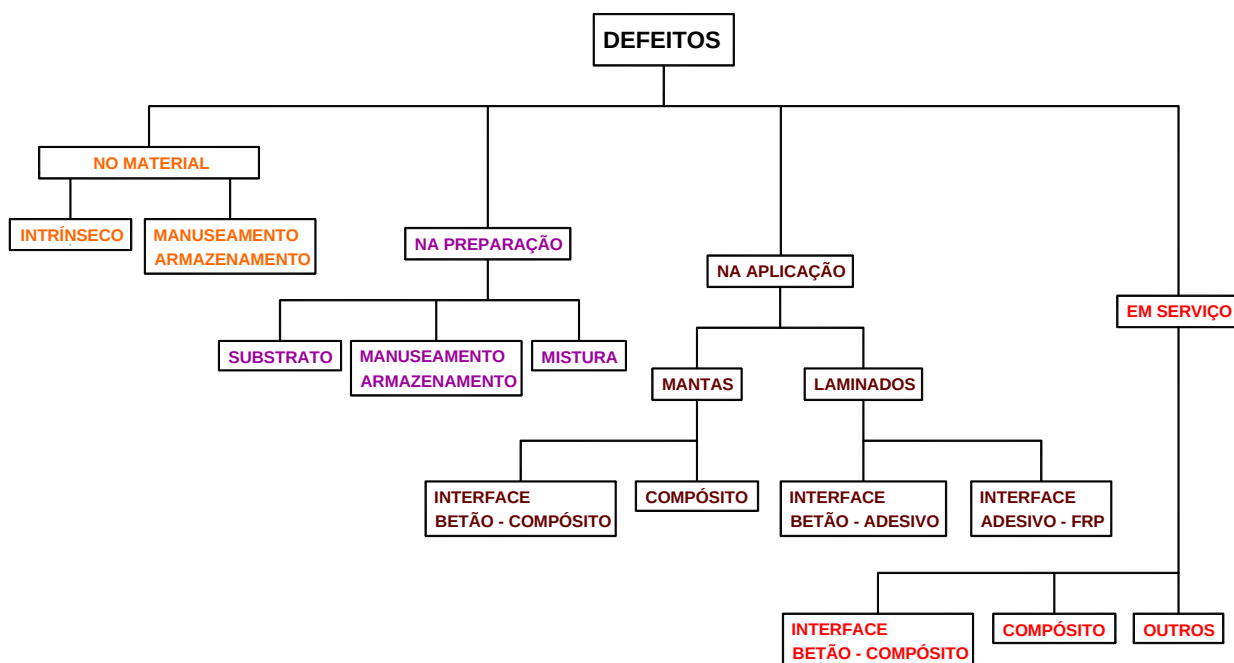


Figura 2.31 – Diagrama das fases onde os defeitos podem ter origem [Kaiser et al., 2001].

Uma descrição pormenorizada dos vários defeitos e da fase de execução que lhes deu origem pode ser consultada no trabalho de Kaiser e Karbhari (2001). Também no projecto COMPCCLASS [MM6, 2005] é feita uma enumeração dos defeitos que, vulgarmente, podem ocorrer. No Quadro 2.9, resumem-se os defeitos mais significativos que podem ocorrer durante a preparação da superfície e a colagem do sistema de CFRP, indicando-se a localização, a possível causa e os potenciais efeitos. Por fim, apresentam-se, no Quadro 2.10, de modo semelhante ao anterior, os principais defeitos que poderão ocorrer em condições de serviço da estrutura.

2.6.4.2 - Métodos não-destrutivos

Identificados os defeitos mais significativos que se podem manifestar nos sistemas de CFRP, os inspectores terão que estar familiarizados com os possíveis métodos de ensaio não-destrutivos que permitam detectar “*in situ*” esses defeitos.

Quadro 2.9 – Defeitos originados durante a execução do reforço [Kaiser et al., 2001].

Fase	Local	Defeito	Causa	Efeito
Preparação da superfície	Substrato	Substrato degradado	Micro-fendilhação, desagregação do betão	Diminuição ou nenhuma acção do reforço
		Inserção nas imperfeições	Partículas, humidade ou outras substâncias nas cavidades do betão	Deficiente aderência ao substrato
Colagem do FRP (mantas)	Resina/adensivo	Absorção de humidade	Armazenamento inadequado ou exposição ambiental	Alteração da consistência química, vazios devido a evaporação, possível cura incompleta, diminuição do desempenho
		Estequiometria incorrecta	Tipo ou proporções dos componentes	Resistência e módulo de elasticidade inadequados, cura incompleta e não uniforme
		Mistura incorrecta	Pouca mexedura, presença de bolhas de ar	Cura parcial, porosidade e comportamento reológico não uniforme
	Interface Betão-composto	Cavidades no betão	Não foram tratadas com putty	Concentração de tensões
		Porosidade e vazios	Bolsas de ar enclausuradas durante a colagem	Menor transferência de tensões, concentração de tensões, destacamento e possível origem de fendas
		Superfície de betão com excessivas irregularidades	Excessivo nível de preparação da superfície	Vazios ou bolsas de ar
	No interior do composto	Porosidade e vazios	Bolsas de ar enclausuradas na resina durante a colagem	Menor transferência de tensões, concentração de tensões, menor desempenho
		Delaminação	Humidade, inclusões	Diminuição ou nenhuma acção do reforço
		Destacamento	Contaminação das fibras	Menor transferência de tensões (localizada), locais para ingresso de humidade
		Falta de camada(s) de FRP	Erro humano	Propriedades do sistema totalmente diferentes
Colagem do FRP (laminados)	Interface betão-adensivo	Porosidade na interface betão-adensivo	Adesivo aplicado numa superfície de betão muito porosa	Concentração de tensões, acumulação de humidade, zonas enfraquecidas (localizadas)
		Destacamento na interface adesivo- FRP	Superfície lisa do laminado	Menor transferência de tensões, aderência inadequada

Quadro 2.10 – Defeitos originados durante as condições de serviço da estrutura [Kaiser et al., 2001].

Local	Defeito	Causa	Efeito
Interface betão-composto	Penetração de humidade ou substâncias químicas	Exposição em ambientes agressivos	Degradação da camada aderente, plastificação, redução de rigidez, provável rotura prematura por destacamento (<i>peeling</i>) e/ou delaminação
	Deterioração devido à temperatura	Exposição ao sol ou danos devido a fogo	Amaciamento/degradação da matriz, destacamento e/ou separação pelo substrato
Interior do composto	Penetração de humidade ou substâncias químicas	Exposição em ambientes agressivos	Plastificação, redução de rigidez, provável degradação do composto
	Deterioração devido à temperatura	Exposição ao sol ou danos devido a fogo	Amaciamento/degradação da matriz
	Fendilhação da matriz	Formação de fendas interlaminares	Início de delaminação e/ou de rotura
	Superfície raspada	Veículos, pedras, granizo, etc	Quebra de fibras e início de rotura prematura localizada
	Danos devido a impacto	Veículos, pedras, granizo, etc	Delaminação

Os métodos, que seguidamente serão enumerados, não devem ser confundidos com as técnicas utilizadas na aplicação do plano de controlo de qualidade (DSC, DMTA, etc.). Na opinião de Kaiser e Karbhari (2002), o plano de inspecção ideal deve compreender um conjunto de princípios, donde se salientam:

- Os métodos não-destrutivos devem possuir a capacidade de detectar uma série alargada de descontinuidades materiais sem afectar negativamente o desempenho, a aparência e o comportamento em serviço da estrutura reabilitada.
- A inspecção de grandes superfícies (toda a área reforçada) deve ser exequível em tempo real, mas sem desprezar a possibilidade de se efectuarem inspecções localizadas. Sem prejuízo do disposto no ponto anterior, é provável a utilização de mais do que um método, uma vez que a maioria das técnicas não possuem sensibilidade para a localização dos defeitos.
- Todo o equipamento deve ser transportável, fácil de manejar e operacional numa variedade de posições/configurações que permitam inspecções de regiões de difícil acesso.
- Os dados obtidos pelos métodos não-destrutivos devem ser representativos dos parâmetros característicos do defeito (tipo, tamanho, forma, localização) em qualquer instante e pouco influenciáveis pelas variações nas condições ambientais.

Porém, todos estes princípios dependem de um factor importante, senão o mais importante, o grau de qualificação do inspector porque se a inspecção for realizada por um operador especializado, então os dados recolhidos em tempo real podem ser analisados instantaneamente, permitindo de imediato a avaliação da integridade e do nível de segurança da estrutura.

Alguns dos métodos que actualmente se utilizam para diagnosticar delaminações, localizar vazios e humidade nos sistemas de CFRP eram, inicialmente, técnicas de detecção de fissuras ou outras imperfeições em metais. No entanto, a examinação destes materiais compósitos constitui um desafio técnico, sobretudo a inspecção da interface betão-compósito (mantas) ou a camada de adesivo (laminado).

Kaiser e Karbhari (2002) elaboraram um estudo em que avaliaram um conjunto de métodos não destrutivos de acordo com 2 níveis de desempenho: capacidade de detectar defeitos e o carácter prático. Quanto à capacidade de detecção de defeitos, foram avaliados os seguintes aspectos: variedade de tipos de defeitos detectáveis, mínima dimensão detectável do defeito e profundidade máxima de detecção. No que se refere aos aspectos práticos de cada método, os autores analisaram os seguintes pontos: tipo de sistema (avaliação local, avaliação global), sistema transportável, necessidade de fixação à estrutura, capacidade de aquisição de dados, facilidade de interpretação dos dados, necessidade de condicionamentos das condições de serviço da estrutura, custo inicial e de manutenção do equipamento e nível de sofisticação.

No final do estudo, após a avaliação de todos os métodos, de acordo com os critérios discriminados, foi apresentada uma disposição dos métodos segundo quatro classes: métodos principais, métodos

condicionados, métodos suplementares e métodos excluídos. As duas primeiras classes continham os métodos que, na opinião dos autores, deveriam ser preferenciais. Assim, foram eleitos como métodos principais a *termografia*, o *método óptico de cortografia por laser (laser shearography)*, e o *ultra-som*. Os métodos condicionados englobaram a *radiografia* e a *análise modal*.

Todos estes métodos são, sem dúvida, instrumentos úteis à realização de inspecções. No entanto, a técnica mais importante “*in situ*” ainda é a inspecção visual. Sem uma adequada observação e capacidade crítica de reconhecimento de semiologia dos defeitos, nenhum dos métodos não-destrutivos será útil para a detecção de defeitos. Portanto, para qualquer inspecção a observação visual deve ser a primeira avaliação, fornecendo dados para posterior decisão sobre a necessidade de se adoptarem outros métodos de diagnóstico.

Conclusões idênticas são patentes no projecto COMPCCLASS [MM6, 2005], já que os investigadores elegeram, praticamente, os seis métodos identificados por Kaiser e Karbhari (2002) como mais eficazes. A única diferença é que neste projecto foi indicado o ensaio “*tap test*” (aplicação de leves pancadas com um instrumento metálico), contrariamente ao método de análise modal.

No Quadro 2.11, apresenta-se a proposta do COMPCCLASS [MM6, 2005] relativa à selecção do método que melhor se aplica à detecção de cada tipo de defeito.

O estudo da aplicação de alguns destes métodos tem ocupado, mais recentemente, diversos investigadores. Referem-se, por exemplo, o trabalho de Bastianini et al. (2001) sobre a utilização de ultra-sons e de Ghosh et al. (2004) acerca do uso da termografia.

Refira-se, finalmente, que alguns dos métodos expostos são, também, propostos nas especificações do ACI (capítulo 7) [ACI 440, 2002] e da FIB (capítulo 8) [Bulletin 14, 2001].

2.6.4.3 - Monitorização

Na opinião de Figueiras e Félix (2004), a monitorização de estruturas permite acompanhar o seu comportamento durante as fases de construção, exploração ou em situações de acidente. Com base na interpretação das medidas realizadas, é possível detectar avarias estruturais e prever situações de colapso, aumentando deste modo a vida útil da obra.

Não é, certamente, este o caso, uma vez que o pretendido é acompanhar o comportamento de uma estrutura reforçada, podendo ocorrer duas situações distintas. Na primeira, poderá existir na estrutura um sistema de monitorização que tenha possibilitado o diagnóstico das avarias que conduziram à execução do reforço. Este sistema de monitorização pode ser complementado, após a execução do reforço, através da instrumentação dos sistemas de CFRP aplicados e de outros elementos estruturais. Neste caso, é possível obter-se o comportamento da estrutura reforçada e compará-lo com os dados registados antes da execução do reforço. Na segunda situação, a estrutura a reforçar não possui nenhum sistema de monitorização instalado. É, então, possível um de dois cenários, o sistema de monitorização pode ser usado com o objectivo de se analisar a eficiência de possíveis soluções de

reforço e, assim, fornecer dados indispensáveis à elaboração do projecto, ou a instalação do sistema de monitorização destina-se a acompanhar o desempenho dos sistemas de CFRP, essencialmente no que concerne à sua durabilidade (degradação do material, absorção de humidade, temperatura) e aos efeitos dos fenómenos reológicos (fluência) da estrutura.

Quadro 2.11 – Tipo de defeito e método de inspecção aplicável [MM6, 2005].

Local	Defeito	Método	Observações
Sistema de CFRP	Bolhas de ar	Visual	Satisfatório para defeitos na superfície. Sensível para detectar defeitos internos se o sistema for translúcido
	Delaminação	Visual	Mesmas observações que para as bolhas de ar
		Ultra-som	Sensível para delaminações > 50 mm ² em sistemas (<5 mm).Para sistemas pouco espessos podem usar-se frequências até 5 MHz
		Termografia	Resolução de 6 mm ou 25 mm ² (0.4 mm da superfície)
		Radiografia	Sensibilidade depende da separação entre as camadas delaminadas
	Fendilhação	Visual	Mesmas observações que para as bolhas de ar
		Ultra-som	Sensível a fendas com poucos mm de profundidade
	Bolsas de ar enclausuradas	Visual	Mesmas observações que para as bolhas de ar
	Arestas cortadas (expostas)	Visual	Apenas defeitos superficiais (evitável com controlo de qualidade)
	Substâncias estranhas	Visual	Mesmas observações que para as bolhas de ar
Cavidades, incisões, porosidade, rugosidade	Visual	Apenas defeitos superficiais (evitável com controlo de qualidade)	
Interface/camada de adesivo	Delaminação	Visual	Mesmas observações que para as bolhas de ar
		Tap test	Sensível para delaminações > 50 mm ²
		Ultra-som	Sensível para delaminações > 50 mm ² em sistemas (<5 mm).
		Termografia	Resolução de 6 mm ou 25 mm ² (0.4 mm da superfície)
		Radiografia	Sensibilidade depende da separação entre as camadas delaminadas
		Cortografia por Laser (Laser Shearography)	Sensibilidade é determinada pela rigidez do sistema sendo tal que permita registar deformações na sua superfície. Deformações de 10 µm/m são admissíveis

No desenvolvimento e aplicação de um plano de monitorização, devem ser medidas as grandezas relevantes à definição do comportamento da obra. A definição dessas grandezas está, naturalmente, relacionada com os objectivos da monitorização estrutural em causa e dependerá do tipo e da dimensão da estrutura e dos materiais que a constituem [Figueiras et al., 2004].

Nos sistemas de monitorização estrutural no tempo, é comum a medição permanente de deformações (extensões no betão e no CFRP), de deslocamentos, de abertura de fendas, de rotações, da temperatura (ambiente e no substrato), da humidade relativa, entre outras. Estes parâmetros são frequentemente medidos através de extensómetros eléctricos, transdutores de deslocamentos,

sensores de temperatura e humidade, inclinómetros, etc. Todos estes sensores estão ligados a um sistema de aquisição de processamento e armazenamento de dados que, por sua vez, pode estar ligado a um computador ou a um sistema de comunicação remota.

Este instrumento pode ser uma mais valia para futuras inspecções e para a manutenção da estrutura reforçada. Obviamente que pequenos defeitos não são, normalmente, detectáveis pois não alteram significativamente a resposta da estrutura, daí ser necessário a realização de inspecções. Contudo, estes sistemas podem gerar sinais de alarme quando determinado parâmetro predefinido é excedido.

Por fim, deve-se referir que a localização dos sensores e a frequência de aquisição dos dados desempenham um papel importante nos sistemas de monitorização. A instalação de um sensor num ponto estruturalmente irrelevante não permitirá detectar possíveis avarias na estrutura e se o pretendido for avaliar o efeito do tráfego (por exemplo numa ponte) no comportamento do reforço terá forçosamente que se proceder a umas dezenas de medições (frequência de aquisição) por segundo.

Referem-se, ainda, alguns exemplos recolhidos da bibliografia técnica, designadamente os trabalhos de Reay et al. (2004) e Hag-Elsafi et al. (2004) relativos a sistemas de monitorização instalados em pontes reforçadas com sistemas CFRP, por forma a avaliar o seu comportamento em serviço.

2.7 - Domínios de investigação

Como é natural, dada a pouca idade desta técnica de reforço, subsistem, actualmente, diversas matérias em que o conhecimento alcançado não reúne o consenso de todos os intervenientes: produtores, fornecedores, construtores/aplicadores, donos de obra, projectistas, fiscais, entre outros, dificultando a sua implementação no mercado da construção.

Para melhor se discernirem os itens que necessitam de mais intensa investigação procede-se, primordialmente, com base na revisão bibliográfica realizada, à síntese dos principais aspectos relacionados com a aplicação desta técnica no reforço à flexão de estruturas de betão, reunindo-os segundo três domínios: materiais e comportamento do reforço, critérios de dimensionamento e verificação de segurança no reforço à flexão e critérios de pormenorização, aplicação em obra e controlo de qualidade, como se observa no Quadro 2.12.

O primeiro domínio destina-se à caracterização dos materiais, da interface betão-compósito e ao comportamento da estrutura reforçada. O segundo destina-se ao desenvolvimento de modelos, critérios de dimensionamento e de verificação da segurança com base na análise do comportamento dos elementos reforçados à flexão (excluindo-se o reforço ao corte e o confinamento), dedicando-se o último domínio aos aspectos relacionados com a aplicação em obra, nomeadamente, na definição de pormenores construtivos, de condições técnicas de aplicação, de procedimentos de controlo de qualidade e de análise de conformidade.

Quadro 2.12 – Síntese dos principais domínios de estudo desta técnica de reforço.

Domínio	Assunto
MATERIAIS E COMPORTAMENTO DO REFORÇO	Caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos materiais: resinas/adesivos, fibras, FRP (laminados e mantas). Caracterização da aderência da interface betão-compósito. Modos possíveis de rotura. Durabilidade dos materiais: efeitos de exposição ambiental (temperatura, humidade, ciclos de gelo/degelo, ciclos de molhagem/secagem, raios UV, alcalinidade/acidez), fadiga, fluência e fogo. Efeitos da durabilidade dos materiais no comportamento da interface betão-compósito. Técnicas de colagem dos sistemas FRP (correntes e especiais).
CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NO REFORÇO À FLEXÃO	Bases de dimensionamento e conceitos de verificação de segurança (E.L. de Utilização e E.L. Últimos). Leis constitutivas dos materiais. Modelos de dimensionamento. Critérios de verificação da segurança aos E. L. Últimos, inclusive aos modos de ruína prematuros. Critérios de ductilidade. Critérios de verificação da segurança aos E. L. Utilização: controlo da fendilhação, controlo das tensões, controlo das deformações.
CRITÉRIOS DE PORMENORIZAÇÃO, APLICAÇÃO EM OBRA E CONTROLO DE QUALIDADE	Indicações para a pormenorização de procedimentos de execução, incluídas em peças desenhadas. Detalhe dos mecanismos de ancoragem nas extremidades. Regras para transporte, armazenamento e manipulação dos materiais. Especificações técnicas para execução. Procedimentos para controlo da qualidade. Regras de análise de conformidade. Inspeção, monitorização, manutenção e reparação do reforço.

Diversos investigadores têm procurado reunir a vasta e esparsa informação publicada acerca desta técnica, tendo identificado e divulgado algumas das áreas onde é necessário promover novas pesquisas. Assim, com base nos trabalhos de Karbhari e Seible (2000-a), de Karbhari e Zhao (2000-b), do Committee 440 [ACI, 1996; ACI, 2002], do CERF (2001) em associação com a ASCE (*American Society of Civil Engineers*), de Bakis et al. (2002) e de Cosenza e Manfredi (2002) foi possível seleccionar, sintetizar e agrupar essas matérias de acordo com os três domínios previamente estabelecidos, conforme se ilustra no Quadro 2.13.

Da observação do Quadro 2.13, fica patente a necessidade de ampliar o conhecimento, prosseguindo em busca de respostas mais esclarecedoras que permitam aumentar a confiança no uso desta técnica, tornando-a, assim, ainda mais competitiva.

Quadro 2.13 – Síntese dos principais assuntos a investigar.

Domínio	Assunto
MATERIAIS E COMPORTAMENTO DO REFORÇO	Normalizar ensaios que caracterizem as propriedades dos sistemas de FRP. Caracterizar as propriedades físicas e mecânicas dos sistemas compósitos (laminados e curados “<i>in situ</i>”) em modelos que reproduzam as condições de serviço. Caracterizar os possíveis tipos de resinas/adesivos, identificando os valores mínimos a exigir para as principais propriedades. Examinar o efeito da cura parcial de resinas/adesivos no seu comportamento a longo-prazo. Avaliar a durabilidade (+18 meses) dos materiais e da interface betão-compósito em diferentes condições de exposição ambiental (temperaturas extremas, humidade, ciclos de gelo/degelo, ciclos de molhagem/secagem, raios UV, alcalinidade/acidez), à fadiga, à fluência e ao fogo. Analisar os efeitos resultantes dos diferentes coeficientes de dilatação térmica (betão e FRP). Estudar o comportamento da ligação colada de modo a definir coeficientes que traduzam as características da aderência. Avaliar o desempenho em serviço dos sistemas compósitos de FRP em elementos estruturais reforçados através da monitorização do seu comportamento. Analisar a degradação da aderência dos FRP nas proximidades das fendas.
CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NO REFORÇO À FLEXÃO	Aperfeiçoar/desenvolver leis de comportamento, a curto e a longo-prazo, dos materiais e da interface betão-compósito. Calibrar/aferir os modelos de dimensionamento e os coeficientes de segurança. Estabelecer critérios de dimensionamento e conceitos de verificação de segurança que envolvam as diferenças existentes entre os FRP e os materiais convencionais. Uniformizar o dimensionamento procurando relacionar o nível de risco com o benefício a alcançar.
CRITÉRIOS DE PORMENORIZAÇÃO, APLICAÇÃO EM OBRA, E CONTROLO DE QUALIDADE	Identificar/desenvolver ensaios “<i>in situ</i>” que permitam avaliar e inspeccionar o estado do material, assegurando, assim, a qualidade e a fiabilidade da aplicação. Definir/aperfeiçoar os procedimentos para controlo da qualidade. Desenvolver esquemas e equipamentos de monitorização de baixo custo que permitam aferir o nível de segurança das estruturas reforçadas.

2.8 - Considerações finais

Ao longo deste capítulo, procurou-se reunir um conjunto de informação que fundamenta grande parte das opções que se têm que tomar durante o processo de concepção duma solução de reforço à flexão de uma laje de betão armado com materiais compósitos pela técnica EBR.

Foi notório que, em variados domínios, ainda não se alcançou o desejado e consensual estado de conhecimento. São disso exemplo: o comportamento da interface betão-compósito - pela diversidade

de modelos de comportamento - e a durabilidade destes novos materiais compósitos - no que se refere ao efeito sinérgico dos diversos agentes (fluência, fadiga, temperatura e humidade).

É, ainda, reduzido o número de aplicações desta técnica, particularmente em Portugal, apesar de ser uma técnica que tem ocupado a mente de diversos investigadores, de diferentes unidades de investigação. Contudo, o conhecimento desse grupo de pessoas ainda não se difundiu. Por esse facto, a maioria dos engenheiros ainda denota uma falta de confiança quer nos aspectos de dimensionamento (analíticos) quer nos de execução (práticos), desprezando, deste modo, uma técnica de reforço que se revela eficaz na flexão de lajes de betão armado.

As diferentes metodologias de cálculo necessitam de tempo (leia-se existência de obras em que se empregue esta técnica e estes materiais) para a sua aferição e validação. Entretanto, esta possível desconfiança nos modelos deve ser contraposta com uma maior exigência ao nível do desenvolvimento de procedimentos de execução e controlo de qualidade. Também sobre este domínio se compilou alguma informação que tem por fim apoiar o projectista na elaboração de um caderno de encargos com as condições técnicas necessárias à execução da obra. Um importante reforço para a definição de procedimentos de controlo de qualidade será dado pela aplicação da norma EN 1504 às fases de dimensionamento e de execução da solução.

Por último, não se pode deixar de se destacar a importante tarefa desempenhada pela análise experimental que alicerça as diversas teorias desenvolvidas, bem como os diversos modelos analíticos e computacionais.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE

3 - CARACTERIZAÇÃO DO CFRP E DA DURABILIDADE DA INTERFACE

3.1 - Considerações gerais

A concepção de uma qualquer forma estrutural destinada a um qualquer requisito funcional pressupõe, para a sua perfeita concepção, um conhecimento rigoroso de diversos domínios da ciência, dentre os quais se destaca o da ciência dos materiais. Este domínio científico tem por finalidade a caracterização, tanto a nível macro como microscópico, do comportamento dos materiais em diferentes condições de exposição e de carga. A compreensão da fenomenologia associada ao comportamento do material possibilita posteriormente a formulação de modelos matemáticos e/ou físicos que traduzam esse mesmo comportamento. Esses modelos são conhecidos como leis constitutivas, muitas vezes consideradas simplificadamente como leis de causa-efeito, pois na prática estas relações fornecem a grandeza de um determinado parâmetro (efeito) a partir do valor de outro parâmetro (causa). As leis constitutivas definem-se, geralmente, à custa de determinadas características físicas, químicas e mecânicas dos materiais, sendo então necessário, em primeiro lugar, a identificação dessas características e, em seguida, estabelecer um procedimento que as permita quantificar.

Com este enquadramento sintético, pretende-se realçar a importância da caracterização adequada dos materiais, pois como se depreenderá, quanto mais exacto for o modelo constitutivo melhor se representa o comportamento do material e, conseqüentemente, do sistema estrutural associado. Por vezes, é também fundamental a caracterização do comportamento conjunto de vários materiais devido aos aspectos comportamentais específicos da ligação entre eles.

No Capítulo 1, referiu-se que um dos argumentos frequentemente usados para justificar a reduzida utilização destes materiais se deve à desconfiança patente em alguns sectores do mercado da construção sobre o seu comportamento. A preparação de uma regulamentação (EN 1504) destinada à caracterização das propriedades destes materiais a curto e longo prazo, por intermédio de ensaios normalizados, será sem dúvida um passo significativo no sentido de aumentar a confiança no uso dos compósitos de FRP.

Também, no Capítulo 2, se procurou descrever o estado do conhecimento sobre a caracterização dos materiais, sistemas e produtos usados na aplicação desta técnica de reforço, nomeadamente, resinas/adesivos, fibras e FRP's (laminados e mantas). Dos aspectos mencionados, concluiu-se que seria, ainda, preciso prosseguir com a caracterização do comportamento da interface betão-compósito e com o estudo da durabilidade dos materiais e conseqüentes efeitos no comportamento da interface (em especial devido aos efeitos da temperatura, humidade, fadiga e fluência).

Foi, principalmente, devido aos aspectos mencionados que se estabeleceu um programa experimental vocacionado essencialmente para a caracterização da ligação betão-compósito. Este estudo teve como intuito a avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura na ligação betão-compósito.

Antes porém da descrição do programa experimental e após estas considerações, identificar-se-ão, na secção 3.2, as principais propriedades dos sistemas de CFRP que deverão ser alvo de caracterização através de ensaios normalizados. A secção 3.3 será dedicada à apresentação do programa experimental estabelecido. Após a exposição do plano de trabalhos, das fases que compõem a campanha de ensaios e dos objectivos que se pretendem alcançar, far-se-á a selecção dos materiais a caracterizar descrevendo a correspondente preparação dos provetes.

As duas secções seguintes serão destinadas à descrição dos ensaios realizados sobre os produtos que constituem os sistemas de CFRP e à apresentação e análise dos correspondentes resultados. A secção 3.4 ocupar-se-á dos ensaios de compressão e de tracção e a secção 3.5 do comportamento higrotérmico dos sistemas compósitos. Esta secção iniciar-se-á com a apresentação de dois métodos de ensaio para a caracterização da temperatura de transição vítrea e correspondentes resultados. Posteriormente, far-se-á uma descrição sobre o comportamento higrotérmico de um sistema compósito, apresentando sumariamente o modelo clássico da difusão, comumente utilizado como lei de transporte de água e os principais mecanismos físico-químicos do envelhecimento higrotérmico. Os ensaios de absorção de água e respectivos resultados serão também expostos, terminando a secção 3.5 com a avaliação dos efeitos da humidade na resposta à flexão e na temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos. O estudo da influência da humidade e do envelhecimento higrotérmico na aderência da interface betão-compósito será o objecto da secção 3.6. Assim, far-se-á a exposição e análise dos resultados de ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull-off*) e dos ensaios de aderência em flexão. O capítulo termina com a síntese das principais conclusões retiradas.

3.2 - Principais propriedades dos sistemas de CFRP

No Capítulo 2, ficou claro que para se desenvolver um projecto de reforço de uma estrutura de betão armado por colagem exterior de sistemas de CFRP é fundamental, numa fase inicial, proceder à selecção dos materiais, pois é neste momento que o projectista escolhe o sistema de FRP que considera ser o mais indicado para a obtenção de uma solução eficaz. Para que ele o possa fazer criteriosamente será necessário que todos os produtos e sistemas comercializados se encontrem devidamente caracterizados, isto é, que o valor das suas propriedades resulte da realização de ensaios normalizados e regulamentados. Como consequência será, também, mais simples a definição de coeficientes parciais de segurança para os materiais que atendam à variabilidade do valor das propriedades a curto prazo e a longo prazo. Esses coeficientes são obtidos a partir de determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das propriedades dos materiais e empregam-

se na verificação dos critérios de segurança no processo de dimensionamento da solução. Definida a solução de reforço, o projectista necessita de especificar no *caderno de encargos* as características dos produtos e sistemas que serão aplicados em obra. Uma vez em obra, deverão ainda ser efectuadas algumas verificações. Na recepção dos materiais, far-se-á um controlo de algumas das propriedades dos materiais, de modo a avaliar se cumprem os requisitos mínimos estabelecidos pelo projectista. Finalmente, durante a sua aplicação e após o seu endurecimento deverão, também, ser controladas as propriedades especificadas com vista ao cumprimento dos objectivos da reparação.

Daí se deduz que os diversos produtores de FRP deverão elaborar, além das fichas de segurança dos produtos (*material safety data sheets*), documentos técnicos que contenham os valores característicos das propriedades necessárias. Porém, não basta reunir os documentos contendo esses valores, quer o projectista quer a entidade fiscalizadora da obra precisam de conhecer os ensaios a realizar para a caracterização dessas propriedades e qual a respectiva normalização. Procurou-se, então, identificar as propriedades que se consideraram necessárias para a concepção e execução de uma solução de reforço envolvendo materiais compósitos.

A identificação dessas características resultou da análise de diversos documentos: da norma EN 1504-4 (parte 4) - em especial os dados resumidos no Capítulo 2, no Quadro 2.2, Quadro 2.3 e Quadro 2.4; das propostas da FIB [Bulletin 14, 2001], do ACI [ACI 440, 2002] e do CNR [CNR, 2004]; da informação referente ao projecto COMPCCLASS [MM6, 2005]; dos trabalhos de Broughton e Hutchinson (2005) e de Hollaway e Leeming (1999); da publicação da *ASM International - The Materials Information Society* [ASM Handbook, 2001]; da consulta das fichas técnicas dos diversos produtos comercializados em Portugal e da experiência adquirida pelo grupo de investigadores da FEUP/LABEST sobre procedimentos e controlo de qualidade de aplicação destes produtos [Juvandes et al., 2007].

Juntamente com a identificação das propriedades, indicam-se algumas normas de ensaios que permitem a sua caracterização. Pretendeu-se designar, sempre que possível, normas provenientes de diferentes entidades, nomeadamente, do CEN (*Comité Européen de Normalisation*), da ISO (*International Organization for Standardization*) e da ASTM (*American Society for Testing and Materials*). Saliente-se que o conjunto de propriedades indicadas corresponde à informação estritamente necessária para que o projectista possa executar devidamente o seu trabalho, não constando, no entanto, os procedimentos que o fabricante deve implementar de modo a certificar os seus produtos (propostos na EN 1504-8). A apresentação das propriedades e correspondente normalização será efectuada em separado para cada um dos seguintes produtos: resina/adesivo, laminado e manta de CFRP. Serão, também, mencionados alguns ensaios a realizar sobre a interface betão-compósito.

i) Resina/adesivo

Em relação aos agentes de colagem (resina/adesivo) optou-se por subdividir a sua caracterização em três fases: antes da mistura, durante o processo de cura (após a mistura) e depois de ter ocorrido a

cura. Os primeiros dados a fornecer da resina/adesivo dizem respeito à condição em que esta será fornecida (antes de se proceder à mistura dos componentes). Assim, o documento técnico deverá conter, inicialmente, a seguinte informação:

- Descrição (nome comercial, número e tipo de componentes, se possui solventes), consistência de cada componente (fluido ou pastoso) e campo de aplicação.
- Dados referentes ao seu fornecimento, condições de armazenagem e conservação (período e temperatura).
- Dados sobre o manuseamento e a segurança (toxicidade, inflamabilidade, impacto ambiental, etc.).
- Cor de cada componente.
- Proporções da mistura (em peso ou em volume).

Para se proceder à mistura dos componentes e à aplicação da resina/adesivo serão necessárias descrições sobre a forma como executar essas tarefas (procedimentos de mistura e aplicação). Deverão constar, também informações referentes à cor resultante da mistura, à temperatura de aplicação (mínima e máxima) e aos consumos correntes do produto nas suas diversas aplicações. Além destes dados devem ser indicadas os valores das características listadas no Quadro 3.1.

Por fim, as características físicas e mecânicas exibidas pela resina/adesivo depois de decorrido o processo de cura têm, também, que ser incluídas no documento técnico. Saliente-se que a caracterização da resina/adesivo tem que ser efectuada a curto e longo prazo de forma a demonstrar a sua durabilidade. No Quadro 3.2 resumem-se essas propriedades e respectivas normas de ensaio. Existe, porém, a possibilidade de aferir em obra o grau de cura da resina/adesivo através da determinação da Dureza Barcol (ASTM D2583 ou ISO 868) [MM6, 2005].

Quadro 3.1 - Propriedades físicas da resina/adesivo após a sua mistura e durante o processo de cura.

Propriedade	Norma		
	CEN	ISO	ASTM
Densidade	-	1675: 1985	D1217-93
Tixotropia	EN 1799	-	D2196-99
Viscosidade	EN ISO 3219	2555:1999 3219:1993	D2196-99
Tempo de vida útil (<i>pot life</i>) ^[1]	-	10364:1993	D1338-99
Tempo de trabalhabilidade (<i>workable life</i>) ^[2]	EN 14022 EN 29514	9514:1992	-
Tempo aberto (<i>open time</i>) ^[2]	EN 12189	-	-
Tempo de cura ^[1]	EN 12188	12114:1997	D4473-03
Aptidão para aplicação em superfícies verticais e intradorsos	EN 1799	-	-

[1] determinado para a temperatura máxima prevista para a aplicação; [2] no mínimo, temperaturas de aplicação normal e máxima.

Quadro 3.2 - Propriedades físicas e mecânicas da resina/adesivo após o processo de cura.

Propriedade	Tipo	Norma		
		CEN	ISO	ASTM
Retração	Física	EN 12617-1÷3	12114:1997	D6289
Coeficiente de dilatação térmica		EN 1770	11359-2:1999	E831 D696
Temperatura de transição vítrea		EN 12614	6721:1994 (DMA) 11357-2:1999 (DSC) 11359-2:1999 (TMA)	E1356 (DSC) D3418 (DSC) E1640 (DMA) D4065 (DMA)
Resistência à humidade		EN 13580	10364:1993 62:1999	D570
Módulo de elasticidade em tracção		-	527-1:1993	D638
Resistência à tracção		-	527-1:1993	D638
Extensão última em tracção		-	527-1:1993	D638
Módulo de elasticidade em compressão		EN 13412	604:2002	D695
Resistência à compressão		EN 12190	604:2002	D695
Extensão última em compressão		EN 13412	604:2002	D695
Módulo de elasticidade em flexão ^[1]		-	178:2001	D790
Aderência ao FRP		-	4587:2003 (junta simples)	D3163
Aderência ao betão	Mecânica	EN 1542 (<i>pull-off</i>) EN 12615 (<i>pull-off</i>) EN 12188 (<i>slant shear</i>)	-	D4541 (<i>pull-off</i>)
Resistência ao corte		EN 12188 (<i>slant shear</i>)	4587:2003 (junta simples)	D3163
Durabilidade (temperatura e humidade)		EN 13733 ^[2]	-	-
Durabilidade (ciclos de envelhecimento)		-	13687-1÷5	-
Fluência		EN 13584-1 (em corte)	899-1:2003	D2990
Fadiga ^[3]		EN 13894-1 ^[4] EN 13894-2	13003:2003	D3479

[1] necessário apenas para algumas aplicações; [2] esta norma só se aplica a chapas de aço; [3] necessária em aplicações especiais; [4] esta parte da norma destina-se a avaliar a resistência à fadiga durante o processo de cura.

ii) Laminados

Em relação aos sistemas de FRP do tipo laminado unidireccional o documento técnico deverá conter informações referentes à descrição do produto (nome comercial, tipo de fibra, tipo de matriz, orientação da fibra, tipos de laminados e dimensões), à cor, ao campo de aplicação, ao seu

fornecimento, às condições de armazenagem e conservação (exposição, período e temperatura), às condições de manuseamento e à segurança. As características físicas e mecânicas exibidas pelo laminado a curto e longo prazo têm, também, que ser incluídas no documento técnico. No Quadro 3.3 sintetizam-se essas propriedades e respectiva normalização.

Quadro 3.3 - Propriedades físicas e mecânicas de sistemas unidireccionais de FRP do tipo laminado.

Propriedade	Tipo	Norma		
		CEN	ISO	ASTM
Densidade	Física	-	1183-1:2004	D792
Coeficiente de dilatação térmica		EN 1770	11359-2:1999	E831 D696
Temperatura de transição vítrea (matriz)		EN 12614	6721:1994 (DMA) 11357-2:1999 (DSC) 11359-2:1999 (TMA)	E1356 (DSC) E1640 (DMA) D4065 (DMA)
Conteúdo volumétrico da fibra		-	11667:1997	D3171 D2584
Resistência à humidade		-	62:1999	D570 D5229
Módulo de elasticidade em tracção		EN 2561	527-4÷5:1993	D3039 D3039M
Resistência à tracção		EN 2561	527-4÷5:1993	D3039 D3039M
Extensão última em tracção		EN 2561	527-4÷5:1993	D3039 D3039M
Fluência		-	899-1:2003	D2990

iii) Mantas

A informação que o documento técnico dos sistemas de FRP do tipo manta unidirectional (FRP=fibra+resina) deve conter deverá ser muito semelhante à definida para o caso dos sistemas do tipo laminado. As principais diferenças residem nos dados relativos à cor (indicar a coloração antes e após a impregnação da resina) e às características físicas e mecânicas exibidas pelo sistema a curto e longo prazo. Essas características encontram-se definidas no Quadro 3.4.

iv) Interface betão-compósito

Por último, a FIB [Bulletin 14, 2001] propõe a avaliação da aderência na interface betão-compósito por intermédio de quatro tipos de ensaios:

- O “ensaio de aplicabilidade” (*Applicability test*) em que o sistema de CFRP é aplicado a

uma laje de betão e exposto a um ambiente seco ou húmido (o mais próximo da situação real). Posteriormente sobre esses sistemas serão realizados ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull off*) segundo a norma EN 1542 (1998).

- O “*Pull off*” pode ser efectuado directamente no elemento a reforçar desde que, numa zona limitada, lhe seja previamente aplicado o sistema de reforço.
- O ensaio de durabilidade (*Durability test*) que consiste em avaliar a aderência através do ensaio de arrancamento por tracção directa depois de se ter submetido o provete a ciclos de gelo/degelo ou a exposição exterior (no mínimo 1 ano segundo a norma EN 13733).
- O ensaio de aderência ao corte (*Bond performance in shear*), mas até à data ainda não foi normalizado nenhum procedimento de ensaio.

Quadro 3.4 - Propriedades físicas e mecânicas de sistemas unidireccionais de FRP do tipo manta.

Propriedade	Tipo	Norma		
		CEN	ISO	ASTM
Densidade	Física	-	1183-1:2004	D792
Gramagem da fibra (direcção principal)		-	3347:2000	-
Espessura equivalente (gramagem da fibra/densidade) ^[1]		-	-	-
Coeficiente de dilatação térmica		EN 1770	11359-2:1999	D696
Temperatura de transição vítrea (resina)		EN 12614	6721:1994 (DMA)	E1356 (DSC)
			11357-2:1999 (DSC)	E1640 (DMA)
			11359-2:1999 (TMA)	D4065 (DMA)
Conteúdo volumétrico da fibra		-	11667:1997	D2584
Resistência à humidade		-	62:1999	D570
				D5229
Módulo de elasticidade em tracção	Mecânica	EN 2561	527-4÷5:1993	D3039
Resistência à tracção		EN 2561	527-4÷5:1993	D3039M
				D3039
				D3039M
Extensão última em tracção		EN 2561	527-4÷5:1993	D3039
Fluência	-	899-1:2003	D2990	

[1] este parâmetro é tratado no documento da *Italian National Research Council* [CNR, 2004].

3.3 - Programa experimental

Como se tem vindo a referir, ainda subsiste, actualmente, muita desconfiança acerca dos valores fornecidos nas especificações técnicas destes materiais e produtos. Apesar deles traduzirem as

propriedades desses materiais e produtos a curto prazo, não está claro, nesses documentos, o modo como foram obtidos, isto é, quais os ensaios realizados, qual a normalização adoptada e se os valores fornecidos correspondem a valores médios ou característicos. Está, também, referenciada a influência da temperatura e da humidade essencialmente sobre os agentes da colagem (alteração do valor da temperatura de transição vítrea, possível diminuição da rigidez e da resistência, etc.), mas essa caracterização também não é referida nos documentos técnicos.

Esta reflexão conduziu ao estabelecimento de um programa experimental que possibilitasse a avaliação de algumas características físicas e mecânicas de um conjunto de produtos e sistemas comercializados em Portugal. Nos pontos seguintes, apresentar-se-ão os objectivos definidos, os ensaios realizados e os materiais seleccionados para a execução deste programa experimental.

3.3.1 - Objectivos e plano de trabalhos

Na concepção de uma solução de reforço à flexão de uma laje de betão armado por colagem exterior de compósitos de FRP, surgem algumas incertezas relativamente ao comportamento da ligação betão-compósito, sobretudo no comportamento a longo prazo. Assim, é fundamental avaliar a durabilidade da ligação betão-compósito, pois dela depende a transferência de forças entre o material compósito e o betão, por intermédio da resina/adestivo. Para analisar o comportamento higrotérmico da ligação betão-compósito, procurou-se estudar inicialmente esse comportamento nas resinas e adesivos que compõem os sistemas de CFRP, por serem os mais sensíveis à humidade e à temperatura. Os objectivos fixados espelham esta preocupação e foram estabelecidos com vista à obtenção de dados técnicos que pudessem apoiar a concepção e a execução da possível solução de reforço da laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Refira-se ainda que esta parte do trabalho foi também útil para a aquisição de experiência quanto à realização de ensaios de caracterização deste tipo de materiais. Contudo, o programa experimental teve que atender aos recursos disponíveis (equipamentos e produtos). Os objectivos a alcançar com este programa foram então:

- A aferição da temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos.
- A avaliação da absorção de água das resinas/adesivos.
- A análise do efeito da temperatura a que se processa a cura da resina/adestivo no seu comportamento higrotérmico.
- A avaliação dos efeitos do envelhecimento higrotérmico das resinas/adesivos (efeitos da absorção de água e da temperatura nas propriedades físicas e mecânicas).
- O estudo dos efeitos do envelhecimento higrotérmico na aderência da ligação betão-compósito.

Para atingir estes objectivos, foi definido um plano de trabalho que envolveu um conjunto de ensaios e que foi efectuado em três fases. A *Fase 1* foi estabelecida com o propósito de avaliar algumas das propriedades mecânicas dos sistemas de CFRP (laminados, sobretudo mantas) e das resinas/adesivos

usadas nesses sistemas. Para tal, executaram-se ensaios de tracção, em sistemas de CFRP e em resinas/adesivos, e de compressão, em resinas/adesivos. A *Fase 2* destinou-se à realização de ensaios de medição da temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos e da avaliação da lei de absorção de água desses polímeros (obtenção da massa de água de saturação). Ainda nesta fase, e após se atingir a massa de água de saturação nas diversas resinas/adesivos, avaliaram-se os correspondentes efeitos através da medição da temperatura de transição vítrea e da realização de ensaios de flexão em três pontos. Depois de analisados os produtos isoladamente, procedeu-se à *Fase 3* deste programa experimental que consiste na avaliação do comportamento da ligação betão-compósito. Para tal, expuseram-se os sistemas de CFRP colados em provetes de betão a diferentes condições: ambientes húmidos e ciclos de temperatura e humidade. Concluído esse período de exposição, executaram-se dois tipos de ensaios para aferir a aderência dos sistemas de CFRP ao betão: ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull off*) e ensaios de aderência em flexão (ver no Capítulo 2 a Figura 2.10). No Quadro 3.5, sintetizam-se as três fases do programa experimental e os ensaios que as compõem. Em seguida descrevem-se os materiais e os tipos de provetes utilizados nas diversas fases.

Quadro 3.5 - Programa experimental de caracterização dos sistemas de FRP e da ligação betão-compósito.

Fases	Objectivo	Ensaios	Produtos/Sistemas
Fase 1	Caracterizar o comportamento à tracção	Ensaio de tracção	Resinas/adesivos
			Sistemas de CFRP
	Caracterizar o comportamento à compressão	Ensaio de compressão	Resinas/adesivos
	Avaliar a temperatura de transição vítrea	Ensaios de DSC e de DMTA	Resinas/adesivos
Fase 2	Avaliar a absorção de água	Ensaio de absorção de água	Resinas/adesivos
	Avaliar os efeitos da absorção de água	Ensaios de DSC e de DMTA Ensaios de flexão	Resinas/adesivos
Fase 3	Avaliar os efeitos da absorção de água	Ensaios de “ <i>Pull off</i> ”	Ligação betão-CFRP
		Ensaios de aderência em flexão	

3.3.2 - Materiais e preparação de provetes

A campanha de ensaios realizada envolveu a preparação de diversas amostras de resinas/adesivos, donde foram retirados os provetes para ensaio. O mesmo sucedeu com os sistemas de CFRP, especialmente, com os do tipo manta. A identificação dos materiais e o número de provetes testados será apresentada para cada uma das três fases que compõem o programa experimental.

i) Fase 1

Nesta primeira etapa de ensaios, procuraram-se caracterizar os sistemas comerciais do tipo manta da Bettor MBT (MBrace Manta CF120, com uma gramagem de 200 g/m²) e da Sika Portugal (Sika Wrap Hex-230 C, com uma gramagem de 225 g/m²) e as resinas de impregnação utilizadas: a Mbrace Resin 55

e a Sikadur 330, respectivamente. Seleccionaram-se, ainda, três sistemas de CFRP do tipo laminado: o da Bettor MBT (MBrace Laminado LM), o da Sika Portugal (Sika CarboDur S512) e o da Mapei (Mapei Carboplate E170). Porém, foram ensaiados apenas dois adesivos utilizados na aplicação dos sistemas da Bettor e da Sika: o MBrace Resin 220 e o Sikadur 30. A data em que foram preparadas as amostras das resinas/adesivos e dos sistemas do tipo manta e o número de provetes extraídos dessas amostras para cada um dos ensaios realizados estão indicados no Quadro 3.6. No Anexo A, descreve-se o modo de preparação das diversas amostras.

Quadro 3.6 - Identificação dos produtos e sistemas caracterizados na Fase 1 de ensaios.

<i>Produtos e Sistemas</i>		<i>Data da Mistura</i>	<i>Número de Provetes</i>	
			<i>Tracção</i>	<i>Compressão</i>
Resinas	MBrace Resin 55	18-02-05	6	4
	Sikadur 330	31-01-05	6	4
Adesivos	MBrace Resin 220	10-02-05	6	4
	Sikadur 30	03-02-05	6	4
Sistemas CFRP	Sika Wrap Hex-230 C (225 g/m ²)	31-01-05	6	-
	MBrace Manta CF120 (200 g/m ²)	18-02-05	6	-
	Sika CarboDur S512 ($t_f = 1.2$ mm)	-	6	-
	MBrace Laminado LM ($t_f = 1.4$ mm)	-	6	-
	Mapei Carboplate E170 ($t_f = 1.4$ mm)	-	6	-

ii) Fase 2

Na segunda fase de ensaios, houve a necessidade de preparar novas amostras de resinas e adesivos mas com menor espessura (1 mm) de forma a poder obter a massa de água de saturação num menor período de tempo. Destas amostras extraíram-se os provetes para os ensaios de absorção de água, para os ensaios de medição da temperatura de transição vítrea e de flexão em três pontos antes e após a saturação dos provetes. Nesta fase procedeu-se, ainda, à medição da temperatura de transição vítrea em provetes retirados das amostras da Fase 1 de ensaios (4 mm de espessura). O número de resinas/adesivos analisadas nesta etapa aumentou. Para além das resinas/adesivo considerados na Fase 1 foram, ainda, estudadas as resinas Mapei Mape Wrap 21 e 31 e os adesivos Mapei Adesilex PG1 e PG2. As misturas foram realizadas sobre diferentes condições de cura de modo a avaliar o seu efeito na temperatura de transição vítrea. Inicialmente, todas as amostras foram curadas à temperatura ambiente. Em seguida, prepararam-se novas amostras de Bettor Resin 220 e de Sikadur 30 que foram curadas a 80°C.

A identificação das amostras, a data da sua preparação e o número de provetes extraídos para cada um dos ensaios realizados estão indicados no Quadro 3.7. No Anexo A, descreve-se o modo de preparação destas novas amostras.

Quadro 3.7 - Identificação dos produtos e sistemas caracterizados na Fase 2 de ensaios.

Adesivos e Resinas		Data da Mistura	Número de Provetes		
			Absorção de água	Temp. Transição Vítreia	Flexão
Resinas	MBrace Resin 55 ^[1]	18-02-05	-	3 DMTA + 1 DSC	-
	Sikadur 330 ^[1]	31-01-05	-	3 DMTA + 1 DSC	-
	MBrace Resin 55 ^[2]	12-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Sikadur 330 ^[2]	16-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Mapei Mape Wrap 21 ^[2]	18-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Mapei Mape Wrap 31 ^[2]	18-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
Adesivos	MBrace Resin 220 ^[1]	10-02-05	-	3 DMTA + 1 DSC	-
	Sikadur 30 ^[1]	03-02-05	-	3 DMTA + 1 DSC	-
	MBrace Resin 220 ^[2]	12-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Sikadur 30 ^[2]	16-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Mapei Adesilex PG1 ^[2]	19-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Mapei Adesilex PG2 ^[2]	18-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	MBrace Resin 220 ^[3]	19-08-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12
	Sikadur 30 ^[3]	03-02-05	9	12 DMTA + 12 DSC	12

[1] espessura de 4 mm e cura à temperatura ambiente (amostras preparadas na Fase 1 - Quadro 3.6); [2] espessura de 1 mm e cura à temperatura ambiente; [3] espessura de 1 mm e cura a 80°C.

iii) Fase 3

A última fase de ensaios destinou-se à avaliação do comportamento da ligação betão-compósito. Essa análise foi efectuada através de dois tipos de ensaios. Na primeira parte do estudo, avaliou-se o efeito da temperatura e da humidade na aderência de três sistemas comerciais de CFRP (2 mantas e 1 laminado) ao betão através da realização de ensaios de tracção directa (*Pull off*). Para cada sistema comercial, foram preparados dois prismas de betão com 0.55 m de altura e 0.15x0.15 m² de base, tendo-se colado em cada prisma duas faixas de CFRP com 0.35x0.05 m², em faces opostas, conforme se observa na Figura 3.1a. Para além destes seis prismas, considerou-se um outro (de referência) onde se aplicaram três faixas de CFRP com 0.35x0.05 m² (uma por sistema), em três das suas faces, como se ilustra na Figura 3.1b. Estes testes resultam numa adaptação do ensaio de durabilidade (*Durability test*) proposto pela FIB [Bulletin 14, 2001]. No Quadro 3.8, apresentam-se os dados relativos aos provetes. A preparação dos provetes pode ser consultada no relatório de Cardoso et al. (2007).



Figura 3.1 - Esquematisação dos provetes prismáticos usados nos ensaios de durabilidade.

Quadro 3.8 - Identificação dos sistemas de CFRP e dos provetes usados no ensaio de durabilidade (Fase 3).

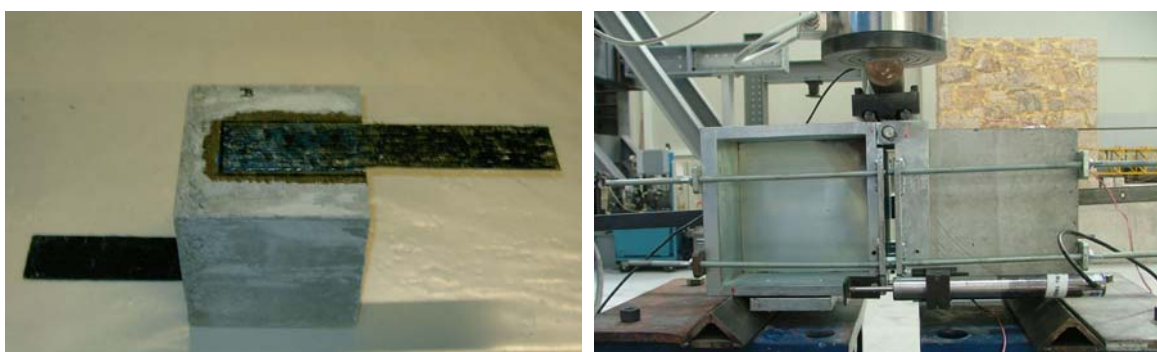
Sistemas de CFRP		Data da Colagem	Provetes	
Tipo	Nº de camadas		Número de juntas	Dimensão da junta
Sika Wrap Hex-230 C	2	13-12-04	5 = 2 + 2 + 1 (3 prismas)	350 × 50 mm ²
MBrace Manta CF120	2	13-12-04	5 = 2 + 2 + 1 (3 prismas)	
Sika CarboDur S512	1	19-01-05	5 = 2 + 2 + 1 (3 prismas)	

Por último, neste programa experimental, foram ainda realizados ensaios de aderência em flexão de modo a avaliar a influência da humidade na aderência betão-compósito. O modelo de ensaio foi concebido para a utilização de cubos normalizados de betão de 0.15x0.15x0.15 m³. Para rentabilizar o número de ensaios por cada provete colou-se em duas faces opostas do cubo uma faixa de CFRP. Essas faixas assimetricamente dispostas, como se vê na Figura 3.2a, tinham um comprimento de 270 mm, apesar do comprimento de colagem ter sido de apenas 100 mm. O comprimento da faixa de CFRP, que se prolongou para além dos limites do cubo, foi posteriormente amarrado na parte inferior de um elemento metálico, ilustrado na Figura 3.2b, que juntamente com o cubo de betão formou o sistema articulado submetido à flexão. Nesta última campanha de ensaios foram usados 24 cubos normalizados de betão, quatro sistemas comerciais de CFRP, 2 do tipo laminado e 2 do tipo manta. No Quadro 3.9, resumem-se as informações referentes a estes provetes, nomeadamente, a identificação dos sistemas de CFRP, a data da sua aplicação, o número de provetes cúbicos adoptados e o número de juntas testadas para cada sistema. No Anexo A, descreve-se o modo de preparação destes provetes.

3.4 - Características mecânicas

Na secção 3.2, identificaram-se as propriedades dos produtos que constituem os sistemas de CFRP, que deveriam ser objecto de caracterização. No presente estudo, decidiu-se caracterizar o comportamento

à tracção de alguns dos sistemas de CFRP, utilizados ao longo deste trabalho, de modo a poder comparar os valores das principais propriedades mecânicas fornecidos nas fichas técnicas com os obtidos experimentalmente. Em relação às resinas/adesivos, optou-se por caracterizar o seu comportamento à tracção e à compressão a fim de identificar as diferenças mais significativas entre os comportamentos das resinas e dos adesivos.



a) provetes cúbicos com 2 faixas coladas de CFRP

b) sistema articulado sujeito à flexão

Figura 3.2 - Esquema do ensaio de aderência em flexão e do tipo de provetes usados.

Quadro 3.9 - Identificação dos sistemas de CFRP e dos provetes usados no ensaio de aderência em flexão (Fase 3).

Sistemas de CFRP		Data da Colagem	Provetes	
Tipo	Nº de camadas		Número de juntas	Dimensão da junta
Sika Wrap Hex-230 C	2	01-12-05 ^[1]	12 (6 cubos)	100 × 50 mm ²
	2	06-12-05 ^[2]		
MBrace Manta CF120	2	22-11-05 ^[1]	12 (6 cubos)	100 × 50 mm ²
	2	29-11-05 ^[2]		
MBrace Laminado LM	1	20-12-05 ^[1]	12 (6 cubos)	100 × 25 mm ²
	1	28-12-05 ^[2]		
Mapei Carboplate E170	1	24-11-05 ^[1]	12 (6 cubos)	100 × 25 mm ²
	1	28-11-05 ^[2]		

[1] colagem das primeiras seis juntas em seis cubos (uma por cubo); [2] colagem nos mesmos cubos das outras seis juntas (face oposta).

As propriedades mecânicas avaliadas das resinas e adesivos foram a resistência à compressão, a resistência, o módulo de elasticidade e a extensão última à tracção. No entanto, para os sistemas de CFRP do tipo laminado e do tipo manta aferiu-se essencialmente a sua resistência à tracção, tendo-se usado um dos provetes para estimar o módulo de elasticidade. Em seguida, apresentam-se os dados (identificação dos provetes, procedimento de ensaio e equipamento utilizado) e os resultados obtidos nos ensaios de compressão e de tracção.

A nomenclatura adoptada para a designação dos provetes segue o seguinte critério: os dois primeiros caracteres definem o tipo de ensaio, por exemplo CO - compressão e TR - tracção, a letra seguinte

indica o tipo de sistema, M - manta e L - laminado, os restantes caracteres referem-se à identificação da resina e o algarismo final ao número do provete. Por exemplo a designação COMR55_1 corresponde ao primeiro provete (1) usado no ensaio de compressão (CO) da resina Resin 55 (R55) usada num sistema do tipo manta (M).

3.4.1 - Compressão

Os ensaios de compressão de resinas/adesivos foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) do Departamento de Engenharia Civil (DEC-FEUP) de acordo com a norma EN 12190 (1998), utilizando uma prensa FORM TEST SEIDNER 7940 com uma capacidade máxima de 20 toneladas, ver Figura 3.3a. Para cada uma das amostras de resina/adesivo, foram ensaiados quatro provetes cúbicos de $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$, como se ilustram na Figura 3.3b. Cada provete foi submetido a uma compressão monotónica até à ruína com registo unicamente da máxima força de compressão.

No Quadro 3.10, resumem-se os resultados médios obtidos para a resistência à compressão das resinas/adesivos (consultar o Anexo A com informação mais detalhada). Apesar dos valores da resistência à compressão terem sido aproximadamente da mesma ordem de grandeza, observaram-se modos de ruína diferentes entre as resinas e os adesivos. A ruína dos adesivos foi muito semelhante à observada em algumas argamassas, com a formação de dois cones simétricos, como se mostra na Figura 3.4a. A existência de carga (*fillers*) nos adesivos conduziu à formação de superfícies de rotura. Por sua vez, as resinas apresentaram uma grande deformação mas mantiveram-se mais coesas, como se vê na Figura 3.4c.

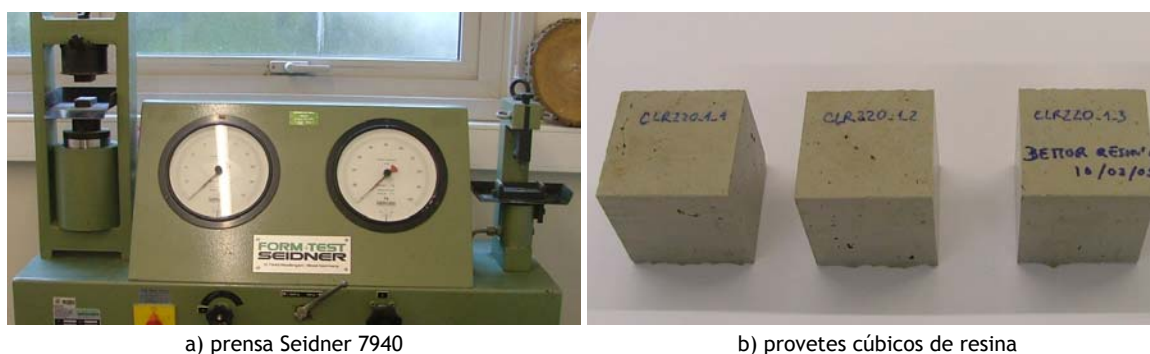


Figura 3.3 - Equipamento e provetes usados no ensaio de compressão de resinas e adesivos.

Quadro 3.10 - Resultados dos ensaios de compressão das resinas/adesivos - Fase 1 de ensaios.

Material	Data		Resistência (MPa)	
	Mistura	Ensaio	Média	CV (%)
MBrace Resin 55	18-02-05	09-05-06	94.64	1.49
Sikadur 330	31-01-05		91.34	3.45
MBrace Resin 220	10-02-05		89.71	12.40
Sikadur 30	03-02-05		80.69	12.85

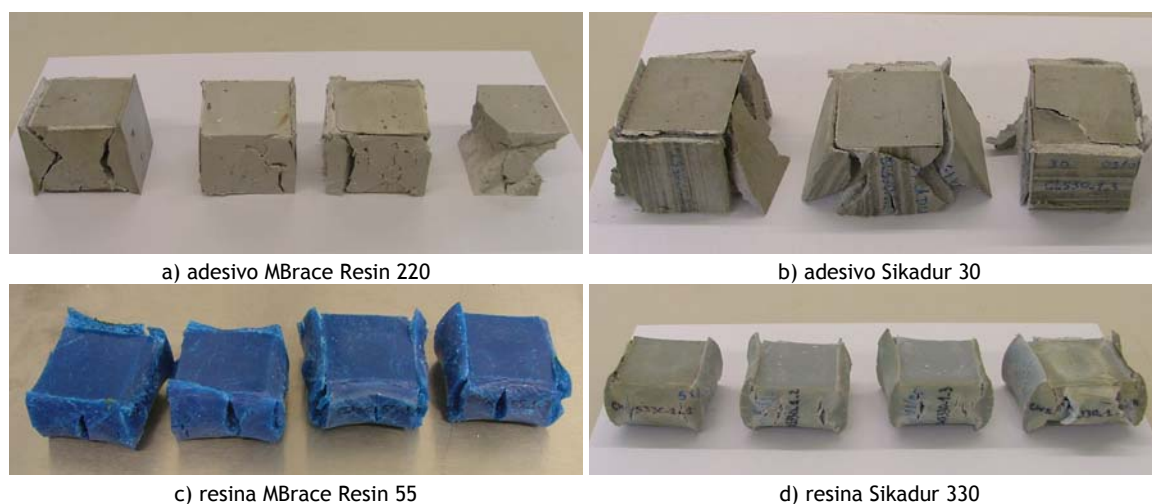


Figura 3.4 - Modos de ruína à compressão dos provetes de resinas/adesivos.

3.4.2 - Tracção

A caracterização do comportamento mecânico à tracção das resinas/adesivos e dos sistemas de CFRP foi efectuada no Laboratório de Ensaios Mecânicos (LEMec), Unidade de Materiais Compósitos (CEMACOM), Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (INEGI-FEUP). Os ensaios de tracção das resinas/adesivos foram executados numa prensa INSTRON, modelo 4208, ilustrada na Figura 3.5a. A velocidade adoptada para os testes foi de 0.5 mm/min e usou-se uma célula de carga com uma capacidade máxima de 5 kN e um extensómetro eléctrico INSTRON, modelo 2630-036 (comprimento de referência de 50 mm e curso de 5 mm, ou seja, extensões até 10%), como se mostra na Figura 3.5b. Por sua vez, os ensaios de tracção dos sistemas de CFRP (laminados e mantas) foram realizados na mesma prensa e com a mesma velocidade, mas empregando uma célula de carga de 100 kN nos testes dos laminados e de 50 kN nas mantas. Apenas se mediu a deformação de um provete de cada sistema de CFRP, tendo-se utilizado um extensómetro eléctrico MM (Micro-Measurements Division) de 350 Ω de resistência, com comprimento de 6 mm e referência CEA-06-125UW-350, ver Figura 3.5c.

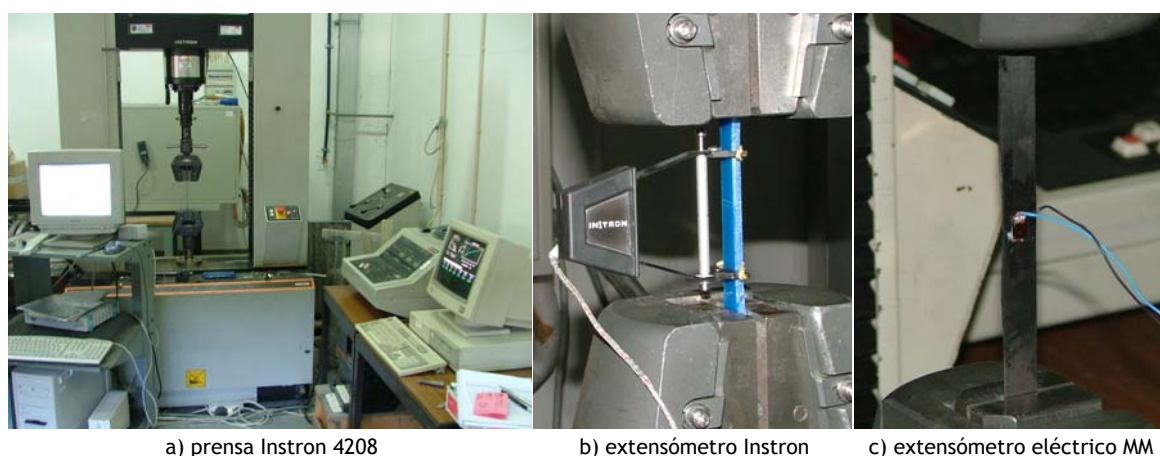


Figura 3.5 - Equipamentos usados no ensaio de tracção de resinas/adesivos e sistemas de CFRP.

A apresentação dos dados referentes aos ensaios de tracção e dos respectivos resultados será efectuada, inicialmente, para as resinas/adesivos e posteriormente para os sistemas de CFRP.

i) Resinas/adesivos

As resinas e adesivos caracterizadas foram as mesmas que haviam sido testadas à compressão. O ensaio de tracção foi executado segundo as normas ISO 527-1 (1993) e ISO 527-2 (1993), tendo-se utilizado 6 provetes com as dimensões preconizadas na norma ISO 527-2 (1993), esquematizados na Figura 3.6. A primeira versão da norma propunha que o ensaio se efectuasse apenas sobre três provetes, mas a nova versão indica que os testes devem ser realizados em cinco provetes.

Na Figura 3.7 ilustram-se fotografias de todos os provetes ensaiados e extraídos das amostras descritas na secção 3.3.2. Os resultados médios obtidos referentes à resistência à tracção, à extensão máxima e ao módulo de elasticidade encontram-se expostos no Quadro 3.11. Os dados relativos aos provetes (identificação e geometria) e os resultados extraídos de cada ensaio podem ser consultados no Anexo A.

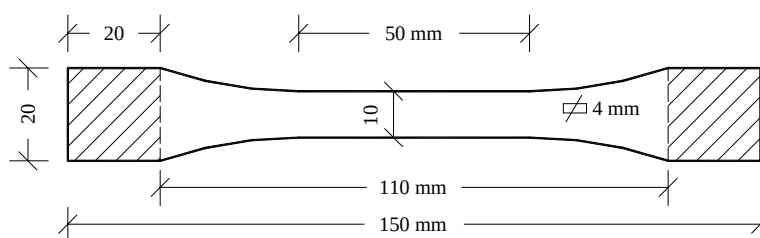


Figura 3.6 - Aspecto e dimensões dos provetes de resinas e adesivos usados nos ensaios de tracção.

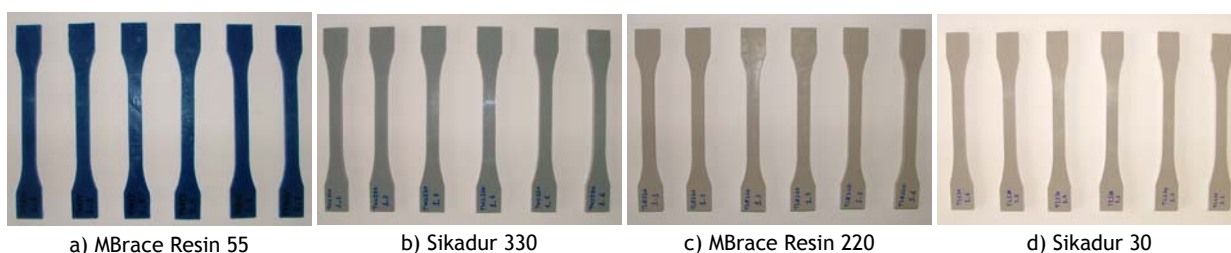


Figura 3.7 - Provetes de resinas e adesivos usados nos ensaios de tracção.

Quadro 3.11 - Módulo de elasticidade, resistência e extensão máxima à tracção das resinas/adesivos (Fase 1).

Amostra		Data Ensaio	Resistência		Extensão Máxima		Módulo de Elasticidade	
Material	Data Mistura		Média	CV	Média	CV	Média	CV
			(MPa)	(%)	(%)	(%)	(GPa)	(%)
MBrace Resin 55 ^[1]	18-02-05	03-08-06	47.53	6.76	2.42	11.37	2.89	2.16
Sikadur 330 ^[1]	31-01-05		42.58	10.41	1.36	17.07	4.21	5.06
MBrace Resin 220 ^[2]	10-02-05		22.06	16.32	0.32	16.80	7.01	6.64
Sikadur 30 ^[1]	03-02-05		26.09	6.89	0.33	14.89	8.74	5.27

[1] valores médios obtidos de quatro provetes; [2] valores médios obtidos de cinco provetes.

A norma ISO 527-1 (1993) estabelece que a secção de rotura deve localizar-se no comprimento de referência (50 mm) representado na Figura 3.6, caso contrário, o resultado deverá ser rejeitado. No entanto, se a maioria dos modos de ruína se situar fora desse comprimento será ainda possível analisar estatisticamente os resultados obtidos, mas tendo consciência que os valores serão conservativos. A validade dos modos de ruína dos vários provetes está indicada no Anexo A, através dos termos “Sim” e “Não” que correspondem, respectivamente, a secções de rotura dentro e fora do comprimento de referência. Na Figura 3.8, ilustram-se os modos de ruína registados nos diversos provetes testados.

A resposta de cada provete está representada na Figura 3.9, através de diagramas tensão-extensão. Foi visível que o adesivo MBrace Resin 220 foi o único que apresentou um comportamento sensivelmente linear, mas as resinas e o outro adesivo exibiram um comportamento não linear, especialmente, próximo da ruína. As resinas evidenciaram maior resistência e deformação à tracção.

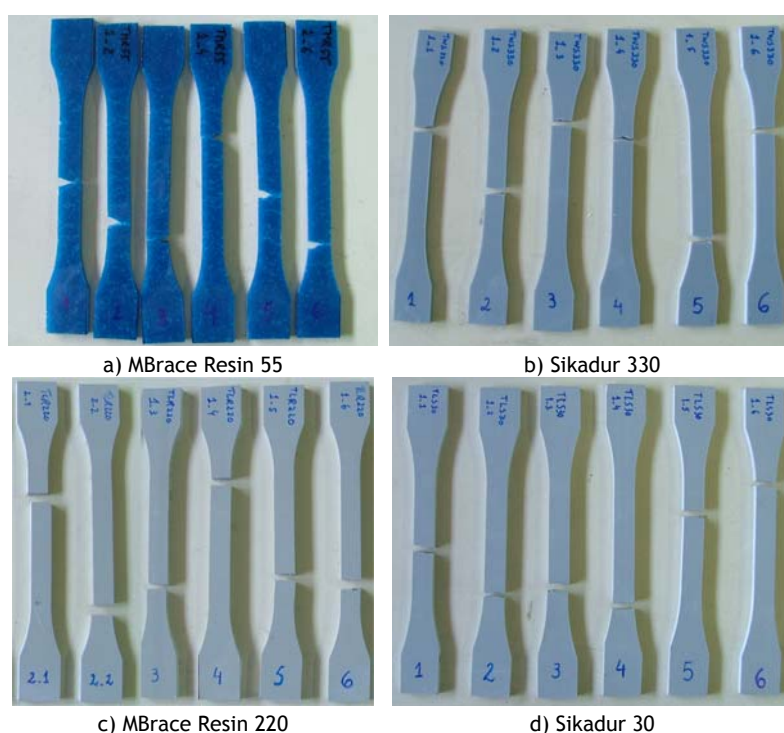


Figura 3.8 - Modos de ruína à tracção dos provetes de resinas e adesivos.

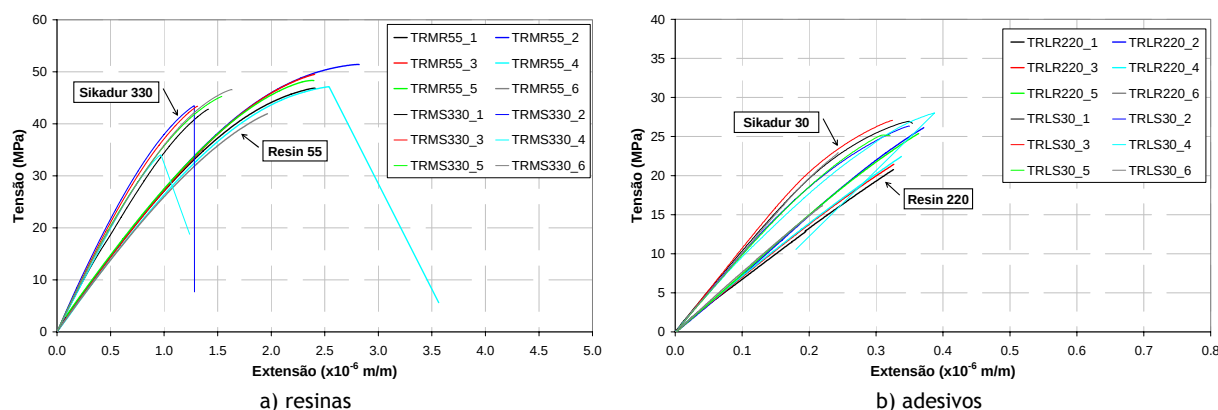


Figura 3.9 - Diagramas tensão vs extensão obtidos nos ensaios de tracção de resinas/adesivos.

ii) Sistemas de CFRP

Os sistemas de CFRP seleccionados para esta fase de ensaios (ver Quadro 3.6) foram divididos em dois grupos: os curados “*in situ*” (mantas) e os prefabricados (laminados). Os provetes foram preparados de acordo com a norma ISO 527-5 (1997), tendo-se colado em ambas as extremidades e em cada uma das faces uma chapa de alumínio de modo a que as garras da prensa não danificassem os provetes. As dimensões (em mm) e a forma dos provetes podem ser visualizadas na Figura 3.10. O ensaio de tracção foi executado em 6 provetes de cada sistema segundo as normas ISO 527-1 (1993) e ISO 527-5 (1997).

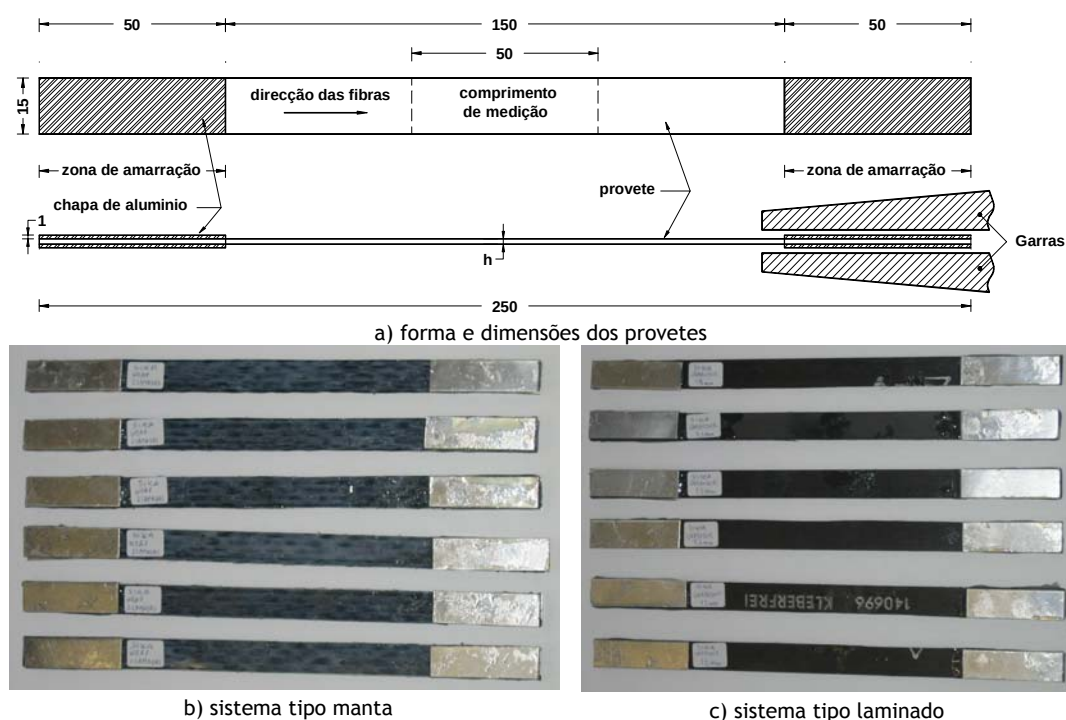


Figura 3.10 - Aspecto geral dos provetes utilizados nos ensaios de tracção de sistemas de CFRP.

Os dados relativos aos provetes (identificação e geometria) podem ser examinados no Anexo A. A designação dos provetes é semelhante à adoptada para as resinas/adesivos.

Como já foi referido anteriormente, apenas se efectuaram medições da deformação longitudinal num dos 6 provetes de cada sistema de CFRP caracterizado. Por essa razão, aferiu-se apenas o módulo de elasticidade nesses provetes instrumentados com extensómetro. Essa análise foi realizada de acordo com o preconizado na norma ISO 527-1 (1993).

De forma idêntica à preconizada para as resinas/adesivos, a mesma norma estabelece que devem ser rejeitados os provetes onde se registem escorregamentos entre as chapas de alumínio e o compósito ou em que a secção de rotura se localize a menos de 10 mm da zona de amarração ou em que algum defeito promova a rotura prematura do provete. Se a maioria dos resultados tiverem de ser rejeitados, estes poderão ser analisados estatisticamente. A norma ASTM D3039 propõe uma classificação para os diferentes modos de rotura através da conjugação de três caracteres: o primeiro traduz o tipo de

rotura, o segundo refere-se à localização da zona onde se verificou a rotura e o último localiza no provete a secção de rotura. No Anexo A, ilustram-se os modos de ruína considerados, por essa norma, como os mais frequentes.

A resistência máxima à tracção das mantas foi determinada dividindo a força máxima pelo produto da largura do provete pela espessura equivalente da manta, “ t_{eq} ”, definida pela expressão:

$$t_{eq} = \frac{p_t}{1000 \rho_{fib}} \quad (\text{mm}) \quad (3.1)$$

em que “ p_t ” é o peso por unidade de área (g/m^2) e “ ρ_{fib} ” é a densidade da fibra (g/cm^3). Essa espessura foi recolhida nas especificações técnicas de cada sistema (obtidas dos respectivos fornecedores) e consta da caracterização da geometria dos provetes (Anexo A).

Os resultados obtidos nos ensaios de tracção dos cinco sistemas de CFRP encontram-se expostos no Quadro 3.12. No Anexo A, podem-se consultar os resultados de cada um dos provetes testados. A resposta de cada sistema CFRP obtida dos cinco provetes instrumentados com extensómetros eléctricos está representada na Figura 3.11 através de diagramas que relacionam a tensão com a deformação registada.

Quadro 3.12 - Principais resultados dos ensaios de tracção dos sistemas de CFRP (Fase 1).

Tipo	Amostra Sistema CFRP	Data Ensaio	Resistência		Extensão Máxima ^[1]	Módulo de Elasticidade ^[1]
			Média (MPa)	CV (%)		
Manta	Sika Wrap Hex-230 C	21-07-06	2960.0 ^[2]	5.87	1.25	250.0
	MBrace Manta CF120		2970.4 ^[2]	16.21	1.30	252.6
Laminado	Sika CarboDur S512		2505.1 ^[3]	13.03	1.48	166.1
	MBrace Laminado LM		2002.3 ^[2]	31.54	-	206.3
	Mapei Carboplate E170		2103.2 ^[4]	11.41	-	134.5

[1] Valores obtidos num dos seis provetes; [2] valores médios obtidos de cinco provetes; [3] valores médios obtidos de três provetes; [4] valores médios obtidos de seis provetes.

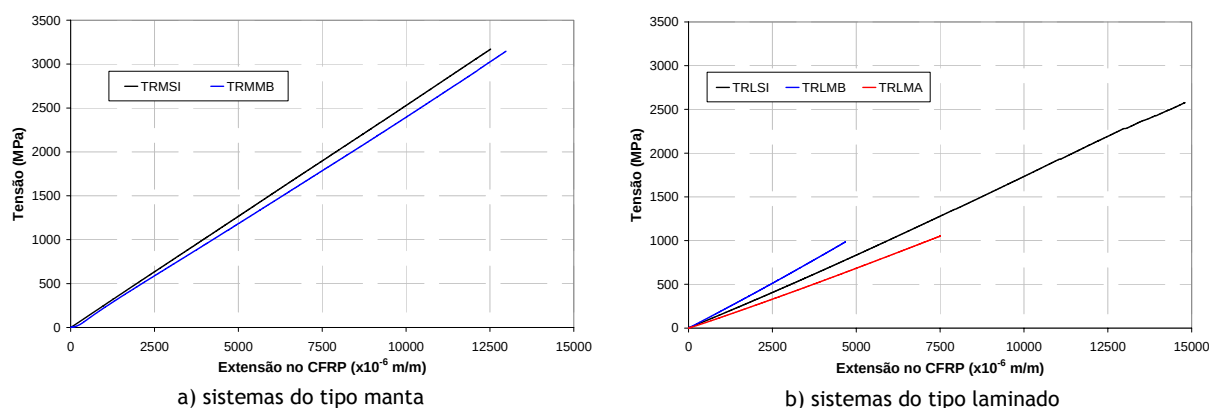


Figura 3.11 - Diagrama tensão vs extensão obtido no ensaio de tracção de sistemas de CFRP.

O comportamento à tracção dos dois sistemas do tipo manta foi muito semelhante, como se constata pelos valores obtidos da resistência máxima, da extensão máxima e do módulo de elasticidade. Apesar destes dois últimos parâmetros terem sido avaliados apenas num dos provetes de cada sistema, consideraram-se esses valores como sendo representativos do seu comportamento. Esta suposição baseou-se na semelhança observada na resposta de todos os provetes testados que se encontra representada no Anexo A, através dos diagramas da força instalada em cada provete *versus* o deslocamento vertical da garra móvel da prensa. Refira-se que, contrariamente ao esperado, não se registou uma dispersão significativa no comportamento à tracção dos sistemas do tipo manta testados. O módulo de elasticidade foi determinado de acordo com a norma ISO 527-1 (1993), obtendo-se valores próximos dos 250.0 GPa.

Na execução dos ensaios de sistemas do tipo laminado, sentiram-se algumas dificuldades, sobretudo no modo de fixação dos provetes, pois a fixação parcial de alguns provetes introduziu forças de corte interlaminar durante a tracção dos mesmos, decorrendo daí modos de ruína inválidos (4 provetes).

Relativamente ao comportamento dos sistemas de CFRP do tipo laminado, observaram-se diferenças no valor da resistência máxima e do módulo de elasticidade. Todos os sistemas exibiram uma resistência superior a 2000 MPa, tendo o sistema da Sika evidenciado a maior resistência, apesar da sua menor espessura (1.2 mm), já que o conteúdo volumétrico de fibras em cada sistema foi sensivelmente idêntico (70% de acordo com as fichas técnicas). A maior dispersão da resistência máxima à tracção verificou-se nos provetes do sistema da MBrace, nos quais se registou a resistência mínima e máxima (1475 MPa e 3058 MPa). Deve salientar-se, ainda, que a espessura registada no sistema laminado da Mapei (cerca de 1.6 mm) foi superior à indicada nas fichas técnicas deste sistema (1.4 mm) o que conduziu a um menor valor da sua resistência à tracção.

Por último, deve salientar-se a diferença de módulo de elasticidade observada entre os três sistemas. Esta será a principal propriedade destes sistemas porque no reforço de lajes de betão armado pela colagem exterior destes sistemas é frequente o modo de ruína por destacamento do sistema, como se referiu no Capítulo 2. Quer isto dizer que a resistência máxima à tracção do laminado não é alcançada na maioria das aplicações sendo, portanto, corrente a caracterização do seu comportamento à tracção através do valor do módulo de elasticidade e da extensão máxima mobilizável. Dos testes realizados nos três provetes (um por sistema), determinou-se um valor de 166.1 GPa no sistema da Sika, de 206.3 GPa no sistema da MBrace e de 134.5 GPa no sistema Mapei. Foi possível avaliar este parâmetro com os dados recolhidos, apesar da interrupção ocorrida no registo da deformação durante o ensaio de dois dos provetes devido a anomalias dos respectivos extensómetros. A resposta de todos os provetes testados pode ser observada no Anexo A, através de diagramas análogos aos apresentados para o sistema do tipo manta.

Na Figura 3.12, ilustram-se os modos de ruína registados nos diversos provetes testados. O modo de ruína de um dos provetes, em ambos os sistemas do tipo manta, não foi considerado válido por ter

ocorrido próximo da zona de fixação do provete (ver Anexo A). Nos sistemas do tipo manta, a ruína mais frequente ocorreu de modo explosivo em múltiplas secções, enquanto nos sistemas laminados se registaram modos de ruína mais variados, notando-se apenas no sistema Mapei alguma constância no tipo de rotura (rotura explosiva na zona central do provete).



Figura 3.12 - Modos de ruína dos ensaios de tracção de sistemas de CFRP.

3.4.3 - Análise dos resultados

Os resultados obtidos na Fase 1 do programa experimental foram comparados com os valores contidos nos documentos técnicos dos sistemas de CFRP testados [Bettor, 2003; Sika, 2002-c; Mapei, 2003].

Relativamente ao comportamento à compressão de resinas/adesivos, apenas na ficha técnica da resina MBrace Resin 55 se obteve a informação referente à sua resistência à compressão. Neste caso, o valor indicado (86 MPa) refere-se a ensaios de compressão realizados de acordo com a norma ASTM D695. O valor médio, obtido experimentalmente (94.6 MPa), foi apenas 10% superior. Contudo, o documento técnico não esclarece se a grandeza apresentada corresponde a um valor médio ou característico. Matthys (2000) indica que a resistência à compressão de adesivos epoxídicos se situa entre os 55 MPa e os 100 MPa.

No Quadro 3.13, resumem-se os valores da resistência máxima, da extensão máxima e do módulo de elasticidade obtidos dos ensaios de tracção das resinas/adesivos e dos sistemas de CFRP, juntamente com os dados análogos recolhidos das respectivas fichas técnicas dos sistemas de CFRP.

Analisando o conteúdo do Quadro 3.13 constata-se que a resistência à tracção dos sistemas do tipo laminado, obtida experimentalmente, foi sempre inferior aos valores indicados nas fichas técnicas. Essa diferença foi de cerca de 300 MPa no sistema laminado da Sika e de quase 1000 MPa no sistema laminado da Mapei. Em relação às resinas, obtiveram-se resistências à tracção 40% superior à indicada na ficha técnica da Sika SikaDur 330 e 12% inferior à referenciada no documento técnico da MBrace Resin 55. A extensão máxima registada nos ensaios de tracção foi sempre inferior à informação recolhida nas fichas técnicas, quer para as resinas, quer para os tipos de sistemas de CFRP.

Quadro 3.13 - Comparação entre os dados das fichas técnicas e os resultados dos ensaios de tracção (Fase 1).

Sistema de CFRP			Principais características					
Tipo	Designação	Produto	Resistência à Tracção (MPa)		Módulo de Elasticidade E_f (GPa)		Extensão na Rotura (%)	
			Ficha	Ensaio	Ficha	Ensaio	Ficha	Ensaio
Manta	Sika Wrap Hex-230 C	SikaDur 330	30	43	s/i	4.2	s/i	1.36
		Manta	3500 ^[1]	2960	230.0 ^[1]	259.0	1.50 ^[1]	1.25
	MBrace Manta C1-20	Resin 55	54	48	3.0	2.9	2.50	2.42
		Manta	3800 ^[1]	2970	240.0 ^[1]	252.6	1.55 ^[1]	1.30
Laminado	Sika CarboDur S512	SikaDur 30	s/i	26	12.8	8.7	s/i	0.33
		Laminado	>2800	2505	165.0	166.1	1.70	1.48
	MBrace Laminado LM	Resin 220	s/i	22	8.2	7.0	s/i	0.32
		Laminado	>2800	2002	150.0	206.3	1.40	s/i
	Mapei Carboplate E170	Laminado	>3100	2103	170.0	134.5	2.00	s/i

[1] as grandezas correspondem unicamente às fibras não impregnadas; s/i - sem informação.

O comentário aos valores tabelados para o módulo de elasticidade dos produtos ensaiados foi deliberadamente deixado para o fim por ser esta característica a mais relevante para o projectista. Em relação às resinas/adesivos observou-se que os valores experimentais acompanharam a tendência dos valores das fichas, ou seja, a resina Mbrace Resin 55 possuiu o menor valor e o adesivo Sika SikaDur 30 o maior. Refira-se que os valores experimentais nas resinas/adesivos foram sempre inferiores, registando-se diferenças de valores de 17% (Mbrace Resin 220) e de 40% (Sika SikaDur 30). Por sua vez, no sistema laminado Sika CarboDur o valor experimental foi muito próximo do preconizado na ficha. Nos outros dois sistemas de CFRP do tipo laminado, o MBrace Laminado e o Mapei Carboplate, as medições experimentais permitiram estimar, respectivamente, um módulo de elasticidade 38% superior e 26% inferior aos indicados nas fichas desses dois sistemas. Estes valores traduzem a diferença de espessura registada entre o valor da ficha (1.4 mm) e o valor medido (1.3 mm no MBrace Laminado e 1.5 mm no Mapei Carboplate).

Relativamente aos sistemas de CFRP do tipo manta, convém referir que os valores experimentais obtidos dizem respeito ao compósito (fibras+resina). Porém, no cálculo da resistência à tracção e do

módulo de elasticidade considerou-se a espessura equivalente determinada de acordo com a expressão (3.1). Por sua vez, nas fichas técnicas destes produtos, as propriedades indicadas são referentes às fibras não impregnadas, sendo, por isso, difícil estabelecer uma comparação. No entanto, constatou-se que os valores obtidos da resistência à tracção e da extensão máxima nos sistemas deste tipo foram inferiores aos referenciados nas fichas técnicas, enquanto os valores do módulo de elasticidade foram ligeiramente superiores (diferenças próximas dos 10%).

Matthys (2000) apresenta valores correntes das propriedades mecânicas de sistemas comerciais do tipo laminado e do tipo manta, obtidas admitindo a espessura real do compósito e baseadas na espessura equivalente (fibras não impregnadas). Assim, para laminados com um volume de fibras de 70%, a resistência à tracção deve situar-se entre os 2000 MPa e os 3000 MPa e o módulo de elasticidade entre os 160 GPa e os 250 GPa (considerando a espessura real). Para os mesmos laminados, mas admitindo a espessura equivalente, a resistência à tracção varia entre os 2850 MPa e os 4300 MPa, enquanto o módulo de elasticidade se situa entre os 230 GPa e os 360 GPa. No caso dos sistemas do tipo manta com um volume de fibras de 30%, a resistência à tracção oscila entre os 1050 MPa e os 1200 MPa e o módulo de elasticidade entre os 60 GPa e os 75 GPa (admitindo a espessura real). Considerando a espessura equivalente desses sistemas, a resistência à tracção situa-se entre os 3500 MPa e os 4000 MPa, enquanto o módulo de elasticidade se situa entre os 200 GPa e os 250 GPa.

Estes resultados, apesar de escassos, vêm demonstrar que os valores das propriedades contidos nas especificações técnicas destes materiais e produtos se referem ao seu comportamento a curto prazo. Porém, nesses documentos devem estar contidas as informações essenciais relacionadas com o modo como esses valores foram obtidos, nomeadamente, o tipo de ensaios realizados, a normalização adoptada nesses testes, o número de provetes considerado e se os valores recomendados correspondem a valores médios ou característicos. Por outro lado, estes produtos devem apresentar alguma variabilidade nas suas características (ainda que ligeira) durante a sua produção, sendo por isso recomendável para cada obra a caracterização das propriedades dos produtos que compõem os sistemas de CFRP, fundamentalmente, o seu comportamento à tracção.

O valor do módulo de elasticidade dos sistemas de CFRP foi avaliado, por via experimental, num único provete, tendo-se admitido, no decorrer do restante trabalho, os valores indicados nas fichas.

3.5 - Comportamento higrotérmico de um sistema compósito

No Capítulo 2 (secção 2.5) fez-se referência a alguns agentes ambientais que influenciam a durabilidade de um sistema compósito e, conseqüentemente, da interface betão-compósito. A exposição mais ou menos prolongada desses materiais poliméricos a ambientes húmidos e temperaturas elevadas provoca-lhes alterações cujos efeitos combinados se designam por higrotérmicos.

Os polímeros, neste caso as resinas/adesivos epoxídicas, são mais sensíveis aos efeitos higrotérmicos degradando as propriedades, reflectindo-se depois no seu comportamento viscoelástico (fluência, relaxação e histerese). Esses mecanismos classificam-se, normalmente, em químicos e físicos, consoante afectem ou não a estrutura molecular do polímero. Pode, também, distinguir-se entre mecanismos reversíveis ou irreversíveis ou entre mecanismos operantes a curto e a longo prazo. Envelhecimento higrotérmico é outra designação corrente na literatura técnica e refere-se ao conjunto de fenómenos de alteração estrutural e química e seus reflexos nas propriedades físicas e mecânicas do material induzidos pela acção conjugada da temperatura e da humidade [Morais, 1998].

Este domínio de conhecimento tem sido alvo de intensa investigação, nomeadamente, de caracterização experimental. Algumas das principais conclusões estão revistas nos trabalhos de Moraes (1998), Weitsman [Kelly et al., 2000], Ruffner [ASM Handbook, 2001] e Moura et al. (2005). Apesar de toda a investigação desenvolvida neste domínio e dos avanços já alcançados, são significativamente reduzidos os estudos de caracterização experimental dos efeitos higrotérmicos dos produtos constituintes dos sistemas de CFRP correntemente utilizados na indústria da construção. A compreensão dos mecanismos de envelhecimento higrotérmico dos compósitos e das resinas/adesivos epoxídicas são fundamentais para a previsão do seu comportamento a longo prazo. Em consequência do envelhecimento higrotérmico é habitual a ocorrência de alterações no valor da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, realçando a importância prática desta grandeza.

3.5.1 - Temperatura de transição vítrea

A polimerização de uma resina/adesivo epoxídica traduz-se pela reacção química entre o oxigénio da resina e o hidrogénio das aminas contidas no endurecedor. Para se obter um bom produto epóxido, a mistura das componentes (resina e endurecedor) deve ser realizada nas proporções correctas de modo a que qualquer molécula do endurecedor estabeleça ligação com as moléculas da resina. A densidade destas ligações e, conseqüentemente, o grau de endurecimento da resina/adesivo são função da estrutura química da resina ainda líquida, do agente de endurecimento e das condições de reacção (cura), nomeadamente, da temperatura, da humidade, do ambiente e da duração.

Após a cura da resina/adesivo a estrutura molecular do polímero fica como que “congelada”. Porém, se esse polímero for aquecido ocorrerá para uma determinada temperatura o amolecimento do material em consequência da ordenação das cadeias moleculares da parte amorfa do material, umas em relação às outras, mas sem alteração da estrutura molecular. Assim, os polímeros, total ou parcialmente, amorfos são caracterizados por uma temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, que fixa a mudança do comportamento vítreo, rígido e frágil para um comportamento sólido elástico, dúctil, caracterizado pelo amolecimento [Marques, 1982; Moura et al., 2005]. No entanto, essa transição provoca uma redução significativa na rigidez e na resistência do polímero, tornando-o ineficaz na

transferência de forças do compósito para o betão, no caso de um adesivo, ou na transferência de forças para as fibras e na prevenção da instabilidade elástica das fibras, no caso da matriz de um compósito. Muitas outras propriedades físicas se alteram com a temperatura na zona de transição, nomeadamente, o coeficiente de dilatação térmico, a condutividade térmica, o amortecimento mecânico e as propriedades eléctricas, entre outras [Nielsen et al., 1994]. O comportamento reológico destes materiais, em particular a fluência, é consideravelmente distinto acima e abaixo da “ T_g ”. Por esta razão, a temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, é frequentemente usada, nos materiais compósitos, para o estabelecimento da máxima temperatura de utilização [ASM Handbook, 2001]. A “ T_g ” pode, ainda, ser utilizada como medida do grau de cura de um polímero termoendurecível, pois existe uma relação entre a extensão da cura e a sua temperatura de transição vítrea, independente da temperatura de cura e da história térmica do polímero [Herzog et al., 2005].

Nos polímeros termoendurecíveis (resina/adesivo epoxídica), o aumento progressivo da temperatura, além da zona de transição vítrea, acaba por os degradar de forma irreversível, sem apresentarem fusão [Moura et al., 2005].

A caracterização da temperatura de transição vítrea de polímeros tem sido objecto de diversas investigações e muitas teorias têm sido propostas na tentativa de explicar a sua natureza teórica, as quais podem ser analisadas no trabalho de Turi (1997).

Apesar da transição vítrea ocorrer ao longo de uma gama de temperaturas, geralmente é caracterizada por um simples valor. No entanto, esse valor depende do método experimental de ensaio. Existem diversos métodos de ensaio, sendo os mais frequentes, o Método da Calorimetria Diferencial de Varrimento (*DSC - Differential Scanning Calorimetry*) e o Método de Análise Termomecânica Dinâmica (*DMTA - Dynamic Mechanical Thermal Analysis*).

A temperatura de transição vítrea é geralmente medida em ensaios que demoram alguns minutos. Se o ensaio for realizado de forma mais acelerada o valor aparente do “ T_g ” aumenta. Se, pelo contrário, se efectuar o ensaio de forma mais lenta o valor aparente da “ T_g ” diminui. Logo o valor medido da “ T_g ” não é constante, depende da velocidade de crescimento da temperatura. No caso dos ensaios de DMTA também varia com a frequência de aplicação da carga [Nielsen et al., 1994]. A medição da “ T_g ” num compósito ou polímero plastificado por absorção de água coloca algumas dificuldades experimentais, pois ao aquecer a amostra para a realização do ensaio parte da massa de água absorvida é expelida, afectando a medição [ASM Handbook, 2001].

Nos pontos seguintes, far-se-á a descrição dos dois tipos de ensaios de caracterização da temperatura de transição vítrea (DMTA e DSC). Para cada um destes ensaios, serão apresentados os resultados das “ T_g ” dos quatro tipos de resina/adesivo caracterizados anteriormente (Fase 1 - ensaios de tracção). Estes ensaios foram realizados não só para caracterização do “ T_g ”, mas também como adaptação aos equipamentos e aos procedimentos de execução dos ensaios.

3.5.1.1 - Ensaio DMTA

O método de análise térmica DMTA é extremamente versátil e de todos os métodos é o que fornece uma maior diversidade de informação sobre as propriedades físicas de uma amostra. Existem várias formas de se realizar o ensaio de DMTA, nomeadamente, através de uma análise pendular por torção ou outras técnicas de ressonância, por medidas de uma força cíclica (oscilatória) em tracção, flexão, torção e corte. O DMTA consiste na aplicação de uma força cíclica (com uma determinada frequência) que introduz uma variação sinusoidal de tensão na amostra e, consequentemente, produz uma deformação também sinusoidal, como se representa na Figura 3.13. Quando uma tensão sinusoidal é aplicada a um sólido perfeitamente elástico a deformação resultante é sinusoidal e possui exactamente a mesma fase que a tensão aplicada. Contudo, se a mesma tensão sinusoidal for aplicada a um material viscoelástico a deformação sinusoidal consequente fica desfasada de um ângulo ($\delta < 90^\circ$), pois o material não se comporta como perfeitamente elástico nem como perfeitamente viscoso. O valor da fase, “ δ ”, depende do ordenamento interno das moléculas da amostra que ocorre com uma determinada frequência. A divisão da amplitude da tensão pela amplitude de deformação permite a determinação do módulo dinâmico complexo, “ E^* ”. Este módulo não contempla o desfasamento entre a tensão e a deformação, sendo conveniente, então, a definição das componentes de deformação perfeitamente elásticas e perfeitamente viscosas. Assim, o módulo de conservação, “ E' ”, determinado a partir das componentes da tensão e da deformação na mesma fase traduz a resposta elástica do material (energia recuperável) e o módulo de dissipação, “ E'' ”, resultante das componentes da tensão e da deformação desfasadas representa a resposta viscosa (energia dissipada devido ao movimento interno no material). O cociente entre o módulo de dissipação, “ E'' ”, e o módulo de conservação, “ E' ”, permite determinar a tangente de dissipação, “ $\tan \delta$ ”, ou seja, o factor de perda [Ferry, 1980].

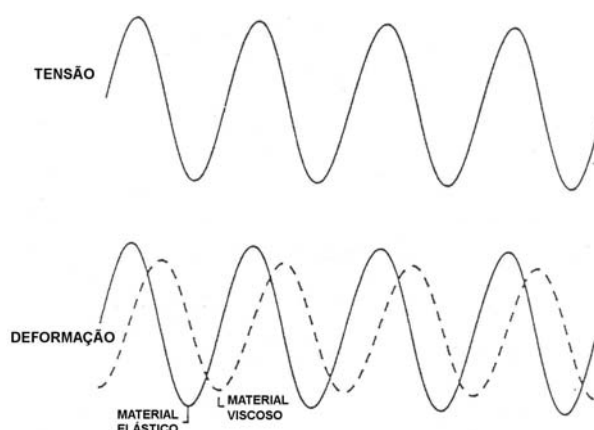


Figura 3.13 - Esquemática da tensão e deformação sinusoidais de materiais perfeitamente elásticos e viscosos [Polymer Laboratories].

Medindo-se as amplitudes extremas e o desfasamento entre as sinusóides de tensão e de deformação é possível determinar o módulo de elasticidade, a viscosidade e o amortecimento da amostra. Quando

em simultâneo se incrementa o valor da temperatura obtém-se a variação do módulo de elasticidade com a temperatura, possibilitando a identificação da zona de transição vítrea e a aferição do valor da “ T_g ” [Herzog et al., 2005]. Porém, o cálculo do valor da “ T_g ” num ensaio de DMTA pode ser efectuado de diversas maneiras, originando diferentes valores da “ T_g ” para a mesma amostra. A razão para essas diferentes metodologias de cálculo reside no facto de se pretender exprimir a temperatura de transição vítrea à custa de um único valor quando essa transição ocorre para uma gama de temperaturas. Na Figura 3.14a, ilustra-se o comportamento viscoelástico típico de um polímero termoendurecível. A transição vítrea caracteriza-se por uma diminuição brusca do módulo de elasticidade do polímero e depende do seu estado e da sua história térmica. Genericamente, o valor da “ T_g ” pode ser obtido por três vias, igualando-a à temperatura referente: ao valor máximo do factor de perda (*damping ratio*) - “ $\tan \delta_{\max}$ ”, ao valor máximo do módulo de dissipação - “ $E''_{\max}$ ” ou ao valor correspondente ao início da mudança de declive na curva do módulo de conservação “ E' ”, de acordo com o esquematizado na Figura 3.14b [Herzog et al., 2005]. Para facilitar a exposição decidiu-se designar esses três valores da temperatura de transição vítrea por diferentes siglas (“ T_{g1} ”, “ T_{g2} ”, e “ T_{g3} ”) consoante o método utilizado na sua determinação, respeitando a mesma ordem usada na descrição das três metodologias.

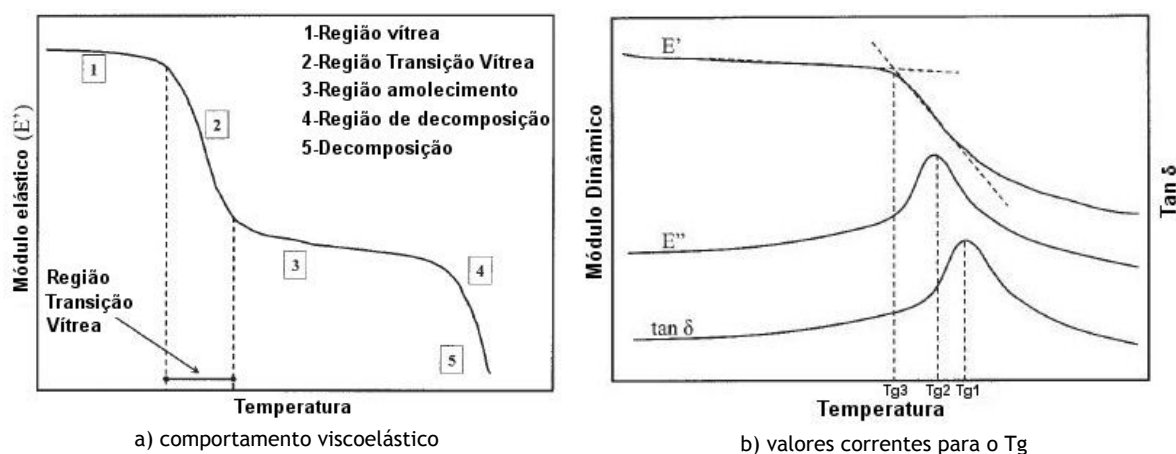


Figura 3.14 - Comportamento de um polímero termoendurecível num ensaio de DMTA [Herzog et al., 2005].

Analisando as duas normas ASTM de determinação da temperatura de transição vítrea indicadas no Quadro 3.2 foi possível constatar que a norma E 1640 (1999) propõe para valor da temperatura de transição vítrea o valor “ T_{g3} ” correspondente ao início da mudança de declive na curva do módulo de conservação, “ E' ”, enquanto a norma D 4065 (2001) sugere o valor “ T_{g2} ” correspondente ao valor máximo do módulo de dissipação - “ $E''_{\max}$ ”. Por sua vez, a norma ISO 6721-1 (1994) propõe para valor da temperatura de transição vítrea o valor máximo do factor de perda “ $\tan \delta_{\max}$ ”, ou seja, o valor “ T_{g1} ” que relaciona os módulos de conservação, “ E' ”, e de dissipação, “ E'' ”, com a temperatura.

Os quatro tipos de resina/adesivo, caracterizados anteriormente (ver Quadros 3.6 e 3.7), foram submetidos a ensaios DMTA com o objectivo de determinar a sua temperatura de transição vítrea. O ensaio foi efectuado encastrando o provete numa das extremidades e aplicando na extremidade livre uma vibração vertical forçada, não-ressonante, com uma frequência constante de 1 Hz. O ensaio realizou-se com um varrimento de temperaturas desde a temperatura ambiente até à temperatura de 120°C, com uma taxa de incremento da temperatura de 1.5°C/min. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas ISO 6721-1 (1994) e ISO 6721-5 (1996), no Laboratório de Ensaios Mecânicos (LEMec), Unidade de Materiais Compósitos (CEMACOM), Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (INEGI-FEUP).

A norma adoptada não estabelece as dimensões dos provetes, indicando apenas algumas relações máximas entre o vão e a espessura de forma que a deformação por corte possa ser desprezável. Os provetes foram extraídos das placas executadas de modo a exibirem as dimensões: 45x10x4 mm³. Para cada resina/adesivo testaram-se três provetes (Quadro 3.7). Para a execução dos testes, utilizou-se um equipamento DMTA, modelo PL DMTA MKII da PL Polymer Laboratories, representado na Figura 3.15.



Figura 3.15 - Equipamento utilizado para execução do ensaio de DMTA.

No presente trabalho, determinou-se o valor “ T_{g3} ” por corresponder ao instante em que o módulo de elasticidade decresce rapidamente, inviabilizando o desempenho do material e o valor “ T_{g1} ” por ser o valor mais utilizado na literatura técnica.

Obtidas as curvas que relacionam o módulo de conservação, “ E' ”, e o factor de perda, “ $\tan \delta$ ”, com a temperatura, determinaram-se os dois valores da “ T_g ”. No primeiro procedimento houve a necessidade de traçar duas rectas tangentes à curva de evolução do módulo de conservação, “ E' ”, em função da temperatura. A recta 1 é tangente à curva na região que antecede a fase de transição e a recta 2 é tangente à curva no ponto de inflexão. A intersecção das duas rectas (ponto A) define o valor da temperatura de transição vítrea, “ T_{g3} ”. A segunda metodologia, mais simples, consiste em identificar a temperatura “ T_{g1} ” correspondente ao valor máximo do factor de perda, “ $\tan \delta$ ”. Na Figura 3.16, representa-se para um dos provetes da resina MBrace Resin 55 as respectivas curvas e os correspondentes valores da “ T_g ”. No Quadro 3.14, resumem-se os resultados de todos os provetes,

indicando os dois valores da “ T_g ” e os correspondentes valores médios e coeficientes de variação. As dimensões dos provetes encontram-se tabeladas no Anexo A e os diagramas obtidos nos ensaios DMTA dos restantes provetes podem ser consultados no relatório de Moreira et al. (2006).

A análise destes resultados revelou que a aplicação de duas metodologias distintas conduziu a uma diferença de aproximadamente 10°C no valor da temperatura de transição vítrea da resina/adensivo. Por outro lado, observou-se que os quatro produtos apresentaram valores muito idênticos de “ T_g ”.

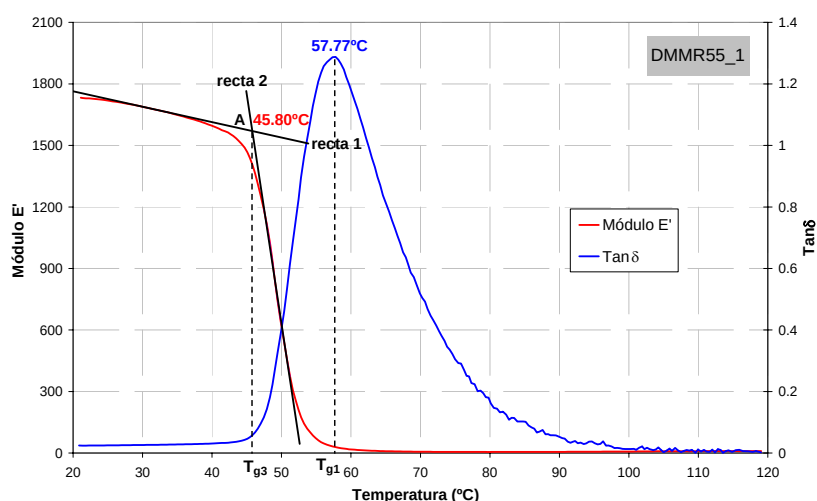


Figura 3.16 - Evolução do módulo de conservação (E') e do factor de perda ($\tan\delta$) com a temperatura.

Quadro 3.14 - Temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos (DMTA).

Amostra		Provete		Temperatura de Transição Vítrea					
Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	$T_{g3}^{[1]}$	Média	CV	$T_{g1}^{[2]}$	Média	CV
				(°C)			(°C)		
MBrace Resin 55	18-02-05	13-05-05	DMMR55_1	45.80	45.54	0.50	57.77	57.20	0.89
			DMMR55_2	45.41			56.81		
			DMMR55_3	45.40			57.01		
Sikadur 330	31-01-05	20-05-05	DMMS330_1	45.02	45.07	0.46	55.58	55.58	0.34
			DMMS330_2	45.30			55.77		
			DMMS330_3	44.90			55.39		
MBrace Resin 220	10-02-05	23-05-05	DMLR220_1	46.81	47.08	0.52	57.44	57.54	0.16
			DMLR220_2	47.14			57.60		
			DMLR220_3	47.29			57.59		
Sikadur 30	03-02-05	16-05-05	DMLS30_1	46.39	46.52	0.39	57.12	57.18	0.22
			DMLS30_2	46.44			57.32		
			DMLS30_3	46.73			57.09		

[1] Determinado a partir do módulo de conservação (E'); [2] Determinado a partir do factor de perda ($\tan\delta$).

3.5.1.2 - Ensaio DSC

A técnica de análise térmica DSC caracteriza-se pela medição do fluxo de calor da amostra em função

da temperatura e/ou do tempo quando se submete a amostra colocada num ambiente controlado a uma variação de temperatura programada. Na prática, é medida a diferença entre o fluxo de calor da amostra e o fluxo de calor de um material de referência. O material de referência deve ser termicamente inactivo para a gama de temperaturas programadas para o ensaio. Em geral, utiliza-se um cadinho metálico vazio semelhante ao que contém a amostra a analisar [ISO 11357-1, 1997]. Durante a realização do ensaio, a amostra a analisar e o material de referência são aquecidos simultaneamente através de dois pequenos fornos independentes, impondo um diferencial nulo entre ambos. Assim, quando se dão reacções ou transformações endotérmicas ou exotérmicas durante o aquecimento dos dois fornos será necessário fornecer ou retirar energia a um dos fornos, registando-se o fluxo de calor em função da temperatura [Moreira et al., 2006], como se esquematiza na Figura 3.17. Na Figura 3.18, ilustra-se a curva típica que mostra a evolução do fluxo de calor com a temperatura aplicada durante um ensaio de DSC. A zona de transição vítrea representada (transição endotérmica) é caracterizada por uma variação súbita do calor específico, “ C_p ”, da amostra, parâmetro que relaciona a variação do fluxo de calor com a temperatura [Setaram, 1999]. A zona de transição vítrea pode ser acompanhada por uma variação de entalpia, “ ΔH ”, ou seja, uma variação na quantidade de calor absorvido ou libertado pela amostra em análise devido a uma alteração química ou física. No caso dos polímeros pode ocorrer a chamada “relaxação entálpica”, caracterizada por um pico endotérmico que se manifesta logo após a transição vítrea. Esta relaxação depende da história térmica da amostra, isto é, do tempo em que a amostra permaneceu em ambientes com temperaturas inferiores ao “ T_g ”. O pico de relaxação será maior quanto maior for a duração em que a amostra ficou sujeita a temperaturas inferiores ao “ T_g ”. Para eliminar a história térmica da amostra a norma ISO 11357-2 (1999) recomenda que esta seja submetida a um primeiro varrimento de temperatura a uma taxa de 20°C/min. Só em seguida é que se deverá efectuar um segundo varrimento de temperatura, aquecendo a amostra até uma temperatura 30°C superior à registada no final da zona de transição vítrea.

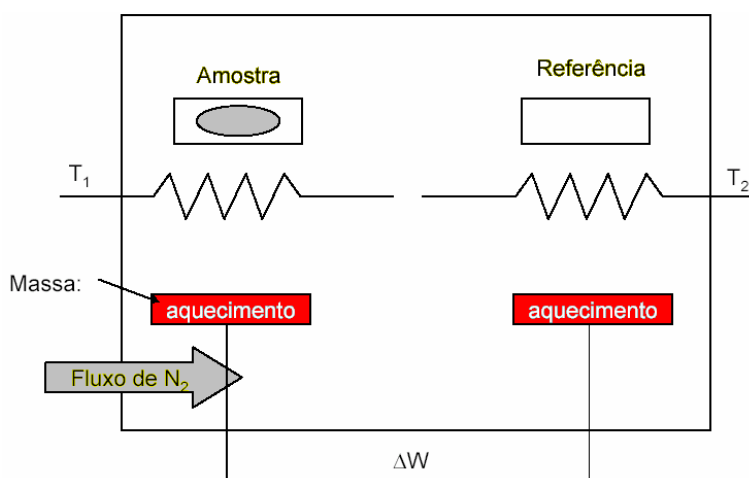


Figura 3.17 - Representação do princípio de funcionamento do ensaio de DSC [Moreira et al., 2006].

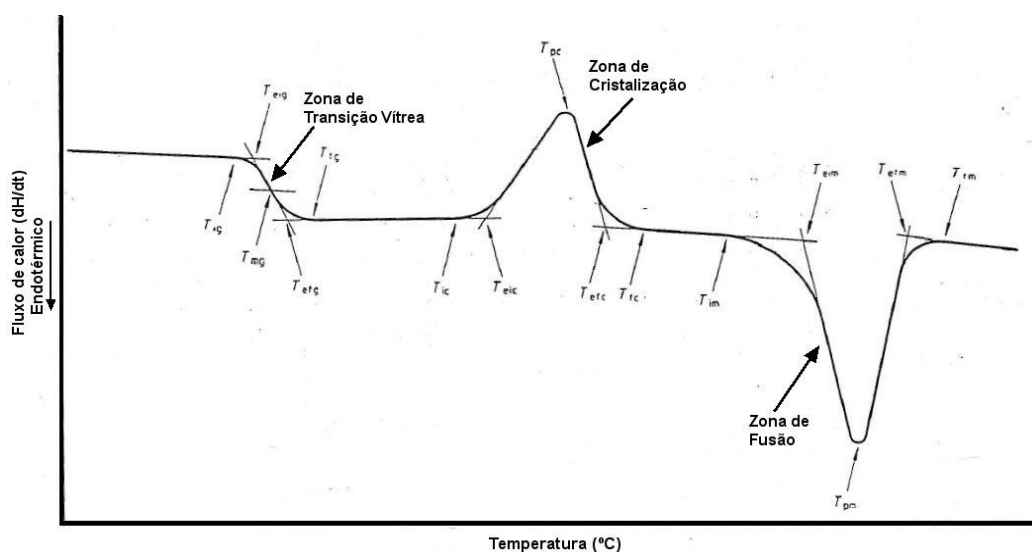


Figura 3.18 - Curva típica obtida no ensaio de DSC [ISO 11357-1, 1997].

O ensaio de DSC é rápido e versátil, necessitando apenas de uma pequena quantidade de amostra e pode ser adoptado numa análise térmica em aquecimento e em arrefecimento. No entanto, para a realização deste ensaio é necessária a calibração do equipamento em toda a gama de temperaturas, a exactidão e precisão conseguida na análise é menor que em outros métodos de ensaio, surgindo, diversas vezes, dificuldades na interpretação dos resultados, pois as curvas obtidas possuem, diversas vezes, traçados que diferem muito das curvas típicas (Figura 3.18). Apesar das curvas permitirem a identificação de alterações no material não contêm informações suficientes que permitam interpretar as reacções sucedidas no material. Um outro obstáculo na análise de resultados refere-se às variações frequentes da linha de base das curvas de DSC (segmentos de recta tangentes à curva e adjacentes às zonas de transição representados na Figura 3.18). Por outro lado, os resultados deste ensaio são afectados pela taxa de aquecimento admitida. Taxas de incremento de temperatura da ordem das dezenas (20°C/min) permitem a melhor identificação das zonas de transição (mais pronunciadas), mas originam maiores temperaturas de transição e uma menor resolução.

Também, para este tipo de ensaio, existem várias propostas para a determinação do valor do “ T_g ”, todas elas baseadas na obtenção de um ponto médio obtido através das linhas de base correspondentes ao estado vítreo e ao estado amolecido. Na Figura 3.19 ilustra-se o critério adoptado neste trabalho e preconizado na norma ISO 11357-2 (1999) para a determinação do “ T_g ”. Para tal, é necessário quantificar três parâmetros (temperaturas): “ T_{eig} ” - ponto de intersecção da recta tangente à curva, antes da transição vítrea, com a recta tangente à curva no ponto de inflexão dessa transição; “ T_{efg} ” - ponto de intersecção da recta tangente à curva, após a transição vítrea, com a recta tangente à curva no ponto de inflexão; e “ T_{mg} ” - valor obtido da média aritmética das duas temperaturas anteriores (“ T_{eig} ” e “ T_{efg} ”). O valor da temperatura de transição vítrea do material é considerado igual ao valor obtido para “ T_{mg} ” ($T_g = T_{mg}$).

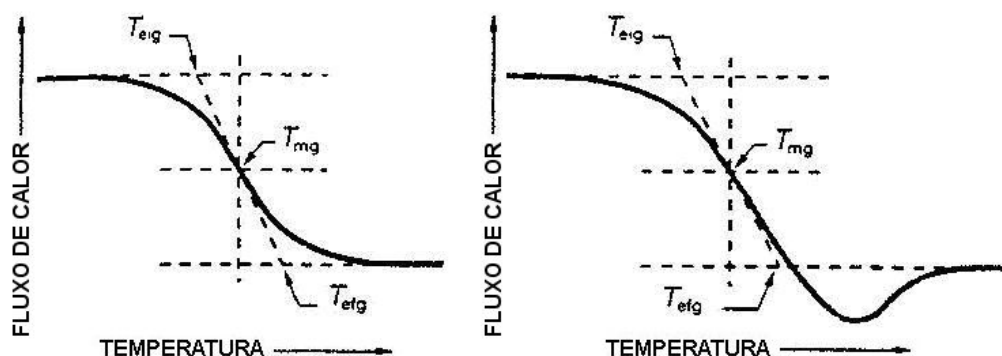


Figura 3.19 - Parâmetros intervenientes na determinação da temperatura de transição vítrea [ISO 11357-2, 1999].

Os ensaios de DSC realizados no âmbito deste trabalho tiveram como objectivo a determinação da temperatura de transição vítrea dos quatro tipos de resina/adesivo submetidos aos ensaios DMTA (ver Quadros 3.6 e 3.7). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Processos, Ambiente e Energia (LEPAE) do Departamento de Engenharia Química da FEUP, num modelo DSC 131 da marca Setaram ilustrado na Figura 3.20a. Na execução dos ensaios de DSC utilizou-se, nesta fase, para cada resina/adesivo, um provete (fragmento) com 5 a 20 mg, cortado da respectiva placa (amostra). Esses pedaços de material foram colocados em cadinhos metálicos (Figura 3.20b) compatíveis com o equipamento da Setaram. Os procedimentos de ensaio basearam-se nas normas ISO 11357-1 (1997) e ISO 11357-2 (1999) com a alteração da taxa de incremento da temperatura de 20°C/min para 2.0°C/min, por ser semelhante à adoptada nos ensaios de DMTA. Apesar da norma ISO 11357-2 (1999) estabelecer que a temperatura máxima deverá ser 30°C superior à da zona de transição vítrea, optou-se por executar os ensaios a partir da temperatura ambiente ($\pm 30^\circ\text{C}$), incrementando-a até uma temperatura de 70°C. Foram efectuados dois varrimentos para cada provete.

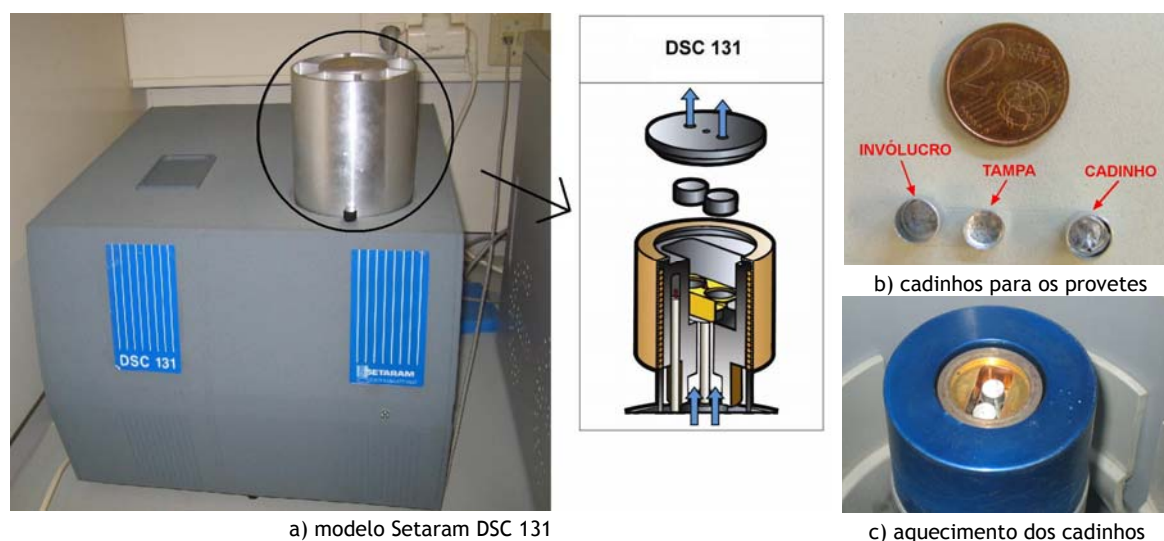


Figura 3.20 - Equipamento utilizado para execução do ensaio de DSC.

Embora os resultados obtidos pudessem ter sido processados de duas formas, utilizando o próprio software da Setaram ou aplicando a metodologia proposta na norma (Figura 3.19), decidiu-se aplicar

apenas esta última metodologia. Na Figura 3.21, estão representadas as curvas que relacionam o fluxo de calor com a temperatura, obtidas para o provete de resina MBrace Resin 55 nos dois varrimentos da temperatura. No Quadro 3.15, resumem-se os resultados dos outros três provetes.

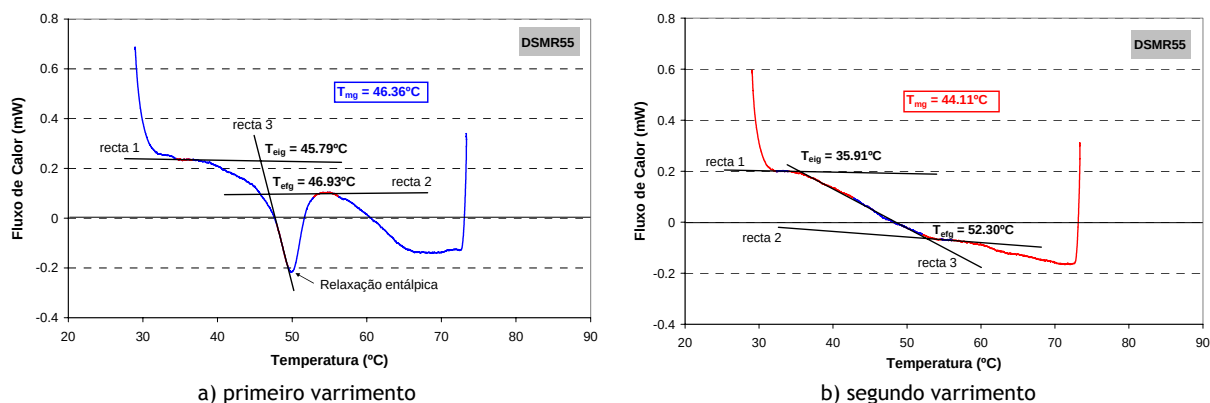


Figura 3.21 - Ensaio de DSC: determinação da temperatura de transição vítrea de uma resina.

Quadro 3.15 - Temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos (DSC).

Amostra		Provete	Temp. de Transição Vítrea		
Material	Data de Mistura	Data de Ensaio	Referência	$T_g^{[1]}$ (°C)	$T_g^{[2]}$ (°C)
MBrace Resin 55	18-02-05	12-05-05	DSMR55	46.36	44.11
Sikadur 330	31-01-05	16-05-05	DSMS330	44.67	47.08
MBrace Resin 220	10-02-05	17-05-05	DSLR220	46.27	49.01
Sikadur 30	03-02-05	12-05-05	DSLS30	44.68	43.40

[1] 1º varrimento; [2] 2º varrimento.

Os intervalos de valores usados no traçado das três rectas foram considerados através de uma análise detalhada de cada um dos provetes, procurando-se escolher troços de valores praticamente lineares. Houve, no entanto, em certas amostras dificuldades em aplicar a referida metodologia de cálculo do “ T_g ” devido às curvas possuírem um traçado atípico ao da norma. No segundo varrimento da temperatura, observou-se que a história térmica do provete (a relaxação entálpica) havia sido eliminada. Os resultados do DSC (1º varrimento) foram idênticos aos do ensaio de DMTA obtidos a partir da redução do módulo de conservação (“ T_{g3} ”), e cerca de 10°C inferiores aos obtidos com base no valor máximo do factor de perda (“ T_{g1} ”).

3.5.2 - Transporte de água e temperatura

Nesta secção, procurar-se-ão resumir as leis de transporte de água em polímeros e compósitos e a sua relação com a temperatura.

A cinética da absorção de fluidos em materiais poliméricos tem vindo a ser estudada desde meados do século XIX, talvez tendo sido seu pioneiro Fick (1855). Os efeitos decorrentes dos fluidos na fluência de polímeros foram analisados intensamente por diversos investigadores russos nos inícios dos anos 70 do

século passado. Todavia, até há pouco tempo os efeitos dos fluidos em compósitos eram considerados de pouca relevância dadas as suas aplicações. Na indústria náutica, o uso de compósitos em fibras de vidro (sensíveis aos fluidos) era feito através do seu sobredimensionamento, o que atenuava esses efeitos. Na indústria aeroespacial, apesar de requisitos de desempenho rigorosos, o uso de compósitos em fibras de carbono, curados a elevadas temperaturas, (praticamente imunes aos fluidos) fazia com que os efeitos da exposição ambiental fossem mínimos. No entanto, em meados dos anos 90 do século XX o interesse pelos efeitos ambientais em compósitos intensificou-se devido às novas aplicações destes materiais (estruturas *offshore*, submersíveis, indústria automóvel e indústria da construção) que combinam exposições severas com requisitos de dimensionamento muito apertados [Kelly et al., 2000].

3.5.2.1 - Lei de Fick

Como se referiu no Capítulo 2 (secção 2.5.2), os processos de transporte de água em materiais compósitos de matriz polimérica e nas resinas/adesivos epoxídicos são a difusão e a capilaridade. A difusão pode ser definida como a transferência de matéria duma região dum meio material para outra, em resultado de movimento molecular aleatório [Morais, 1998]. Devido às reduzidas dimensões da molécula de água, esta pode deslocar-se por difusão através da rede molecular destes materiais. A difusão nos compósitos decorre através da matriz, da interface fibra/matriz e através das fibras se estas forem orgânicas. O transporte por capilaridade processa-se ao longo das fissuras presentes nos materiais [Morais, 1998].

O estudo da difusão da água nestes materiais é realizado frequentemente através do modelo linear de Fick (modelo clássico de difusão). Apesar da difusão de água ser um problema tridimensional pode ser considerada, na maioria dos casos, apenas a difusão através da espessura da peça, “h”, se a superfície exposta dos bordos laterais for muito menor do que a das faces superior e inferior [Moura et al., 2005]. A primeira Lei de Fick estabelece que o fluxo de água, “ $\partial c / \partial t$ ”, é proporcional ao gradiente da concentração de água local, “ $c(z,t)$ ”, através da seguinte relação:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -D_z \frac{\partial c}{\partial z} \quad (3.2)$$

em que “ D_z ” é a difusividade. O sinal negativo indica que o fluxo se dirige das regiões com maior concentração para as de menor concentração [Kelly et al., 2000]. Admitindo que a difusividade, “ D_z ”, é independente da concentração de água, “ c ”, e partindo do princípio da conservação da massa e da primeira Lei de Fick (3.2), obtém-se a segunda Lei de Fick:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_z \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \quad (3.3)$$

Dada a dificuldade de medição das concentrações locais de água é habitual, na prática, o registo da evolução da concentração média de água através de pesagens da amostra após determinados tempos de exposição às condições higrotérmicas [Moura et al., 2005]. A massa total de água na amostra no instante de tempo, “t”, pode ser determinada por:

$$M(t) = A \int_0^h c(z, t) dz \quad (3.4)$$

onde “A” é a área das faces expostas. Admitindo como condição inicial que uma determinada amostra possui uma concentração inicial de água, “ c_i ”, e por condição fronteira uma concentração de água correspondente à concentração de água quando o equilíbrio é atingido (amostra saturada), “ c_e ”, foi possível a obtenção de uma solução para a equação diferencial (3.3). Essa solução expressa a variação relativa da massa de água pela série:

$$g(t) = \frac{M(t) - M_0}{M_e - M_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=0}^{\infty} \frac{1}{(2j+1)^2} \exp \left[-\frac{(2j+1)^2 \pi^2 D_z t}{h^2} \right] \quad (3.5)$$

em que “ $M(t)$ ” é a massa de água na amostra no instante de tempo “t”, “ M_0 ” é a massa inicial do provete, “ M_e ” é a massa de água de saturação, “ D_z ” é a difusividade e “h” é a espessura da amostra.

Na Figura 3.22, ilustra-se a forma típica de uma curva de massa absorvida de água. Estas curvas representam a fracção mássica de água absorvida ou perdida até ao instante actual “t” em função da raiz quadrada do tempo e caracterizam-se por um troço inicial linear seguido por uma curva côncava que tende assintoticamente para o valor da massa de água de saturação (“ M_e ”) [Morais, 1998].

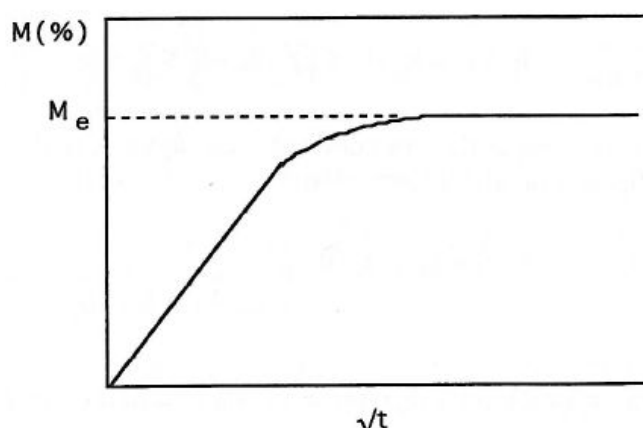


Figura 3.22 - Forma típica de uma curva de absorção de água segundo o modelo de Fick [Morais, 1998].

Conhecido o valor da massa de água de saturação, “ M_e ”, será possível a determinação da difusividade, “ D_z ”, por aplicação da equação (3.5) aos dados experimentais, ajustando os valores numéricos obtidos ao declive inicial da curva de absorção. A difusividade e a massa de água de saturação dependem do material compósito (tipo de matriz e fibras, e dos respectivos teores volumétricos), dos parâmetros de

fabrico e das condições ambientais (temperatura, imersão em água ou teor de humidade relativa em exposição ao ar húmido) [Morais, 1998].

A difusão depende fundamentalmente de dois parâmetros: a difusividade, " D_z ", que traduz a velocidade relativa a que a água é absorvida e a massa de água de saturação, " M_e ". O primeiro desses parâmetros é tipicamente função da temperatura a que o material é exposto, não dependendo da humidade relativa. Assim, a difusão da água é um fenómeno termicamente activado, seguindo a difusividade " D_z " a lei de Arrhenius. Por sua vez, a fracção mássica de água quando o equilíbrio é atingido, " M_e ", aumenta com o crescimento da humidade relativa [Morais, 1998]. Como se constata o valor da humidade relativa e da temperatura agem em simultâneo condicionando a difusividade e a quantidade de água absorvida pelo material.

Em alguns polímeros e materiais compósitos, observaram-se desvios em relação ao comportamento previsto pelo modelo clássico de difusão. Além desses desvios foi, ainda, constatada alguma dependência do processo de transporte de água com respeito à história higrotérmica. Os quatro tipos correntes de desvios de comportamento, representados na Figura 3.23, apresentam as seguintes características [Morais, 1998]:

- A saturação é atingida mais lentamente (desvios do tipo I).
- Após um patamar aparente de saturação o processo de absorção é retomado até ser alcançado novo patamar (desvio do tipo II).
- A saturação não é alcançada (desvio do tipo III).
- Após um teor máximo de água, há um retrocesso da curva de absorção (desvio do tipo IV).

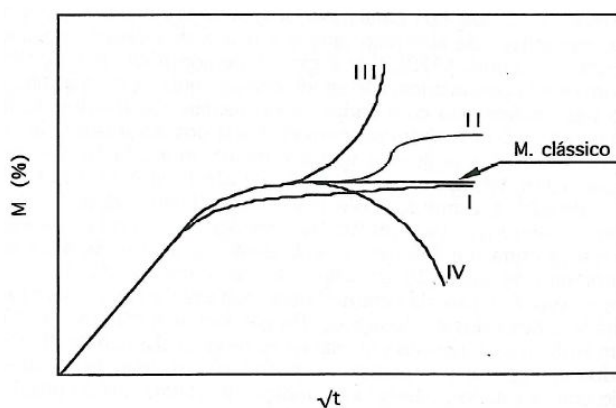


Figura 3.23 - Desvios em relação ao modelo clássico de difusão [Morais, 1998].

O trabalho de Weitsman [Kelly et al., 2000] avança algumas hipóteses para explicar esses tipos de desvios e Moraes (1998) resumiu, também, algumas explicações prováveis. Dado o âmbito deste trabalho, optou-se por expor simplificadamente algumas dessas explicações. O modelo do tipo I resulta da água absorvida pelos polímeros ou compósitos se encontrar em duas fases: a livre, distribuída pelo volume livre da matriz e a fase ligada às cadeias macromoleculares do material. Às duas fases estão associadas diferentes difusividades. Os modelos do tipo I e II podem, também, ser consequência de

fenómenos de relaxação da estrutura molecular dos polímeros. A curva III traduz um acréscimo repentino na massa de água absorvida que resulta, frequentemente, de grandes deformações, desenvolvimento de danos, fissuração do material ou rotura da matriz ou da interface matriz-fibra. A diminuição de peso da amostra condizente com o modelo tipo IV deve-se à lixiviação de substâncias de baixo peso molecular, à hidrólise (separação de macromoléculas) ou à erosão da matriz à superfície do material.

3.5.2.2 - Mecanismos físico-químicos do envelhecimento higrotérmico

O envelhecimento físico ocorre quando o polímero arrefece a uma temperatura inferior à temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, e o material evolui no sentido de um estado de equilíbrio termodinâmico. Esta alteração é caracterizada por modificação do volume livre, da entalpia e da entropia do polímero, provocando alterações nas suas propriedades mecânicas. Não ocorre nenhuma alteração química no material durante o envelhecimento físico, apesar da modificação da configuração molecular devido à lenta reorientação de segmentos das cadeias macromoleculares. O envelhecimento físico é reversível através do aquecimento do polímero a uma temperatura superior à temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, e consequente arrefecimento brusco. A temperatura e a história térmica têm uma significativa influência no grau de envelhecimento físico. Ao envelhecimento químico, por sua vez, atribui-se uma alteração irreversível na estrutura/rede macromolecular dos polímeros por meio de mecanismos de cisão de grupos ou cadeias de átomos ou de estabelecimento de novas ligações (reações de pós-cura, oxidações) [Kelly et al., 2000].

No Capítulo 2 (secção 2.5.2), relataram-se os principais efeitos sobre os compósitos e as resinas/adesivos decorrentes da humidade e da absorção da água. Contudo, pretende-se relacionar esses efeitos com o tipo de envelhecimento (físico ou químico).

Um dos efeitos do envelhecimento higrotérmico associado à absorção de água é a plasticização da matriz polimérica (ou do adesivo). Este mecanismo de envelhecimento físico resulta do aumento da mobilidade dos segmentos das cadeias macromoleculares do polímero devido à rotura das pontes de hidrogénio intermoleculares e do maior volume livre da mistura de resina e água relativamente ao volume livre inicial [Morais, 1998]. As lesões micromecânicas induzidas pela humidade (fenómeno reversível) e pela microcavitação podem conduzir à formação de microfissuras (fenómeno irreversível) provocando alterações das propriedades mecânicas nas resinas epoxídicas [Pimenta, 1992]. Um indicador da plasticização de polímeros amorfos e semi-cristalinos é a diminuição da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, devido à diminuição da reticulação do adesivo em consequência da sua plastificação pela água [Correia, 1993]. Um outro fenómeno físico é a dilatação ou contracção higroscópica que causam tensões internas nos compósitos, dadas as diferentes propriedades higrotérmicas das fibras e da matriz. Geralmente as fibras de carbono não são afectadas pelo ingresso da humidade. As resinas ao absorverem água aumentam de volume sendo essa deformação

acompanhada, diversas vezes, por uma curvatura da resina (*swelling*) motivada pela distribuição de água não uniforme, ao longo da espessura, durante um longo período (meses) [Kelly et al., 2000].

Um dos processos químicos de degradação dos materiais compósitos, motivado pelo envelhecimento higrotérmico, é a hidrólise da resina e da interface. No caso das matrizes termoendurecíveis a cisão das macromoléculas por hidrólise reduz a taxa de reticulação, com a consequente diminuição da temperatura de transição vítrea. Essa cisão pode, também, ser induzida pelas tensões locais de origem higroscópica, por si só ou associadas à hidrólise. Devido ao envelhecimento, ocorrem outras alterações químicas irreversíveis: reacções de pós-cura, oxidação da matriz e lixiviação de substâncias de baixo peso molecular e solúveis na água (responsável pela perda de peso das amostras) [Morais, 1998].

Em ambos os tipos de envelhecimento é habitual a ocorrência de alterações no valor da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, realçando a importância prática desta grandeza.

3.5.3 - Absorção de água

A descrição efectuada sobre a absorção de água em polímeros termoendurecíveis e compósitos, sobre os mecanismos físico-químicos do envelhecimento higrotérmico e acerca dos métodos de caracterização da temperatura de transição vítrea de uma resina/adeseivo é vital para melhor compreensão da Fase 2 de ensaios inseridos neste programa experimental. A apresentação dessa fase começa com a exposição dos aspectos relacionados com a realização de ensaios de absorção de água sobre algumas resinas/adeseivos constituintes de sistemas de CFRP comercializados em Portugal. Depois de referidos os procedimentos de ensaio, apresentam-se os resultados obtidos (avaliação da lei de absorção de água, aferição da massa de água de saturação e da difusividade).

i) Princípios do ensaio: provetes, equipamentos e procedimentos

O estudo da absorção de água em resinas/adeseivos epoxídicos foi desenvolvido em dois laboratórios do Departamento de Engenharia Civil (DEC - FEUP), no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) e no Laboratório de Engenharia Sanitária (LES).

Seleccionaram-se quatro resinas (MBrace Resin 55, Sikadur 330, Mapei Mape Wrap 21 e Mapei Mape Wrap 31) utilizadas em sistemas unidireccionais curados “*in situ*” (mantas) e quatro adeseivos (MBrace Resin 220, Sikadur 30, Mapei Adesilex PG1 e Mapei Adesilex PG2) usados na aplicação de sistemas unidireccionais pré-fabricados (laminados). Todos esses oito produtos foram preparados de acordo com as indicações dos fornecedores, tendo-se realizado a sua cura à temperatura ambiente (a temperatura variou entre os 27°C e os 30°C e a humidade relativa situou-se entre os 40% e os 52%). Para além destes produtos, foram ainda preparadas novas amostras de dois desses adeseivos (MBrace Resin 220 e Sikadur 30), mas a cura destes foi realizada numa estufa a 80°C durante duas horas.

As dimensões e preparação das amostras podem ser consultadas no Anexo A. Dessas amostras extraíram-se os provetes para os ensaios de absorção de água e para analisar os efeitos daí

decorrentes, nomeadamente, através de ensaios de medição da temperatura de transição vítrea e de ensaios de flexão em três pontos.

Como o estudo dos efeitos do envelhecimento higrotérmico exige um controlo da história da temperatura e da humidade, desde o fabrico das amostras até à execução dos testes, adoptaram-se algumas medidas para assegurar a reprodutibilidade do estado inicial dos provetes.

Assim, procurou-se que o intervalo de tempo entre a produção das placas, a preparação dos provetes e o início do programa experimental fosse o mais curto possível. Devido ao número reduzido de moldes, para a execução das placas, foram necessários sete dias para a preparação das dez amostras. A extracção de todos os provetes (no mínimo 62 provetes por produto como se ilustra na Figura 3.24), a selecção dos provetes a usar e sua caracterização (dimensões e peso) foram tarefas que ocuparam mais cinco dias. No período de preparação das amostras (12 dias), a temperatura local variou entre os 24.7°C e os 29.4°C, tendo-se registado valores de humidade relativa desde os 30% até aos 58%. Os provetes extraídos foram colocados em sacos hermeticamente fechados e armazenados num ambiente com temperatura média de 20°C e 50% de humidade relativa. Os provetes de controlo (série REF) que não foram submetidos a ensaios de absorção de água permaneceram armazenados nestas condições até à realização dos ensaios de medição da temperatura de transição vítrea e de flexão.

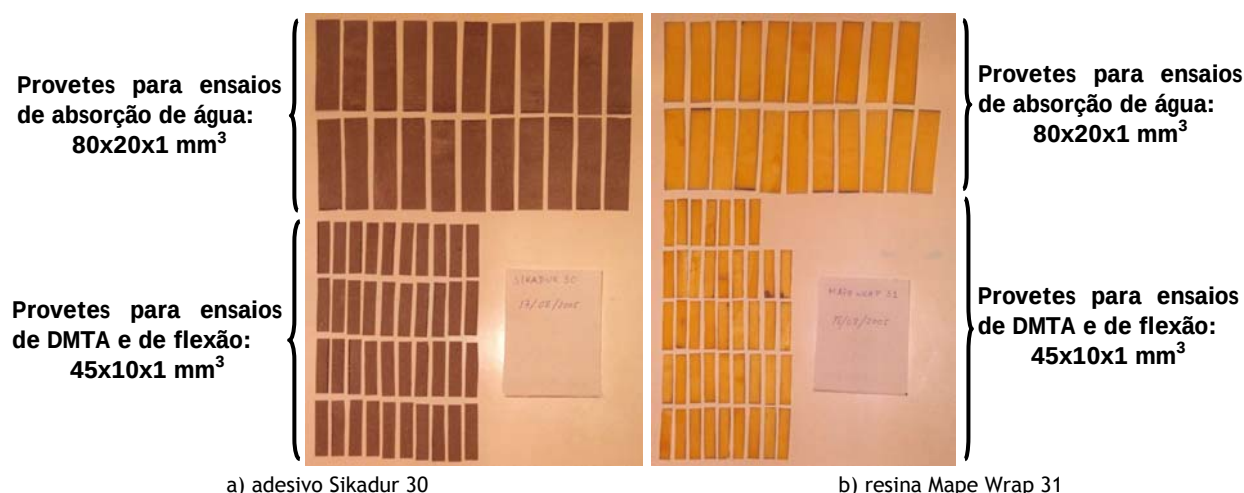


Figura 3.24 - Provetes de resinas/adesivos usados na Fase 2 do programa experimental.

Para a execução dos ensaios de absorção, consultaram-se as normas EN ISO 62 (1999) e ASTM D 5229/D 5229M (1992), tendo-se procurado cumprir os procedimentos preconizados na norma americana. Porém, foram introduzidas duas alterações: em vez de se considerarem cinco provetes por produto foram utilizados apenas três (quantidade proposta pela norma europeia) e não se respeitaram as dimensões estabelecidas nas normas, nem a massa mínima de 5 g por cada provete. As duas normas propõem o uso de provetes quadrados, por exemplo de 100x100x1 mm³. Além disso, estes produtos apresentam baixa permeabilidade, logo quanto maior for o volume do provete maior será o tempo necessário para o saturar. Face a estes aspectos, definiu-se uma área máxima para os provetes, tendo-se adoptado um valor de 1600 mm², cerca de seis vezes inferior ao proposto na norma. Naturalmente,

que esses provetes não poderiam, assim, satisfazer o critério estabelecido para o valor mínimo da massa. Por fim, já que as suas dimensões iriam ser alteradas decidiu-se, também, alterar a sua forma, optando-se por uma geometria rectangular por ser mais apropriada ao equipamento usado no seu acondicionamento. Assim, adoptaram-se provetes com $80 \times 20 \times 1 \text{ mm}^3$ (ver Figura 3.24).

Com este ensaio pretendeu-se obter para cada produto as curvas de massa absorvida de água e, consequentemente, a massa de água de saturação, “ M_e ”, para vários valores de humidade relativa.

A avaliação da absorção de água foi efectuada para três ambientes de exposição em condições isotérmicas à temperatura de $30^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$. Em dois dos ambientes estabelecidos os provetes foram expostos a humidades relativas aproximadamente de 75% (série H75) e de 87% (série H87), enquanto no terceiro ambiente os provetes foram imersos em água destilada (série IMR). No Quadro 3.16 resumem-se as condições de exposição a que os provetes de resinas/adesivos foram submetidos em cada série.

Quadro 3.16 - Características dos provetes e condições ambientais de exposição nos ensaios de absorção de água.

Amostras			Condições Ambientais de Exposição			
Tipo	Material	Condições de Cura	Série R	Série H75	Série H87	Série IMR
Resina	MBrace Resin 55	Temperatura: 27°C a 30°C	Temperatura: 20°C	Temperatura: 30°C		
	Sikadur 330					
	Mapei Mape Wrap 21					
	Mapei Mape Wrap 31					
Adesivo	MBrace Resin 220	Humidade Relativa: 40% a 52%	Humidade: 50%	Humidade: 75%	Humidade: 87%	Imerso em água
	Sikadur 30					
	Mapei Adesilex PG1					
	Mapei Adesilex PG2					
	MBrace Resin 220	Numa estufa a uma temperatura de 80°C				
	Sikadur 30					

As humidades relativas pretendidas foram obtidas à custa de soluções aquosas de determinados sais conforme o estabelecido na norma ATSM E104 (1985). Inicialmente, estabeleceram-se para os ambientes desejados as humidades relativas de 75% e de 97% a que correspondiam soluções aquosas saturadas de cloreto de sódio (NaCl) e de sulfato de potássio (K_2SO_4), respectivamente. Porém, como se poderá constatar mais adiante, os ensaios de absorção de água tiveram uma duração de 240 dias o que dificultou a manutenção dos valores de humidade relativa fixados.

Pode, simplificada, afirmar-se que o ensaio de absorção de água consiste na medição da massa de água contido nos provetes, “ M ”. Essa avaliação é efectuada através da relação:

$$M = \left| \frac{M(t) - M_0}{M_0} \right| \times 100 \quad (3.6)$$

em que “ M_0 ” é a massa inicial do provete e “ $M(t)$ ” é a sua massa no instante actual “ t ”. Conclui-se, portanto, que no decorrer do ensaio tiveram de se efectuar diversas pesagens dos provetes.

Antes de se executarem as referidas pesagens, foram inicialmente preparadas, em recipientes de plástico previamente vedados de modo a impedir a circulação do ar, as necessárias soluções aquosas saturadas. No interior desses recipientes foi, posteriormente, colocada uma estrutura também em plástico (Figura 3.25a) que permitiu a colocação dos provetes sem qualquer contacto com a solução aquosa. Depois de aí colocados, ver Figura 3.25b, os recipientes foram fechados e colocados no interior de uma Câmara de Ensaio Climáticos Aralab (modelo Fitoclima 700 EDTU) que foi programada com uma temperatura constante de 30°C e uma humidade relativa de 30%, como se mostra na Figura 3.25c. Cada provete foi pesado antes de ser colocado no interior das caixas de plástico. As pesagens foram executadas numa balança analítica (modelo Mettler H51) com uma precisão de 0.01 mg, representada na Figura 3.26. As sucessivas pesagens foram efectuadas em intervalos aproximadamente iguais da raiz quadrada do tempo ($\sqrt{t}$). No total foram realizadas pesagens em 33 instantes no decurso do ensaio (incluindo a pesagem inicial). O cronograma das pesagens encontra-se listado no Anexo A.

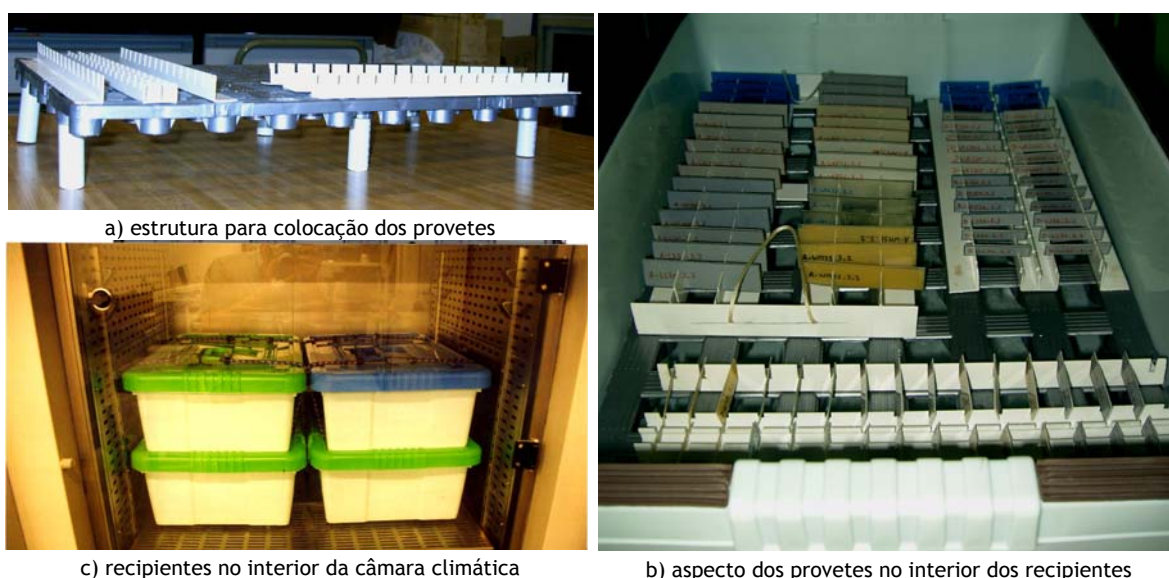


Figura 3.25 - Acondicionamento dos provetes durante o ensaio de absorção de água.

A remoção dos provetes dos recipientes de acondicionamento para a execução das pesagens exigiu alguns cuidados. Assim, no final de cada intervalo de tempo e para cada um dos recipientes foram efectuados os seguintes procedimentos:

- Os trinta provetes (três para cada um dos dez produtos) foram transferidos do interior do recipiente de acondicionamento para um novo, mas seco (Figura 3.27a).
- Cada um dos provetes foi removido do novo recipiente e foram cuidadosamente limpas as suas superfícies com um pano absorvente, de modo a remover a água que sobre elas condensou durante o arrefecimento (Figura 3.27b).

- O provete foi em seguida colocado na balança e registou-se a sua massa com uma precisão de 0.01 mg, colocando-se em seguida de novo no recipiente.
- Os trinta provetes permaneceram no exterior da câmara climática cerca de 20 minutos e não estiveram fora do novo recipiente por mais de 1 minuto.
- No final das pesagens os trinta provetes da série em causa eram transferidos para o correspondente recipiente de acondicionamento.



a) aspecto da balança



b) precisão e capacidade máxima

Figura 3.26 - Balança analítica usada nas pesagens dos provetes de resinas/adesivos.



a) transferências dos provetes para o novo recipiente

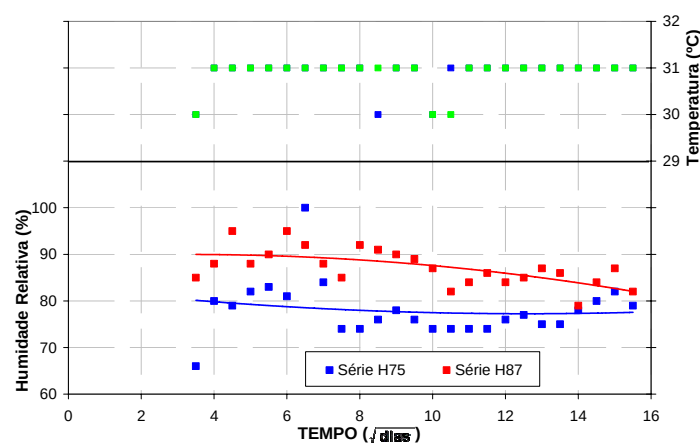


b) material utilizado na pesagem dos provetes

Figura 3.27 - Aspecto geral dos equipamentos utilizados durante as pesagens dos provetes de resinas/adesivos.

No final dos primeiros quinze dias de ensaio observou-se, uma ligeira evaporação de água, demonstrando que os recipientes não eram completamente herméticos. Houve, então, a necessidade de se acrescentar água destilada e, naturalmente, para se manterem saturadas as soluções aquosas teve que se adicionar, também, os respectivos sais. Por esta razão, passou-se a registar a humidade relativa no interior dos recipientes no instante em que se efectuavam as pesagens dos provetes. Estas rectificações tiveram que ser efectuadas rapidamente de modo a não afectarem os provetes. No entanto, a reposição da água e dos sais teve como consequência a variação da humidade relativa no

interior das caixas. Na Figura 3.28, representam-se os valores registados no interior dos dois recipientes desde o instante em que se detectou a evaporação da água até ao final do ensaio. É possível observar que a humidade relativa obtida pela solução aquosa de cloreto de sódio (série H75) sofreu pouca variação, mas a obtida pela solução de sulfato de potássio (série H87) foi decrescendo progressivamente durante o decorrer do ensaio, tendo-se registado um valor médio de 87% (valor que acabou por dar nome à série).



a) evolução da humidade relativa



b) processo de medição

Figura 3.28 - Variação da humidade relativa no interior dos recipientes de acondicionamento dos provetes.

A nomenclatura adoptada na designação dos provetes resulta da ligação de duas siglas, uma que identifica o produto e o tipo de ensaio e uma outra que classifica o provete (1, 2 ou 3) e a série a que pertence (REF, H75, H87 e IMR). Por exemplo, a designação ABMR55_IMR-1 corresponde ao primeiro provete (1) da série de imersão em água destilada (IMR) utilizado no ensaio de absorção de água (AB) da resina Resin 55 (R55) usada num sistema do tipo manta (M). A completa designação dos provetes pode ser consultada no Anexo A.

ii) Apresentação dos resultados

No Quadro 3.17, resume-se a informação referente aos provetes da série IMR, nomeadamente, a identificação dos produtos, a data de início e de conclusão do ensaio, a designação dos provetes, as suas dimensões iniciais (largura - b, comprimento - L e espessura - t) e a sua massa inicial (quando imersos na água) e final (no término do ensaio). O Anexo A contém informação análoga sobre os provetes das séries H75 (humidade relativa média de 75%) e H87 (humidade relativa média de 87%).

A massa de água absorvida, “M”, por cada provete foi determinada de acordo com a expressão (3.6), a partir das pesagens realizadas. Em seguida, para cada resina/adestivo calculou-se o valor médio dessa massa. Esses valores médios serviram de base ao cálculo das propriedades que governam a difusão, nomeadamente, a massa de água de saturação, “ M_e ”, para cada resina/adestivo e a correspondente difusividade, “ D_z ”. Assim, a massa de água de saturação, “ M_e ”, foi determinada para todas as séries

admitindo, por critério, a média dos últimos sete valores de massa de água absorvida, “M”. O critério adoptado foi, no entanto, alterado para a série H87 (humidade relativa de 87%) em virtude da diminuição da humidade relativa no interior do recipiente de acondicionamento (ver Figura 3.28). Para essa série, desprezaram-se as últimas seis pesagens, tendo-se aferido a massa de água de saturação, “M_e”, através da média dos cinco valores de massa de água absorvida que lhes antecediam.

Quadro 3.17 - Características dos provetes de resinas/adesivos da série IMR (imersos em água destilada).

Resinas e Adesivos	Data de Mistura	Data de Ensaio		Provete	Dimensões Iniciais			Massa (g)		
		Início	Fim		b (mm)	L (mm)	t (mm)	Inicial M ₀	Final M (t)	
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	24-08-05	21-04-06	ABMR55_IMR-1	20.86	80.35	0.81	1.459	1.501
					ABMR55_IMR-2	20.85	80.74	0.89	1.409	1.452
					ABMR55_IMR-3	20.71	80.74	0.82	1.363	1.401
	Sikadur 330	17-08-05			ABMS330_IMR-1	21.03	80.02	0.96	1.951	2.007
					ABMS330_IMR-2	20.35	79.87	0.92	1.874	1.926
					ABMS330_IMR-3	20.72	79.71	0.82	1.724	1.770
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05			ABMMW21_IMR-1	20.31	80.32	0.84	1.545	1.590
					ABMMW21_IMR-2	19.95	80.40	0.73	1.362	1.404
					ABMMW21_IMR-3	20.59	80.36	0.80	1.503	1.549
	Mapei Mape Wrap 31				ABMMW31_IMR-1	20.42	80.56	0.88	1.533	1.584
					ABMMW31_IMR-2	20.32	80.44	0.87	1.512	1.561
					ABMMW31_IMR-3	20.41	80.73	0.90	1.490	1.539
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05			ABLR220_IMR-1	20.98	81.13	0.76	1.940	1.964
					ABLR220_IMR-2	20.69	80.82	0.75	1.904	1.930
					ABLR220_IMR-3	21.08	80.86	0.79	1.948	1.974
	MBrace Resin 220 ^[1]	19-08-05			ABLR220C_IMR-1	20.52	80.33	0.78	2.026	2.049
					ABLR220C_IMR-2	20.42	80.48	0.82	2.042	2.064
					ABLR220C_IMR-3	20.30	80.43	0.78	1.933	1.954
	Sikadur 30	17-08-05			ABLS30_IMR-1	20.48	80.29	1.31	3.014	3.110
					ABLS30_IMR-2	20.66	79.60	1.25	2.945	3.052
					ABLS30_IMR-3	20.38	80.20	1.30	2.983	3.091
	Sikadur 30 ^[1]	19-08-05			ABLS30C_IMR-1	20.59	80.79	1.18	2.583	2.657
					ABLS30C_IMR-2	20.74	79.98	1.19	2.499	2.579
					ABLS30C_IMR-3	20.99	80.12	1.04	2.211	2.277
	Mapei Adesilex PG1				ABLAPG1_IMR-1	19.92	79.46	0.95	2.144	2.230
					ABLAPG1_IMR-2	20.01	80.40	0.94	2.194	2.283
					ABLAPG1_IMR-3	19.96	80.23	0.97	2.005	2.082
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05			ABLAPG2_IMR-1	21.05	80.38	0.96	2.276	2.402
					ABLAPG2_IMR-2	20.92	79.92	0.90	2.064	2.196
					ABLAPG2_IMR-3	20.95	80.48	0.90	2.071	2.223

[1] adesivo curado a 80°C.

Estimadas as massas de água de saturação, “ M_e ”, calculou-se a difusividade, “ D_z ”, de cada resina/adeseivo para as três séries através da aplicação da expressão proposta na norma ASTM D 5229/D 5229M (1992):

$$D_z = \pi \left(\frac{h}{4M_e} \right)^2 \left(\frac{M_2 - M_1}{\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1}} \right)^2 \quad (3.7)$$

em que “ h ” é a espessura média do provete, “ M_e ” é a massa de água de saturação, e $(M_2 - M_1)/(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1})$ representa o declive do troço inicial (linear) das curvas de absorção.

A expressão (3.7) foi aplicada às primeiras doze pesagens determinando-se, assim, outros tantos valores para a difusividade, pois os troços iniciais das curvas não eram perfeitamente lineares. O valor de difusividade seleccionado foi o que conduziu ao melhor ajustamento das curvas teóricas de absorção com as curvas médias de absorção obtidas dos dados experimentais. Para a obtenção dessas curvas teóricas (analíticas) usou-se, em substituição da expressão (3.5), a função aproximada preconizada na norma americana [ASTM D 5229, 1992]:

$$M(t) = g(t) \times M_e = 1 - \exp \left[-7.3 \left(\frac{D_z t}{h^2} \right)^{0.75} \right] \times M_e \quad (3.8)$$

Relativamente à difusividade optou-se, também, por aplicar a proposta da norma EN ISO 62 (1999) quantificando este parâmetro através da relação:

$$D_z = \frac{h^2}{\pi^2 t_{70}} \quad (3.9)$$

em que “ t_{70} ” simboliza o instante de tempo decorrido desde o início do ensaio até à obtenção de 70% da massa de água de saturação, “ M_e ”, e as outras variáveis mantêm o significado anteriormente atribuído.

No Quadro 3.18, resumem-se os valores obtidos para a massa de água de saturação, “ M_e ”, e para a difusividade, “ D_z ”, utilizados no estabelecimento das curvas de absorção teóricas. Embora os provetes ABLS30_IMR e ABLS30C_IMR não tenham atingido a saturação e, por isso, não se possa falar em massa de água de saturação, calculou-se um valor fictício adoptando o mesmo critério usado para as outras resinas/adeseivos.

Os valores aferidos da difusividade das resinas/adeseivos seleccionadas revelaram uma velocidade relativa de absorção da água da ordem de grandeza de $10^{-8} \text{ mm}^2/\text{s}$. Refira-se que esta velocidade está relacionada com a temperatura no interior dos recipientes de acondicionamento ($30^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$). Os valores da difusividade, obtidos por aplicação de duas metodologias distintas (ASTM e ISO), foram

semelhantes na maioria das resinas/adesivos das três séries. Porém, em alguns materiais notaram-se variações entre 40% e 50% (células sombreadas no Quadro 3.18).

Quadro 3.18 - Propriedades de difusão de resinas/adesivos avaliadas por ensaios de absorção de água.

Resinas e Adesivos		Propriedades de Difusão								
		Massa de Água de Saturação M_e (%)			Difusividade D_z ($\times 10^{-8}$ mm ² /s)					
					ASTM D 5229/D 5229M			EN ISO 62		
		Séries			Séries			Séries		
		H75	H87	IMR	H75	H87	IMR	H75	H87	IMR
Resinas	MBrace Resin 55	1.224	1.307	2.909	1.943	2.815	5.773	1.689	3.556	5.158
	Sikadur 330	0.344	0.251	2.765	1.950	6.385	2.320	1.256	5.254	3.140
	Mapei Mape Wrap 21	1.426	1.349	3.058	1.535	4.216	8.448	2.171	4.428	8.109
	Mapei Mape Wrap 31	1.479	1.348	3.273	3.298	3.651	5.993	1.618	5.178	7.451
Adesivos	MBrace Resin 220	0.523	0.528	1.326	2.494	2.499	4.684	1.596	2.550	4.283
	MBrace Resin 220 ^[1]	0.716	0.612	1.116	0.807	1.588	3.670	1.050	1.460	3.665
	Sikadur 30	0.188	0.166	3.151	2.120	12.518	1.966	2.909	6.630	1.752
	Sikadur 30 ^[1]	0.268	0.345	2.780	2.223	4.074	1.414	2.657	5.768	1.374
	Mapei Adesilex PG1	0.336	0.337	3.987	4.492	10.733	2.247	4.135	6.069	2.517
	Mapei Adesilex PG2	0.302	0.281	6.435	4.838	5.918	3.536	2.737	6.354	3.257

[1] adesivo curado a 80°C.

Comparativamente, pode afirmar-se que as quatro resinas da série IMR apresentaram uma massa de água de saturação, “ M_e ”, muito semelhante e próxima dos 3%. Por outro lado, os mesmos materiais quando expostos a ambientes húmidos (75% e 87% de humidade relativa), apenas evidenciaram uma massa de água de saturação, “ M_e ”, de cerca de 1.5% (metade da anterior), com excepção da resina Sikadur 330, cuja concentração de água no equilíbrio foi somente de 0.35%.

Por sua vez, os adesivos das séries H75 e H87, curados à temperatura ambiente, demonstraram que a massa de água de saturação, “ M_e ”, foi praticamente igual ou inferior a 0.5%. Logo, absorveram menos quantidade de água do que a maioria das resinas, evidenciando um comportamento semelhante à resina Sikadur 330. No entanto, quando imersos em água (série IMR) observaram-se três comportamentos distintos. Os adesivos Adesilex PG1 e PG2 foram os que apresentaram maior massa de água de saturação, ao contrário do Resin 220 que, apesar de imerso em água, evidenciou apenas uma massa de água de saturação inferior a 1.5%. Porém, no adesivo Sikadur 30 (com diferentes condições de cura) não foi possível obter a massa de água de saturação durante o período em que decorreu o ensaio, tendo-se observado um progressivo acréscimo da massa de água absorvida.

Os valores de difusividade obtidos para as resinas/adesivos através das duas metodologias foram depois utilizados na obtenção das curvas teóricas através da aplicação da expressão (3.8), tendo-se verificado que as curvas que melhor se ajustaram aos dados experimentais foram aquelas em que se consideraram os valores de difusividade aferidos segundo a EN ISO 62 (1999), através da relação (3.9).

Na Figura 3.29, apresentam-se as curvas de absorção (experimentais e teóricas) observadas nas resinas estudadas, relativamente às três séries de ambientes (H75, H87 e IMR) a que foram submetidas. As curvas teóricas estão traçadas a linha contínua enquanto as experimentais possuem uma representação discreta, apresentando-se para as últimas o valor mínimo, o máximo e o médio da massa de água absorvida por cada conjunto de três provetes.

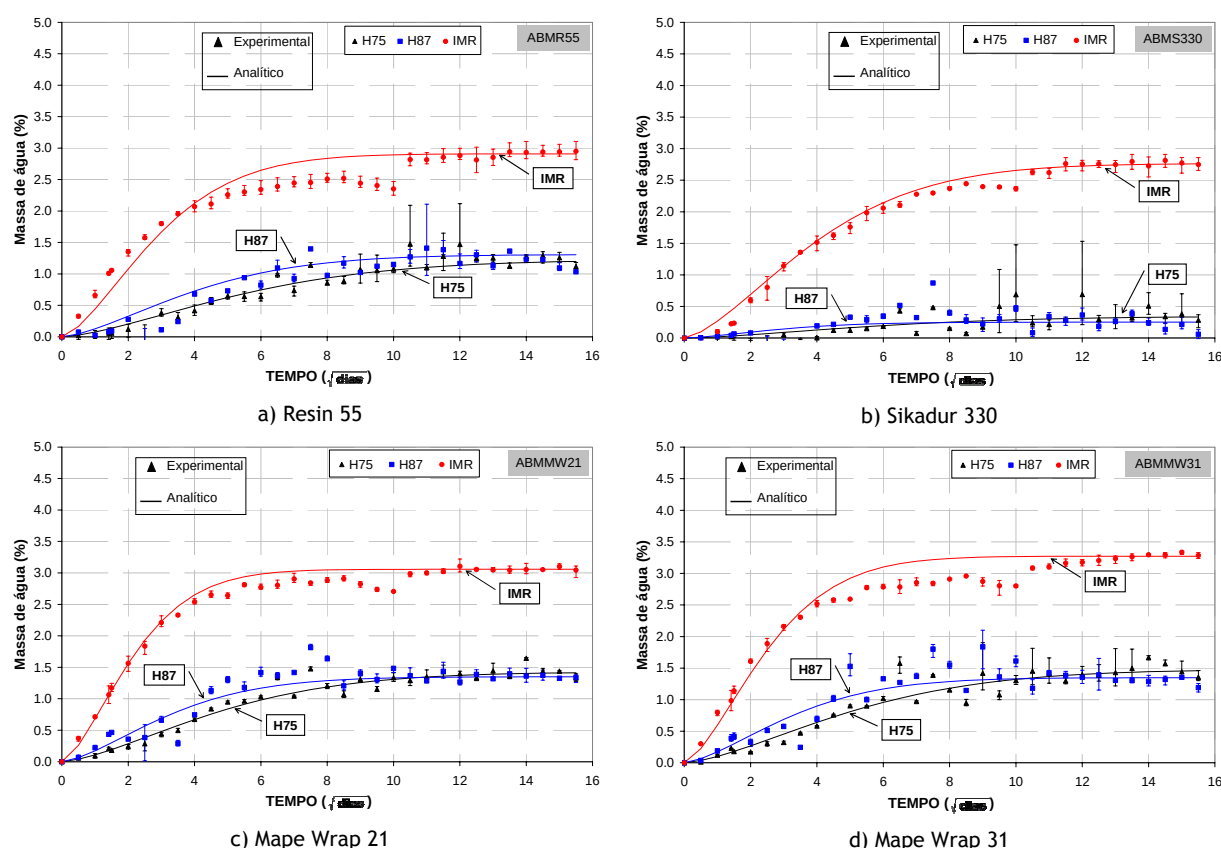


Figura 3.29 - Curvas de absorção experimentais e teóricas das três séries de resinas ensaiadas.

Na Figura 3.29, o decréscimo de massa de água absorvida que se verificou entre os instantes de tempo $\sqrt{8}$ e $\sqrt{10}$ dias ficou a dever-se à evaporação da água dos recipientes. O incremento registado após este período resultou do restabelecimento da quantidade de água destilada no recipiente.

A análise dos gráficos das resinas permitiu constatar, genericamente, que as curvas teóricas e experimentais obtiveram uma maior concordância nos provetes da série IMR (imersos em água), demonstrando que o modelo clássico de difusão é apropriado para descrever a cinética de absorção de água nestes materiais. Nos provetes expostos à humidade relativa do ambiente (série H75 e H87), observou-se alguma dispersão nos valores experimentais, demonstrando a sensibilidade destes materiais ao valor de humidade relativa existente, de tal modo que um acréscimo ou decréscimo de humidade se reflectiu, de imediato, no aumento ou redução do teor de água absorvido.

As curvas de absorção (experimentais e teóricas) obtidas para os adesivos analisados, relativamente às três séries de ambientes (H75, H87 e IMR), estão representadas na Figura 3.30. O comentário aos

gráficos das resinas aplica-se, também, aos dos adesivos, com excepção do adesivo Sikadur 30. Refira-se que o adesivo Sikadur 30 curado à temperatura ambiente e curado a 80°C (provetes ABL30C_IMR e ABL30C_IMR, respectivamente), quando imerso em água (série IMR), evidenciou um desvio relativamente ao modelo clássico da difusão, pois a saturação não foi alcançada (ver na Figura 3.23 o desvio do tipo III).

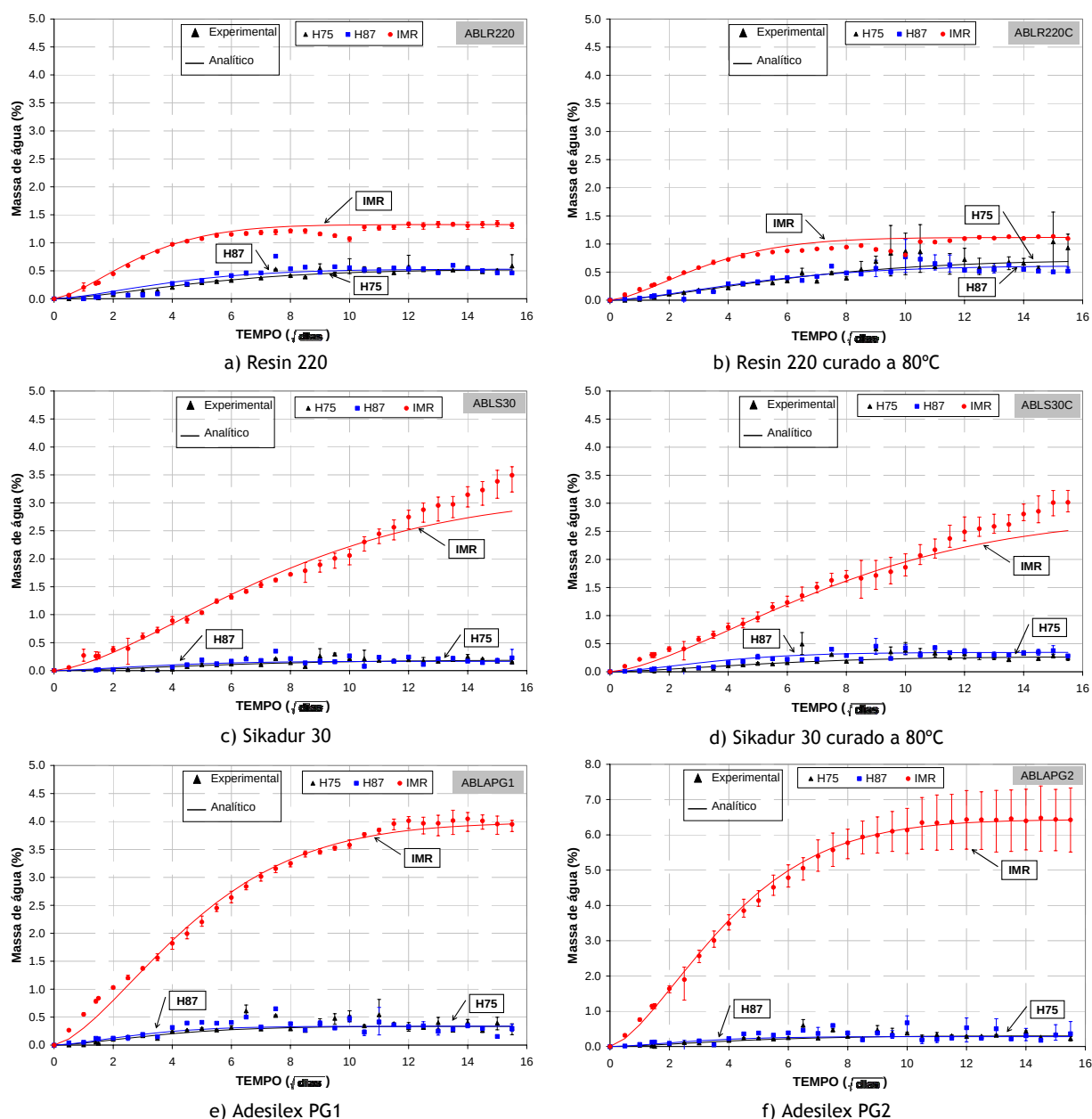


Figura 3.30 - Curvas de absorção experimentais e teóricas das três séries de adesivos ensaiadas.

Comparando o comportamento dos dois adesivos sujeitos a diferentes condições de cura, o Resin 220 e o Sikadur 30, notou-se que os adesivos curados a uma temperatura mais elevada (80°C durante 2 horas) apresentaram uma menor massa de água de saturação, “ M_e ”, quando imersos em água (série IMR). As reduções verificadas foram de 12% no adesivo Resin 220 e de 16% no Sikadur 30. Esse comportamento

era o esperado, pois a cura de um adesivo a uma temperatura mais elevada conduz a uma estrutura molecular mais reticulada que dificulta a penetração e a fixação da água. Contudo, esse efeito não foi notado nos provetes expostos à humidade relativa do ambiente (séries H75 e H87).

No final do ensaio todos os provetes foram inspeccionados de modo a registar as alterações de forma, de cor e a existência ou não de fissuras. Nos provetes expostos a ambientes húmidos (séries H75 e H87), não se observaram alterações significativas. Contudo, nos provetes imersos em água (série IMR) foram detectadas algumas modificações na sua aparência. Assim, a maioria dos provetes exibia alguma curvatura (forma arqueada - *swelling*), nuns mais acentuada do que noutros, com a excepção da resina Mape Wrap 31 e dos adesivos Resin 220 (nas duas condições de cura) e Adesilex PG1 que, aparentemente, apresentavam a forma inicial. Para além das alterações de geometria notaram-se, também, alterações na cor de diversos provetes, nomeadamente, o aparecimento de manchas amareladas (possíveis oxidações) na sua superfície, a perda de brilho (cor mais baça) e a modificação da cor inicial para uma tonalidade mais amarelada. Na Figura 3.31, ilustram-se algumas dessas alterações através da comparação dos provetes ensaiados (aspecto final) com um provete da série de referência (aspecto inicial) e no Quadro 3.19 resumem-se as alterações observadas.

A presença de fissuras nos provetes da série IMR do adesivo Sikadur 30 (curado à temperatura ambiente) pode ser uma das causas para o desvio verificado relativamente ao modelo clássico da difusão, ou seja, por estes provetes não terem atingido a saturação. A deformação destes provetes devido à absorção da água (Figura 3.31d) e a constituição deste adesivo, nomeadamente, a presença de cargas (pequenas partículas) podem ter contribuído para a formação das fissuras. Contudo, o comportamento do adesivo Sikadur 30 curado a 80°C não apresentou fissuras visíveis à vista desarmada.



Figura 3.31 - Aspecto das alterações mais significativas nos provetes de resinas/adesivos da série IMR.

Quadro 3.19 - Modificações observadas nos provetes de resinas/adesivos da série IMR (imersos em água).

Resinas e Adesivos		Alterações nos Provetes		
		Geometria	Cor	Fissuração
Resinas	MBrace Resin 55	Curvatura acentuada	Inalterada	Imperceptível
	Sikadur 330	Curvatura ligeira	Manchas amareladas Perda de brilho numa face Tonalidade mais amarelada na outra face	Imperceptível
	Mapei Mape Wrap 21	Curvatura ligeira	Tonalidade mais amarelada	Imperceptível
	Mapei Mape Wrap 31	Nada a registar	Tonalidade mais amarelada numa face Cor mais baça na outra face	Imperceptível
	MBrace Resin 220	Nada a registar	Tonalidade mais amarelada	Imperceptível
Adesivos	MBrace Resin 220 ^[1]	Nada a registar	Inalterada	Imperceptível
	Sikadur 30	Curvatura acentuada	Tonalidade mais amarelada numa face	Várias fissuras
	Sikadur 30 ^[1]	Curvatura ligeira	Inalterada	Imperceptível
	Mapei Adesilex PG1	Nada a registar	Tonalidade mais clara	Imperceptível
	Mapei Adesilex PG2	Curvatura ligeira	Tonalidade mais clara numa face Tonalidade mais amarelada na outra face	Imperceptível

[1] adesivo curado a 80°C.

Por último, após a conclusão dos ensaios de absorção, decidiu-se, apenas para os provetes da série IMR, avaliar através de pesagens a diminuição do teor de água absorvido (por secagem). Assim, utilizando um cronograma de pesagens igual ao adoptado no ensaio de absorção de água, foi-se registando ao longo do tempo a massa dos 30 provetes desta série. Os provetes foram colocados dentro de um recipiente, mas expostos ao ambiente natural do laboratório durante dois meses. A temperatura média do ambiente foi de 26.8°C e a humidade relativa média de 61.8%. As variações de temperatura e de humidade relativa encontram-se representadas na Figura 3.32a. Na Figura 3.32b apresentam-se as curvas de diminuição da massa de água absorvida de todas as resinas/adesivos em consequência das variações referidas na Figura 3.32a.

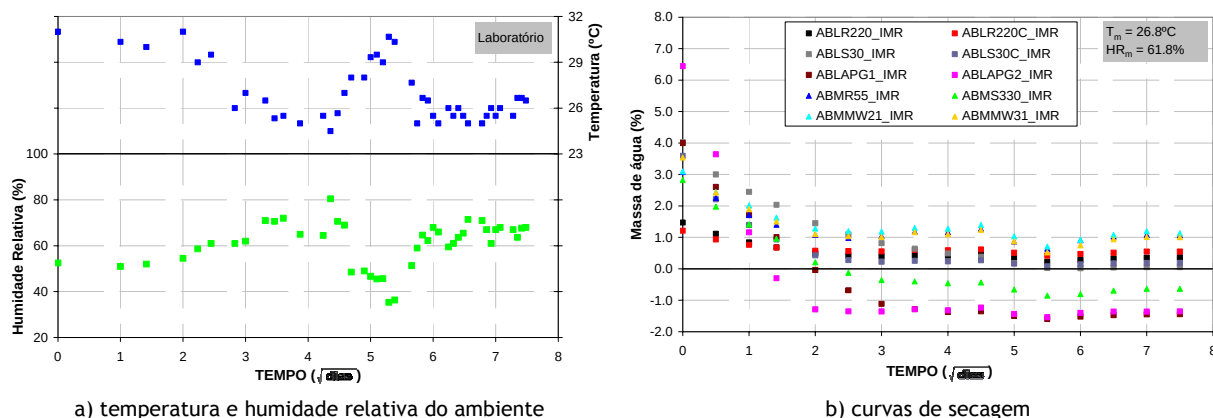


Figura 3.32 - Curvas de secagem dos provetes de resinas/adesivos da série IMR e ambiente de exposição.

Da análise do gráfico da Figura 3.32b, constatou-se que na resina Sikadur 330 (ABLS330_IMR) e nos adesivos Adesilex PG1 (ABLAPG1_IMR) e Adesilex PG2 (ABLAPG2_IMR) ocorreu uma perda de massa dos provetes (valor negativo) relativamente à massa inicial " M_0 ". Normalmente, este comportamento indicia uma degradação da resina/adesivo de modo irreversível por processos químicos de hidrólise (divisão de uma molécula por acção da água) e/ou de lixiviação (dissolução de constituintes na água). Relativamente às outras resinas/adesivos, notou-se uma diminuição da massa de água absorvida para valores semelhantes à massa de saturação registada nos provetes das outras duas séries (H75 e H87), pois a humidade média no laboratório foi cerca de 75%.

3.5.4 - Efeitos da absorção de água

Após a conclusão dos ensaios de absorção de água, foram avaliados alguns dos seus efeitos, nomeadamente, na alteração da temperatura de transição vítrea desses polímeros e de algumas das propriedades mecânicas, como a resistência e rigidez da resina/adesivo. Para tal, executaram-se ensaios de DMTA, de DSC e ensaios de flexão em três pontos sobre provetes saturados das diversas resinas/adesivos. Nos pontos seguintes, far-se-á a descrição desses ensaios e a apresentação dos respectivos resultados.

Nesta fase do programa experimental foram, também, testados os provetes da série de referência (REF) que não foram sujeitos a ensaios de absorção de água.

3.5.4.1 - Temperatura de transição vítrea

A caracterização da temperatura de transição vítrea foi realizada de modo idêntico ao descrito anteriormente (secção 3.5.1) através dos ensaios de DMTA e DSC. Por esse motivo, far-se-á apenas a apresentação dos resultados, referindo sempre que necessário as alterações efectuadas relativamente aos procedimentos previamente usados.

i) Ensaio de DMTA

Os provetes ensaiados apresentavam a mesma largura (10 mm) e comprimento (45 mm) dos caracterizados na secção 3.5.1, mas uma menor espessura (cerca de 1 mm). Essa espessura reduzida causou alguns problemas com a execução do ensaio de DMTA em flexão. Normalmente, os ensaios de DMTA de provetes muito finos são realizados em tracção. Basicamente, a dificuldade surgiu quando a temperatura aplicada durante o ensaio se aproximou da temperatura de transição vítrea da resina/adesivo, conduzindo à diminuição do módulo de conservação, " E' ". Dada a reduzida espessura do provete, o módulo " E' " diminuiu consideravelmente, fazendo com que o factor de perda, " $\tan \delta$ ", aumentasse para valores acima dos correspondentes ao campo de medida do equipamento, provocando a paragem do equipamento. Como o objectivo principal destes ensaios foi avaliar a variação do valor

da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, optou-se por realizar os ensaios colocando os provetes de resina/adetivo sobre uma chapa perfurada de menor espessura, representada na Figura 3.33a. Antes porém, realizou-se um ensaio de DMTA à chapa, tendo-se constatado que para a gama de temperaturas aplicadas durante os testes, a chapa sofreu uma ligeira diminuição do módulo, “ E' ”, como se ilustra na Figura 3.33b, mas que não impediu a determinação da temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos. Por este motivo, o ensaio foi efectuado encastrando, simultaneamente, o provete e a chapa numa das extremidades e aplicando na extremidade livre uma vibração vertical forçada, não-ressonante, com uma frequência constante de 1 Hz. O varrimento de temperaturas foi idêntico ao anterior, isto é, desde a temperatura ambiente até à temperatura de 120°C (taxa de incremento da temperatura de 1.5°C/min).

Ao todo foram ensaiados 120 provetes (4 séries de três provetes por resina/adetivo). Na Figura 3.34 apresentam-se os valores médios da temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, sob a forma de um gráfico de barras. Os mesmos valores médios, juntamente com os correspondentes coeficientes de variação, estão resumidos no Quadro 3.20. Admitiu-se para “ T_g ” o valor da temperatura referente ao valor máximo do factor de perda, “ $\tan\delta_{\max}$ ”. No Anexo A, apresentam-se os resultados de todos os provetes.



a) aspecto do provete e da chapa metálica utilizada

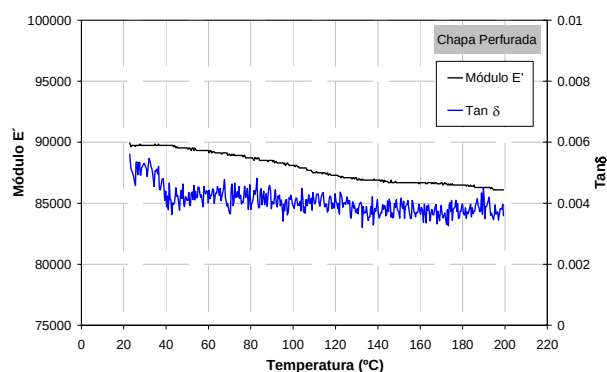
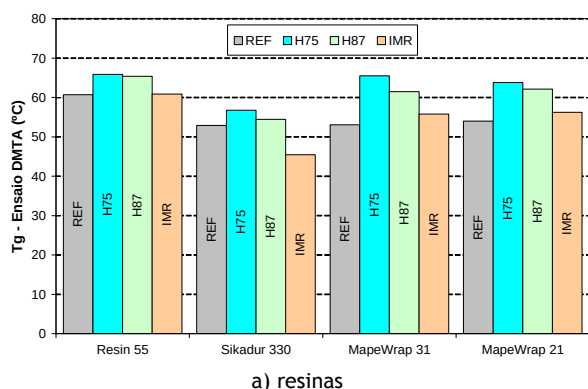
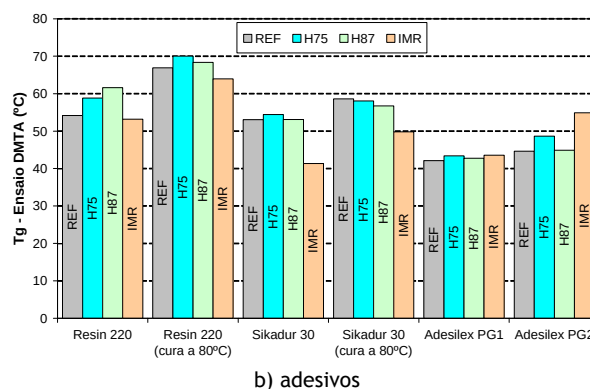
b) variação do módulo E' e da $\tan\delta$ com a temperatura

Figura 3.33 - Ensaio de DMTA de uma chapa metálica perfurada.



a) resinas



b) adesivos

Figura 3.34 - Valor médio da temperatura de transição vítrea avaliada por ensaios de DMTA.

Quadro 3.20 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos submetidos ao ensaio de absorção de água.

Resinas e Adesivos		Temperatura de Transição Vítrea (T_g)							
		Série REF		Série H75		Série H87		Série IMR	
		$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV
		(°C)	(%)	(°C)	(%)	(°C)	(%)	(°C)	(%)
Resinas	MBrace Resin 55	60.73	6.36	65.86	3.72	65.39	5.59	60.86	3.00
	Sikadur 330	52.90	1.07	56.78	1.65	54.47	3.48	45.45	2.91
	Mapei Mape Wrap 21	53.99	4.30	63.80	2.69	62.14	1.12	56.25	6.57
	Mapei Mape Wrap 31	53.07	4.13	65.50	2.13	61.47	2.80	55.77	3.40
Adesivos	MBrace Resin 220	54.16	3.23	58.82	4.46	61.62	5.59	53.20	7.24
	MBrace Resin 220 ^[1]	66.90	1.50	70.00	2.42	68.35	1.62	63.96	3.31
	Sikadur 30	53.07	1.28	54.44	2.43	53.08	0.14	41.35	1.38
	Sikadur 30 ^[1]	58.60	3.75	58.05	0.70	56.72	1.26	49.79	0.19
	Mapei Adesilex PG1	42.09	0.97	43.38	2.19	42.77	3.34	43.58	1.73
	Mapei Adesilex PG2	44.64	1.59	48.64	1.28	44.91	0.57	54.89	1.20

[1] adesivo curado a 80°C; [2] Valor médio determinado a partir dos resultados obtidos admitindo a temperatura correspondente ao valor máximo do factor de perda ($\tan\delta$) - consultar Anexo A.

Inicialmente, salienta-se o facto de se ter obtido pouca dispersão nos resultados experimentais de cada resina/adesivo (reduzido coeficiente de variação). Analisando a série que não foi submetida a ensaios de absorção de água (série REF) constata-se que a “ T_g ” oscilou entre os 42.0°C (Adesilex PG1) e os 66.9°C (Resin 220 curado a 80°C). Note-se que a cura à temperatura mais elevada conduziu a uma maior temperatura de transição vítrea (cerca de 5°C no adesivo Sikadur 30 e de 12°C no Resin 220). A colocação destes produtos em ambientes com temperatura média de 30°C e humidade relativa média de 75% e 87% conduziu a um aumento do valor da “ T_g ” em todas as resinas e no adesivo Resin 220 (com diferentes condições de cura). Por sua vez, nos adesivos Sikadur 30 (com diferentes condições de cura), Adesilex PG1 e Adesilex PG2 a “ T_g ” manteve-se, praticamente, inalterada. Contudo, observou-se uma diminuição da temperatura de transição vítrea quando estas resinas/adesivos foram imersos em água. A única excepção foi a do adesivo Adesilex PG2 que evidenciou um acréscimo na “ T_g ”. De um modo geral e com as excepções mencionadas, pode afirmar-se que o efeito dos 30°C de temperatura no interior dos recipientes (aumento da “ T_g ”) foi superior ao efeito da humidade (redução da “ T_g ”) nas séries H75 e H87, o que conduziu a um aumento da temperatura de transição vítrea. No entanto, na série IMR, o efeito da humidade foi equivalente, em alguns casos, ao efeito da temperatura no interior do recipiente, não alterando a “ T_g ” (comparativamente com a série REF), mas noutros casos o efeito da humidade sobrepôs-se, provocando uma diminuição na “ T_g ”. Todavia, foi notória a diferença de comportamento higrotérmico destes produtos, apesar de todos eles pertencerem à família dos materiais epoxídicos com cura à temperatura ambiente.

ii) Ensaio de DSC

Os ensaios de DSC foram realizados exactamente nas condições descritas na secção 3.5.1. Para cada resina/adeseivo utilizaram-se três provetes (fragmentos) com 5 a 20 mg, retirados de provetes utilizados nos ensaios de absorção de água (séries H75, H87 e IMR) e dos provetes da série de referência (REF). Os ensaios foram executados a partir da temperatura ambiente ($\pm 30^\circ\text{C}$), incrementando-a até uma temperatura de 70°C com uma taxa de incremento de $2.0^\circ\text{C}/\text{min}$. O próprio software do equipamento forneceu o valor da “ T_g ”. No entanto, decidiu-se aplicar a metodologia proposta na norma e anteriormente utilizada (ver Figura 3.21). Todos os valores médios obtidos para a temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, juntamente com os correspondentes coeficientes de variação, estão resumidos no Quadro 3.21. No Anexo A, expõem-se os resultados de todos os provetes. Para facilitar a análise dos resultados, estes estão representados na Figura 3.35, sob a forma de um gráfico de barras.

Quadro 3.21 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adeseivos submetidos ao ensaio de absorção de água.

Resinas e Adeseivos		Temperatura de Transição Vítrea (T_g)							
		Série REF		Série H75		Série H87		Série IMR	
		$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV	$T_{gm}^{[2]}$	CV
		($^\circ\text{C}$)	(%)	($^\circ\text{C}$)	(%)	($^\circ\text{C}$)	(%)	($^\circ\text{C}$)	(%)
Resinas	MBrace Resin 55	51.29	1.24	58.45	1.94	58.93	1.50	53.42	0.76
	Sikadur 330	47.28	1.75	49.03	1.01	50.92	0.98	45.75	2.80
	Mapei Mape Wrap 21	48.54	0.44	56.90	1.81	56.90	0.66	47.05	11.28
	Mapei Mape Wrap 31	50.51	0.30	57.74	0.43	58.12	0.34	52.27	2.88
Adeseivos	MBrace Resin 220	50.68 ^[3]	0.89	53.16	0.63	53.63	0.75	50.63	3.99
	MBrace Resin 220 ^[1]	53.83	3.73	60.10	2.28	60.71	1.78	57.61	1.71
	Sikadur 30	44.59 ^[3]	0.06	48.33	2.57	50.33	2.30	49.14	6.32
	Sikadur 30 ^[1]	50.10	1.35	52.39	1.05	50.28	1.71	44.79	18.78
	Mapei Adesilex PG1	40.47 ^[3]	2.25	Não foram aferidas		Não foram aferidas		47.77	2.07
	Mapei Adesilex PG2	42.66	1.37					44.17	17.80

[1] adeseivo curado a 80°C ; [2] Valor médio determinado com base nos resultados obtidos por aplicação do critério preconizado na norma ISO 11357-2 (1999) e expostos no Anexo A; [3] Valor médio de dois provetes.

Como se referiu anteriormente, os resultados do ensaio de DSC são, por vezes, difíceis de interpretar. No caso presente, a água absorvida pelos provetes complicou ainda mais esta tarefa, pois o processo de secagem mascarou algumas vezes a zona de transição vítrea, obtendo-se curvas com um traçado atípico ao descrito na norma. Na Figura 3.36, ilustram-se dois exemplos de curvas de fluxo de calor *versus* temperatura obtidas para os provetes de adeseivo DSLAPG1_H75-1 e DSLAPG2_IMR-1, em que foi notória a identificação da zona de transição. Por esta razão, não se determinou o valor da “ T_g ” de alguns dos provetes.

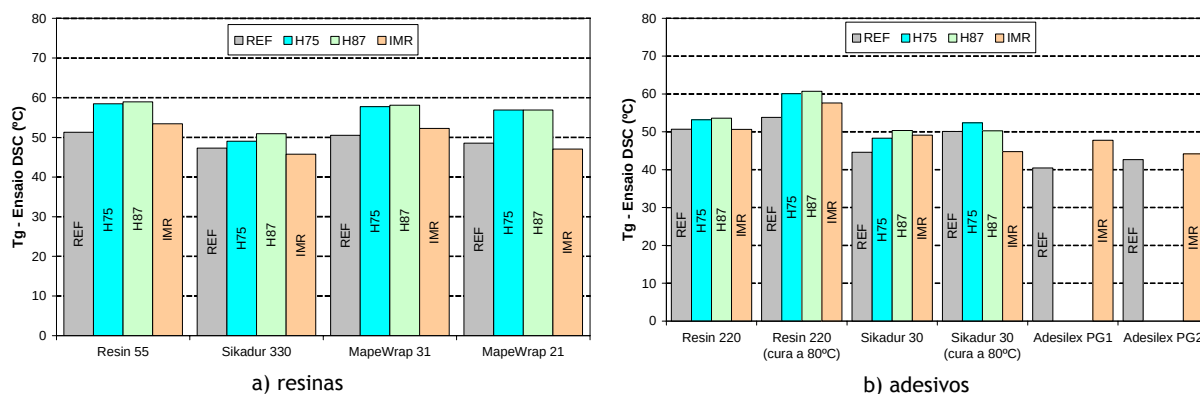


Figura 3.35 - Valor médio da temperatura de transição vítrea avaliada por ensaios de DSC.

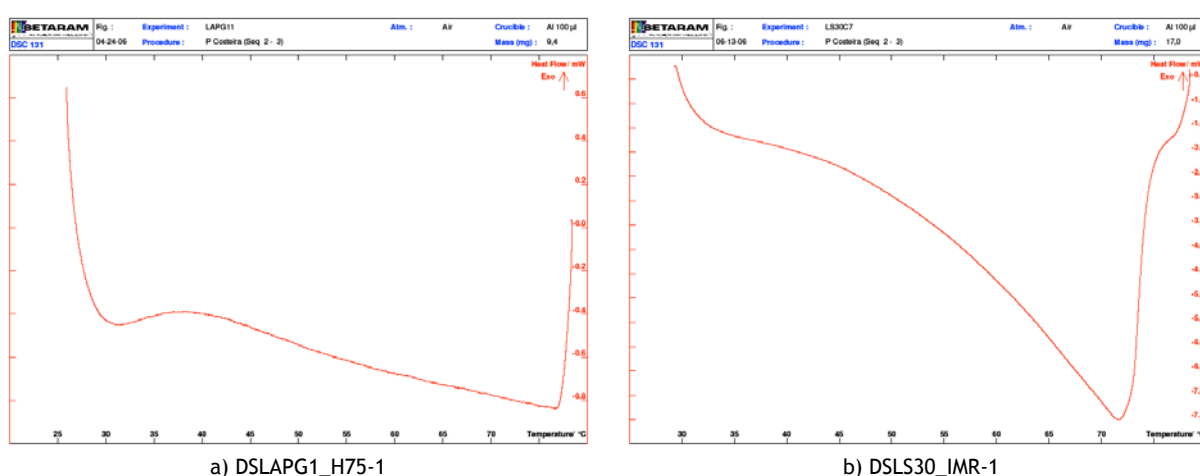


Figura 3.36 - Resultados de DSC em que foi difícil a identificação da zona de transição vítrea.

De um modo geral, as observações efectuadas sobre os resultados dos ensaios DMTA são válidas para estes resultados. A diferença mais significativa refere-se ao valor das temperaturas de transição vítrea, “ T_g ”, obtidas pelas duas técnicas de ensaio. No entanto, essa desigualdade foi idêntica à observada previamente (na secção 3.5.1) e que resultou, fundamentalmente, do método de avaliação da temperatura de transição vítrea adoptado no ensaio de DMTA. Verificou-se, ainda, uma maior dispersão de resultados para este tipo de ensaio.

3.5.4.2 - Propriedades mecânicas

A água absorvida pelas resinas/adesivos produz alterações nas suas propriedades mecânicas, sendo, por isso, importante a caracterização da sua variação. Para este estudo seleccionaram-se as seguintes propriedades: resistência à flexão (que se relaciona com a capacidade de resistir à tracção e à compressão), extensão na ruína e módulo de elasticidade à flexão. Para tal, realizaram-se ensaios de flexão em três pontos, no Laboratório de Materialografia da Secção de Materiais e Processos Tecnológicos, Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (DEMEGI-FEUP), utilizando uma prensa TIRatest 2700/Tiratest 2705, com uma capacidade máxima de 20 N, ver Figura 3.37a.

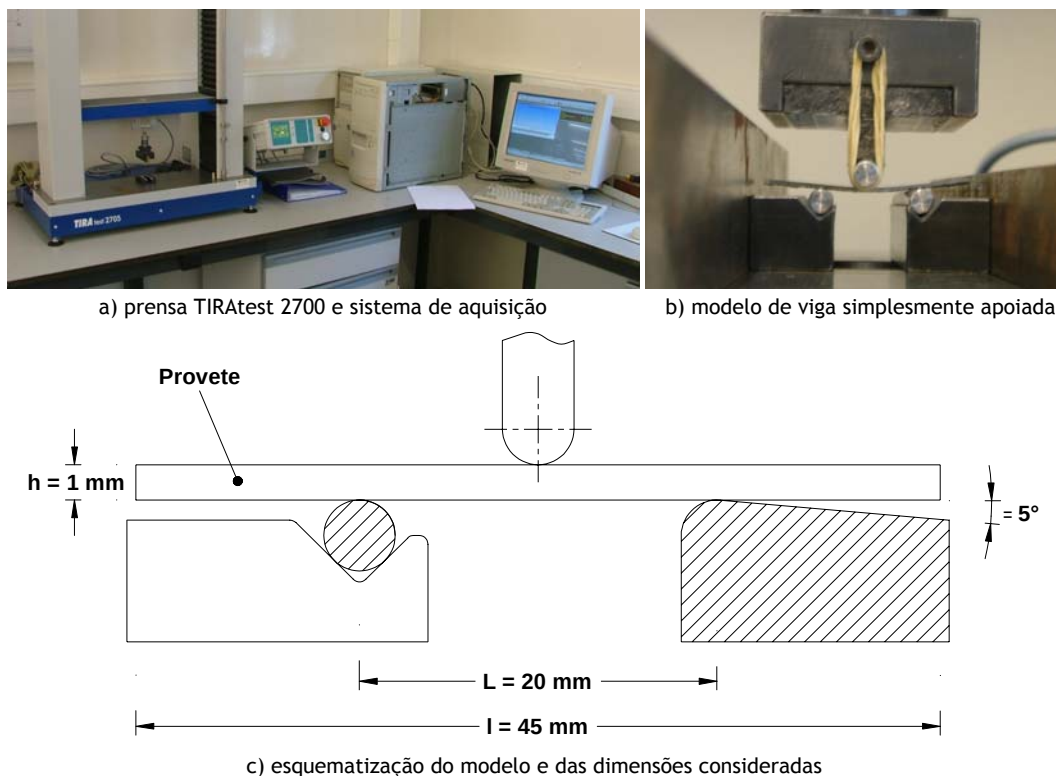


Figura 3.37 - Equipamento e modelo adoptado no ensaio de flexão de resinas/adesivos.

As normas de ensaio ASTM D 790 (2002) e ISO 178 (2001) definiram os métodos e procedimentos de ensaio adoptados nesta etapa do programa experimental. Para cada uma das séries de resina/adesivo foram ensaiados três provetes com dimensões aproximadas de $45 \times 10 \times 1 \text{ mm}^3$. Esses provetes foram flectidos segundo um modelo de viga simplesmente apoiada (Figura 3.37b), com controlo de deslocamento a uma velocidade constante de 1.0 mm/min até se atingir a ruína ou até se obter um valor limite de deformação (5% de acordo com a norma ASTM D 790 ou 1.5 vezes a espessura do provete segundo a norma ISO 178).

Um aspecto relevante no modelo de ensaio refere-se à esbelteza (relação vão-espessura) dos provetes, de modo a reduzir a deformabilidade por corte. As esbeltezas recomendadas são:

$$\begin{aligned} L/h &\geq 16 \text{ (norma ASTM D 790)} \\ L/h &= 20 \text{ (norma ISO 178)} \end{aligned} \quad (3.10)$$

em que “L” representa a distância entre os pontos de apoio (vão), “l” é o comprimento total do provete e “h” a espessura do mesmo. No presente trabalho adoptou-se um vão de 20 mm, pois a espessura média dos provetes era de 1 mm, ver Figura 3.37c.

Durante o ensaio, procedeu-se ao registo da força aplicada através de uma célula de carga, enquanto o deslocamento do provete, correspondente à secção de aplicação da carga (meio vão), foi obtido pela medição da posição do curso da travessa de aplicação da carga, com uma precisão de 0.01 mm. Esses dois parâmetros permitiram avaliar as propriedades mecânicas em flexão por aplicação da teoria da

elasticidade. As expressões preconizadas nas normas para o cálculo da tensão e da extensão são:

$$\sigma = 1.5 \times \frac{F \times L}{b \times h^2} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon = 6 \times \frac{\delta \times h}{L^2} \quad (3.12)$$

em que “F” traduz a carga aplicada, “b” a largura do provete, “δ” o deslocamento a meio vão e as restantes variáveis possuem o significado que lhes foi previamente atribuído.

A força máxima registada estava limitada ao campo de medição da célula de carga utilizada (20 N), produzindo, por isso, a conclusão do ensaio sempre que a força aplicada atingia esse valor. Por esse motivo não se registou a rotura de alguns dos provetes.

Ao todo foram ensaiados 120 provetes (4 séries de três provetes por resina/adestivo), apresentando-se, no Anexo A, os resultados e as características de cada provete, nomeadamente, as suas dimensões, a força e o deslocamento máximo registados. Com base nesses valores e através da aplicação das expressões (3.11) e (3.12) determinaram-se a tensão máxima registada à flexão e a correspondente extensão.

Na Figura 3.38, ilustram-se as curvas tensão-extensão obtidas para as resinas/adestivos onde se registaram alterações mais significativas das propriedades mecânicas avaliadas. Como se pode observar na Figura 3.38, nem todas as resinas/adestivos testados evidenciaram o mesmo comportamento.

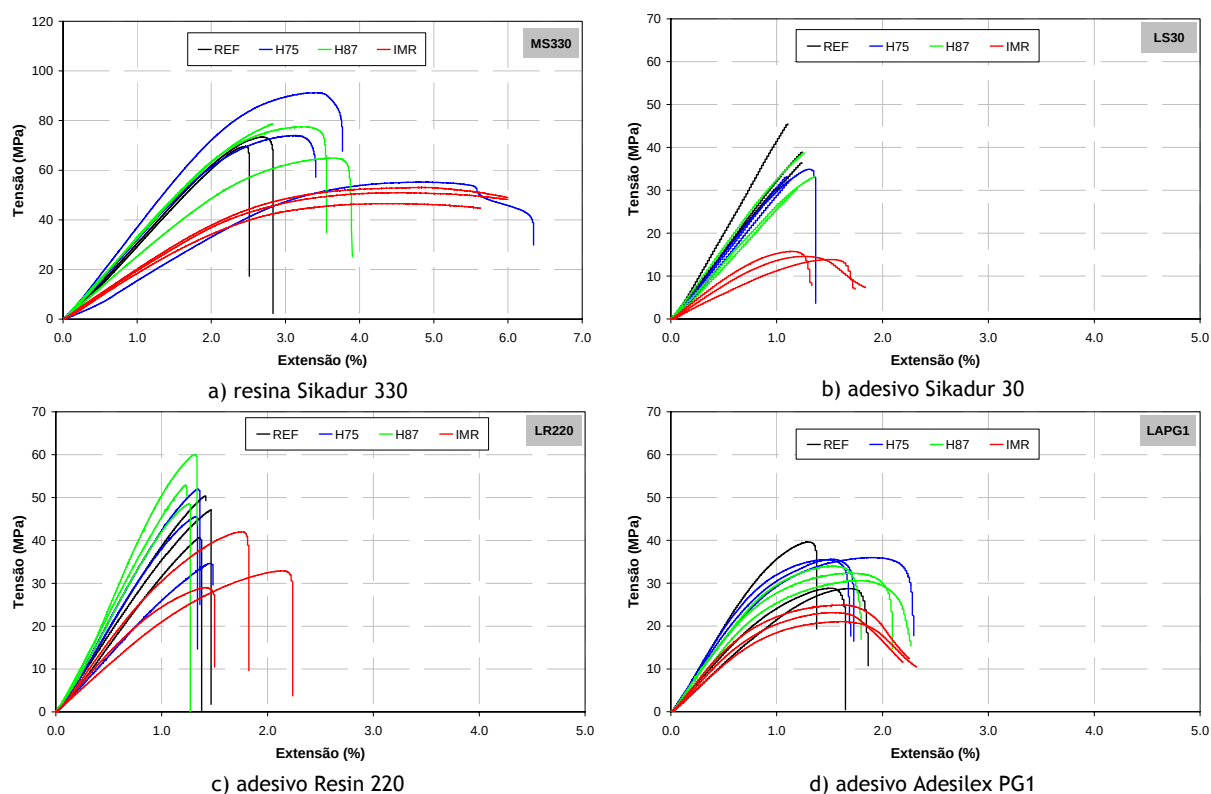


Figura 3.38 - Curvas tensão vs extensão obtidas no ensaio de flexão das diferentes séries de resinas/adestivos.

O traçado das curvas tensão-extensão de todas as séries de envelhecimento dos provetes permitiu observar com facilidade que algumas resinas/adesivos sofreram uma redução da resistência à flexão e do módulo de elasticidade e um aumento da deformação. Em seguida, far-se-á a análise isolada dos valores obtidos para cada uma dessas três propriedades. Assim, os valores médios da resistência à flexão e respectivos coeficientes de variação encontram-se resumidos no Quadro 3.22 para as quatro séries de envelhecimento de provetes. De modo a tornar mais simples a análise desses resultados, apresentam-se os mesmos valores na Figura 3.39 sob a forma de um gráfico de barras.

Quadro 3.22 - Valor médio da tensão máxima à flexão obtida do ensaio de flexão de resinas/adesivos.

Resinas e Adesivos		Tensão Máxima							
		Série REF		Série H75		Série H87		Série IMR	
		$\sigma_{fm}^{[2]}$	CV	$\sigma_{fm}^{[2]}$	CV	$\sigma_{fm}^{[2]}$	CV	$\sigma_{fm}^{[2]}$	CV
		(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
Resinas	MBrace Resin 55	83.55	2.89	62.11	5.24	73.52	20.41	66.65	19.35
	Sikadur 330	71.47 ^[3]	3.75	73.41	24.61	73.71	10.41	50.00	6.48
	Mapei Mape Wrap 21	78.00	33.71	53.36	6.47	73.65	22.49	76.87	17.89
	Mapei Mape Wrap 31	63.19	15.57	63.70	10.87	61.71	10.52	55.85	5.95
Adesivos	MBrace Resin 220	46.03	10.75	44.06	19.92	53.85	10.82	34.63	19.24
	MBrace Resin 220 ^[1]	48.33	15.94	51.74	8.03	56.79	9.71	51.56	9.15
	Sikadur 30	40.28	11.63	33.55	3.55	34.11	12.57	14.74	6.49
	Sikadur 30 ^[1]	32.94	18.84	28.39	7.24	29.83	18.94	16.38	12.43
	Mapei Adesilex PG1	32.39	19.28	35.66	0.76	32.32	5.13	23.04	8.49
	Mapei Adesilex PG2	32.37	13.46	34.39	7.88	35.05	11.95	25.22	11.72

[1] adesivo curado a 80°C; [2] média aritmética dos resultados obtidos nos três provetes; [3] média aritmética dos resultados obtidos em dois provetes.

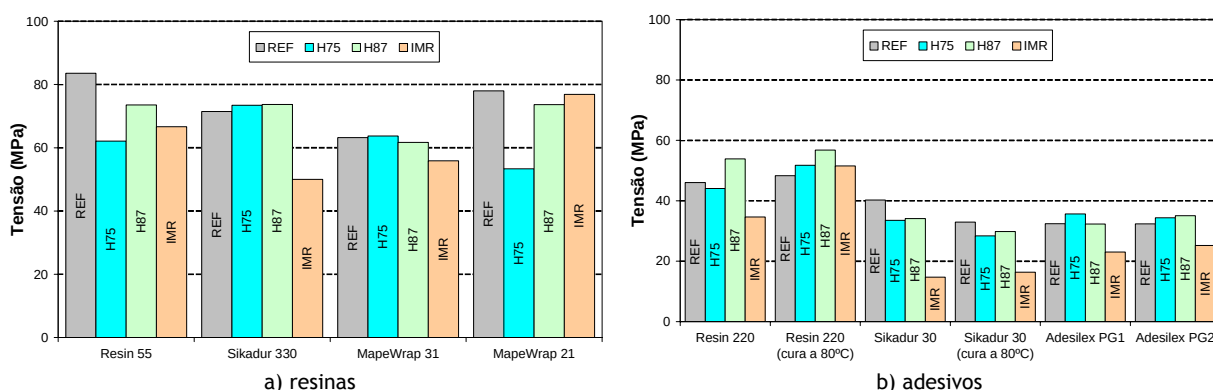


Figura 3.39 - Variação da tensão máxima à flexão nas diferentes séries de resinas/adesivos.

No caso das resinas, observou-se que a Mape Wrap 31 foi a que registou menores alterações de resistência à flexão quando exposta a diferentes condições higrotérmicas. A Sikadur 330 mostrou um decréscimo de resistência de cerca de 30% quando imersa em água. Nas outras duas resinas, os resultados foram mais difíceis de interpretar, pois a maior redução de resistência ocorreu na série H75 (humidade relativa de 75%). Como se viu anteriormente, houve uma grande proximidade nos resultados

dos ensaios de provetes das séries H75 e H87. Seria, portanto, de esperar que os ensaios de flexão confirmassem essa semelhança. Apesar disso, os resultados demonstram que os agentes higrotérmicos afectam a resistência à flexão das resinas, sendo mais preocupante quando ocorre o seu decréscimo.

No caso dos adesivos, foi notória a redução da resistência dos provetes imersos em água, registando-se valores superiores a 50% (Sikadur 30). Observou-se, ainda, que a humidade relativa do ambiente não produziu alterações significativas. Por último, refira-se que a cura a 80°C só foi eficaz no caso do adesivo Resin 220, pois nesta resina a resistência à flexão pouco variou, tendo mesmo aumentado ligeiramente quando comparada com a registada na série de referência.

De um modo geral, observou-se que a redução da resistência dos adesivos foi acompanhada de um aumento da deformação, sugerindo a sua possível plastificação. No entanto, no caso das resinas esse comportamento não foi tão evidente. Os valores médios da extensão ocorrida para a tensão máxima estão sintetizados no Quadro 3.23, ilustrando-se na Figura 3.40 o correspondente gráfico de barras.

Quadro 3.23 - Valor médio da extensão das resinas/adesivos ensaiados à flexão.

Resinas e Adesivos		Extensão							
		Série REF		Série H75		Série H87		Série IMR	
		$\varepsilon_m^{[2]}$	CV	$\varepsilon_m^{[2]}$	CV	$\varepsilon_m^{[2]}$	CV	$\varepsilon_m^{[2]}$	CV
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
Resinas	MBrace Resin 55	5.01	0.05	2.92	21.78	4.27	29.74	2.72	13.95
	Sikadur 330	2.67 ^[3]	8.48	4.06	20.69	4.97	1.15	3.43	15.93
	Mapei Mape Wrap 21	3.46	32.22	2.65	9.69	3.28	22.10	3.32	21.04
	Mapei Mape Wrap 31	3.90	33.98	2.34	23.20	4.29	25.98	3.06	18.96
Adesivos	MBrace Resin 220	1.42	3.15	1.40	5.65	1.28	3.81	1.85	19.93
	MBrace Resin 220 ^[1]	1.30	13.15	1.48	11.84	1.20	1.34	1.43	6.64
	Sikadur 30	1.20	6.49	1.20	12.48	1.27	6.75	1.64	16.42
	Sikadur 30 ^[1]	1.49	8.88	1.42	9.96	1.31	7.79	1.25	12.94
	Mapei Adesilex PG1	1.63	14.99	1.91	17.62	2.05	11.58	2.26	2.88
	Mapei Adesilex PG2	1.31	9.78	1.35	3.49	1.33	10.19	1.86	0.51

[1] adesivo curado a 80°C; [2] média aritmética dos resultados obtidos nos três provetes; [3] média aritmética dos resultados obtidos em dois provetes.

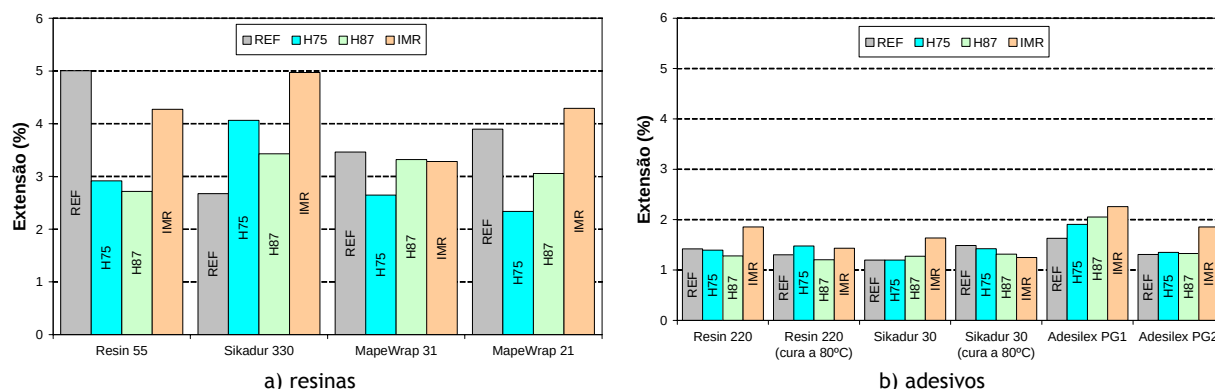


Figura 3.40 - Extensão referente à tensão máxima registada nos ensaios de flexão de resinas/adesivos.

O comportamento dos adesivos e das resinas durante os ensaios juntamente com os resultados obtidos mostram que a resistência à flexão é maior nas resinas do que nos adesivos. Por outro lado, vários provetes de resina atingiram a deformação limite de 5% o que levou à conclusão do ensaio sem que tenha ocorrido a rotura do provete, como se ilustra na Figura 3.41a. Contudo, na maioria dos adesivos observou-se a rotura dos provetes, ver Figura 3.41b.

Quanto ao módulo de elasticidade em flexão, a norma ASTM D 790 (2002) distingue duas formas de caracterização dessa propriedade. O módulo de elasticidade secante (recomendado também pela norma ISO 178) pode ser avaliado através do declive da recta definida por dois pares de pontos (F, δ) pertencentes ao troço linear da curva força-deslocamento (a norma europeia recomenda os correspondentes às deformações 0.05% e 0.25%). O módulo de elasticidade tangente, utilizado neste trabalho, obtém-se do declive duma recta que passa na origem e que é tangente ao troço linear inicial da curva tensão-deformação. No Quadro 3.24 expõem-se os valores médios do módulo de elasticidade tangente e apresenta-se na Figura 3.42 o correspondente gráfico de barras.

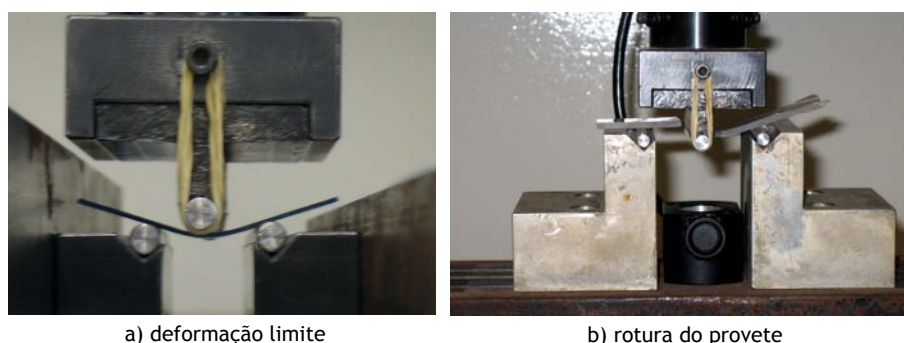


Figura 3.41 - Modos de ruína dos provetes de resinas/adesivos nos ensaios de flexão.

Quadro 3.24 - Valor médio do módulo de elasticidade das resinas/adesivos obtido nos ensaios de flexão.

Resinas e Adesivos		Módulo de Elasticidade							
		Série REF		Série H75		Série H87		Série IMR	
		$E_{fm}^{[2]}$	CV	$E_{fm}^{[2]}$	CV	$E_{fm}^{[2]}$	CV	$E_{fm}^{[2]}$	CV
		(GPa)	(%)	(GPa)	(%)	(GPa)	(%)	(GPa)	(%)
Resinas	MBrace Resin 55	2.50	8.12	2.28	22.08	2.08	15.40	2.82	7.54
	Sikadur 330	3.28 ^[3]	0.85	3.02	35.21	2.01	5.60	3.08	16.24
	Mapei Mape Wrap 21	2.29	4.17	2.54	3.80	2.02	13.09	2.14	21.07
	Mapei Mape Wrap 31	2.74	30.52	2.45	26.15	2.44	12.53	2.50	16.14
Adesivos	MBrace Resin 220	3.74	9.56	3.83	25.96	4.71	4.57	2.89	22.90
	MBrace Resin 220 ^[1]	4.02	29.62	3.79	10.67	5.19	7.11	4.64	12.01
	Sikadur 30	3.61	16.68	3.21	3.87	2.94	14.65	1.58	21.76
	Sikadur 30 ^[1]	2.96	19.73	2.41	9.22	2.67	19.19	1.90	25.36
	Mapei Adesilex PG1	3.05	31.05	3.82	11.76	3.36	8.74	2.76	13.40
	Mapei Adesilex PG2	3.41	12.71	4.13	10.03	4.10	21.02	2.73	15.48

[1] adesivo curado a 80°C; [2] média aritmética dos resultados obtidos nos três provetes; [3] média aritmética dos resultados obtidos em dois provetes.

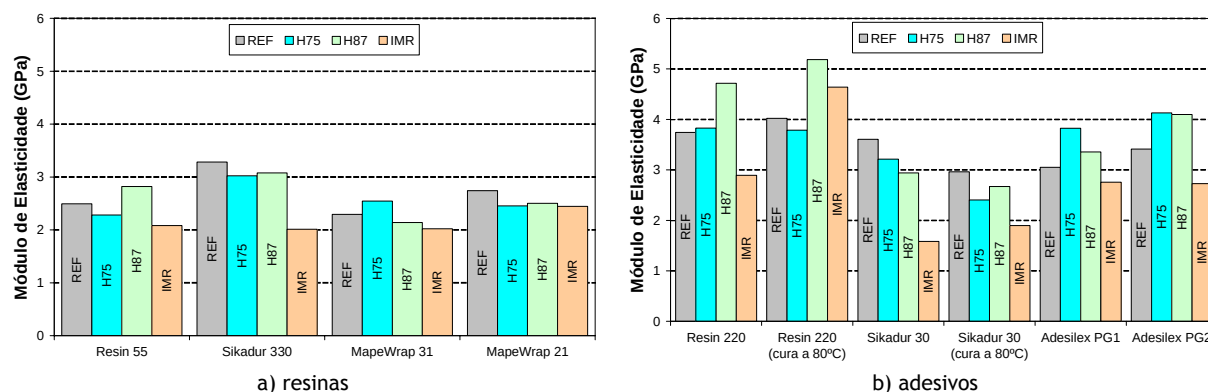


Figura 3.42 - Módulo de elasticidade de resinas/adesivos obtida nos ensaios de flexão.

A análise destes resultados permitiu constatar uma redução no módulo de elasticidade das resinas/adesivos imersos em água, com a exceção da Resin 220 curada a 80°C. Verificou-se em alguns adesivos das séries H75 e H87 um acréscimo no valor do módulo de elasticidade relativamente ao registado na série REF, sugerindo que o efeito do aumento de temperatura (aumento da densidade das ligações cruzadas na estrutura reticular das resinas/adesivos devido à pós-cura) se sobrepôs ao efeito do aumento da humidade relativa no interior dos recipientes (plastificação, degradação micromecânica e formação de microfissuras).

3.5.5 - Análise dos resultados

Os resultados experimentais obtidos foram analisados com o intuito de quantificar as principais alterações registadas nas resinas/adesivos epoxídicos em consequência da sua exposição à humidade e à temperatura. Por sua vez, procurou-se comparar os resultados conseguidos com a realização deste estudo com os provenientes de trabalhos de outros investigadores, de modo a identificar comportamentos idênticos e a distinguir possíveis divergências de comportamento.

i) Absorção de água

Os primeiros parâmetros analisados foram a massa de água de saturação, " M_e ", registada nos polímeros estudados e os correspondentes valores de difusividade, " D_z ".

Na Figura 3.43, é possível comparar as curvas de absorção (experimentais e teóricas) de todas as resinas e adesivos testados. A massa de água de saturação obtida para as duas séries H75 e H87 foi aproximadamente idêntica, tendo-se verificado uma ligeira redução em algumas das resinas/adesivos, possivelmente motivado pela aproximação da humidade relativa no interior desses dois recipientes.

Analisando as resinas/adesivos curados à temperatura ambiente, excluindo os produtos Sikadur 330 e Sikadur 30, observou-se que as resinas absorveram maior quantidade de água do que os adesivos (1.5% contra 0.5%) quando expostos a humidades relativas no ambiente de 75% a 87%. Nessas condições de exposição, a menor percentagem de massa de água absorvida foi registada nos produtos da Sika

enquanto nos adesivos curados a uma temperatura mais elevada (80°C) se constatarem acréscimos de 37% (Resin 220) e de 108% (Sikadur 30) na massa de água de saturação. Porém, nestes adesivos, a massa de água de saturação foi de 0.7%, cerca de metade da observada nas resinas.

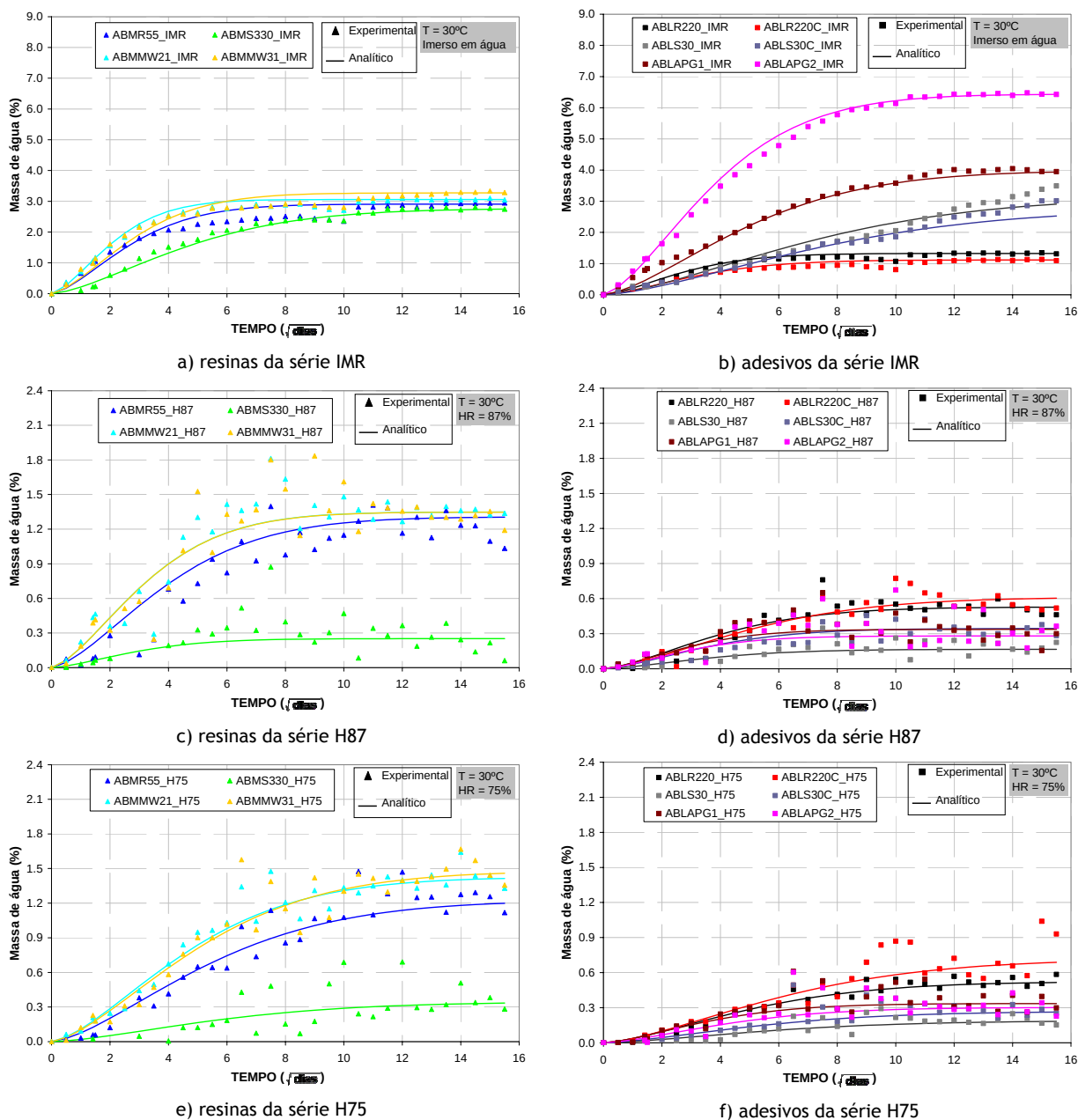


Figura 3.43 - Curvas de absorção teóricas e experimentais das resinas/adesivos testados.

Como já se referiu, anteriormente, a massa de água de saturação dos provetes imersos em água foi superior à dos provetes expostos à humidade relativa do ambiente. Esse comportamento era previsível. O surpreendente foi que em alguns dos adesivos esse acréscimo foi significativo (dez a doze vezes superior). Valores de massa de água de saturação de 3% foram registados nas resinas e em alguns adesivos (Sikadur 30 curado à temperatura ambiente) com a sua imersão em água com 30°C de

temperatura. Nos adesivos curados a 80°C, observaram-se reduções da “ M_e ” de 16% no adesivo Resin 220 e de 12% no Sikadur 30. Por fim, os valores de absorção de água mais elevados foram observados nos adesivos da Mapei (4% no Adesilex PG1 e 6.4% no Adesilex PG2). Deve, ainda, salientar-se que não foi alcançada a massa de água de saturação no adesivo Sikadur 30 (com diferentes condições de cura) e que a presença de fissuras nos provetes da série IMR (curados à temperatura ambiente) pode ter contribuído para o progressivo acréscimo de água absorvida.

Na pesquisa bibliográfica efectuada, constatou-se a existência de um grande número de publicações sobre a análise da absorção de água em compósitos de CFRP (sobretudo laminados) e em resinas epoxídicas utilizadas, frequentemente, como matriz na produção de laminados de CFRP. No entanto, é muito escassa a referência a estudos análogos, mas conduzidos sobre resinas de saturação (utilizadas nos sistemas de CFRP do tipo manta) ou sobre adesivos adoptados na colagem de laminados de CFRP. A massa de água de saturação, “ M_e ”, em laminados de CFRP varia, normalmente, desde 1% a 2.5% quando expostos à temperatura ambiente e a uma humidade relativa de 100% [ASM Handbook, 2001; Kelly et al., 2000]. Figione et al. (2001) num estudo realizado sobre duas resinas epoxídicas (Sikadur 50 e Sikadur 32), curadas à temperatura ambiente, registaram, respectivamente, massas de água de saturação de 1.56% e de 0.97%, quando imersas em água durante 19 semanas (não refere a temperatura da água). Por seu turno, Wu et al. (2004) registou uma massa de água de saturação de 1.5%, aproximadamente, em provetes de Sikadur 30 (curados à temperatura ambiente) imersos em água com 45°C de temperatura, durante três meses. Este valor é inferior ao registado no presente trabalho (2% ao final de três meses), apesar da menor temperatura da água (30°C). Naturalmente, a comparação directa de valores não será muito rigorosa devido a prováveis diferenças na preparação dos provetes (condições e grau de cura, a quantidade de vazios do material, a estrutura química do polímero e o estado do material).

Na aferição dos valores da difusividade “ D_z ”, adoptaram-se duas metodologias (ASTM e ISO), tendo-se observado algumas divergências de valores. No entanto, verificou-se que os valores de difusividade aferidos segundo a norma EN ISO 62 (1999) permitiram a obtenção de curvas de absorção teóricas que melhor se ajustaram aos dados experimentais.

Os valores de difusividade obtidos para a mesma resina/adesivo nas diversas séries de envelhecimento apresentam uma dispersão sem nenhuma tendência predominante em relação à humidade relativa da série. Se o valor da difusividade de algumas resinas/adesivos aumentou com a humidade (menor na série H75 e maior na série IMR), noutras o valor mais elevado foi registado na série H87.

Como a difusão de água numa resina/adesivo é uma característica sensível à temperatura (fenómeno termicamente activado), é difícil estabelecer comparações entre os valores de difusividade obtidos e os referenciados na bibliografia técnica [Kelly et al., 2000]. Todavia, será pertinente referir que Weitsman [Kelly et al., 2000] indica que os compósitos de CFRP apresentam valores de difusividade da ordem de $1 \times 10^{-7} \text{ mm}^2/\text{s}$, à temperatura ambiente. Por sua vez, uma resina utilizada frequentemente

como matriz em sistemas compósitos unidireccionais possui uma difusividade que pode variar de 64.5×10^{-7} a 64.5×10^{-9} mm²/s [ASM Handbook, 2001]. No presente trabalho, obtiveram-se valores com uma ordem de grandeza de 10^{-8} mm²/s para as resinas/adesivos.

ii) Efeitos da temperatura e da absorção de água

Os resultados dos ensaios de DSC, de DMTA e de flexão possibilitaram a avaliação dos efeitos do envelhecimento higrotérmico das resinas/adesivos (efeitos da absorção de água e da temperatura nas propriedades físicas e mecânicas). Como já se referiu, os mecanismos de envelhecimento podem ser físicos e/ou químicos.

O envelhecimento físico ocorre sempre que a resina/adesivo está exposta a ambientes com uma temperatura inferior à “T_g”. Os efeitos desse envelhecimento são, frequentemente, um aumento do módulo de elasticidade e da resistência e uma diminuição da extensão máxima. Durante essa exposição podem, ainda, ocorrer reacções de pós-cura na resina/adesivo se a temperatura ambiente for superior à temperatura de cura, resultando um acréscimo da “T_g” [Kelly et al., 2000; Figione et al., 2001; ASM Handbook, 2001]. Por sua vez, a água provoca alterações das propriedades devido à plastificação da resina/adesivo [Pimenta, 1992]. Normalmente, essa plastificação é acompanhada por uma diminuição da temperatura de transição vítrea, “T_g”, devido à diminuição da reticulação da resina/adesivo [Correia, 1993]. As alterações nas propriedades mecânicas são, essencialmente, a diminuição do módulo de elasticidade e da resistência do polímero [Kelly et al., 2000; Figione et al., 2001; ASM Handbook, 2001]. Enns e Gillham [Pimenta, 1992] estudaram o efeito do grau de cura na absorção de água e concluíram que a absorção de água à temperatura ambiente era tanto maior quanto maior o grau de cura. Com o aumento do grau de cura existia aumento da “T_g” e um aumento de volume específico, resultando uma resina com maior volume livre e maior propensão para absorção da água à temperatura ambiente.

O envelhecimento químico de resinas/adesivos pode ocorrer por exposição a elevadas temperaturas e pela presença da humidade. A humidade pode, também, degradar a resina/adesivo de modo irreversível por processos químicos de hidrólise (divisão de uma molécula por acção da água) e/ou de lixiviação (dissolução de constituintes na água) [CERF, 2001]. Uma técnica usada na análise do envelhecimento químico é a espectroscopia de infravermelhos por transformada de Fourier (FTIR), utilizada no estudo da composição e da estrutura molecular de polímeros e de compósitos de matriz polimérica [Morais, 1998]. A identificação de grupos funcionais da estrutura molecular do polímero, antes e depois deste ter absorvido água, permite avaliar as alterações químicas. A técnica FTIR não foi aplicada no presente trabalho. Em alternativa, efectuou-se a secagem dos provetes da série IMR (imersos em água) à temperatura ambiente. Se a massa final dos provetes fosse inferior à massa

inicial, poder-se-ia concluir que havia ocorrido degradação química do polímero, não sabendo se por hidrólise e/ou por lixiviação.

Neste preâmbulo, reuniram-se algumas das explicações sobre os mecanismos de envelhecimento higrotérmico de polímeros que podem contribuir para a discussão dos resultados. Para tal, procurou-se identificar as alterações na temperatura de transição vítrea “ T_g ”, na resistência, na extensão máxima e no módulo de elasticidade à flexão das resinas/adesivos saturados. No Quadro 3.25 resumem-se as variações de “ T_g ” (aferidas por DMTA e DSC) observadas nas séries de envelhecimento de provetes (H75, H87 e IMR) relativamente à série de referência (REF).

Quadro 3.25 - Variação da temperatura de transição vítrea de resinas/adesivos por envelhecimento higrotérmico.

Resinas / Adesivos		DMTA				DSC			
		$T_g^{[2]}$ (°C)	ΔT_g (%)			$T_g^{[3]}$ (°C)	ΔT_g (%)		
			Séries				Séries		
REF	H75	H87	IMR	REF	H75	H87	IMR		
Resinas	MBrace Resin 55	60.73	8.4	7.7	0.2	51.29	14.0	14.9	4.2
	Sikadur 330	52.90	7.3	3.0	-14.1	47.28	3.7	7.7	-3.2
	Mapei Mape Wrap 21	53.99	18.2	15.1	4.2	48.54	17.2	17.2	-3.1
	Mapei Mape Wrap 31	53.07	23.4	15.8	5.1	50.51	14.3	15.1	3.5
Adesivos	MBrace Resin 220	54.16 ^[4]	8.6	13.8	-1.8	50.68	4.9	5.8	-0.1
	MBrace Resin 220 ^[1]	66.90	4.6	2.2	-4.4	53.83	11.6	12.8	7.0
	Sikadur 30	53.07 ^[4]	2.6	0.0	-22.1	44.59	8.4	12.9	10.2
	Sikadur 30 ^[1]	58.60	-0.9	-3.2	-15.0	50.10	4.6	0.4	-10.6
	Mapei Adesilex PG1	42.09 ^[4]	3.1	1.6	3.5	40.47	-	-	18.0
	Mapei Adesilex PG2	44.64	9.0	0.6	23.0	42.66	-	-	3.5

[1] adesivo curado a 80°C; [2] Valor médio determinado a partir dos resultados obtidos admitindo a temperatura correspondente ao valor máximo do factor de perda ($\tan\delta$) - consultar Anexo A; [3] Valor médio determinado com base nos resultados obtidos por aplicação do critério preconizado na norma ISO 11357-2 (1999) e expostos no Anexo A; [4] Valor médio de dois provetes.

Comparando os valores de “ ΔT_g ” obtidos nos ensaios de DMTA e de DSC constatou-se que, nas séries H75 e H87, a tendência foi o aumento da temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos. Esse aumento foi maior nas resinas do que nos adesivos e foi praticamente insignificante nos adesivos curados a 80°C. Relativamente aos provetes da série IMR as variações registadas na “ T_g ” aferida por DMTA foram em alguns casos contrárias às avaliadas por DSC. Como a presença de água nos provetes dificulta a determinação do “ T_g ” no ensaio de DSC, consideraram-se mais fiáveis os valores obtidos no DMTA. Atendendo apenas a estes resultados, tudo indica que ocorreram reacções de pós-cura nas resinas/adesivos (curados à temperatura ambiente) das séries H75 e H87. As variações registadas no Sikadur 330 e no Sikadur 30 (diferentes condições de cura) da série IMR sugerem a sua plastificação, não se tendo observado “ ΔT_g ” significativos nas restantes resinas/adesivos, exceptuando-se o adesivo Adesilex PG2. Neste adesivo, o aumento do “ T_g ” foi inesperado, sendo possível que este

comportamento esteja relacionado com a absorção de água, pois neste adesivo registou-se a maior massa de água de saturação.

No Quadro 3.26, listam-se as variações na resistência, na extensão máxima e no módulo de elasticidade à flexão observadas nas séries de envelhecimento de provetes (H75, H87 e IMR) relativamente à série de referência (REF).

Quadro 3.26 - Variação das propriedades mecânicas das resinas/adesivos por envelhecimento higrotérmico.

Resinas e Adesivos		$\sigma_{fm}^{[2]}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fm}$ (%)				$\varepsilon_m^{[2]}$ (%)	$\Delta\varepsilon_m$ (%)				$E_{fm}^{[2]}$ (GPa)	ΔE_{fm} (%)			
		Séries				Séries				Séries						
		REF	H75	H87	IMR	REF	H75	H87	IMR	REF	H75	H87	IMR			
Resinas	MBrace Resin 55	83.55	-25.7	-12.0	-20.2	5.01	-41.7	-14.8	-45.7	2.50	-8.8	-16.8	12.8			
	Sikadur 330	71.47 ^[3]	2.7	3.1	-30.0	2.67 ^[3]	52.1	86.1	28.5	3.28 ^[3]	-7.9	-38.7	-6.1			
	Mapei Mape Wrap 21	78.00	-31.6	-5.6	-1.4	3.46	-23.4	-5.2	-4.0	2.29	10.9	-11.8	-6.6			
	Mapei Mape Wrap 31	63.19	0.8	-2.3	-11.6	3.90	-40.0	10.0	-21.5	2.74	-10.6	-10.9	-8.8			
Adesivos	MBrace Resin 220	46.03	-4.3	17.0	-24.8	1.42	-1.4	-9.9	30.3	3.74	2.4	25.9	-22.7			
	MBrace Resin 220 ^[1]	48.33	7.1	17.5	6.7	1.30	13.8	-7.7	10.0	4.02	-5.7	29.1	15.4			
	Sikadur 30	40.28	-16.7	-15.3	-63.4	1.20	0.0	5.8	36.7	3.61	-11.1	-18.6	-56.2			
	Sikadur 30 ^[1]	32.94	-13.8	-9.4	-50.3	1.49	-4.7	-12.1	-16.1	2.96	-18.6	-9.8	-35.8			
	Mapei Adesilex PG1	32.39	10.1	-0.2	-28.9	1.63	17.2	25.8	38.7	3.05	25.2	10.2	-9.5			
	Mapei Adesilex PG2	32.37	6.2	8.3	-22.1	1.31	3.1	1.5	42.0	3.41	21.1	20.2	-19.9			

[1] adesivo curado a 80°C; [2] média aritmética dos resultados obtidos nos três provetes; [3] média aritmética dos resultados obtidos em dois provetes.

A dispersão verificada nos resultados dos ensaios de flexão das resinas/adesivos das séries H75 e H87 não contribuiu para uma clara identificação dos mecanismos de envelhecimento que possam ter ocorrido. Nas resinas Resin 55 e Mape Wrap 21, registaram-se decréscimos na resistência, na extensão máxima e no módulo de elasticidade, apesar do acréscimo da temperatura de transição vítrea. Nas restantes resinas a variação da resistência foi desprezável, mas observaram-se variações significativas na deformação e no módulo de elasticidade. As possíveis reacções de pós-cura, que anteriormente pareciam ser evidentes, podem ter acontecido juntamente com a plastificação do polímero, produzindo estas alterações nas suas propriedades mecânicas. Deve salientar-se, contudo, que as condições ambientais das séries H75 e H87 provocaram em algumas resinas reduções de 32% na sua resistência e de 42% na sua deformação máxima. Apenas na resina Sikadur 330 se registou um aumento da deformação e um decréscimo do módulo de elasticidade. Os adesivos das séries H75 e H87 curados à temperatura ambiente exibiram acréscimos de resistência de 17% (Resin 220) e reduções de resistência de 17% (Sikadur 30). Nesses produtos a variação de deformação foi praticamente inexistente, apesar da variação no módulo de elasticidade (aumento de 26% na Resin 220 e decréscimo de 19% na Sikadur 30). Quanto aos adesivos da Mapei (Adesilex PG1 e PG2), observaram-se acréscimos pouco significativos de resistência, mais evidentes no módulo de elasticidade e na deformação máxima. Os efeitos da

humidade e da temperatura (séries H75 e H87) nos dois adesivos curados a 80°C (Resin 220 e Sikadur 30) provocaram alterações inversas nas propriedades mecânicas. No Sikadur 30 registaram-se decréscimos na resistência, na deformação e no módulo de elasticidade, enquanto no Resin 220 notaram-se acréscimos nos valores dessas propriedades.

Conclui-se, portanto, que o envelhecimento higrotérmico provocado nas séries H75 e H87 não foi idêntico para cada resina e adesivo estudado, provavelmente devido a diferenças no grau de cura, na estrutura molecular (reticulação - densidade de ligações) e na massa de água de saturação registada em cada uma.

Relativamente à série IMR (imersão em água), a maioria das resinas/adesivos exibiu uma menor resistência (registaram-se reduções superiores a 50%), um menor módulo de elasticidade (com reduções que variaram de 6% a 56%) e uma maior deformação na rotura (acrécimos de 10% a 47%). Estas alterações nas propriedades mecânicas demonstraram a plastificação da resina/adesivo. Por sua vez, no adesivo Resin 220 (curado a 80°C) registaram-se ligeiros acréscimos nos valores dessas propriedades.

Relativamente à identificação da ocorrência de envelhecimento químico, referiu-se na secção 3.5.3 que na resina Sikadur 330 e nos adesivos Adesilex PG1 e PG2 da série IMR ocorreram perdas de massa dos provetes, relativamente à massa inicial " M_0 ", indiciando uma degradação da resina/adesivo por processos químicos de hidrólise e/ou de lixiviação.

Por fim, Weitsman [Kelly et al., 2000] informa que a humidade pode provocar, normalmente, degradações de 25% a 80% na resistência dos materiais epoxídicos e reduções de 50% a 80% na resistência transversal de compósitos unidireccionais de FRP.

3.6 - Interface betão-compósito

Como se percebe facilmente, a eficácia da técnica de reforço de estruturas de betão por colagem exterior de sistemas de CFRP depende, fundamentalmente, do comportamento da ligação betão-compósito. No caso das aplicações correntes de reforço à flexão de lajes e de vigas em betão armado tem-se observado, frequentemente, que o modo de ruína se dá pelo substrato de betão (por ser o elemento mais fraco da ligação). Contudo, a ruína pode ocorrer ao longo da interface betão-adesivo devido a prolongada exposição a ambientes húmidos [Holloway et al., 1999].

Paralelamente ao estudo do comportamento higrotérmico das resinas/adesivos, foi desenvolvido um outro com vista a avaliação dos efeitos dos agentes higrotérmicos (humidade e temperatura) no comportamento da interface betão-compósito. A análise desse comportamento constituiu a Fase 3 de ensaios do programa experimental definido. Numa primeira parte deste estudo, avaliou-se o efeito da temperatura e da humidade na aderência de três sistemas comerciais de CFRP ao betão através da realização de ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull off*). Numa segunda etapa do estudo,

aferiu-se a aderência betão-compósito por meio de ensaios de aderência em flexão. Nas secções seguintes far-se-ão a descrição e apresentação dos resultados destes dois tipos de ensaios de aderência.

3.6.1 - Ensaio de “Pull-off”

Como se referiu na secção 3.3.2, esta fase do programa experimental, desenvolvida no LABEST - Laboratório de Estruturas (FEUP), consistiu na realização de ensaios de “Pull off” sobre diferentes sistemas de CFRP (dois do tipo manta e um do tipo laminado) que haviam sido aplicados previamente a vários prismas de betão e submetidos a diferentes condições ambientais (variações de temperatura e humidade). Em seguida, far-se-á a exposição das várias etapas que compõem esta campanha de ensaios, nomeadamente a caracterização dos materiais e provetes, a caracterização das condições ambientais, os procedimentos do ensaio de “Pull off” e a apresentação dos resultados.

i) Caracterização dos materiais e provetes

Os provetes usados para o presente programa experimental foram realizados com betão da classe C35/45 cuja caracterização da amassadura está descrita na tese de Dimande (2003) (Amassadura B). A resistência média do betão à compressão, “ f_{cm} ”, foi de 42.0 MPa (aos 28 dias de idade), enquanto a sua resistência média à tracção, “ f_{ctm} ”, na mesma idade, foi de 3.3 MPa. A resistência média à tracção do betão foi, em seguida, estimada para a data de realização dos ensaios (1910 dias), por aplicação das expressões do Eurocódigo 2 (2004). O valor obtido foi de 3.8 MPa.

Os sistemas compósitos usados neste estudo foram o Sika Wrap HEX 230 C e o MBrace Manta CF 120, do tipo manta e o Sika CarboDur 512, do tipo laminado. A descrição das características destes materiais não será efectuada por não serem necessárias para o estudo, podendo ser consultadas nas respectivas fichas técnicas [Bettor, 2003; Sika, 2002-c].

Os sistemas CFRP foram colados nas faces de prismas de betão de dimensão $0.15 \times 0.15 \times 0.55 \text{ m}^3$, de acordo com os procedimentos estabelecidos para este tipo de materiais. Na preparação do substrato, após esmerilagem da superfície do betão, aplicou-se um primário epoxídico (apenas para os sistemas curados “*in-situ*”).

Para cada sistema comercial, foram preparados dois prismas, tendo-se colado em cada provete, duas faixas de CFRP com $0.35 \times 0.05 \text{ m}^2$, em faces opostas do provete. Para além destes seis prismas, considerou-se um outro (de referência) onde se aplicaram três faixas de CFRP com as mesmas dimensões (uma por sistema), conforme se mostra na Figura 3.44. No total prepararam-se 7 prismas de betão.

ii) Caracterização das condições ambientais

Atendendo aos objectivos deste estudo (avaliar os efeitos da temperatura e da humidade no desempenho da ligação betão-compósito) foram definidas três condições ambientais caracterizadas por diferentes valores de temperatura e de humidade relativa:

- Condição 1 - temperatura de 20°C e humidade relativa de 50% (constantes).
- Condição 2 - temperatura de 20°C e humidade relativa de 100% (constantes).
- Condição 3 - ciclos de temperatura (entre 0°C e 20°C e entre 20°C e 40°C) e ciclos de humidade relativa (entre 60% e 100%).

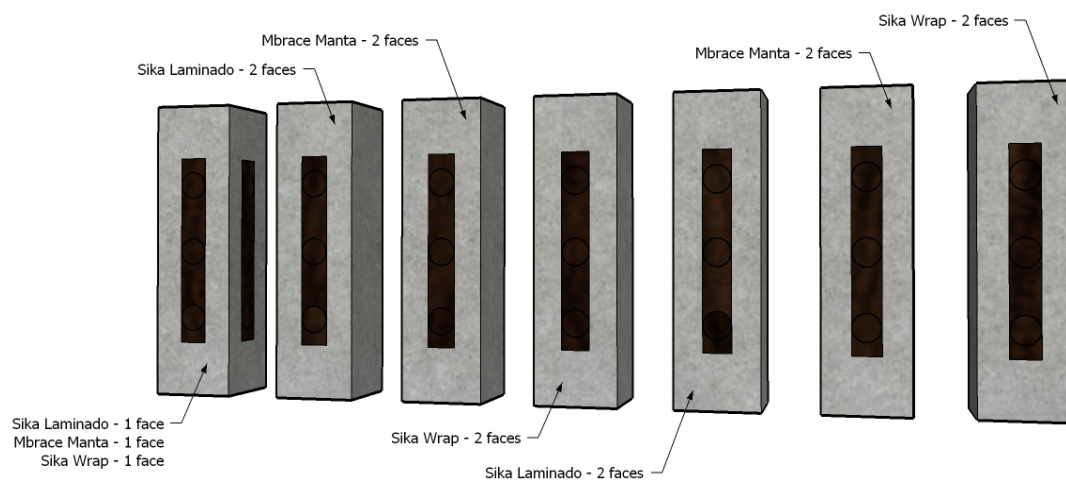


Figura 3.44 - Aspecto geral dos provetes utilizados nos ensaios de “Pull off” [Cardoso et al., 2007].

Através da conjugação alternada destas condições ambientais, obtiveram-se 3 programas de degradação ambiental designados por série R (*Ambiente de Referência*), série M (*Ambiente Moderado*) e série A (*Ambiente Acelerado*). Os prismas de betão foram, então, submetidos aos três programas de degradação ambiental.

O prisma de referência (com 3 sistemas de CFRP aplicados) foi sujeito às condições do *Ambiente de Referência* (série R) durante 635 dias. Este ambiente é caracterizado pela primeira condição ambiental (temperatura de 20°C e humidade relativa de 50%). O *Ambiente Moderado* (série M) é caracterizado pela combinação das condições ambientais 1 e 2. Assim, 3 prismas (cada provete com um tipo diferente de sistema CFRP - 2 faixas) foram colocados juntamente com o prisma da série R numa sala temperada, por um período inicial de 283 dias. Após esse período, os 3 prismas foram colocados numa câmara de hidratação, em condições de humidade relativa elevada ($\approx 100\%$) durante 352 dias.

Os restantes 3 prismas, idênticos aos expostos ao *Ambiente Moderado*, foram submetidos às 3 condições ambientais. Durante 63 dias, os provetes foram colocados na sala temperada (condição ambiental 1), passando de seguida para a câmara de climatização onde estiveram sujeitos a diferentes ciclos de variação da temperatura e da humidade relativa (condição ambiental 3), por quatro períodos de 15 dias. Posteriormente, voltaram a ser colocados na sala temperada durante 56 dias (condição

ambiental 1) e, por fim, passaram para a câmara de hidratação por um período de 456 dias (condição ambiental 2), cumprindo assim o programa definido para o *Ambiente Acelerado* (série A). A distribuição dos sete prismas e respectivas juntas de CFRP pelos diferentes programas de degradação está sintetizada no Quadro 3.27.

Quadro 3.27 - Caracterização dos provetes e do programa de degradação ambiental.

Série	Condição Ambiental	Duração (dias)	Provete	Sistemas de CFRP	Juntas de CFRP
R	Condição 1 T = 20 °C / HR = 50%	635	Prisma R	Sika CarboDur S512	R SL 1
				MBrace Manta CF120	R BM 2
				Sika Wrap Hex-230 C	R SW 3
M	Condição 1 T = 20 °C / HR = 50%	283	Prisma M1	Sika CarboDur S512	M SL 1 e M SL 2
			Prisma M2	MBrace Manta CF120	M BM 1 e M BM 2
	Condição 2 T = 20 °C / HR = 100%	352	Prisma M3	Sika Wrap Hex-230 C	M SW 1 e M SW 2
A	Condição 1 T = 20 °C / HR = 50%	63	Prisma A1	Sika CarboDur S512	A SL 1 e M SL 2
	Condição 3 $\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$ a 40°C e HR = 30%	15			
	Condição 3 $\Delta T = 0^{\circ}\text{C}$ a 20°C e HR = 50%	15			
	Condição 3 $\Delta HR = 60\%$ a 100% e T = 40°C	15	Prisma A2	MBrace Manta CF120	A BM 1 e A BM 2
	Condição 3 $\Delta HR = 60\%$ a 100% e T = 20°C	15	Prisma A3	Sika Wrap Hex-230 C	A SW 1 e A SW 2
	Condição 1 T = 20 °C / HR = 50%	56			
	Condição 2 T = 20 °C / HR = 100%	456			

iii) Descrição do ensaio de “Pull off”

A determinação do valor da aderência pode ser efectuada através de ensaios em laboratório e ensaios “*in situ*”. Destes últimos, o mais utilizado é o teste denominado por “*Pull off*” (ensaio de arrancamento por tracção directa) que permite a caracterização da tensão de tracção superficial do betão, útil para a avaliação do valor máximo da tensão de aderência da ligação entre os materiais. Este ensaio consiste na medição da força de tracção necessária ao arrancamento de pastilhas metálicas previamente coladas à junta betão-compósito. A tensão de aderência ao betão no ensaio de “*Pull off*” é aceitável para valores médios de tensão de tracção, “ $f_{ctm,p}$ ”, iguais ou superiores a 1.5 MPa segundo a FIB [Bulletin 14, 2001] e o ACI [ACI 440, 2002], desde que a ruína ocorra pelo betão, caso contrário, não é conveniente o reforço exterior com a técnica de colagem.

A resistência da ligação betão-compósito foi avaliada através da realização de ensaios de “Pull off”, com recurso ao equipamento Dyna “Pull off” Tester Z16 que regista a tensão necessária ao arrancamento de pastilhas metálicas com diâmetros de 50 mm. Estes ensaios foram executados segundo as especificações LNEC FE-Pa36 (1986) e prEN 1542 (1998).

Os modos de ruína possíveis de ocorrerem são de quatro tipos [Juvandes, 1999]:

- Tipo 1 - destacamento integral pelo substrato de betão.
- Tipo 2 - rotura parcial pelo substrato de betão e descolagem na interface adesivo-betão;
- Tipo 3 - destacamento pela interface de ligação dos materiais.
- Tipo 4 - conjugação dos três primeiros tipos.

Em cada faixa de CFRP, foram coladas com adesivo Sikadur 31 [Sika, 2002-c] três pastilhas metálicas com diâmetros de 50 mm (num total de 45 pastilhas). Como as faixas de CFRP se localizavam em faixas opostas dos prismas de betão, a colagem de pastilhas decorreu em duas etapas. Durante um dia aplicaram-se todas as pastilhas numa das faces dos prismas e no dia seguinte conclui-se a colagem das restantes pastilhas. No final de cada uma destas etapas, os prismas retornaram às respectivas condições ambientais. Os ensaios de arrancamento foram executados uma semana após a colagem das pastilhas. A avaliação da tensão de tracção superficial do betão foi também avaliada, tendo-se colado uma pastilha em cada um dos prismas das séries M e A (num total de 6 pastilhas).

iv) Apresentação dos resultados

Na publicação de Cardoso et al. (2007) apresenta-se, de forma mais detalhada, todos os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento realizados nos sete provetes das três séries.

No Quadro 3.28, apresenta-se, para cada junta de CFRP, o valor médio da tensão de tracção por arrancamento “ $f_{ctm,p}$ ”, assim como os modos de ruína observados (classificados de acordo com a descrição anterior) e a gama de variação das profundidades de rotura na camada superficial de betão.

De um modo geral, as tensões de aderência obtidas nos diferentes sistemas de CFRP distribuídos pela três séries de provetes foram satisfatórias face às condições ambientais a que estiveram sujeitas (> 3.55 MPa), evidenciando, maioritariamente, um modo de ruína aceitável (destacamento integral pelo substrato de betão), como se ilustra na Figura 3.45.

Como é sabido, o betão apresenta alguma heterogeneidade devido à sua constituição, condicionando os resultados das diversas técnicas de ensaio que incidem sobre uma zona muito localizada do material, como é o caso do ensaio de “Pull off”. É, portanto, natural que os valores de tensão obtidos por arrancamento de diversas pastilhas aplicadas na mesma superfície de betão apresentem alguma dispersão. Mais natural será a existência dessa dispersão quando se realizam os ensaios em diferentes superfícies de diversos provetes da mesma amassadura de betão, como se constatou nos ensaios realizados directamente sobre o betão. Por esta razão, tornou-se difícil a interpretação dos resultados, pois não ficou claro se a variação de tensão registada nos provetes de diferentes séries se deveu à

heterogeneidade no betão ou à degradação da ligação betão-compósito por acção da humidade e da temperatura. O mais provável foi a combinação desses dois factores.

Quadro 3.28 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”.

Série	Provete	Sistemas de CFRP	Juntas de CFRP	$f_{ctm,p}$ (MPa)			Modos de Ruína	
				Junta	Compósito	Betão	Classificação	Profundidade
R	Prisma R	Sika CarboDur	R SL 1	4.63	4.63	-	Tipo 1 (betão)	5 a 11 mm
		MBrace Manta	R BM 2	4.30	4.30		Tipo 1 (betão) ^[1]	
		Sika Wrap	R SW 3	3.86	3.86		Tipo 1 (betão)	
M	Prisma M1	Sika CarboDur	M SL 1	3.64	3.61	4.14	Tipo 1 (betão)	5 a 13 mm
			M SL 2	3.58				
	Prisma M2	MBrace Manta	M BM 1	3.77	3.92	3.92	Tipo 1 (betão) ^[2]	
			M BM 2	4.07				
	Prisma M3	Sika Wrap	M SW 1	3.54	3.47	4.34	Tipo 1 (betão)	
			M SW 2	3.40				
A	Prisma A1	Sika CarboDur	A SL 1	4.08	4.07	3.29	Tipo 1 (betão)	6 a 14 mm
			M SL 2	4.06				
	Prisma A2	MBrace Manta	A BM 1	3.10	3.55	3.48	Tipo 1 (betão) ^[3]	
			A BM 2	3.99				
	Prisma A3	Sika Wrap	A SW 1	3.67	3.76	2.81	Tipo 1 (betão)	
			A SW 2	3.86				

[1] numa das pastilhas observou-se um modo de ruína do Tipo 2 (75% betão + 25% interface betão-primário); [2] numa das pastilhas observou-se um modo de ruína do Tipo 2 (85% betão + 15% interface betão-primário); [3] numa das pastilhas observou-se um modo de ruína do Tipo 2 (50% betão + 50% interface CFRP-resina).



Figura 3.45 - Aspecto geral dos modos de ruína observados nos ensaios de “Pull off” [Cardoso et al., 2007].

Por último, atendendo aos resultados obtidos, nomeadamente à ligeira redução da tensão de aderência observado, conclui-se que os programas de degradação ambiental não produziram efeitos significativos na deterioração da interface betão-compósito. Para tal, deverão ser considerados períodos de exposição mais longos ou ambientes de exposição mais agressivos a fim de que estes agentes (humidade e temperatura) possam produzir efeitos sobre o comportamento da interface betão-compósito.

3.6.2 - Ensaio de aderência em flexão

No Capítulo 2 (Figura 2.10), foram descritos alguns modelos experimentais de caracterização da interface betão-compósito dentre os quais se encontram os modelos para ensaios de aderência em flexão. Como este ensaio não se encontra normalizado, é comum encontrar uma proposta diferente de modelo experimental em cada investigação desenvolvida [Dimande, 2003; Sena-Cruz, 2004; Marreiros, 2005; Barbosa, 2008]. No presente trabalho também se desenvolveu um modelo experimental de ensaio através da introdução de algumas alterações ao esquema usado por Dimande (2003).

3.6.2.1 - Concepção e preparação dos modelos

Ao longo deste ponto, far-se-á a descrição do modelo de ensaio (geometria e configuração do CFRP), da caracterização dos materiais e dos provetes, das condições ambientais, concluindo-se com a identificação dos procedimentos, equipamento e instrumentação usados.

i) Definição do modelo experimental

O modelo estabelecido para esta etapa do programa experimental resultou da análise do trabalho realizado por Dimande (2003). Nesse estudo, o autor concebeu um modelo de forma a poder utilizar cubos de betão normalizados de $0.15 \times 0.15 \times 0.15 \text{ m}^3$. Estes provetes eram ligados por um mecanismo articulado, constituído na parte superior por uma rótula de aço e na parte inferior pela colagem de um sistema de CFRP aos dois provetes cúbicos, como se mostra na Figura 3.46. O modelo foi desenhado de modo que o braço das forças se mantenha constante ao longo do ensaio, obrigando à mobilização de compressões na rótula e de tracções no sistema compósito durante o equilíbrio de forças internas no decorrer do ensaio.

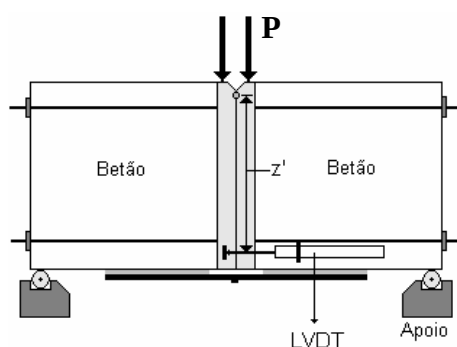


Figura 3.46 - Modelo de ensaio de aderência em flexão [Dimande, 2003].

Durante a preparação da campanha de ensaios prevista, foram identificadas algumas desvantagens sobre a adopção do modelo proposto por Dimande. Um dos inconvenientes deste modelo de ensaio era a quantidade de provetes cúbicos que seriam necessários, uma vez que em cada ensaio se utilizavam dois cubos, com a agravante de somente ser possível a avaliação do comportamento da ligação betão-

compósito numa das faces. Por outro lado, o destacamento do compósito podia ocorrer em qualquer uma das faces dos provetes de betão, condicionando a localização e o número de extensómetros a aplicar aos sistemas de CFRP. Decidiu-se, então, modificar este modelo de ensaio de modo a reduzir o número de provetes cúbicos necessários. Para tal, substituiu-se um dos provetes de betão por um sistema metálico com dimensões idênticas e peso semelhante ao dos cubos de betão frequentemente usados. Com este novo sistema, apenas se utilizou um provete cúbico por ensaio, com a vantagem de poder avaliar a aderência em duas juntas betão-compósito executadas através da aplicação de uma faixa de CFRP, em duas faces opostas do provete cúbico de betão (ver Figura 3.2). Na Figura 3.47, esquematiza-se o modelo experimental definido para a realização dos ensaios de aderência em flexão.

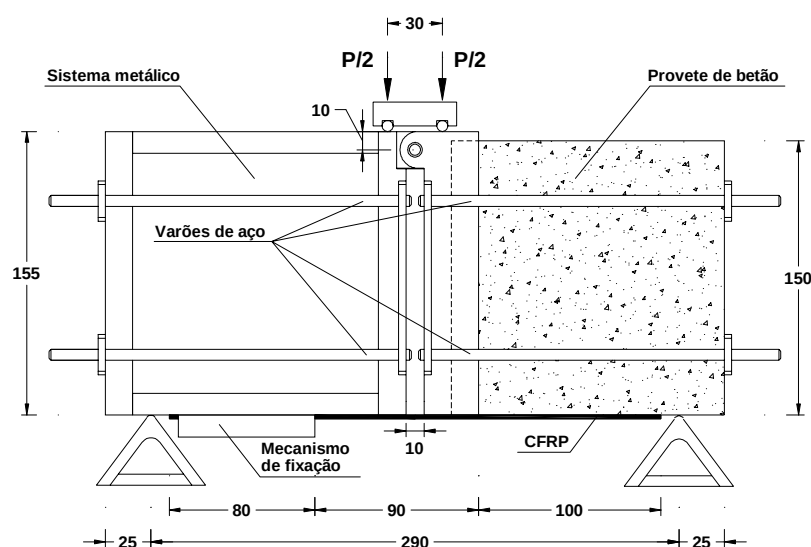


Figura 3.47 - Esquema do modelo concebido para o ensaio de aderência em flexão.

Nesta última campanha de ensaios, foram usados quatro sistemas comerciais de CFRP, 2 do tipo laminado (MBrace Laminado LM e Mapei Carboplate E170) e 2 do tipo manta (Sika Wrap Hex-230 C e MBrace Manta CF120). Como o objectivo principal desta campanha de ensaios foi a análise dos efeitos do envelhecimento higrotérmico na aderência da ligação betão-compósito, optou-se por fixar o comprimento de colagem e as dimensões das faixas de CFRP usadas nas diversas séries de provetes, fazendo variar apenas as condições ambientais a que os provetes deveriam ser submetidos. Assim, estabeleceu-se que os dois tipos de sistemas de CFRP seriam colados ao betão com um comprimento de 100 mm. As faixas de CFRP teriam, então, um comprimento de 270 mm de forma a poder fixá-las ao elemento metálico. A largura das faixas de CFRP foi de 50 mm para os sistemas do tipo manta e de 25 mm para os sistemas do tipo laminado.

ii) Caracterização dos materiais e provetes

O betão utilizado na execução das lajes de reduzidas dimensões que serão objecto de análise no próximo capítulo serviu também para a construção dos 24 provetes cúbicos. A avaliação da resistência

à compressão foi efectuada experimentalmente em provetes cilíndricos, aos 28 dias de idade, de acordo com a norma NP-ENV 206 (1993). Foram, ainda, realizados ensaios de tracção por compressão diametral de provetes cilíndricos, aos 28 dias de idade. O valor obtido para a resistência média à compressão, “ f_{cm} ”, foi de 63.9 MPa e para a resistência média à tracção, “ f_{ctm} ”, foi de 4.6 MPa. Estimou-se, em seguida, a resistência média à tracção do betão para a data de realização dos ensaios (385 dias), por aplicação das expressões do Eurocódigo 2 (2004). O valor obtido foi de 5.2 MPa.

As características dos sistemas compósitos usados encontram-se resumidas no Quadro 3.29. Apesar dos ensaios de tracção realizados em provetes destes materiais, optou-se por indicar no Quadro 3.29 os valores obtidos das fichas técnicas [Bettor, 2003; Sika, 2002-c; Mapei, 2003].

Para cada sistema comercial foram preparados seis cubos, tendo-se colado em cada provete, duas faixas de CFRP. Os sistemas CFRP foram colados aos cubos de betão de acordo com os procedimentos estabelecidos para este tipo de materiais. Refira-se que na preparação do substrato de betão dos provetes destinados à colagem do sistema MBrace Manta foi aplicado um primário epoxídico. A colagem dos vários sistemas de CFRP foi efectuada em condições ambientais caracterizadas por uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa situada entre os 30% e os 50%. O modo de preparação destes provetes é descrito no Anexo A.

Quadro 3.29 - Principais características dos sistemas de CFRP utilizados.

Sistema de CFRP		Principais características				
Tipo	Componentes	Resistência à tracção (MPa)	Módulo de elasticidade E_f (GPa)	Extensão na rotura (%)	Densidade (g/cm ³)	Espessura t_f (mm)
Mantas	Resin 50	12	0.72	30.0	1.10	-
	Resin 55	54	3.03	25.0	1.04	-
	Manta ^[1]	3800	240.00	15.5	1.70	0.117 ^[2]
	SikaDur 330	30	s/i	s/i	1.31	-
	Manta ^[1]	3500	230.00	15.0	s/i	0.130 ^[2]
Laminados	Adesilex PG2	30	8.00	10.0	1.55	-
	Laminado	>3100	170.00	20.0	1.61	1.400
	Resin 220	s/i	8.15	s/i	s/i	-
	Laminado	>2000	150.00	14.0	1.60	1.400

[1] as grandezas correspondem unicamente às fibras não impregnadas; [2] espessura equivalente de cada camada (peso/densidade); s/i - sem informação.

iii) Caracterização das condições ambientais

Após a preparação das juntas betão-compósito a totalidade dos provetes ficou armazenada, durante 84 dias, num local com uma temperatura praticamente constante de 20°C e uma humidade relativa que variou entre os 50% e os 60%. A cura dos compósitos decorreu nessas condições ambientais. No final

desse período, os provetes foram agrupados em três séries (R, M e A) em função das condições de exposição ambiental estabelecidas. Ao longo de 198 dias submeteram-se os provetes às seguintes condições:

- Série R - exposição a uma temperatura de 20°C e humidade relativa de 50% (constantes).
- Série M - imersos em água a uma temperatura de 18°C (Figura 3.48a).
- Série A - imersos em água a uma temperatura de 30°C (Figura 3.48b).

Cada série foi formada por oito cubos de betão, dois por cada tipo de sistema de CFRP, perfazendo 16 juntas betão-compósito (quatro por sistema). A designação, caracterização e distribuição dos diversos provetes pelas três séries está sintetizada no Quadro 3.30.

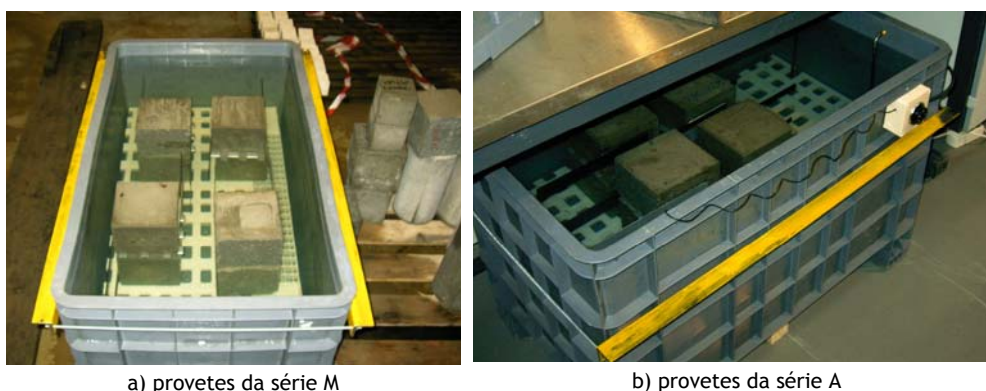


Figura 3.48 - Exposição dos provetes das séries M e A à acção da humidade e da temperatura.

iv) Equipamento, instrumentação e procedimentos de ensaio

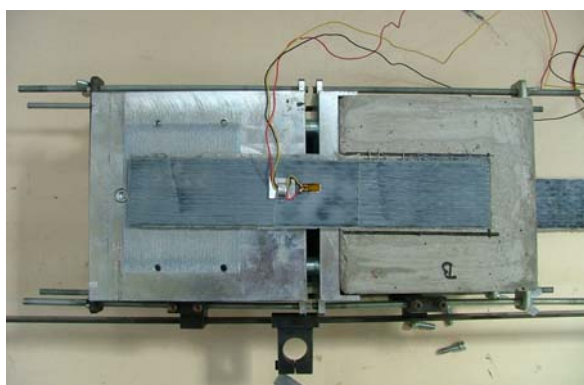
Os 48 ensaios de aderência em flexão foram realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST). Antes da realização de cada ensaio, foi necessário preparar e instrumentar o modelo experimental que seria testado. Naturalmente, a preparação dos provetes imersos em água (séries M e A) requereu outros cuidados. Após a remoção do provete do recipiente com água procedeu-se à secagem, com um secador eléctrico, de uma pequena região da faixa de compósito (na parte não aderente ao betão) de forma a poder aplicar-se um extensómetro eléctrico na secção do CFRP sob a rótula superior existente no modelo. Esta operação foi efectuada para as duas juntas existentes no cubo (faces opostas). Depois de instalados os extensómetros, o provete foi apertado ao elemento metálico por intermédio de varões roscados. Para o aperto dos varões, não foi concebido nenhum sistema de controlo da força, para tal, sempre que se construíam os modelos o aperto era feito de modo a que não houvesse o risco destes escorregarem (ver Figura 3.49a). Em seguida, procedeu-se à fixação do compósito na zona inferior do elemento metálico por aperto de uma chapa de aço, como se ilustra na Figura 3.49b.

A preparação do modelo finalizou com a colocação de 2 transdutores de deslocamento (LVDT's), um vertical para leitura dos deslocamentos verticais a meio vão e outro horizontal para registo da abertura entre o elemento metálico e o cubo de betão, próximo da face inferior do modelo. Por último, o

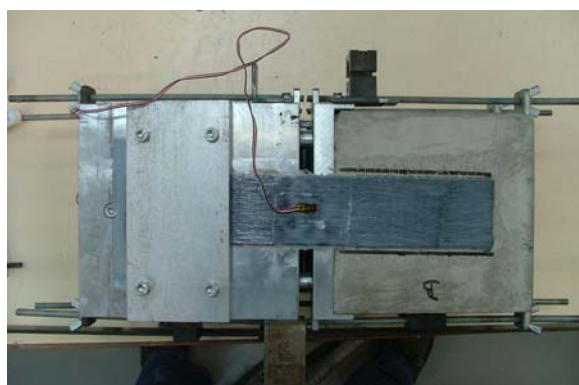
modelo experimental foi colocado num pórtico de ensaio, com a disposição dos apoios e da carga de forma a proporcionar a realização dos ensaios de flexão em 3 pontos, como se mostra na Figura 3.50.

Quadro 3.30 - Caracterização dos provetes (juntas de CFRP) submetidos a ensaios de aderência por flexão.

	Sistemas de CFRP	Juntas de CFRP		Condição de Exposição	Duração (dias)
		Designação	Dimensão		
Série R	Sika Wrap Hex-230 C (2 camadas)	MS1_R; MS2_R; MS3_R; MS4_R	100 × 50 mm ²	Exposto a uma temperatura de 20° C e uma humidade relativa de 50%	198
	MBrace Manta CF120 (2 camadas)	MB1_R; MB2_R; MB3_R; MB4_R			
	MBrace Laminado LM	LB1_R; LB2_R LB3_R; LB4_R	100 × 25 mm ²		
	Mapei Carboplate E170	LM1_R; LM2_R LM3_R; LM4_R			
Série M	Sika Wrap Hex-230 C (2 camadas)	MS1_M; MS2_M; MS3_M; MS4_M	100 × 50 mm ²	Imerso em água a uma temperatura de 18°C	198
	MBrace Manta CF120 (2 camadas)	MB1_M; MB2_M; MB3_M; MB4_M			
	MBrace Laminado LM	LB1_M; LB2_M LB3_M; LB4_M	100 × 25 mm ²		
	Mapei Carboplate E170	LM1_M; LM2_M LM3_M; LM4_M			
Série A	Sika Wrap Hex-230 C (2 camadas)	MS1_A; MS2_A; MS3_A; MS4_A	100 × 50 mm ²	Imerso em água a uma temperatura de 30°C	198
	MBrace Manta CF120 (2 camadas)	MB1_A; MB2_A; MB3_A; MB4_A			
	MBrace Laminado LM	LB1_A; LB2_A LB3_A; LB4_A	100 × 25 mm ²		
	Mapei Carboplate E170	LM1_A; LM2_A LM3_A; LM4_A			



a) ligação do cubo de betão ao elemento metálico

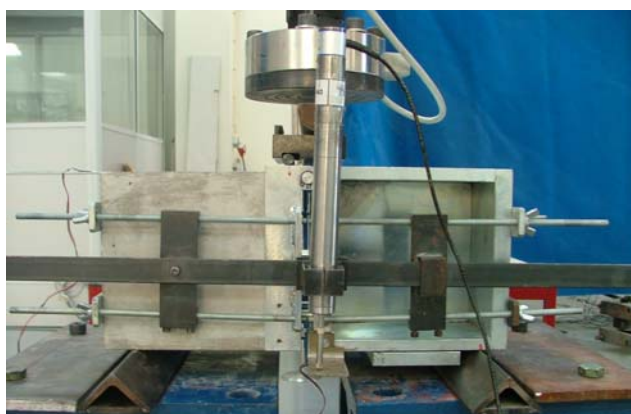


b) fixação do CFRP ao elemento metálico

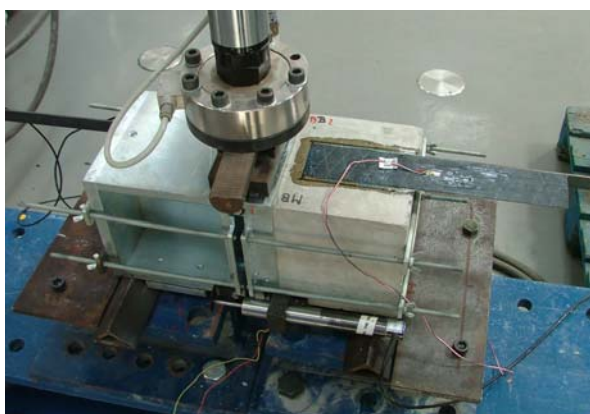
Figura 3.49 - Preparação do modelo de ensaio experimental concebido para o ensaio de aderência.

Em síntese, os ensaios de aderência em flexão foram realizados com recurso aos seguintes equipamentos:

- Unidade hidráulica para accionamento dos actuadores.
- Actuador servo-controlado com capacidade de 100 kN.
- Computador com placa de aquisição incorporada, com ligação a um quadro de interface responsável pela ligação entre o sistema de controlo e o sistema de aquisição dos dados do ensaio e software DynaTester de monitorização de todo o *hardware*.
- Placa de aquisição de dados com capacidade para aquisição automática até 8 transdutores de deslocamento (LVDT), 12 extensómetros eléctricos e 2 transdutores de carga.
- Uma célula de carga com capacidade de 100 kN.
- Dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer), um com curso de ± 25 mm e outro com curso de ± 12.5 mm (meio vão).
- Um extensómetro eléctrico por faixa de CFRP, com resistência de 120 Ω , comprimento de 6 mm e com referência 1-LY61-6/120 (HBM).



a) localização do LVDT vertical



b) localização do LVDT horizontal

Figura 3.50 - Aspecto geral do esquema do ensaio de aderência em flexão.

Os modelos foram ensaiados num pórtico constituído por perfis metálicos com suficiente capacidade de carga, com reduzidas deformações devido à rigidez muito superior das peças metálicas constituintes. A velocidade imprimida no ensaio foi de 2 μ m/s. Esta velocidade de carga foi escolhida devido à natureza frágil do mecanismo de rotura quando se dá o destacamento ou rotura do sistema de reforço.

3.6.2.2 - Resultados dos ensaios

Com os dados geométricos do modelo e com os registos da carga aplicada, estimou-se o valor da força de tracção no compósito “ F_t ” através da seguinte expressão:

$$F_t = \frac{P \times L}{2 \times z} \quad (3.13)$$

em que “P” representa a carga total aplicada, “ L ” é a distância do eixo do apoio ao ponto de aplicação da carga e “ z ” é o braço das forças, conforme o esquema da Figura 3.51. No modelo experimental utilizado, o valor do braço das forças, “ z ”, foi de 145 mm e a distância do apoio ao ponto de aplicação das cargas, “ L ”, foi de 130 mm.

No Quadro 3.31, apresentam-se, para os diversos sistemas de CFRP das três séries de provetes, os valores médios da carga de rotura, do deslocamento vertical a meio vão, da força de tracção e da extensão no CFRP. Para todos esses valores são ainda indicados os respectivos coeficientes de variação. Os resultados individuais de cada provete podem ser consultados no Anexo A.

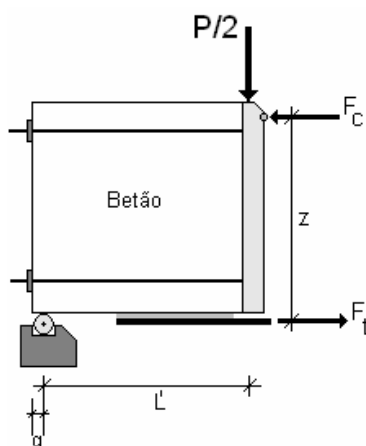


Figura 3.51 - Esquema para determinação da força de tracção no CFRP [Dimande, 2003].

Quadro 3.31 - Resultados dos ensaios de aderência em flexão (valores médios).

Parâmetro		Sika Wrap			MBrace Manta			MBrace Laminado			Mapei Carboplate		
		Série			Série			Série			Série		
		R	M	A	R	M	A	R	M	A	R	M	A
Carga de Rotura P (kN)	Valor	42.86 ^[1]	18.10	19.49	40.66	35.97	36.45	26.24	21.78	16.22	29.40	19.55 ^[2]	17.50
	CV (%)	6.35	11.48	10.35	12.07	14.86	6.85	7.39	8.97	23.63	1.01	8.99	27.15
Deslocamento Vertical δ_v (mm)	Valor	0.96 ^[1]	0.38	0.48	1.49	1.02	0.87	0.44 ^[2]	0.45	0.22	0.40	0.29 ^[2]	0.32
	CV (%)	17.03	20.63	25.57	25.50	44.03	17.21	23.97	14.70	30.35	17.26	28.59	24.98
Extensão do CFRP ϵ_f (‰)	Valor	5.33 ^[3]	2.74	3.06	4.98	4.65	4.69	1.67	1.45	1.05	1.88	1.49 ^[2]	1.32
	CV (%)	-	22.15	23.49	13.16	11.88	13.99	7.17	8.92	21.04	3.55	13.96	29.02
Força de Tracção no CFRP F_t (kN)	Valor	19.15 ^[1]	8.11	8.74	18.23	16.12	16.34	11.76	9.76	7.27	13.18	8.76 ^[2]	7.84
	CV (%)	5.87	11.47	10.36	12.06	14.85	6.84	7.39	8.97	23.64	1.01	9.07	27.17

[1] média aritmética dos resultados de dois provetes; [2] média aritmética dos resultados de três provetes; [3] valor resultante de apenas um provete por anomalia no extensômetro do outro provete.

Refira-se que nos provetes do sistema Sika Wrap (série R), ocorreu o destacamento parcial do CFRP (em dois deles) o que conduziu a um valor menor da carga de rotura. Por esta razão, esses provetes não foram considerados na análise dos resultados, determinando-se os valores médios a partir dos registos dos outros dois provetes. Por sua vez, num desses dois provetes válidos ocorreu uma anomalia com o extensómetro eléctrico, obtendo-se, por isso, um único registo da deformação do Sika Wrap (série R).

Como era esperado, a carga de rotura dos sistemas laminados foi menor que a dos sistemas do tipo manta, pois o reduzido comprimento de colagem destes (100 mm) não permitia a mobilização de uma força de tracção significativa no laminado de CFRP.

A observação dos resultados da série R permitiu constatar uma equivalência entre sistemas do tipo manta e entre sistemas do tipo laminado. Nas mantas, o valor da carga de rotura foi ligeiramente superior a 40 kN e a deformação foi de 5.0%, enquanto nos laminados a carga máxima foi cerca de 28 kN e a deformação foi em média 1.8%. Em relação ao deslocamento vertical também se registou alguma semelhança de valores entre os sistemas do tipo laminado, mas entre os sistemas do tipo manta verificou-se um deslocamento vertical superior nos provetes do sistema MBrace Manta. O deslocamento vertical do modelo, a meio vão, está relacionado com a deformação do compósito na zona não colada (função do módulo de elasticidade " E_f " e da secção transversal do CFRP, " A_f ") e com o escorregamento do compósito na zona colada. Esse escorregamento equivale à soma da deformação do compósito na zona colada com a parcela da distorção do adesivo por esforço de corte. Assim, o menor deslocamento vertical nos sistemas laminados deve-se sobretudo ao menor valor de carga aplicada e à maior rigidez axial (EA) destes sistemas (logo menor deformação para o mesmo valor de força). O escorregamento do compósito na zona colada não foi quantificado com os dados que se possuíam.

Comparando os valores das três séries de provetes de Sika Wrap, observou-se que a humidade e a temperatura provocaram uma redução de cerca de 55% nos valores médios da carga de rotura, do deslocamento vertical e da deformação do compósito. Nos provetes de laminados, a redução máxima (série A) foi de cerca de 40%. Contudo, nos provetes de MBrace Manta a redução foi de pouco mais de 10%. Saliente-se que nestes provetes foi aplicado um primário epoxídico durante a preparação da superfície de betão. A principal função desse primário foi a redução da porosidade e dos vazios da superfície de betão, evitando a eclosão de ar durante a aplicação do reforço, garantindo uma melhor aderência entre o betão e o compósito [Bettor, 2003]. Todavia, a aplicação do primário revelou-se benéfica relativamente aos efeitos da humidade, pois ao reduzir a porosidade do substrato de betão retardou a absorção de água pelo compósito e a degradação da interface betão-compósito. Este aspecto foi confirmado pela análise dos modos de ruína obtidos nas três séries de provetes, uma vez que o material que condicionou a resistência da ligação betão-compósito, nas séries M e A, deixou de ser o betão para passar a ser a resina/adesivo, com a excepção do sistema MBrace Manta.

A ruína dos provetes ocorreu sempre por destacamento do CFRP. Na série R, o destacamento deu-se maioritariamente pelo substrato de betão nos sistemas da MBrace Manta (Figura 3.52a) e Mapei Carboplate (Figura 3.52c). Nos provetes do Sika Wrap, a ruína ocorreu numa parte pela superfície de betão e noutra pela interface betão-FRP, mas sem delaminação da superfície de betão (Figura 3.52b). Ainda na série R, obtiveram-se modos de ruína, nos provetes da MBrace Laminado, em que o destacamento não se deu num único material mas resultou da combinação de destacamentos pela superfície de betão, pela interface betão-adesivo e pela interface adesivo-FRP (Figura 3.52d).

Por sua vez, nos provetes das séries M e A observou-se o destacamento do CFRP pela superfície de betão apenas nos provetes da MBrace Manta, em consequência da aplicação do primário (Figura 3.53a). Nos restantes sistemas de CFRP, a ruína deu-se umas vezes pela interface betão-adesivo (sem destruição da superfície de betão), outras pela interface adesivo-FRP e ainda através da combinação desses modos de ruína, conforme se ilustra na Figura 3.53 (b, c, d).

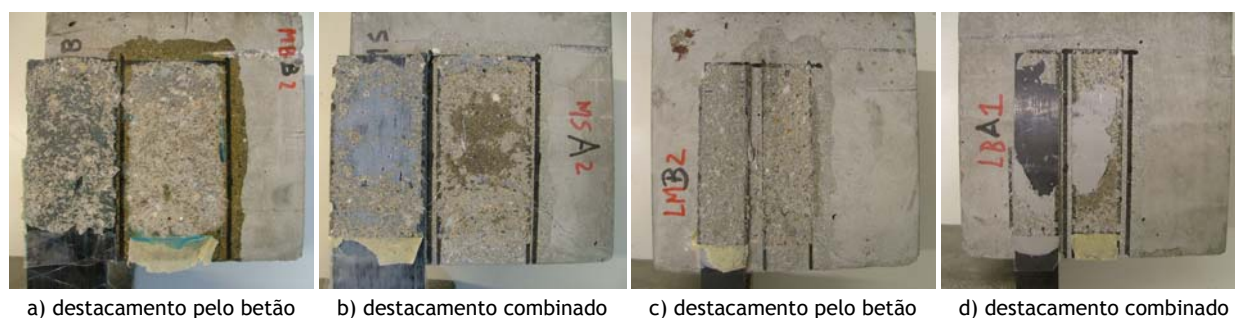


Figura 3.52 - Modos de ruína registados no ensaio de aderência em flexão dos provetes da série R.



Figura 3.53 - Modos de ruína registados no ensaio de aderência em flexão dos provetes das séries M e A.

As curvas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento vertical podem ser consultadas no Anexo A, para todos os provetes testados. Para uma melhor compreensão, procurou-se seleccionar, para cada série e para cada sistema de CFRP, o provete cuja carga de rotura e deslocamento vertical mais se aproximou dos valores médios calculados (Quadro 3.31). Os diagramas referentes aos provetes seleccionados para cada sistema de CFRP estão representados na Figura 3.54.

A análise das curvas mostrou que todos os sistemas de CFRP possuíram um comportamento não linear, caracterizado por um troço inicial linear (diferente para cada sistema) seguido de outro curvilíneo,

para níveis de carga mais elevados, ou seja, incrementos de carga iguais conduziram a diferentes acréscimos do deslocamento vertical. Esse aumento de deslocamento vertical foi motivado essencialmente pelo escorregamento do compósito porque o acréscimo de extensão no CFRP foi diminuindo à medida que a carga aplicada se aproximou do valor máximo registado.

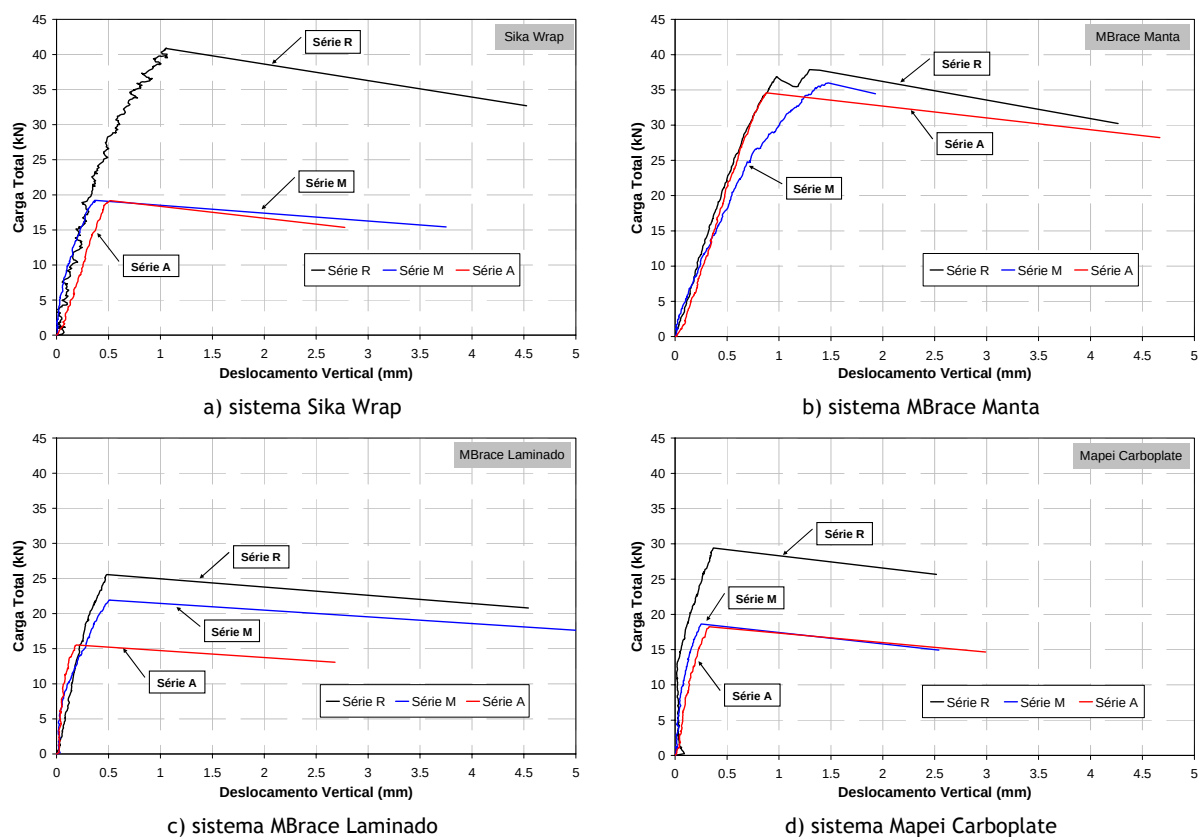


Figura 3.54 - Diagramas carga aplicada - deslocamento vertical a meio vão (ensaio de aderência em flexão).

Os diagramas que traduzem a evolução da extensão no CFRP com a carga aplicada, para as diversas séries de provetes, estão ilustrados na Figura 3.55. Estes diagramas referem-se aos mesmos provetes representados na figura anterior. A extensão do CFRP foi registada na secção de meio vão do modelo (secção da rótula), numa zona em que o sistema não foi colado ao betão. No Anexo A, podem ser examinados os diagramas da carga aplicada *versus* extensão no CFRP para todos os provetes ensaiados (com a excepção dos provetes onde se registaram anomalias nos extensómetros eléctricos).

Analisando a evolução das extensões com a carga total aplicada, concluiu-se que a rigidez dos sistemas do tipo manta foi sensivelmente idêntica nas três séries, registando-se, apenas, a redução do valor máximo da extensão no sistema Sika Wrap, nas séries imersas em água (série M e A).

No sistema MBrace Laminado verificou-se que a evolução inicial das extensões com a carga foi, sensivelmente, idêntica nas três séries. No entanto, para uma carga superior a 12 kN registou-se, no provete da série M, um inesperado aumento de rigidez. Por sua vez, o laminado da Mapei exibiu uma maior dispersão, isto é, um comportamento mais rígido na série A e uma menor rigidez na série M.

quando comparadas com a resposta da série R (referência). Estas diferenças podem ser consequência da temperatura e da humidade ou estar associadas à variabilidade inerente à colagem dos sistemas.

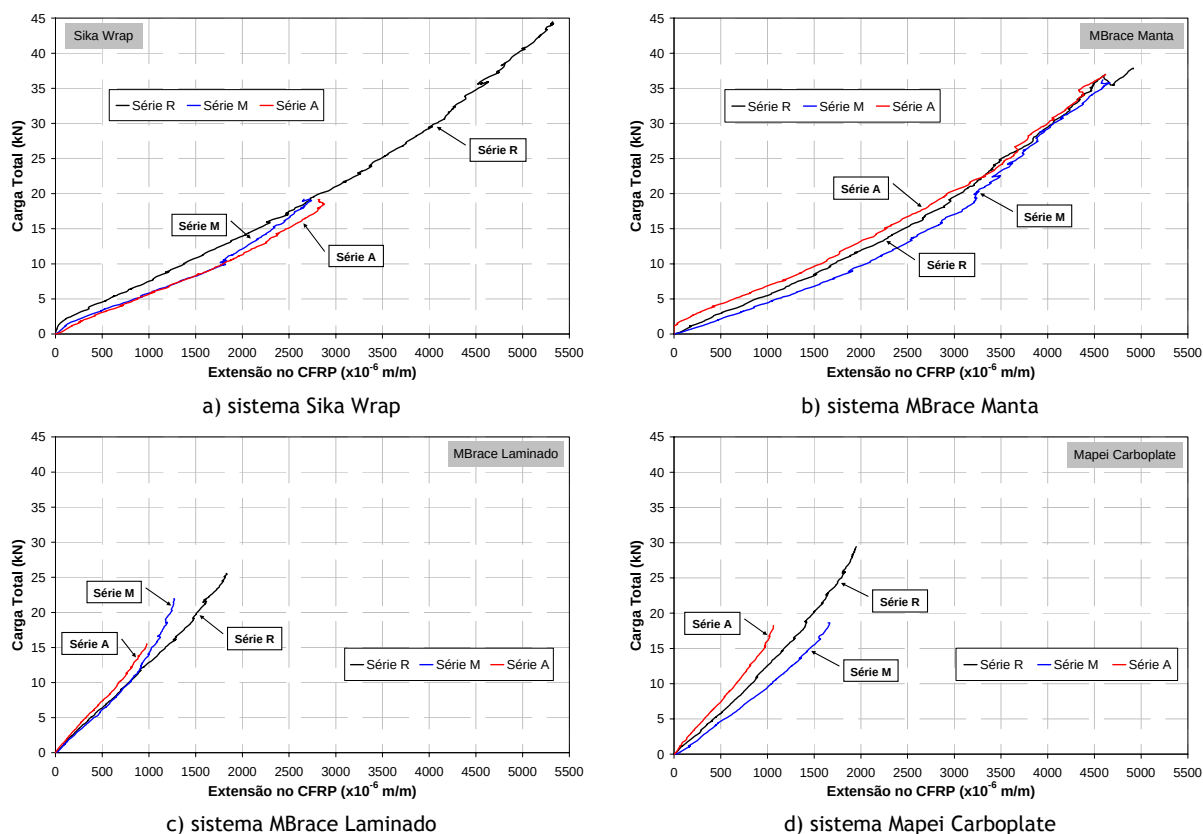


Figura 3.55 - Diagramas carga aplicada - extensão no CFRP (ensaio de aderência em flexão).

3.6.3 - Análise dos resultados

A análise dos resultados dos ensaios efectuados, com vista à avaliação dos efeitos dos agentes higrotérmicos (humidade e temperatura) no comportamento da interface betão-compósito, far-se-á em função do tipo de ensaio adoptado (*Pull-off* e ensaio de aderência em flexão).

i) Ensaio de “Pull-off”

Em geral, pode afirmar-se que os ensaios de “Pull-off” demonstraram ser simples, versáteis e eficientes para aferir a tensão de aderência da ligação betão-compósito.

Nesta primeira campanha de ensaios, todos os sistemas de CFRP demonstraram um comportamento idêntico e satisfatório face às condições ambientais a que foram submetidos, não se registando alterações quanto ao modo de ruína (rotura coesiva na superfície do betão). Os valores de tensão de rotura à tracção verificados superaram sempre o valor mínimo de 1.5 MPa recomendado pela FIB [Bulletin 14, 2001]. Na Figura 3.56, ilustram-se os valores obtidos da tensão de tracção por

arrancamento, “ $f_{ct,p}$ ”, em cada ensaio. Na Figura 3.56a, mostram-se, também, os resultados obtidos no arrancamento das seis pastilhas coladas directamente à superfície do betão (uma em cada prisma das séries M e A).

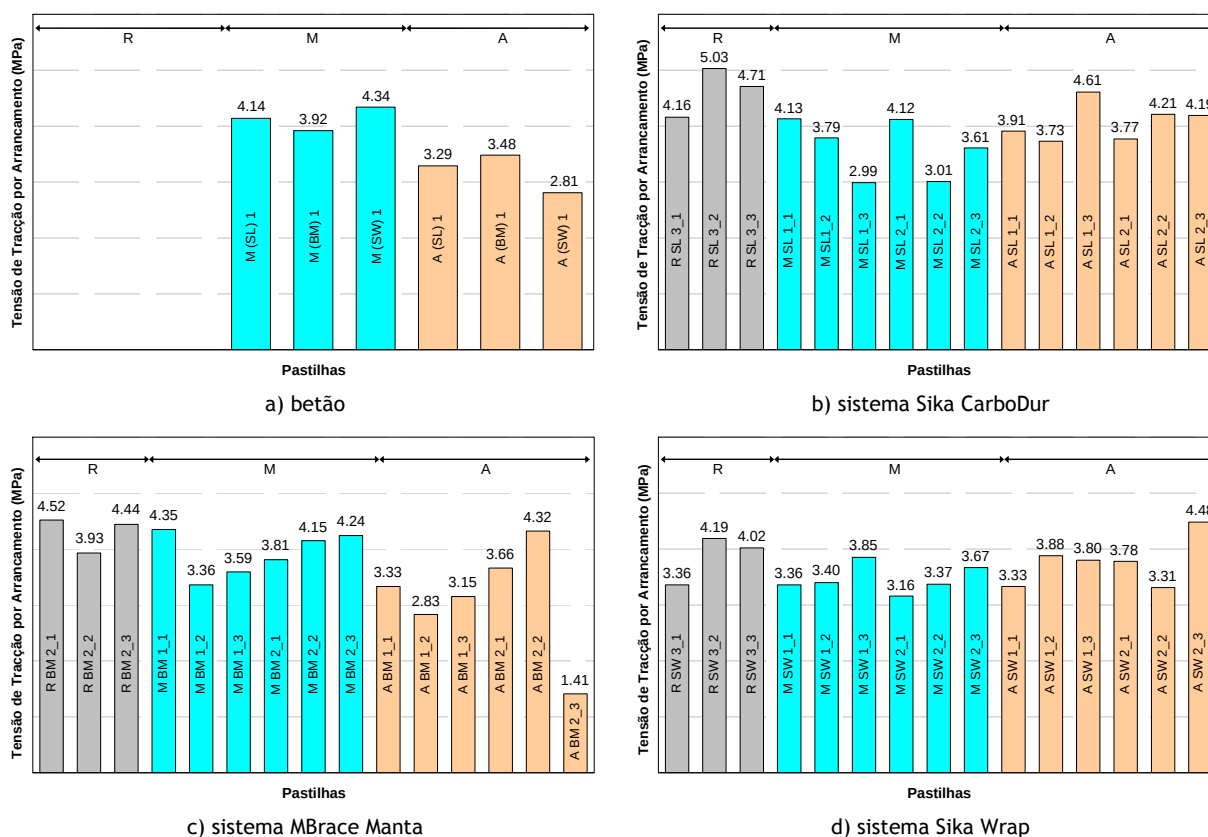


Figura 3.56 - Tensão de tracção por arrancamento registada nas diversas séries de juntas de CFRP (por pastilha).

Os valores de tensão obtidos nos ensaios de “Pull-off” exibiram alguma dispersão, possivelmente devido ao reduzido número de testes (pastilhas) e à heterogeneidade do betão que se torna mais evidente sempre que o procedimento de ensaio incide sobre uma pequena região do material. No entanto, se os resultados forem representados em termos de valores médios da tensão de tracção por arrancamento “ $f_{ctm,p}$ ”, ver Figura 3.57, nota-se uma redução da aderência nos três sistemas de CFRP, mas menos significativa no *Sika Wrap*. Naturalmente, este decréscimo de resistência está relacionado com o betão, face aos modos de ruína obtidos, podendo-se concluir que as condições ambientais de exposição não provocaram uma significativa degradação da interface betão-compósito. Os valores médios da tensão de aderência obtida nos ensaios de “Pull-off”, realizados directamente no betão, foram de 4.13 MPa, na série M, e de 3.19 MPa, na série A, confirmando a dispersão já mencionada e contrariando os valores médios registados nas mesmas séries, mas em ensaios executados nos sistemas de CFRP (4.26 MPa na série R, 3.67 MPa na série M e 3.79 MPa na série A). Por fim, deve salientar-se que a redução média da tensão de aderência (0.6 MPa) foi idêntica ao valor máximo do desvio padrão que foi registado no arrancamento das três pastilhas A SW 2_1, A SW 2_2 e A SW 2_3. É, também,

provável que o período de exposição tivesse sido insuficiente para que a humidade relativa do ambiente pudesse degradar a interface ou que os ambientes de exposição não fossem suficientemente severos.

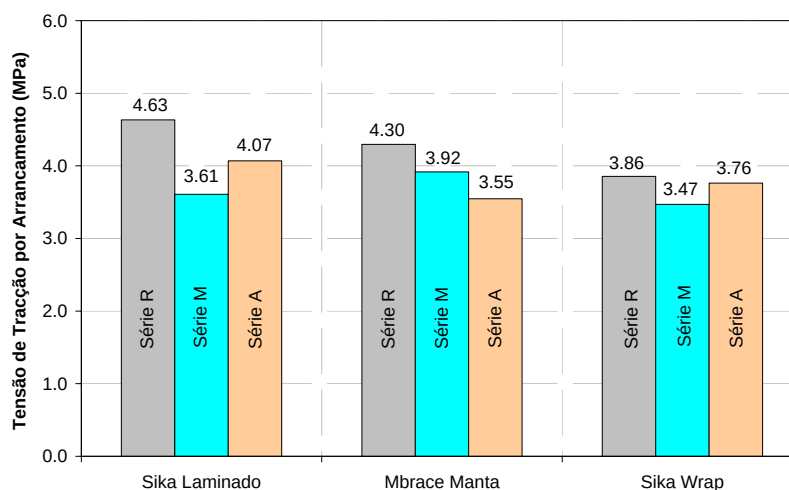


Figura 3.57 - Variação da tensão média de tracção por arrancamento nas diversas séries de juntas de CFRP.

O uso de ensaios de “Pull-off” na avaliação da degradação da ligação betão-compósito foi também adoptado por outros investigadores. Sen et al. (1999) analisaram o efeito da temperatura e da humidade na ligação betão-compósito através da sua exposição a diferentes condições ambientais em laboratório (17 meses de ciclos de temperatura e de molhagem/secagem em água salgada), tendo concluído que os ciclos de molhagem/secagem induziram uma maior degradação na interface com reduções na tensão de aderência entre 20% e 40% em alguns sistemas. Por sua vez, Malvar et al. (2003) procuraram avaliar a degradação da aderência de três adesivos utilizados na aplicação de sistemas de CFRP. Para tal, submeteram a ligação adesivo-betão a diversas combinações de temperatura (21°C, 29°C e 38°C) e de humidade relativa (50%, 65%, 80% e 95%), tendo concluído que o ambiente mais severo (38°C e 95% de humidade relativa) provocou reduções na tensão de aderência de cerca de 60%, quando não aplicaram um primário e de 40% quando o aplicaram.

Por último, deve ainda ser mencionado o trabalho de Marreiros (2005) sobre a avaliação da degradação da aderência entre o betão e o compósito devido a ciclos de humidade e a ciclos de nevoeiro salino. O modelo concebido foi idêntico ao modelo de ensaio de aderência em flexão utilizado por Dimande (2003), representado na Figura 3.46. Os dois blocos de betão foram ligados, na face inferior, por um sistema de CFRP do tipo manta, tendo sido preparados 15 provetes. Em seguida, submeteram-se seis provetes a ciclos de humidade e outros seis a ciclos de nevoeiro salino, tendo sido ensaiados após 3000, 6000 e 10000 horas de exposição. O autor concluiu que ambos os ambientes provocaram a degradação da interface, tendo registado reduções de 20% na carga de rotura. Constatou um aumento de rigidez nos modelos submetidos a nevoeiro salino relativamente aos modelos de referência e uma diminuição de rigidez nos modelos sujeitos a ciclos de humidade. Observou, ainda, que a rotura, nos

modelos sujeitos a nevoeiro salino, ocorreu na interface betão-resina sem delaminação da superfície de betão, enquanto nos outros provetes a rotura deu-se, maioritariamente, pelo substrato de betão.

ii) Ensaio de aderência em flexão

Os resultados da última campanha de ensaios da Fase 3 demonstraram que a absorção de água pode degradar a interface betão-compósito. A imersão em água dos provetes (juntas de CFRP) pode ser considerada como uma exposição demasiado severa e talvez irrealista quando comparada com as prováveis condições ambientais de exposição existentes nas aplicações correntes destes tipos de sistemas de CFRP em obras de reforço e/ou reabilitação. Porém, a imersão em água conduz a uma mais rápida saturação da resina/adeseivo, permitindo observar e quantificar os efeitos que daí advém.

Uma das conclusões que se retiraram deste estudo foi a alteração do modo de ruína provocada, essencialmente, por acção da humidade, uma vez que foi registada nas duas séries M e A, com temperatura de 18°C e 30°C, respectivamente. A ruína coesiva pela superfície do betão, observado em todos os sistemas (laminados e mantas) da série R (referência), apenas foi registada nos provetes da MBrace Manta nas séries imersas em água. A menor degradação registada nessa interface deveu-se à aplicação de um primário epoxídico durante a preparação da superfície de betão, pois reduziu a porosidade do substrato de betão, retardando a absorção de água pelo compósito e a degradação da interface betão-compósito. Nos restantes sistemas de CFRP imersos em água, a ruína ocorreu na interface betão-adeseivo ou adeseivo-FRP. Parece evidente que o betão deixou de ser o material mais fraco da interface, passando agora a ser o adeseivo, pois as ruínas ocorreram sempre na ligação deste material ao betão ou ao próprio FRP. Recorde-se que Holloway et al. (1999) afirmaram que o modo de ruína podia dar-se ao longo da interface betão-adeseivo devido a prolongada exposição a ambientes húmidos, o que veio a confirmar-se.

A alteração do comportamento da resina/adeseivo foi, também, notória no desempenho da junta de CFRP, pois observaram-se reduções na carga de rotura “P” (Figura 3.58a) e na deformação instalada no compósito “ ϵ_f ” (Figura 3.58b). Compreende-se, facilmente, que a degradação da interface betão-compósito, mais concretamente do agente de ligação (resina/adeseivo), originou uma redução na capacidade de transferência da força de tracção do compósito (F_t) para o betão, daí a menor deformação no sistema de CFRP e na carga de rotura. No Quadro 3.32, encontram-se tabeladas, para cada sistema de CFRP e para cada série, as alterações registadas nessas características. Como já se referiu anteriormente, as maiores reduções manifestaram-se no sistema Sika Wrap, pois o comprimento de colagem, adoptado em todos os provetes, foi previsivelmente insuficiente para os sistemas do tipo laminado, como se atestou pela diferença nas cargas de rotura obtidas nos modelos da série R (cerca de 40 kN nas mantas e pouco mais de 25 kN nos laminados).

Com base nos resultados do Quadro 3.32, concluiu-se que os agentes higrotérmicos promoveram uma degradação da interface betão-compósito superior à observada nas resinas/adeseivos (secção 3.5.5). À

excepção do sistema MBrace Manta, constatarem-se reduções na carga de rotura de 40% nos sistemas laminados e de 55% no Sika Wrap. Por sua vez, a redução registada na deformação máxima do compósito foi menor que a verificada na carga de rotura (30% no Mapei Carboplate e 40% no Sika Wrap). No sistema MBrace Laminado, a redução foi idêntica nos três parâmetros analisados. Recorde-se que os decréscimos de resistência à flexão nas resinas/adesivos, ensaiadas e aplicadas nestes quatro sistemas de CFRP (Fase 3), se situaram entre os 20% (Resin 55, Adesilex PG2) e os 30% (Sikadur 330 e Resin 220). Foi, portanto, notória a maior diminuição da resistência ao corte da interface betão-compósito.

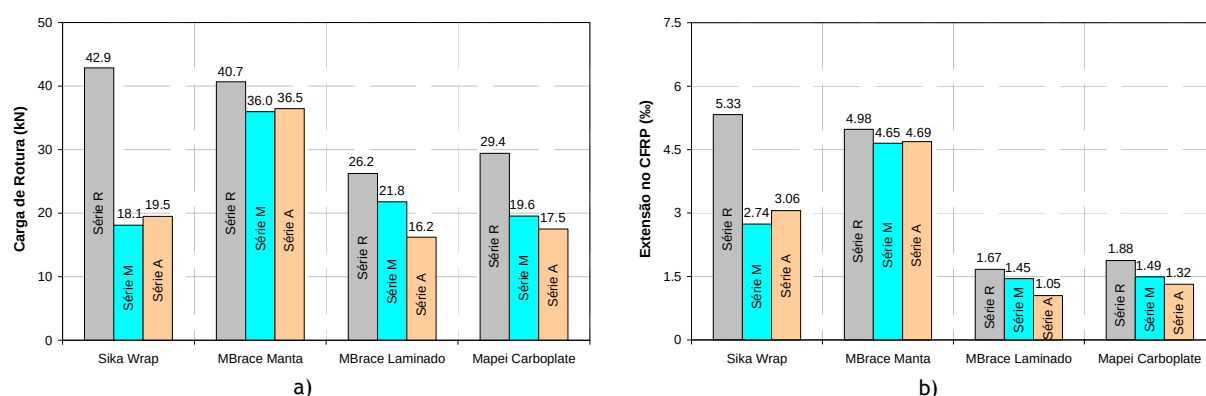


Figura 3.58 - Variação da carga de rotura e da extensão no CFRP devido à acção da temperatura e da humidade.

Quadro 3.32 - Efeito da humidade na resposta dos sistemas de CFRP (ensaio de aderência em flexão).

Sistemas de CFRP		P_m (kN)	ΔP_m (%)		ε_{fm} (%)	$\Delta \varepsilon_{fm}$ (%)		F_{tm} (kN)	ΔF_{tm} (%)	
		Séries			Séries			Séries		
		R	M	A	R	M	A	R	M	A
Mantas	Sika Wrap Hex-230 C	42.86 ^[1]	-57.8	-54.5	5.33 ^[3]	-48.6	-42.6	19.15 ^[1]	-57.7	-54.4
	MBrace Manta C1-20	40.66	-11.5	-10.4	4.98	-6.6	-5.8	18.23	-11.6	-10.4
Laminados	MBrace Laminado LM	26.24	-17.0	-38.2	1.67	-13.2	-37.1	11.76	-17.0	-38.2
	Mapei Carboplate E170	29.40	-33.5 ^[2]	-40.5	1.88	-20.7 ^[2]	-29.8	13.18	-33.5 ^[2]	-40.5

[1] média aritmética dos resultados de dois provetes; [2] média aritmética dos resultados de três provetes; [3] valor resultante de apenas um provete por anomalia no extensómetro do outro provete.

Este estudo evidencia a importância que a durabilidade da resina/adetivo assume no comportamento a longo prazo da colagem exterior de sistemas de CFRP. A humidade é a causa de muitos dos destacamentos induzidos pelos agentes ambientais, pois pode enfraquecer ou quebrar as ligações secundárias ao longo da interface adesivo-aderente, passando a adesão a depender das ligações primárias (covalentes ou iónicas) e físicas (ancoragem mecânica devido à rugosidade da superfície) [Pizzi et al., 1994].

Embora a degradação da interface seja inevitável, existem formas de atrasar o processo. Os métodos existentes podem ser classificados como ambientais, como materiais e de projecto. Alterar as

condições de exposição ambientais será o método mais eficaz, mas infelizmente esta opção é muitas das vezes inexequível. No entanto, é sempre possível proteger a junta da exposição ambiental exterior. Os tipos de protecção foram analisados por Juvandes et al. (2007). A selecção e preparação dos materiais são opções mais verosímeis que a alteração das condições ambientais. Seleccionar adesivos mais resistentes ao efeito da humidade será o mais aconselhável, mas uma eficaz preparação da superfície conduz ao aumento da durabilidade da ligação [Pizzi et al., 1994]. Como se constatou neste estudo, a aplicação de um primário epoxídico após a preparação do betão atrasa a acção da humidade na interface.

Na fase de projecto é possível evitar que a água se acumule em determinadas zonas do elemento, através da inserção de pequenos furos e da concepção de formas geométricas que promovam o escoamento da água. Vedantes são também usados para retardar o ingresso da humidade nas juntas construtivas. Uma última medida para aumentar a durabilidade é o sobredimensionamento da interface de modo que as tensões actantes sejam uma pequena fracção das tensões que a interface pode suportar. Assim, se a humidade reduzir a resistência da interface, esta ainda será suficiente para transferir as forças do compósito para o betão [Pizzi et al., 1994].

3.7 - Considerações finais

Nos últimos tempos, tem-se notado uma preocupação crescente em torno do comportamento a longo prazo dos compósitos de FRP utilizados no reforço de estruturas de betão armado pela técnica EBR. Para se avaliar esse comportamento, é essencial caracterizar o comportamento a longo prazo de cada um dos materiais intervenientes (sobretudo as fibras e as resinas/adesivos) como também o é o comportamento a longo prazo da interface betão-compósito. Nesse sentido, definiu-se um programa experimental vocacionado, essencialmente, para a avaliação dos efeitos da humidade e da temperatura na ligação betão-compósito. O programa experimental incluiu três fases de ensaios:

- Fase 1 - avaliar algumas das propriedades mecânicas dos sistemas de CFRP (laminados e mantas) e das resinas/adesivos usadas nesses sistemas.
- Fase 2 - medir a temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos, avaliar a lei de absorção de água desses polímeros (obtenção da massa de água de saturação), analisar os efeitos da humidade e da temperatura nas resinas/adesivos através da medição da temperatura de transição vítrea e da quantificação de algumas propriedades mecânicas à flexão.
- Fase 3 - quantificar os efeitos dos agentes higrotérmicos na degradação da ligação betão-compósito, em particular as repercussões na tensão de aderência da interface.

Em termos gerais, pode afirmar-se que os resultados obtidos foram satisfatórios, tendo-se atingido, na sua maioria, os objectivos estabelecidos para esta etapa do trabalho. Ao longo deste capítulo, os

registos obtidos foram analisados e discutidos, destacando-se agora os aspectos mais significativos:

- A resistência à tracção e a extensão máxima dos sistemas de CFRP do tipo laminado e de algumas resinas/adesivos, obtidos experimentalmente, foram sempre inferiores aos valores indicados nas fichas técnicas desses produtos. Quanto ao módulo de elasticidade dos sistemas do tipo laminado registaram-se algumas diferenças relativamente aos valores indicados nas fichas técnicas, com excepção do laminado Sika Carbodur (valor idêntico ao das fichas).
- Nos sistemas do tipo manta os valores experimentais obtidos dizem respeito ao compósito (fibras+resina). No entanto, constatou-se que os valores obtidos da resistência à tracção e da extensão máxima foram inferiores aos referenciados nas fichas técnicas, enquanto os valores do módulo de elasticidade foram ligeiramente superiores (variações de 10%).
- Os ensaios de DMTA mostraram que a temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos curadas à temperatura ambiente oscilou entre os 53°C e os 60°C, com excepção dos adesivos Adesilex PG1 e PG2 onde se registaram valores próximos dos 42°C. Nos adesivos curados a 80°C de temperatura obtiveram-se valores de “ T_g ” de 59°C e 67°C.
- As resinas expostas a uma temperatura de 30°C e a humidades relativas de 75% e 87% apresentaram maior massa de água de saturação “ M_e ” do que os adesivos (1.5% contra 0.5%). Nestas condições de exposição, constatou-se que a massa de água de saturação foi superior nos adesivos curados a 80°C, com acréscimos de 37% (Resin 220) e de 108% (Sikadur 30) relativamente à registada nesses adesivos com cura à temperatura ambiente.
- A massa de água de saturação dos provetes imersos em água foi superior ao das outras séries. Valores da “ M_e ” de 3% foram registados nas resinas e em alguns adesivos. Os valores de absorção de água mais elevados foram observados nos adesivos da Mapei (4% no Adesilex PG1 e 6.4% no Adesilex PG2). Não foi alcançada a massa de água de saturação no adesivo Sikadur 30 (com diferentes condições de cura), devido às fissuras que se desenvolveram.
- Os valores de difusividade “ D_z ” obtidos (da ordem de 10^{-8} mm²/s), segundo a norma EN ISO 62 (1999), permitiram a obtenção de curvas de absorção teóricas que se ajustaram satisfatoriamente aos dados experimentais.
- O efeito dos agentes higrotérmicos resultou num aumento máximo de 23% da temperatura de transição vítrea nas resinas/adesivos expostas a uma temperatura de 30°C e a humidades relativas de 75% e 87% (séries H75 e H87). Nos provetes imersos em água (série IMR), registaram-se reduções da “ T_g ” no Sikadur 330 e no Sikadur 30 (diferentes condições de cura) que variaram entre os 14% e os 22%, sugerindo a sua plastificação. Nas restantes resinas/adesivos não se observaram variações significativas.
- Os agentes higrotérmicos provocaram em algumas resinas reduções de 32% na resistência à flexão e de 42% na sua deformação máxima. Apenas na resina Sikadur 330 se registou um

aumento da deformação e um decréscimo do módulo de elasticidade à flexão. Nos adesivos a variação de deformação foi praticamente inexistente, apesar da variação no módulo de elasticidade (aumento de 26% na Resin 220 e decréscimo de 19% na Sikadur 30).

- A maioria das resinas/adesivos da série IMR exibiu uma menor resistência à flexão (reduções superiores a 50%), um menor módulo de elasticidade (reduções entre 6% e 56%) e uma maior deformação na rotura (acréscimos de 10% a 47%). Na resina Sikadur 330 e nos adesivos Adesilex PG1 e PG2, ocorreram perdas de massa relativamente à massa inicial dos provetes, indiciando uma degradação química da resina/adesivo.
- Os ensaios de “Pull-off” realizados em quatro sistemas de CFRP, expostos a diferentes condições higrotérmicas (119 dias com humidade de 50% mais 60 dias sujeita a ciclos de temperatura e de humidade e no final 465 dias com humidade de 100%), não provocaram uma significativa degradação da interface betão-compósito. A rotura ocorreu praticamente pela superfície do betão, demonstrando um comportamento semelhante e satisfatório de todos os sistemas. A redução média da tensão de aderência (0.6 MPa) devido aos efeitos dos agentes higrotérmicos foi idêntica ao valor máximo do desvio padrão registado.
- Os ensaios de aderência em flexão realizados em quatro tipos de sistemas de CFRP (mantas e laminados), 198 dias após a sua imersão em água a diferentes temperaturas (18°C e 30°C), demonstraram que a humidade foi responsável pela alteração do modo de ruína que passou da superfície de betão para a interface betão-adesivo ou adesivo-FRP.
- Dos resultados dos ensaios de aderência em flexão, concluiu-se que os agentes higrotérmicos promoveram uma degradação da interface betão-compósito. Nos ensaios de aderência registaram-se reduções na carga de rotura de 40% nos sistemas laminados e de 55% no Sika Wrap. Recorde-se que nos ensaios de flexão das resinas/adesivos utilizadas nesses sistemas de CFRP se observou um decréscimo máximo de resistência à flexão de 30% na resina Sikadur 330 e no adesivo Resin 220 após a sua imersão em água.
- A menor degradação foi registada no sistema MBrace Manta e deveu-se à aplicação de um primário epoxídico durante a preparação da superfície de betão, pois reduziu a porosidade do substrato de betão, retardando a degradação da interface betão-compósito.

Este programa experimental terminou com a apresentação de alguns procedimentos que poderão retardar a degradação da interface.

Em suma, ficou patente na informação obtida neste programa experimental que a caracterização adequada dos materiais e do comportamento conjunto de vários materiais é fundamental, quer para a definição de modelos constitutivos mais exactos, úteis na fase de dimensionamento e de verificação da segurança, quer para o estabelecimento de requisitos de desempenho, imprescindíveis ao projectista na selecção dos materiais a aplicar, quer para a definição dos procedimentos de controlo da qualidade na aplicação dos sistemas de CFRP através da técnica EBR.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LAJES

4.1 - Considerações gerais

O capítulo anterior deteve-se não só na caracterização dos materiais constituintes dos principais sistemas de CFRP, comercializados em Portugal, mas também no comportamento da interface betão-compósito quando submetida a diferentes exposições ambientais.

O conhecimento da evolução das propriedades dos materiais e consequentemente da sua ligação (interface) ao substrato (betão) é essencial, quando se pretende que o comportamento em serviço da estrutura reforçada não se venha a revelar deficitário, pondo em perigo a segurança da mesma. Porém, há que considerar outros factores que poderão, isoladamente ou interagindo entre si, conduzir à degradação da interface ou de algum dos seus constituintes, limitando, desse modo, a eficiência do reforço. Um desses factores é a história de carga a que pode estar submetida a estrutura, isto é, o tipo de solicitação, o tempo de duração e a sua natureza (estática, dinâmica ou cíclica).

Por outro lado, é também fundamental perceber os mecanismos relacionados com os modos de ruína possíveis a curto, médio e longo prazo, em estruturas de betão reforçadas por colagem exterior de sistemas de CFRP, de modo a estabelecer ou validar modelos de comportamento e de verificação de segurança, capazes de prever correctamente a máxima capacidade de carga da estrutura/elemento, a deformação última esperada e, naturalmente, o modo de ruína associado.

A investigação desenvolvida sobre esta técnica de reforço tem incidido, essencialmente, no reforço à flexão e/ou ao corte de vigas de betão armado, como se referiu no Capítulo 2. Como tal, é limitada a quantidade de informação relativa ao uso desta técnica no reforço de lajes de betão, armadas em uma ou em ambas as direcções, apesar de, frequentemente, se necessitar de reforçar este tipo de elementos, tanto em edifícios como em pontes.

O reconhecimento de que estes aspectos devem ser ainda mais aprofundados justificou a definição de um programa experimental de investigação do comportamento de lajes de betão armado reforçadas com materiais compósitos de CFRP.

Assim, após uma breve apresentação, na secção 4.2, do programa experimental estabelecido, far-se-á, na secção 4.3, a descrição de seis modelos de laje, de dimensões correntes (escala real), agrupados em três séries (uma de referência e duas reforçadas). Após a caracterização dos materiais intervenientes na execução dos modelos, do programa de ensaios e dos equipamentos e instrumentação utilizados serão apresentados os resultados das várias fases dos ensaios. Esta secção prossegue com a análise e discussão dos resultados, mediante a análise comparativa entre as séries testadas e entre os dados obtidos experimentalmente e por aplicação de modelos numéricos existentes na bibliografia técnica. No final da secção resumem-se as principais conclusões retiradas do comportamento destas lajes.

De modo semelhante ao da secção anterior, far-se-á, na secção 4.4, a descrição de outros seis modelos de laje, estes de escala reduzida, agrupados também em três séries (uma de referência e duas reforçadas). Esta secção principiará com a caracterização dos materiais intervenientes na execução dos modelos, do programa de ensaios e dos equipamentos e instrumentação utilizados. Depois serão apresentados, analisados e discutidos os resultados das várias fases dos ensaios de modo idêntico ao dos modelos de laje anteriormente examinados. No final da secção, sintetizam-se as principais conclusões retiradas do comportamento destas lajes.

Por fim, alguns dos parâmetros estudados separadamente para os dois grupos de lajes a escalas diferentes serão comparados, na secção 4.5, com o objectivo de avaliar possíveis efeitos de escala.

4.2 - Programa experimental

O programa experimental estabelecido consistiu na realização de ensaios de flexão em dois grupos distintos de lajes de betão armado (escalas diferentes) e sob acção de vários tipos de carregamento.

O primeiro desses grupos, designado por “Modelo FS”, em que FS é a abreviatura de *Full Scale*, engloba seis modelos de lajes, cuja característica preponderante é a sua dimensão geométrica que se aproxima da dimensão correntemente utilizada em obra, nestes elementos estruturais. O segundo grupo designa-se “Modelo SS”, em que a sigla SS representa as iniciais de *Small Scale*. Adoptando o mesmo raciocínio, a denominação do grupo relaciona-se com a dimensão geométrica, mais reduzida, destes modelos.

Cada grupo de lajes é constituído por três séries, cada uma composta por dois modelos. A série de referência é formada por duas lajes de betão armado, enquanto as outras duas incluem lajes de betão armado reforçadas por colagem exterior de dois tipos de sistemas de CFRP disponíveis no mercado, o sistema curado ‘*in situ*’ (manta) e o sistema pré-fabricado (laminado).

Identificados os grupos de lajes, estabeleceram-se as várias fases de ensaio para cada grupo. Os modelos de maior dimensão foram submetidos a uma fase inicial de carga cujo objectivo foi a obtenção de um padrão de fendilhação estabilizado. A etapa seguinte foi a realização de 5000 ciclos de carga/descarga e, finalmente, os modelos foram sujeitos à acção de uma carga progressivamente crescente até se atingir a rotura. Os modelos reduzidos foram, inicialmente, submetidos a uma carga permanente (ensaio de fluência) com uma duração de aproximadamente um ano e, posteriormente, foram executadas fases idênticas às do outro grupo de lajes (5000 ciclos de carga e ensaio até à rotura). No Quadro 4.1 resumem-se, para os dois grupos de lajes, as diversas fases de ensaio.

Os objectivos a alcançar com a definição deste programa experimental foram:

- Comparar o comportamento à flexão de lajes reforçadas com dois sistemas compósitos de CFRP disponíveis no mercado (mantas e laminados).
- Avaliar o comportamento à flexão de lajes reforçadas com sistemas compósitos de CFRP sujeitas à acção de cargas permanentes (avaliar o efeito da fluência).

- Examinar a degradação de aderência na interface betão-compósito, junto de fendas, devido à acção de cargas cíclicas.
- Comparar o comportamento à flexão dos dois grupos de lajes (escalas diferentes) de modo a identificar a influência, ou não, de aspectos relacionados com a escala dos modelos.
- Avaliar o desempenho de uma possível solução de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia.
- Obter a forma de distribuição e a grandeza das tensões de corte na interface betão-compósito.
- Reunir informação que permita validar os métodos de dimensionamento de lajes de betão armado reforçadas à flexão por colagem exterior de compósitos de CFRP.

Quadro 4.1 - Fases de ensaio que compõem o programa experimental de lajes.

<i>Lajes</i>	<i>Fases de Ensaio</i>		
	<i>Fase 1</i>	<i>Fase 2</i>	<i>Fase 3</i>
Grupo FS	Pré-fendilhação	Cargas cíclicas	Rotura
Grupo SS	Fluência		

Nos pontos seguintes apresenta-se, para cada grupo de lajes, a descrição dos modelos e das fases de ensaio, os resultados obtidos em cada fase e a análise de resultados efectuada.

4.3 - Modelos à escala real

No início deste trabalho, identificou-se a Ponte N.S. Guia, em particular a laje superior do tabuleiro, como exemplo prático de uma estrutura a reforçar à flexão por aplicação da técnica de colagem exterior de sistemas de CFRP.

Naturalmente, aquando da definição do programa experimental sobre lajes de betão armado, reforçadas pela técnica em análise, surgiu de imediato a ideia de conceber, em laboratório, modelos representativos da laje superior do tabuleiro da ponte. Como se verá no capítulo seguinte, de forma mais detalhada, a secção transversal do tabuleiro é em forma de caixão bicelular. A laje superior apresenta espessura variável na zona de continuidade com as paredes do caixão (almas) e nas consolas, mas, na zona interior das células, apresenta uma espessura constante de 0.20 m, num comprimento de 2.85 m. A distribuição de armaduras ordinárias na secção transversal do tabuleiro encontra-se representada na Figura 4.1.

Confirmada em obra a espessura de 0.20 m (por intermédio de recolha de carotes) e a distribuição de armaduras ordinárias nessa região da laje superior [OZ/STAP, 1998], procedeu-se à definição dos modelos de laje em betão armado a executar em laboratório.

Com base nessa informação, estabeleceu-se que os modelos FS, de maior escala, deveriam possuir as seguintes dimensões médias: 0.96 m de largura, 2.85 m de comprimento e 0.20 m de espessura.

A armadura longitudinal mínima a dispor no modelo deveria ser idêntica à do tabuleiro ($\phi 10//0.20$), tendo-se adoptado $5\phi 10$. Por uma questão de versatilidade, optou-se por colocar a mesma armadura longitudinal em ambas as faces do modelo. Na direcção transversal, com vista a uma melhor distribuição das cargas, considerou-se uma armadura de $\phi 6//0.20$, em forma de estribo. Considerou-se, ainda, um recobrimento das armaduras de 2.5 cm.

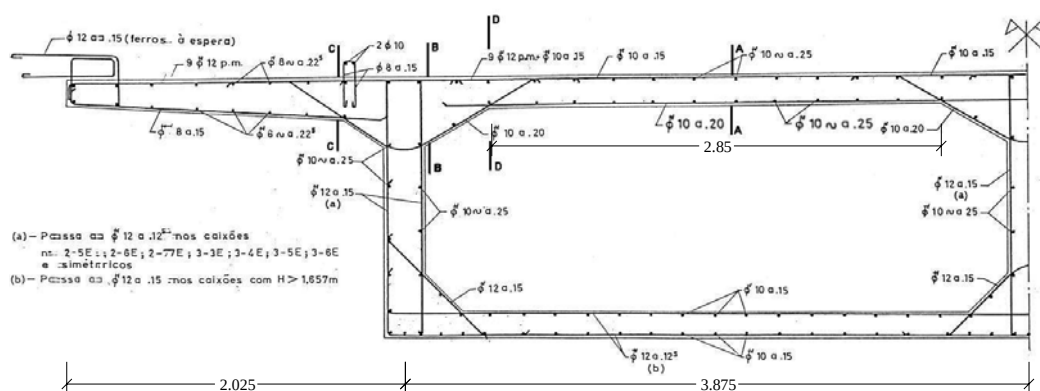


Figura 4.1 - Distribuição de armaduras ordinárias no caixão.

O número total de espécimes a executar foi de seis, das quais duas foram utilizadas como referência (sem reforço) e as restantes quatro foram reforçadas por colagem exterior de dois sistemas de CFRP, o pré-fabricado *MBrace Laminado LM* [Bettor, 2003] e a manta flexível e pré-impregnada *MBrace Manta C1-20* [Bettor, 2003].

De modo a facilitar a exposição deste estudo, distribuíram-se os seis modelos de laje por três séries. A designação destas séries é a seguinte:

- Série RC (Reinforced Concrete) contendo dois modelos em betão armado (FSRC1 e FSRC2).
- Série BM (Bettor Manta) contendo dois modelos em betão armado reforçados com mantas unidireccionais de fibras de carbono (FSBM1 e FSBM2).
- Série BL (Bettor Laminado) contendo dois modelos em betão armado reforçados com laminados unidireccionais de fibras de carbono (FSBL1 e FSBL2).

4.3.1 - Concepção e preparação dos modelos

Os modelos da série RC, em betão armado, estão totalmente caracterizados com a definição das dimensões geométricas ($2.85 \times 0.96 \times 0.20$) e das armaduras ordinárias, definidas no ponto anterior. No entanto, foi ainda necessário pré-dimensionar as secções dos reforços a executar nos modelos das séries BM e BL.

Como também foi referido no capítulo introdutório, no desenvolvimento do Projecto CarboPonte foi constatada a necessidade de aumentar a capacidade de carga da laje superior do tabuleiro para o *dobro* da existente [Figueiras et al., 1999]. Da análise da secção transversal do caixão, concluiu-se que o momento resistente de cálculo da laje, por metro de largura, seria sensivelmente 22 kNm/m. Tal facto permitiu estabelecer como critério, para o pré-dimensionamento do referido reforço, um momento flector resistente de cálculo de pelo menos 45 kNm/m.

No pré-dimensionamento dos reforços foram, ainda, tidos em conta as propriedades dos materiais constituintes da laje do tabuleiro, nomeadamente, a classe A400 do aço das armaduras ordinárias. De modo a evitar a plastificação da armadura em serviço e a ocorrência de ruínas prematuras limitou-se o valor da extensão máxima no CFRP a 6.5‰ (ver Capítulo 2 secção 2.3.3).

De modo simplificado, uma vez que se tratava de um pré-dimensionamento, estimou-se a força de tracção, “ F_t ”, que poderia estar instalada no sistema de reforço, a partir de um simples equilíbrio de momentos. Conhecida a máxima força de tracção nas armaduras ordinárias, “ $F_{5\phi 10}$ ”,

$$F_{5\phi 10} = A_s \times f_{syd} = 3.93 \times 10^{-4} \times 348 \times 10^3 = 136.8 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

em que “ A_s ” é a área de 5 varões de 10 mm e “ f_{syd} ” é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço, e a força de tracção, “ F_t ”, que equilibra o momento positivo actuante, “ M_{sd} ”,

$$F_t = M_{sd} / (0.9 \times d_s) = 45 / (0.9 \times 0.17) \cong 294 \text{ kN/m} \quad (4.2)$$

é possível estimar a força de tracção no CFRP,

$$F_f = (F_t - F_{5\phi 10}) \times d_s / d_f \quad (4.3)$$

em que “ d_s ” é a altura útil da armadura e “ d_f ” a altura útil do CFRP.

Conhecido o valor da força de tracção no sistema de reforço, o valor de cálculo da largura do CFRP (admitindo 1 camada de compósito), “ b_f ”, obtém-se por:

$$b_f = F_f / (\varepsilon_f \times E_f \times t_f) \quad (4.4)$$

em que, “ ε_f ” é o valor da extensão máxima no CFRP, “ E_f ” é o módulo de elasticidade do CFRP e “ t_f ” é a espessura do CFRP (espessura equivalente “ t_{eq} ” no caso das mantas).

O Quadro 4.2 resume o pré-dimensionamento dos reforços. As secções transversais dos sistemas de CFRP adoptadas foram, para o caso da manta flexível, duas faixas constituídas por sobreposição de 2 camadas com 0.30 m de largura. No caso dos laminados, consideraram-se 3 tiras de 0.05 m de largura. A escolha por uma largura superior à que foi obtida em pré-dimensionamento poderá conduzir a uma capacidade resistente dos modelos reforçados com compósitos de CFRP (séries BM e BL) ligeiramente superior ao dobro da capacidade dos modelos da série RC.

Quadro 4.2 - Pré-dimensionamento dos sistemas de CFRP ($\varepsilon_f = 6.5\%$).

Série	Sistema de CFRP	d_s (m)	f_{syd} (MPa)	$F_{5\phi 10}$ (kN)	Pré-dimensionamento dos Reforços					
					$t_f^{[1]}$ (mm)	$E_f^{[1]}$ (GPa)	F_f (kN)	d_f (m)	$b_{f,cal}$ (m)	$b_{f,real}$ (m)
BM	MBrace Manta C1-20	0.17	348	136.8	0.234	185	133.6	0.2001	0.48	0.60
BL	MBrace Laminado LM	0.17	348	136.8	1.400	150	133.2	0.2007	0.10	0.15

[1] t_f , E_f - valores em conformidade com as fichas técnicas do material.

Definidas as características dos modelos, procedeu-se, em Dezembro de 2002, à sua betonagem e posterior reforço. A aplicação dos sistemas compósitos de CFRP foi realizada, em Novembro de 2003, de acordo com os procedimentos estabelecidos para este tipo de materiais, podendo ser sintetizados em três fases: o tratamento da superfície de modo a garantir que o substrato tenha boas condições de aderência; a colagem propriamente dita dos sistemas; e o controlo de qualidade da colagem. Para a realização desse controlo de qualidade, foram executados, nos modelos FSBM2 e FSBL1, dois pequenos troços, um somente com aplicação de primário e outro com aplicação do sistema de CFRP (primário, resinas/adesivos e manta/laminado). Os procedimentos utilizados na aplicação destes sistemas compósitos foram idênticos aos descritos no trabalho de Juvandes et al. (1998-b). Algumas destas fases encontram-se ilustradas no Anexo B.

No Quadro 4.3, resumem-se, para cada modelo, a correspondente série, a percentagem de armadura ordinária “ ρ_s ”, a percentagem de reforço “ ρ_f ”, para além de algumas observações.

Quadro 4.3 - Modelos de laje FS.

Lajes		Armadura	ρ_s (%) ^[1]	CFRP ρ_f (%) ^[2]	Observações
Série	Modelo				
RC	FSRC1	5 ϕ 10	0.20	-	Série de referência
	FSRC2	5 ϕ 10	0.20	-	
BM	FSBM1	5 ϕ 10	0.20	0.07	Série reforçada com manta flexível
	FSBM2	5 ϕ 10	0.20	0.07	
BL	FSBL1	5 ϕ 10	0.20	0.11	Série reforçada com laminado
	FSBL2	5 ϕ 10	0.20	0.11	

[1] $\rho_s = A_s/A_c$, com $A_c = 0.2 \text{ m}^2$; [2] $\rho_f = A_f/A_c$.

Nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4, apresentam-se esquematicamente os modelos das séries BM, BL e RC, respectivamente, discriminando as características geométricas, a armadura, o tipo de reforço com material compósito e a localização dos pontos de aplicação das cargas. São ainda apresentadas a largura e a espessura média reais em todos os modelos, resultantes da sua execução.

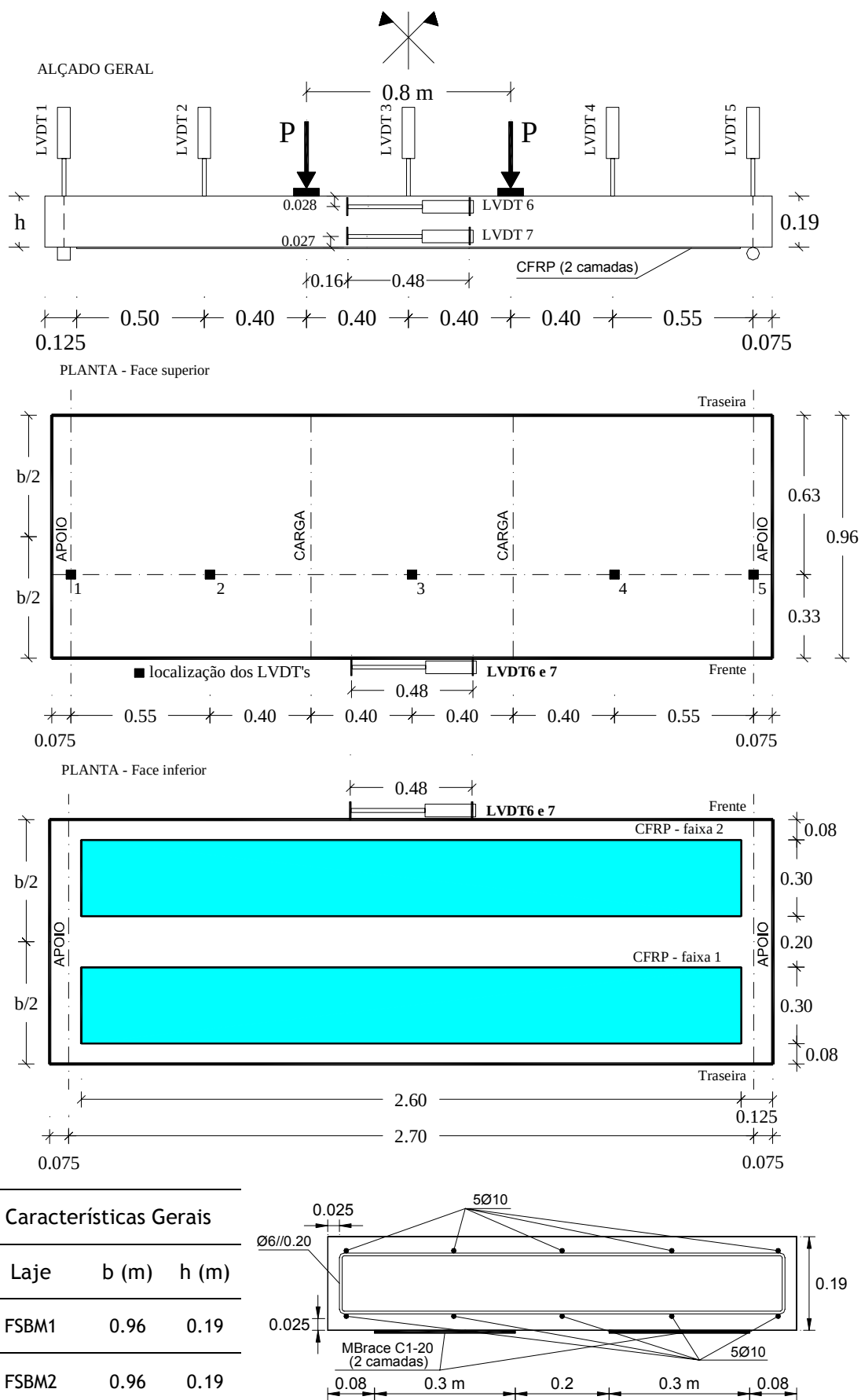


Figura 4.2 - Informações gerais sobre os modelos FS da série BM.

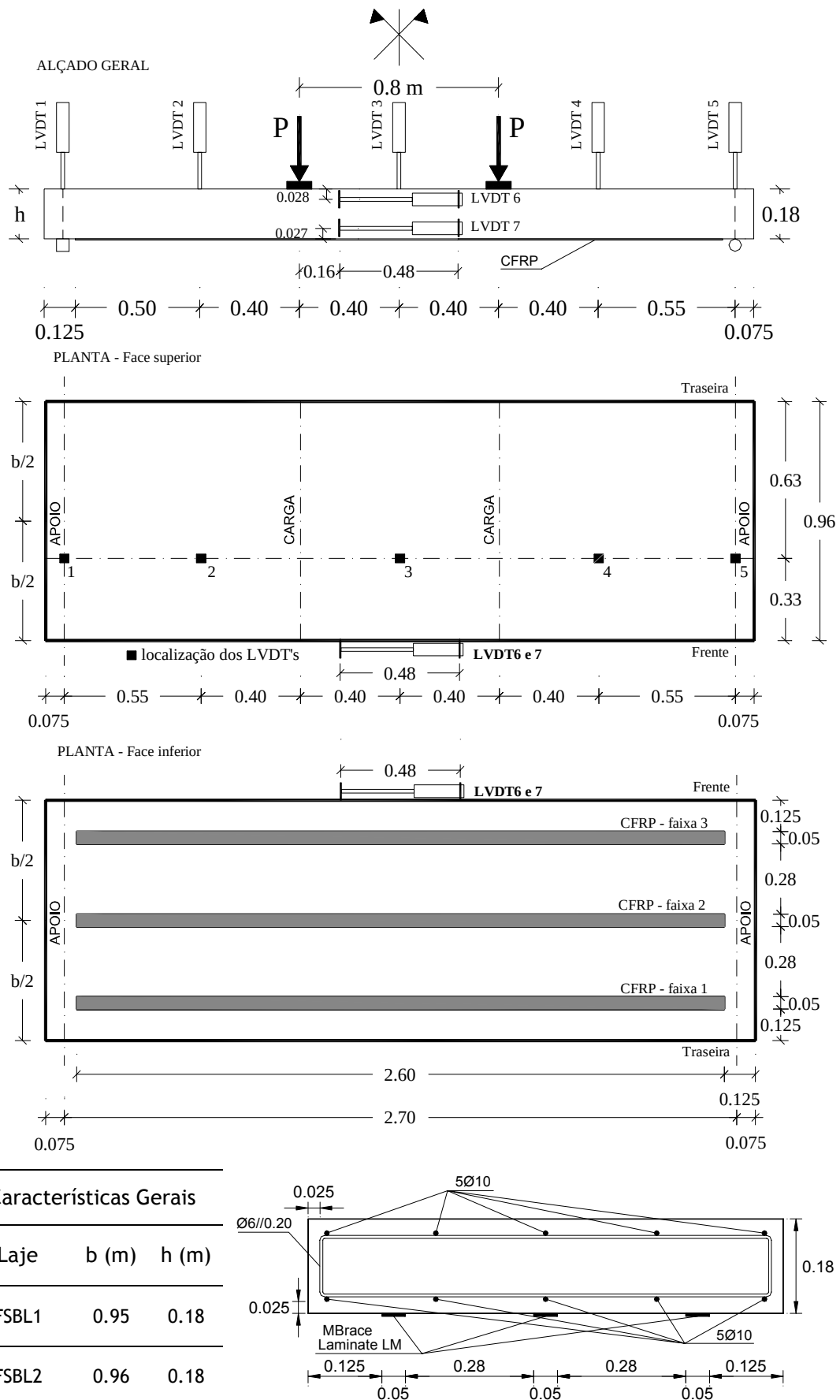


Figura 4.3 - Informações gerais sobre os modelos FS da série BL.

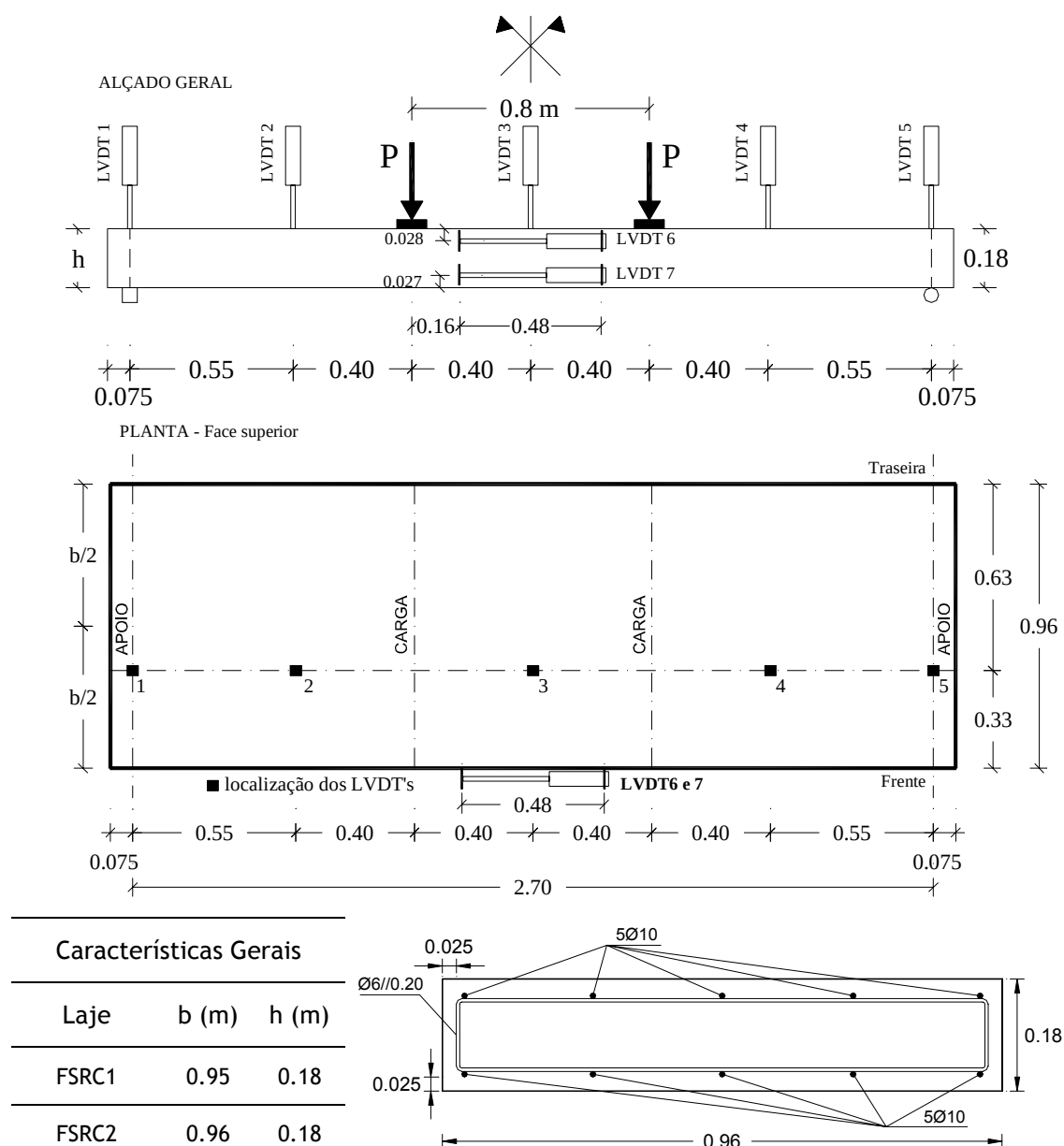


Figura 4.4 - Informações gerais sobre os modelos FS da série RC.

4.3.1.1 - Caracterização dos materiais e da ligação betão-compósito

A caracterização dos materiais intervenientes na execução dos modelos experimentais FS será efectuada nos pontos seguintes de acordo com o tipo de material. Assim, caracterizam-se, inicialmente, os materiais tradicionais, betão e aço para, em seguida, se apresentar a caracterização dos materiais que compõem os sistemas compósitos e a ligação betão-compósito.

i) Betão

Para a execução dos 6 modelos de laje foi realizada, apenas, uma amassadura e uma betonagem. Para caracterizar as propriedades dessa amassadura, moldaram-se provetes cúbicos ($0.15 \times 0.15 \times 0.15 \text{ m}^3$).

Um conjunto de três provetes, representativos da betonagem, foi ensaiado aos 31 dias de cura.

Os valores característicos da tensão de rotura à compressão do betão foram obtidos segundo o preconizado na norma NP-ENV 206 (1993). Seguidamente, foi necessário converter as resistências médias à compressão de cubos em cilindros e determinar outras propriedades mecânicas do betão, recorrendo a expressões aproximadas propostas no Eurocódigo 2 (2004).

As principais propriedades do betão foram, posteriormente, estimadas para as datas de realização dos ensaios (*j-dias*), por aplicação das expressões do Eurocódigo 2 (2004).

No Quadro 4.4 e no Quadro 4.5, resumem-se as principais características do betão para os 28 dias e para as datas de ensaio dos modelos de laje (*j-dias*). Neste último quadro, apresentam-se, para dois dos modelos - FSRC1 e FSBM1 - duas idades diferentes relativas à Fase 1 de ensaio, pois estes modelos foram seleccionados, inicialmente, para aferir os procedimentos de ensaio (primeira idade *j-dias*), voltando, mais tarde, aquando dos restantes modelos, a ser reiniciado o ensaio (segunda idade *j-dias*).

A classe de betão estimada (C30/37) corresponde à classe pretendida, uma vez que, à data de realização destes modelos, a informação existente sobre a classe do betão da laje superior da Ponte N.S. Guia era a contida na memória descritiva e justificativa de projecto [JAE, 1973], ou seja, uma classe B350 (C30/37).

Quadro 4.4 - Principais características do betão aos 28 dias, nos modelos de laje FS.

Dados da Betonagem		Provetes Cúbicos			Provetes Cilíndricos				
		Idade - 31 dias			Idade - 28 dias				
Tipo de Provetes	Data de Fabrico	Nº do Provede	$f_{c,31}^{cub}$ (MPa)	f_{cm}^{cub} (MPa)	f_{ck} (MPa)	$f_{cm}^{[1]}$ (MPa)	$f_{ctm}^{[2]}$ (MPa)	$E_{cm}^{[3]}$ (GPa)	Classe
Cúbicos (0.15×0.15×0.15 m³)	09-12-02	1	47.5	45.5	32.2	37.2	3.0	32.6	C30/37
		2	45.3						
		3	45.3						

[1] calculado segundo critério 2 da norma NP-ENV 206 (valor) = $f_{ck} + 5$ [NP-ENV 206, 1993];

[2] (valor) = $0.30 \times f_{ck}^{(2/3)}$ [Eurocódigo 2, 2004]; [3] (valor) = $22 \times (f_{cm}/10)^{(0.3)}$ [Eurocódigo 2, 2004].

Quadro 4.5 - Características do betão nas datas de ensaio (*j-dias*) dos modelos de laje FS.

Laje	Data da Fase 1 de Ensaio		Idade (1) (j-dias)	Idade (2) (j-dias)	$f_{cm,j}$ (MPa)	$f_{ctm,j}$ (MPa)	$E_{cm,j}$ (GPa)
FSRC1	08-06-04	26-06-06	547	1295	45.1	3.4	34.5
FSRC2	-	07-07-06	-	1306	-	-	-
FSBM1	27-09-04	21-06-06	658	1290	45.4	3.4	34.6
FSBM2	-	30-06-06	-	1299	-	-	-
FSBL1	-	14-07-06	-	1313	-	-	-
FSBL2	-	20-07-06	-	1319	-	-	-

ii) Aço

Todos os modelos FS foram armados com varões de aço nervurado de diâmetros $\phi 6$ e $\phi 10$.

Para avaliar as características de cada tipo de aço, efectuaram-se ensaios de tracção em provetes retirados de varões diferentes. O Quadro 4.6 sintetiza os valores médios das principais características dos dois tipos de aço.

A consulta da memória descritiva e justificativa de projecto [JAE, 1973] da Ponte N.S. Guia permitiu constatar que as armaduras de aço a utilizar na laje superior do tabuleiro deveria ser da classe SNT 40 (A400), concretamente a mesma classe de aço utilizada nos varões que constituem a armadura principal dos modelos (5 ϕ 10). A classe de aço das armaduras de menor diâmetro não é relevante para o desenvolvimento deste estudo, pois trata-se de uma armadura de distribuição.

Nos cálculos deste trabalho, usar-se-á o valor do módulo de elasticidade do aço de $E_s = 200$ GPa, estabelecido no Eurocódigo 2 (2004), apesar dos resultados experimentais terem indicado um valor ligeiramente superior.

Quadro 4.6 - Características médias dos aços nos modelos de laje FS.

Modelos	Aço $\phi 6$ nervurado	Aço $\phi 10$ nervurado
FSRC1		
FSRC2	Tensão de cedência: $f_{sym} = 569.7$ MPa	Tensão de cedência: $f_{sym} = 460.3$ MPa
FSBM1	Extensão de cedência: $\varepsilon_{sym} = 0.26$ %	Extensão de cedência: $\varepsilon_{sym} = 0.22$ %
FSBM2	Tensão de rotura: $f_{sum} = 677.9$ MPa	Tensão de rotura: $f_{sum} = 575.8$ MPa
FSBL1	Extensão na rotura: $\varepsilon_{sum} = 16.0$ %	Extensão na rotura: $\varepsilon_{sum} = 21.9$ %
FSBL2		

iii) Compósitos de CFRP

O reforço destes modelos de laje foi executado com dois sistemas compósitos unidireccionais de fibras de carbono, o *laminado pré-fabricado* na série BL e a *manta flexível pré-impregnada* na série BM. Ambos os sistemas e respectivos componentes foram fornecidos pela Mbrace - Bettor Portugal (actualmente designados por Basf).

A caracterização dos sistemas compósitos de CFRP foi o tema do capítulo anterior. Por esse motivo, neste ponto, apenas se resumem, no Quadro 4.7, as principais características de cada componente obtidas nas fichas técnicas [Bettor, 2003]. Refira-se que as grandezas indicadas para as propriedades do laminado e da manta correspondem a valores mínimos fornecido pelos produtores.

Quadro 4.7 - Principais características dos sistemas de CFRP utilizados no modelo FS.

Sistema de CFRP		Principais Características				
Tipo	Componentes	Resistência à Tracção (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Extensão na Rotura (‰)	Densidade (g/cm ³)	Espessura (mm)
MBrace Manta C1-20	Putty	23	0.26	16.0	1.26	-
	Primário	12	0.72	30.0	1.10	-
	Resina	54	3.03	25.0	1.04	-
	Manta ^[1]	3800	240.00	15.5	1.70	0.117 ^[2]
MBrace Laminado LM	Putty	23	0.26	16.0	1.26	-
	Primário	12	0.72	30.0	1.10	-
	Adesivo	s/i	8.15	s/i	s/i	-
	Laminado	>2800	150.00	14.0	1.60	1.400

[1] grandezas correspondem unicamente às fibras não impregnadas; [2] espessura equivalente (peso/densidade); s/i - sem informação.

iv) Interface betão-compósito

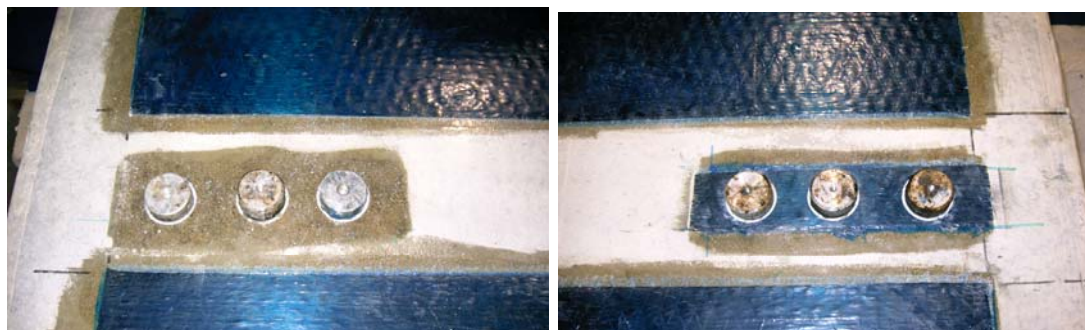
O desempenho de uma estrutura de betão reforçada pela técnica de colagem exterior de compósitos de FRP está condicionado pela resistência da interface betão-adesivo-compósito, uma vez que a transmissão das forças de tracção da armadura externa para o betão é feita pela camada de adesivo usada na colagem. Deste modo, é necessária a avaliação da aderência do compósito ao substrato de betão. A determinação do valor da aderência foi efectuada através de ensaios de arrancamento por tracção directa (*Pull-off test*).

Em dois modelos de laje (FSBM2 e FSBL1) foram coladas doze pastilhas, recorrendo a uma cola epoxídica (araldite rapid) e após prévia carotagem do betão, no perímetro da pastilha. Seis dessas pastilhas foram coladas no sistema de reforço e as restantes foram aplicadas sobre a superfície do primário. A Figura 4.5 e a Figura 4.6 ilustram, para cada série, a fase final de colagem das pastilhas.

No relatório “Análise de aderência das ligações coladas betão-FRP e sua correlação com as propriedades mecânicas do betão” de Costa et al. (2005) apresenta-se, de forma mais detalhada, toda a informação referente à caracterização da ligação betão-compósito dos modelos das séries reforçadas.

No Quadro 4.8, apresenta-se, para cada modelo, o valor da tensão de tracção por arrancamento encontrada em cada ensaio efectuado, “ $f_{ct,p}$ ”, assim como o respectivo valor médio, “ $f_{ctm,p}$ ”. Os modos de ruína são classificados de acordo com a descrição efectuada no Capítulo 3 (secção 3.6.1). Note-se que em quatro das doze pastilhas ocorreu o destacamento pela cola utilizada na aplicação da pastilha. Para esses casos, procedeu-se a nova colagem da pastilha e consequente repetição do ensaio de arrancamento. Como se observa no Quadro 4.8, o ensaio conduziu maioritariamente a um valor de

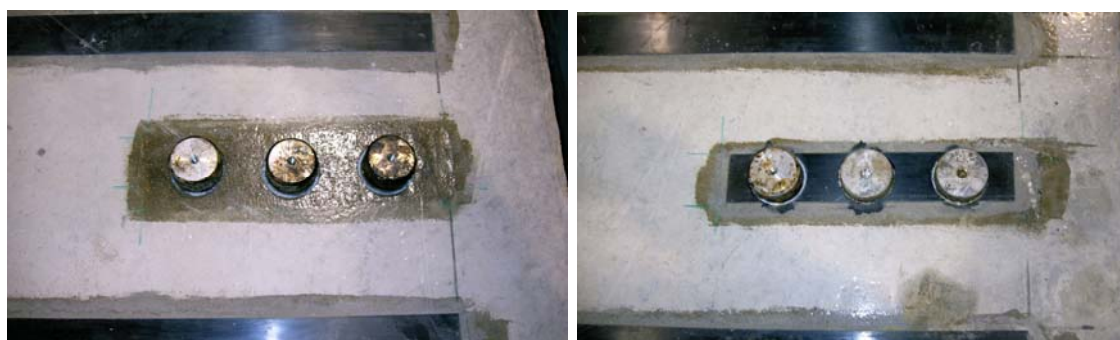
tensão inferior (excepto a pastilha M.3), indicando que a realização do 1º ensaio terá provocado alguma degradação no substrato de betão. Desse modo, considerou-se, na determinação do valor médio da tensão, o maior dos dois valores de tensão obtidos nessas quatro pastilhas.



a) superfície do primário

b) sistema de reforço

Figura 4.5 - Aspecto da colagem das pastilhas nos modelos da série BM.



a) superfície do primário

b) sistema de reforço

Figura 4.6 - Aspecto da colagem das pastilhas nos modelos da série BL.

Quadro 4.8 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”.

Modelo	Data Colagem	Data Ensaio	Pastilhas	$f_{ct,p}$ (MPa)	$f_{ctm,p}$ (MPa)	Modos de Ruína
FSBL1	23/11/04	02/12/04	L.1	3.84	3.85	Tipo 1 (betão)
			L.2	4.02 ^[1]		Pela cola da Pastilha+Tipo 1
			L.3	3.69		Tipo 1 (betão)
			LP.1*	4.13		Tipo 1 (betão)
			LP.2*	4.09		Tipo 1 + cola da pastilha
			LP.3*	3.98		Tipo 1 + cola da pastilha
FSBM2	23/11/04	02/12/04	M.1	3.88 ^[1]	3.60	Pela cola da Pastilha+Tipo 1
			M.2	3.35 ^[1]		Pela cola da Pastilha+Tipo 1
			M.3	2.04 ^[1]		Pela cola da Pastilha+Tipo 1
			MP.1*	3.62		Tipo 1 (betão)
			MP.2*	3.76		Tipo 1 + cola da pastilha
			MP.3*	4.13		Tipo 1 (betão)

* pastilhas aplicadas directamente no primário; [1] rotura pela cola da pastilha tendo sido repetido o ensaio.

Estes resultados confirmam que nos modelos ensaiados os valores da tensão de tracção por arrancamento são bastante superiores ao mínimo exigido na utilização desta técnica de reforço e que os vários sistemas de reforço executados foram efectuados em boas condições.

4.3.2 - Procedimentos de ensaio

Todos os modelos foram submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos, realizados no LABEST - Laboratório de Estruturas (FEUP). As três fases que compõe cada ensaio (pré-fendilhação, aplicação de ciclos de carga e ensaio de rotura) foram estabelecidas de forma a atingir os objectivos que se relacionam com o comportamento de lajes de betão armado reforçadas com materiais compósitos e solicitadas por diferentes tipos de carregamento.

O esquema de aplicação de cargas e o vão livre dos modelos FS manteve-se inalterável em todas as fases de ensaio, ver Figuras 4.2, 4.3 e 4.4.

A primeira fase destinou-se ao estabelecimento de um padrão de fendilhação de modo a possibilitar a instrumentação de secções fendilhadas. Esta fase foi, inicialmente, realizada sobre apenas dois dos modelos, o FSRC1 e o FSBM1. O critério então estabelecido correspondia à aplicação de uma carga sensivelmente superior à carga de início de fendilhação (estimada em 42 kN). Posteriormente, em 2006, adoptou-se como critério de paragem desta fase, para os restantes modelos, o deslocamento vertical mínimo a meio vão de 7 mm.

Na fase intermédia dos ensaios, correspondente à realização de ensaios cíclicos, pretendeu-se examinar a degradação de rigidez da laje que é essencialmente devida à perda de aderência na interface betão-compósito junto de fendas. Esta fase sofreu alguns ajustes ao longo do trabalho. No começo, estabeleceu-se que seriam executados 10000 ciclos de carga, com esta a oscilar entre os 5 e os 55 kN. Estes valores de carga seriam os necessários ao desenvolvimento de um momento flector, na zona de flexão circular, equivalente ao momento flector produzido na laje superior do tabuleiro pela acção do veículo-tipo ($M \approx 26 \text{ kNm/m}$). Os ciclos teriam uma frequência de 0.33 Hz e a aquisição de dados de 7 Hz (21 leituras por ciclo). O modelo FSBM1 foi o pioneiro desta segunda fase de ensaio, mas durante a realização deste teste optou-se por suspender o teste pouco depois de se terem executado 5000 ciclos. Decidiu-se, então, alterar os procedimentos desta fase de ensaio. O procedimento final resultou da alteração do número de ciclos de carga, passando de 10000 para 5000. Com a redução do número de ciclos optou-se por aumentar o valor mínimo da carga ($0.20 \times P_{ult}$) em cada ciclo. Assim, as frequências de aquisição e de aplicação da carga mantiveram-se iguais, passando-se o mesmo com o intervalo de variação das cargas (cerca de 50 kN nos modelos reforçados e de 25 kN nos modelos sem reforço). A Figura 4.7 representa esquematicamente estes ciclos de carga.

Finalmente, a terceira fase de ensaio caracteriza-se pela aplicação da carga de forma monotónica e a uma velocidade de 0.01 mm/s, nos modelos não reforçados (série RC), e de 0.015 mm/s, nos modelos reforçados (séries BM e BL), até se atingir a rotura.

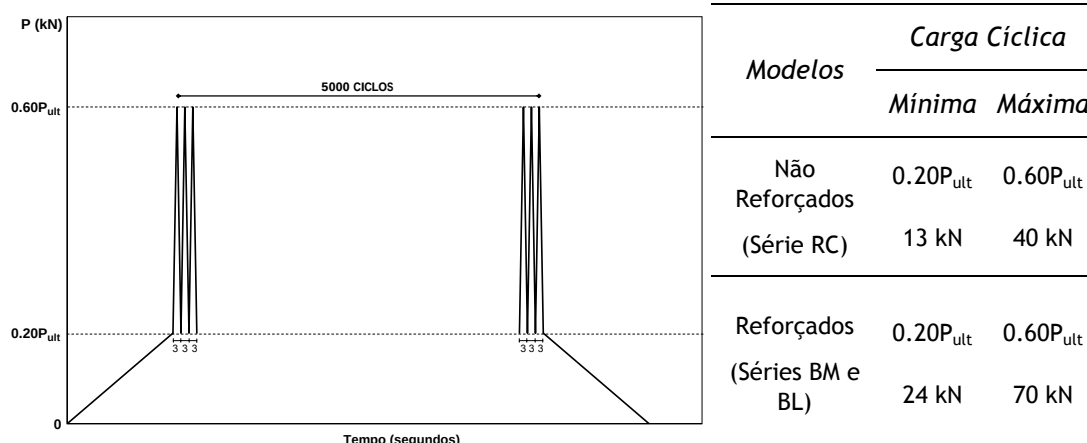


Figura 4.7 - Esquema de carregamento cíclico fixado.

Saliente-se que todas as fases de ensaio foram realizadas com controlo de deslocamentos a partir do transdutor de posição no interior do actuador servo-controlado.

4.3.2.1 - Identificação dos equipamentos

Os ensaios de flexão dos modelos FS foram realizados com recurso aos seguintes equipamentos:

- Unidade hidráulica para accionamento dos actuadores.
- Actuador servo-controlado com capacidade de 250 kN.
- Computador com placa de aquisição incorporada, com ligação a um quadro de interface responsável pela ligação entre o sistema de controlo e o sistema de aquisição dos dados do ensaio e software DynaTester de monitorização de todo o *hardware*.
- Placa de aquisição de dados com capacidade para aquisição automática até 8 transdutores de deslocamento (LVDT), 12 extensómetros eléctricos e 2 transdutores de carga.
- Uma célula de carga com capacidade de 250 kN.
- Dois CLIP's, transdutores de deslocamento do tipo PI, com 50 cm de base de medida.
- Sete transdutores de deslocamento do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer), seis com cursos de ± 25 mm e um com curso de ± 12.5 mm (meio vão).
- Extensómetros eléctricos com resistência de 120 Ω , comprimento de 6 mm e com referência 1-LY61-6/120 (HBM).

Os modelos foram ensaiados num pórtico constituído por perfis metálicos com suficiente capacidade de carga, com reduzidas deformações devido à rigidez muito superior das peças metálicas constituintes, conforme se ilustra na Figura 4.8.

4.3.2.2 - Instrumentação geral

A instrumentação dos modelos ensaiados variou, unicamente, na quantidade de extensómetros eléctricos adoptados. Os deslocamentos verticais ao longo de várias secções (a meio vão, sobre os

apoios e a 0.40 m dos pontos de aplicação da carga) foram avaliados por intermédio de transdutores de deslocamento do tipo LVDT (LVDT1 a LVDT5), com curso de ± 25 mm e ± 12.5 mm - ver Figura 4.9a. De modo a aferir a rotação da secção de meio vão dos modelos foram, ainda, colocados dois transdutores de deslocamento (LVDT6 e LVDT7), junto às fibras superior e inferior da laje (Figura 4.9a), destinados a registar o deslocamento horizontal dessas fibras.

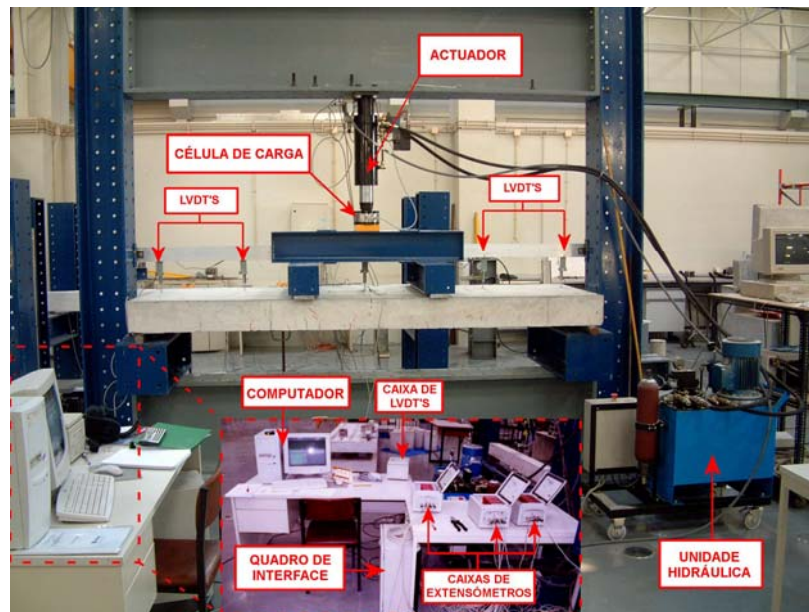
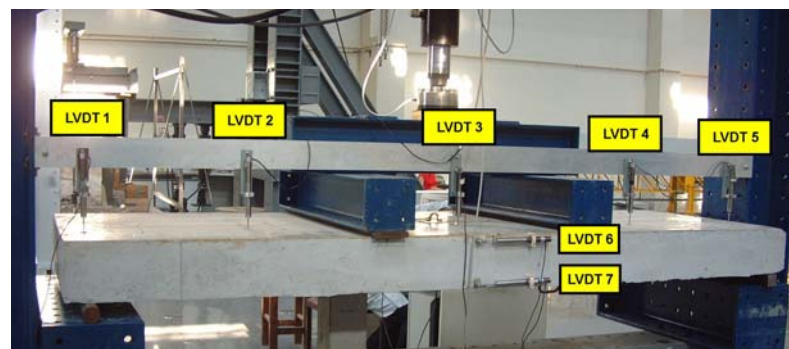
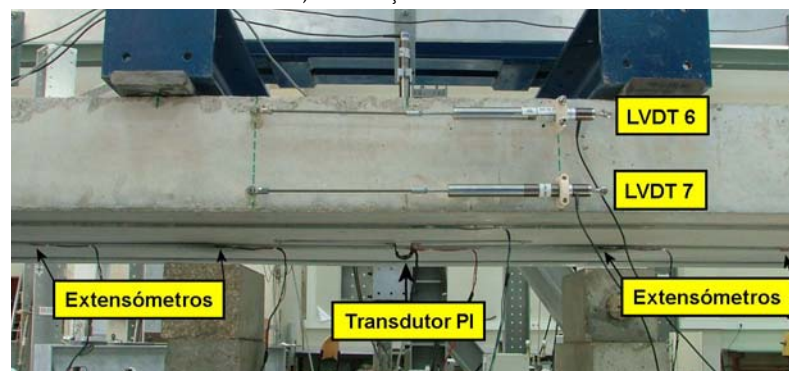


Figura 4.8 - Aspecto geral do equipamento de ensaio dos modelos FS.



a) localização dos LVDTs



b) extensômetros e transdutor PI

Figura 4.9 - Instrumentação adoptada para a campanha de ensaios dos modelos FS.

No sentido de quantificar o estado de deformação (e de tensão) no CFRP, manta ou laminado, colaram-se, ao longo do sistema, diversos extensómetros eléctricos de 6 mm de grelha, com 120 Ω de resistência e de referência 1-LY61-6/120 (HBM). Na série RC (modelo FSRC2) foi, também, aplicado um extensómetro (HBM 1-LY61-6/120) na armadura ordinário (EA), através da abertura de uma pequena incisão na superfície de betão, com remoção da camada de recobrimento. Nos modelos reforçados foram utilizados, inicialmente, sete extensómetros (*E1 a E7*), mas após a Fase 1 de ensaio (pré-fendilhação) foram acrescentados, mais três extensómetros (*E10 a E12*), nos modelos FSBM1 e FSBL1, em secções fendilhadas. Como as faixas de compósito encobriam o traçado da fenda, a posição dos extensómetros poderia não ser exactamente sobre a fenda mas muito próximo desta.

Por último, colocaram-se ainda dois transdutores de deslocamento do tipo PI - CLIP (*E8* na face superior e *E9* na face inferior), em ambas as faces dos modelos, com vista a aferir a deformação média nas fibras extremas, da zona central dos modelos. Na Figura 4.9b é possível observar o transdutor PI colocado na face inferior.

No Quadro 4.9, resume-se a instrumentação adoptada em cada modelo de laje e na Figura 4.10 apresenta-se, esquematicamente, a localização dos diversos extensómetros e dos transdutores de deslocamento do tipo PI (CLIP). Estas plantas reproduzem-se, novamente, no Anexo B.

Quadro 4.9 - Instrumentação dos ensaios dos modelos FS.

Modelos	Instrumentação (nº de sensores)			
	Célula de carga	LVDT	Extensómetros	Transdutor PI - CLIP
FSRC1	1	7	-	2
FSRC2	1	7	1	2
FSBM1	1	7	10	2
FSBM2	1	7	7	2
FSBL1	1	7	10	2
FSBL2	1	7	7	2

4.3.3 - Resultados dos modelos FS

A análise dos ensaios de flexão em quatro pontos, efectuada sobre as três séries de lajes: série RC, série BM e série BL será realizada, inicialmente, com a exposição dos resultados obtidos em cada uma das três fases que compõem o ensaio, ilustradas na Figura 4.11. Essa apresentação far-se-á através de fotografias, de diagramas de comportamento e de quadros que resumirão a principal informação registada.

No Anexo B, podem ser observados os diagramas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento central da laje, semelhantes aos da Figura 4.11 (todas as fases), para os seis modelos testados.

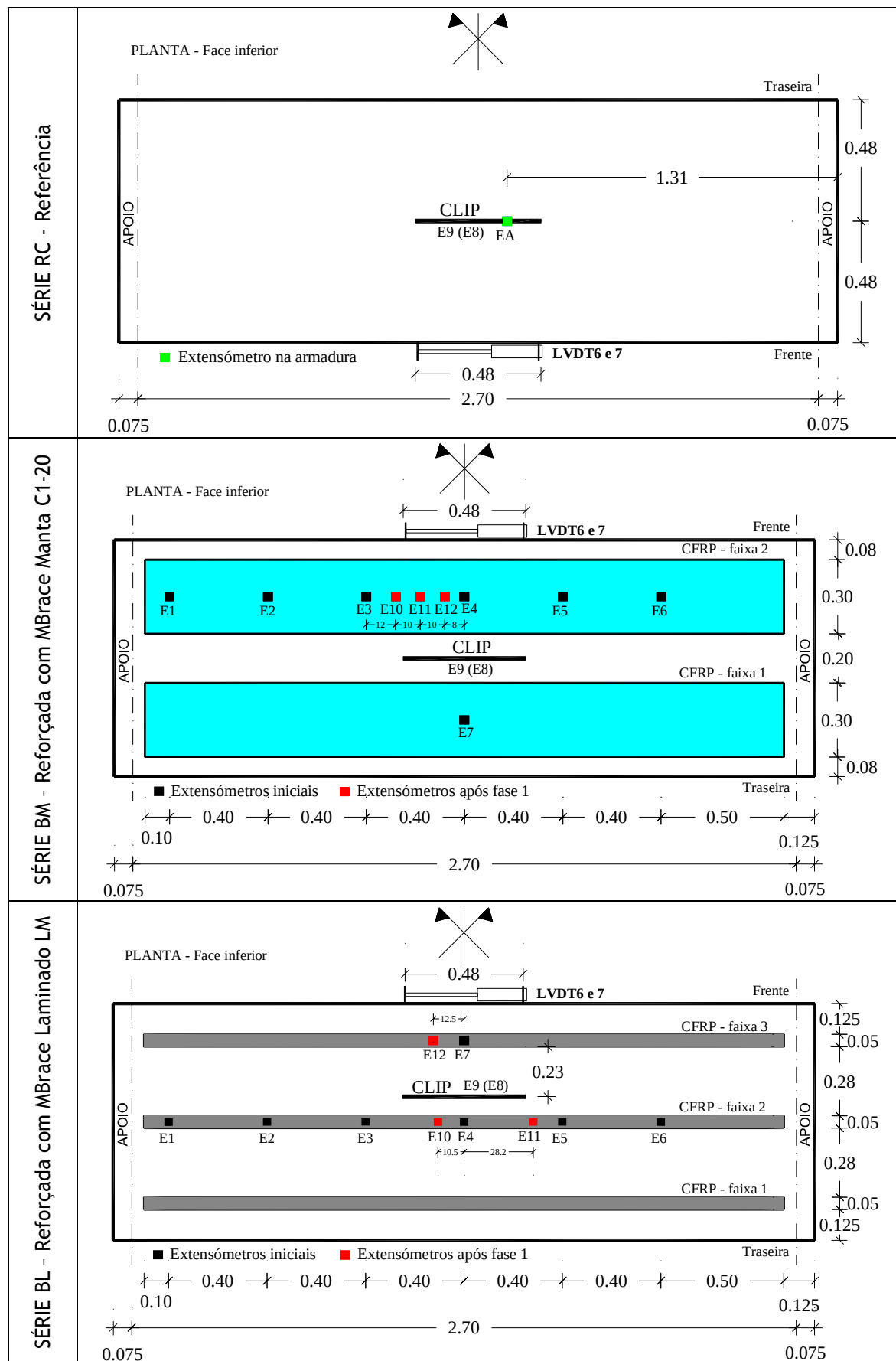


Figura 4.10 - Localização no modelo FS dos extensômetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI).

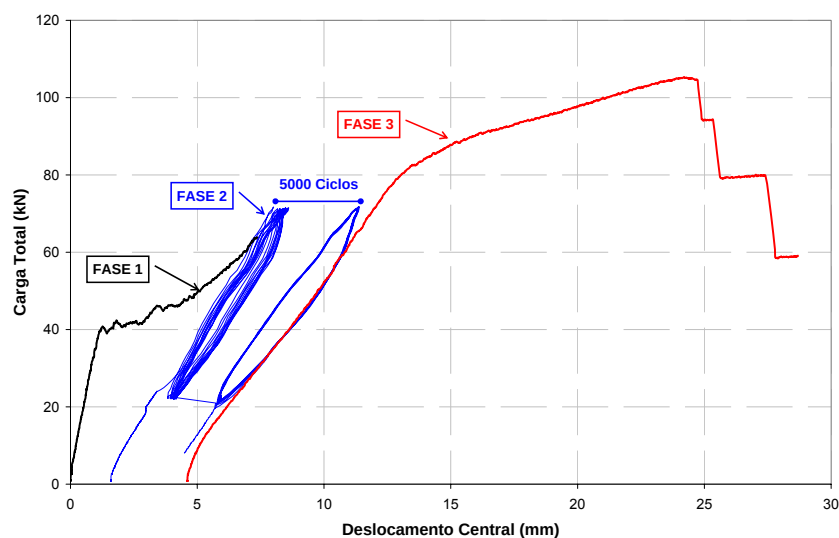


Figura 4.11 - Resposta típica de um dos modelos FS em termos de carga aplicada - deslocamento central.

4.3.3.1 - Fase 1 - pré-fendilhação

A esta fase de ensaio será dada pouca relevância neste estudo, pois, como já se referiu anteriormente, ela destinou-se apenas ao desenvolvimento de um padrão de fendilhação que permitisse a instalação de extensómetros eléctricos, nos modelos reforçados, em secções fendilhadas.

A adopção de diferentes critérios para a execução desta fase (ver secção 4.3.2) dificultou a exposição dos resultados. Por esse motivo, optou-se por resumir, no Quadro 4.10, para cada modelo de laje, a data de realização desta fase, o valor máximo da carga aplicada, o valor aproximado da carga de início de fendilhação e o deslocamento vertical a meio vão registado nesse instante. Por sua vez, o modelo FSBM2 não foi submetido a esta fase de ensaio, tendo passado imediatamente para a fase seguinte (carregamento cíclico), na qual ocorreu a sua fendilhação.

Como se realizaram ensaios em dois períodos diferentes, decidiu-se designar por Fase A os ensaios realizados em 2004 e por Fase B os executados em 2006.

Quadro 4.10 - Principais resultados da Fase 1 dos ensaios dos modelos FS.

Fase 1 - Pré-fendilhação					
Modelos	Data	Carga Máxima (kN)	Carga de Fendilhação P_{cr}		
			Valor (kN)	Deslocamento Central δ_v (mm)	
FASE A	FSRC1	08-06-04	36.9	36.9	0.78
	FSBM1	27-09-04	54.0	42.4	1.18
FASE B	FSRC2	05-07-06	46.6	39.6	1.03
	FSBM2	-	-	-	-
	FSBL1	14-07-06	63.8	40.8	1.27
	FSBL2	20-07-06	73.8	40.6	1.31

Convém recordar que os dois modelos, FSRC1 e FSBM1, foram os primeiros a ser testados (Fase A - 2004) e só mais tarde é que os restantes modelos foram ensaiados (Fase B - 2006). A antecipação desses dois testes ficou a dever-se à realização de dois ensaios de flexão sobre um modelo de laje reforçada (FSBM1). O objectivo desses ensaios foi a validação de alguns resultados decorrentes dos ensaios de carga realizados na Ponte N.S. Guia, matéria que será tratada no próximo capítulo. O modelo FSRC1 foi utilizado previamente para aferir o valor da carga de fendilhação de modo a fixar para a laje FSBM1 um procedimento de ensaio, para esta fase, que conduzisse à formação de diversas fendas, na zona central do modelo, suficientes para a colocação dos extensómetros. No final desta fase, observou-se à vista desarmada apenas uma fenda no modelo FSRC1 e no modelo FSBM1 a fendilhação foi, também, muito menos extensa do que nos outros modelos, ver Figura 4.12.

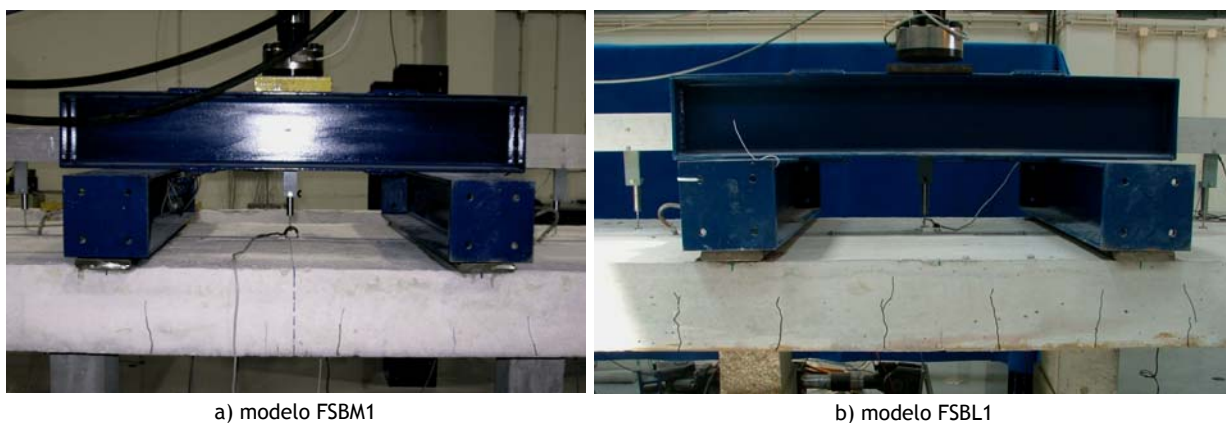


Figura 4.12 - Aspecto do padrão de fendilhação registado no final da Fase 1.

A carga de fendilhação registada no modelo FSRC1 foi a menor e a que mais se afastou do valor estimado (42 kN para uma espessura de 0.20 m).

Analisando os deslocamentos verticais registados, foi possível notar um pequeno acréscimo de rigidez nos modelos reforçados, tendo sido superior nas lajes reforçadas com laminados, como era expectável. Deve realçar-se que o comportamento observado nos modelos não reforçados (série RC) foi distinto do observado nas outras duas séries. A reduzida percentagem de armadura ordinária presente nos modelos (0.20%) conduziu a uma resposta nas lajes de betão armado caracterizada por uma diminuição brusca da carga aplicada, à medida que se formavam as fissuras, como se ilustra na Figura 4.13a. Nas lajes reforçadas, é notório o efeito dos sistemas de CFRP na maior distribuição das fendas, como se mostra na Figura 4.13b.

4.3.3.2 - Fase 2 - cargas cíclicas

A apresentação dos resultados correspondentes a esta fase vai ser efectuada separadamente para cada série. Para além da exposição dos principais valores registados para os deslocamentos verticais e para as extensões máximas nos diversos materiais serão, também, dadas notas explicativas.

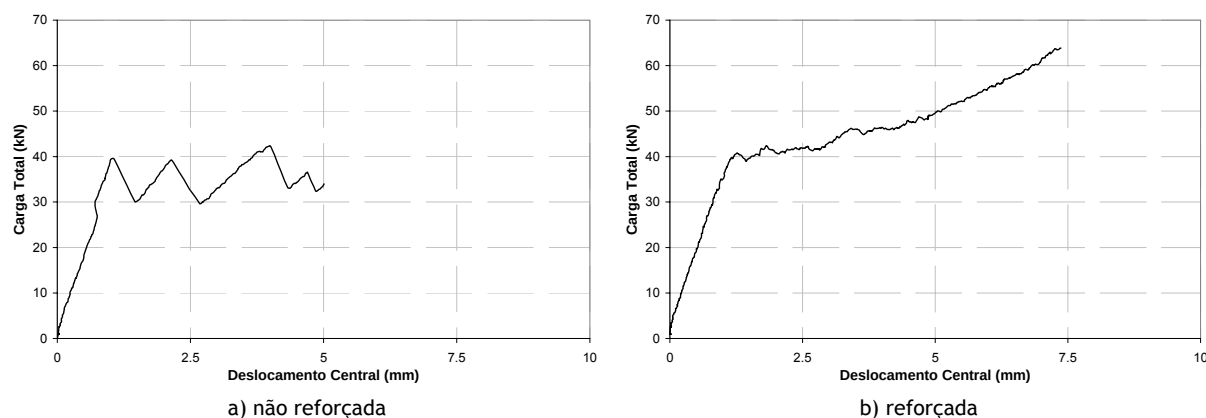


Figura 4.13 - Diagrama carga - deslocamento central na fase de pré-fendilhação.

A partir das medições de alguns sensores (inclusive extensômetros) foi possível estimar, de duas maneiras, o valor da curvatura ocorrida na secção de meio vão. Uma das metodologias envolveu os LVDT6 e LVDT7 situados no alçado da laje (ver Figura 4.9b), particularmente, os valores adquiridos pelos sensores, a distância vertical que os separa e a distância entre os seus pontos de fixação. O outro método empregou valores registados pelos transdutores de deslocamento do tipo PI - CLIP (ver Figura 4.9b) e baseou-se no cociente da soma das extensões registadas na face superior (comprimida) e na face inferior (traccionada) pela espessura total do modelo de laje.

Neste trabalho, adoptou-se, por convenção, que as extensões de encurtamento (compressão) seriam assinaladas com o sinal negativo, e as extensões de alongamento (tracção) com o sinal positivo.

i) Série RC

Os dois modelos de laje (FSRC1 e FSRC2) exibiram comportamentos semelhantes, quando submetidos a 5000 ciclos de carga, apesar da laje FSRC2 ter evidenciado um comportamento mais rígido do que a sua homóloga. No início desta fase, o padrão de fendilhação dos dois modelos era distinto, conforme se referiu anteriormente. Assim, os primeiros ciclos de carga conduziram, no modelo FSRC1, ao aparecimento de novas fissuras, resultando numa diminuição consecutiva da rigidez da laje. Nos primeiros 10 ciclos de carga a flecha da FSRC1 cresceu cerca de 1 mm, passando dos 3.88 mm para os 4.95 mm. Na laje FSRC2, os primeiros dez ciclos de carga produziram um aumento de 0.08 mm (de 4.03 mm para 4.11 mm). Esta tendência prolongou-se pelos 5000 ciclos de carga, culminando, cada modelo, com valores muito diferentes de flechas, como se pode confirmar na Figura 4.14.

Convém, contudo, referir que o modelo FSRC1 apresentava algum empenamento, fazendo com que um dos bordos da laje apenas assentasse parcialmente sobre o apoio. Verificou-se uma ligeira torção do modelo que ajuda a explicar o aparecimento de um padrão de fendilhação assimétrico e o valor mais elevado da flecha. O valor da flecha pode ser explicado pelo efeito combinado da torção da laje com a diminuição da rigidez provocada pelo desenvolvimento da fendilhação.

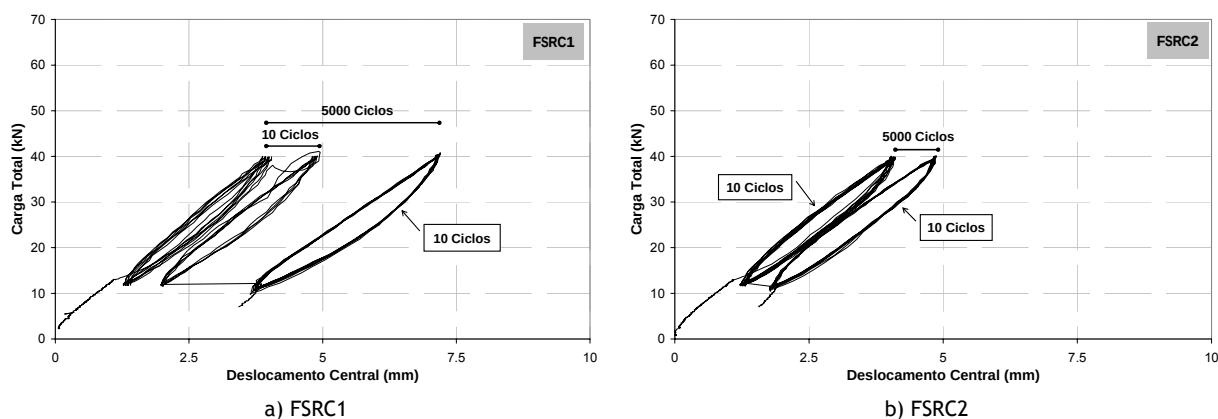


Figura 4.14 - Diagrama carga - deslocamento central das lajes da série RC, na fase de carregamento cíclico.

A diferença entre os dois modelos já não é tão evidente relativamente às extensões médias registadas na face superior (comprimida) e na face inferior (traccionada), como se observa no Quadro 4.11. O comportamento dos dois modelos foi, por isso, condizente. Para uma flecha entre 4.87 mm (FSRC2 no final dos 5000 ciclos) e 4.95 mm (FSRC1 no final de 10 ciclos) registaram-se extensões e curvaturas muito semelhantes.

Quadro 4.11 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série RC (modelo FS).

Modelo	Data	Nº de Ciclos	Curvatura (m ⁻¹)		Flecha (mm)	Extensões Extremas (x10 ⁶ m/m)		
			LVDT6 e 7	E8 e E9	LVDT3	Betão		Aço
						E8	E9	EA
FSRC1	26-06-06	10	0.0064	0.0060	4.95	-108	1000	-
		5000	0.0072	0.0070	7.20	-144	1150	-
FSRC2	07-07-06	10	0.0050	0.0048	4.11	-90	800	1458
		5000	0.0060	0.0056	4.87	-126	900	1619

Deve, contudo, salientar-se a existência, em ambas as lajes, de duas fissuras localizadas no interior do comprimento de medição dos extensómetros *E8* e *E9* e dos *LVDT6* e *LVDT7*. É indiscutível que os valores registados estão dependentes da abertura dessas fendas. Essa abertura resulta, por sua vez, do afastamento médio entre as fendas e da redistribuição de tensões do betão para a armadura.

A relação entre a extensão média do betão à tracção (*E9*) e a extensão num dos varões da armadura ordinária (*EA*), em secção fendilhada, foi aproximadamente 0.55 para a laje FSRC2. Como a deformação média do betão à tracção (*E9*) na laje FSRC1 foi ligeiramente superior, conclui-se que a extensão da armadura ordinária em secção fendilhada foi superior, mas em nenhum dos modelos terá ocorrido a cedência da armadura (inferior a 2.3%).

No final desta fase de ensaio, a laje FSRC1 apresentava fendas com afastamento médio de 20 cm e com aberturas situadas entre os 0.3 e os 0.5 mm. Na laje FSRC2 registou-se um afastamento entre fendas que variou entre os 20 e os 25 cm e aberturas de fendas contidas no intervalo 0.2 a 0.4 mm.

ii) Série BM (manta)

Após a fase inicial, o modelo FSBM1 foi submetido a um ensaio de flexão em quatro pontos, cuja finalidade foi a simulação dos ensaios de carga realizados no tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Esse ensaio será tratado no capítulo seguinte. A carga máxima aplicada (38 kN) foi ligeiramente inferior à carga de fendilhação (ver Quadro 4.10) e durante praticamente uma hora manteve-se invariável. No entanto, dada a menor rigidez da laje (por estar fendilhada), esse teste conduziu à formação de novas fissuras. Posteriormente, a laje foi ensaiada sob a acção de cargas repetidas (Fase A - aplicação de 10000 ciclos de carga, em que esta oscilava entre os 5 e os 55 kN). Terminado esse primeiro teste cíclico, realizou-se, novamente, um ensaio de flexão semelhante ao que antecedeu a aplicação dos ciclos de carga e cujos resultados serão, também, discutidos no Capítulo 5. O padrão de fendilhação registado na face inferior da laje no final destes três ensaios está esquematizado na Figura 4.15.

A Fase B da campanha de ensaios sobre estes modelos FS caracterizou-se pela aplicação de 5000 ciclos de carga. Desta feita, as forças variaram de 24 a 70 kN. As medições obtidas nos três ensaios cíclicos encontram-se resumidas no Quadro 4.12. De referir que, devido a situações adversas nos ensaios, se perderam os registos de alguns sensores (assinalados no Quadro 4.12 pela sigla s/i).

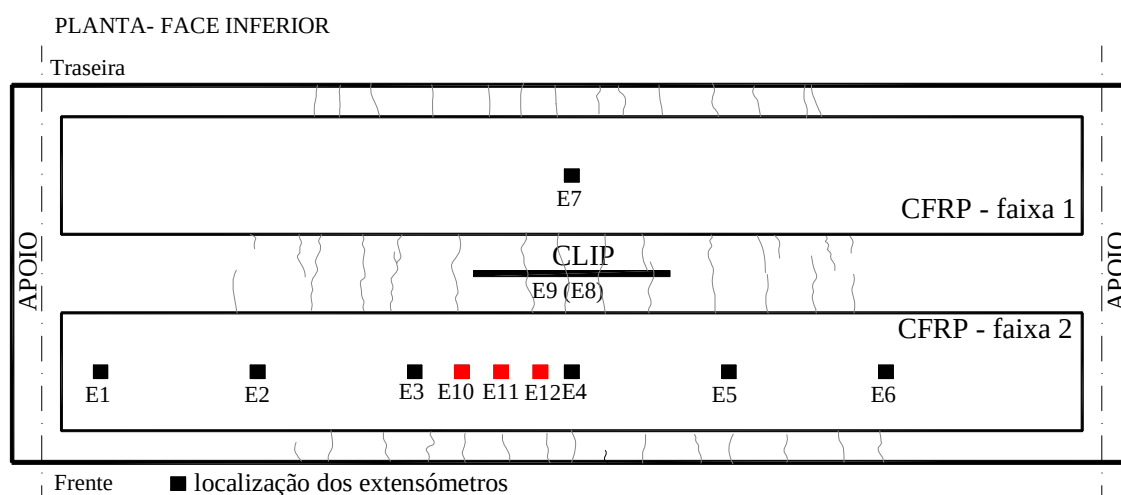


Figura 4.15 - Padrão de fendilhação da laje FSBM1 após a campanha de ensaios efectuada em 2004.

No primeiro ensaio cíclico, realizado na laje FSBM1 (Fase A), observou-se uma pequena redução de rigidez. As extensões registadas, durante todo o ensaio, pelos extensómetros situados entre os pontos de aplicação da carga (indicados no Quadro 4.12) mostraram que a deformação da faixa 2 de CFRP (1267 $\mu\text{m/m}$) foi praticamente o dobro da deformação da faixa 1 (648 $\mu\text{m/m}$) - ver Figura 4.15 e Quadro 4.12. Os 5000 ciclos de carga produziram um pequeno incremento de deformação no

compósito. Os três extensómetros *E10*, *E11* e *E12* instalados em secção fendilhada não registaram valores muito diferentes dos extensómetros adjacentes. A diferença de curvatura da laje FSBM1, obtida na Fase A por aplicação das duas metodologias anteriormente referidas, ficou a dever-se ao diferente campo de medição utilizado nos LVDTs, uma vez que os *LVDT6* e *LVDT7* registaram o deslocamento horizontal num campo de medição de 22 cm, ou seja, cerca de metade do campo dos CLIP's (transdutores PI - 48 cm).

Quadro 4.12 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série BM (modelo FS).

Modelo	Data	Nº de Ciclos	Curvatura		Flecha (mm)	Extensões Extremas (x10 ⁻⁶ m/m)								
			(m ⁻¹)			Betão			Compósito					
			LVDT6 e 7	E8 e E9	LVDT3	E8	E9	E3	E4	E5	E7	E10	E11	E12
FSBM1 ^[1]	10-11-04	10	0.0092	0.0073	6.03	-131	1234	1134	1200	934	648	1191	1058	1267
		5000	0.0098	0.0073	6.22	-141	1229	1162	1239	1010	667	1200	1115	1401
FSBM1 ^[2]	21-06-06	10	0.0091	-	8.80 ^[3]	s/i	1650	1641	1756	3421	1722	3662	2973	1699
		5000	0.0098	-		s/i	1700	1699	1837	3501	1802	4569	3226	s/i
FSBM2	30-06-06	10	0.0078	0.0080	6.20	-198	1300	1033	758	230	1217	-	-	-
		5000	0.0087	-	8.03	-252	s/i	1251	1469	379	1550	-	-	-

[1] ciclos de carga entre $0.07P_{ult}$ e $0.50P_{ult}$ (Fase A); [2] ciclos de carga entre $0.20P_{ult}$ e $0.60P_{ult}$ (Fase B); [3] valor estimado; s/i - sem informação devido a situações adversas.

No segundo ensaio cíclico sobre este modelo (Fase B), já foi possível observar a diferença no comportamento do sistema de CFRP em secção fendilhada (*E5*, *E10* e *E11*) e em secção não fendilhada. O acréscimo das extensões no compósito relativamente ao primeiro ensaio era esperado em virtude do aumento do valor da carga aplicada. Os 5000 ciclos de carga conduziram a ligeiros acréscimos de deformação no compósito em secção não fendilhada. Já em secção fendilhada, o crescimento da deformação foi notório, em especial, na secção onde se aplicou o extensómetro *E10*. As extensões registadas nos dois ensaios da laje FSBM1 pelos extensómetros situados a meio vão (*E4* e *E7*) e sobre uma fenda (*E10*) encontram-se representadas na Figura 4.16. Um dado importante obtido nesta fase de estudo foi a grandeza das deformações no CFRP, em secção fendilhada, que se situou entre 3 e 4.5%. Os valores registados no final dos 5000 ciclos de carga no segundo modelo da série BM foram um pouco inferiores aos obtidos na laje FSBM1, no decurso desta fase de ensaio. No entanto, entre o décimo ciclo e o final do ensaio verificou-se um maior acréscimo de deformação no compósito da laje FSBM2. Não se pode esquecer, contudo, que esta segunda laje apenas havia sido submetida à fase de pré-fendilhação, aspecto que ressalta da observação da resposta da laje durante o ensaio. Na Figura 4.17, é possível comparar o comportamento do sistema compósito nas duas lajes. É evidente a degradação da rigidez na laje FSBM2, devido à redução da aderência betão-armadura na secção da fenda e consequente transferência de tensões de tracção para o sistema compósito de CFRP.

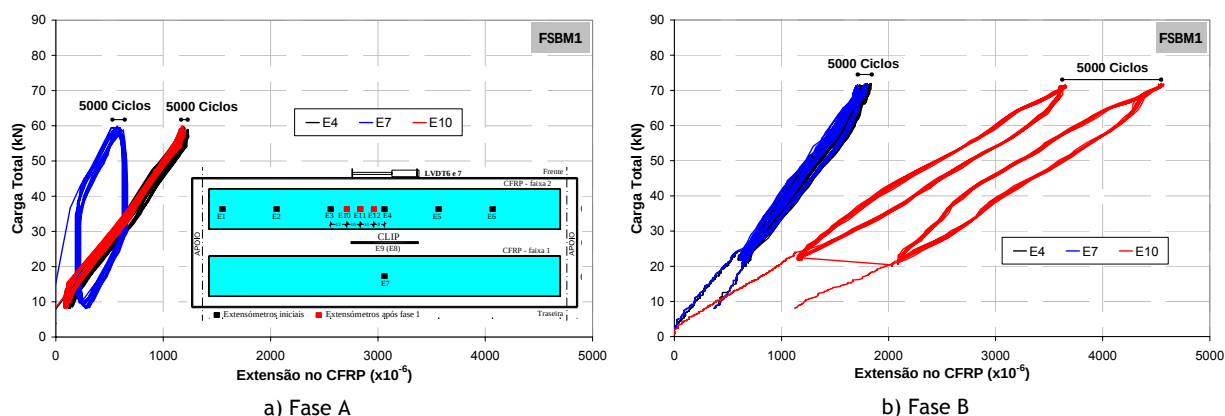


Figura 4.16 - Diagramas carga - extensão no CFRP na laje FSBM1 durante a fase de carregamento cíclico.

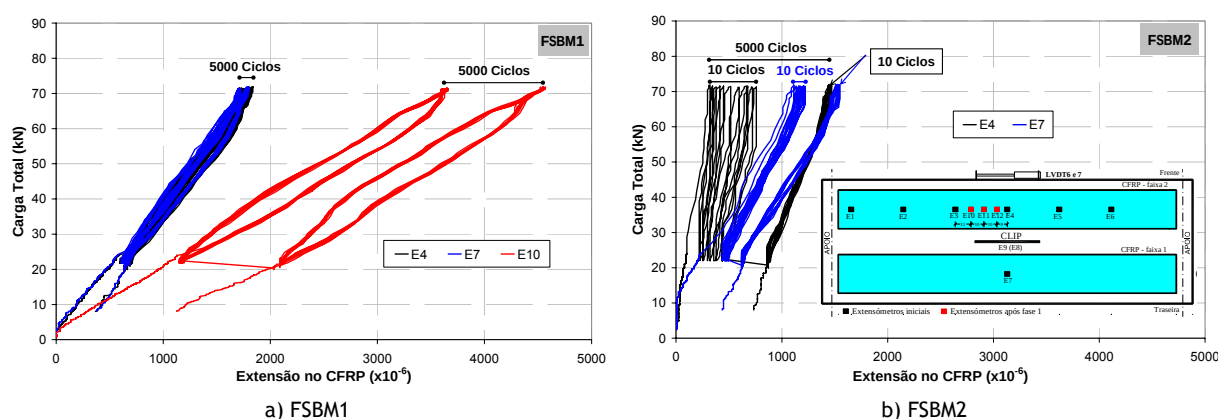


Figura 4.17 - Diagrama carga - extensão no CFRP nas lajes da série BM, durante o carregamento cíclico.

O padrão de fendilhação registado no final desta fase de ensaio caracterizava-se, na laje FSBM1, por um afastamento médio entre fendas de 11 cm e abertura de fendas situada entre os 0.10 e os 0.20 mm. O afastamento das fendas, na laje FSBM2, variou entre os 10 e os 13 cm com aberturas entre os 0.10 e os 0.15 mm.

Terminados estes ensaios, aplicaram-se leves pancadas (*tap test*) na superfície dos sistemas de CFRP de modo a detectar algum destacamento localizado. Em nenhuma das lajes foram encontrados sinais de possíveis destacamentos.

iii) Série BL (laminado)

A primeira laje submetida à acção das cargas repetidas foi a FSBL1. Durante o decorrer do teste observou-se uma perda de rigidez superior à prevista (acréscimo da flecha entre 1 e 2 mm). Realizou-se na altura uma inspecção visual pelos sistemas de CFRP que revelou vestígios de possíveis destacamentos coesivos na camada adesiva, próximo de algumas das fendas, que ajudaram a perceber o motivo da inesperada diminuição de rigidez.

O desempenho da laje FSBL2 já foi mais consentâneo com o comportamento esperado para a laje reforçada. Também se observaram destacamentos localizados mas em muito menor grau.

Os valores registados pelos diversos sensores confirmaram as observações realizadas durante os ensaios. No Quadro 4.13, resumem-se os principais resultados desta fase de ensaio, para as duas lajes da série BL.

Quadro 4.13 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série BL (modelo FS).

Modelo	Data	Nº de Ciclos	Curvatura		Flecha	Extensões Extremas (x10 ⁻⁶ m/m)									
			(m ⁻¹)		(mm)	Betão					Compósito				
			LVDT6 e 7	E8 e E9	LVDT3	E8	E9	E3	E4	E5	E7	E10	E11	E12	
FSBL1	17-07-06	10	0.0083	0.0094	6.57	-162	1550	2686	1228	1148	999	3535	2801	1664	
		5000	0.0102	0.0116	9.37	-216	1900	2778	1251	1182	976	3409	2801	1297	
FSBL2	20-07-06	10	0.0079	0.0086	6.09	-144	1450	1090	1033	838	2238	-	-	-	
		5000	0.0089	0.0103	7.77	-198	1700	1332	1435	1079	2801	-	-	-	

A redução mais acentuada de rigidez da laje FSBL1 foi facilmente comprovada pelos valores da flecha registados. Por outro lado, os registos de extensão no compósito foram, também, preciosos indicadores acerca do comportamento da laje, mais concretamente, do desempenho do sistema compósito.

O incremento de deformação registado nos extensómetros da laje FSBL2, à medida que o número de ciclos aumentava, foi semelhante ao registado no modelo FSBM2 da série BM. As extensões registadas no extensómetro E7 (2238 $\mu\text{m/m}$ a 2801 $\mu\text{m/m}$) foram aproximadamente duplas das registadas nos extensómetros adjacentes, indiciando uma concentração de tensões motivada pela existência de uma fenda. Esta constatação foi também possível a partir das medições efectuadas nos extensómetros da laje FSBL1. Contudo, um aspecto significativo foi a diminuição da extensão máxima em alguns extensómetros (E7, E10 e E12) com o aumento dos ciclos de carga. Uma causa plausível para esse decréscimo de deformação provém da degradação da ligação betão-compósito, a qual proporciona uma redistribuição de tensões ao longo do comprimento degradado do compósito e deste para a armadura ordinária, na secção em que se verificou essa redução. Um outro aspecto que ajudou a sustentar esta tese foi o decréscimo conjunto da extensão mínima do compósito e rigidez do compósito ao longo do ensaio, como se observa na Figura 4.18. Nessa mesma figura pode ser, ainda, apreciada a diferença de comportamento dos compósitos nas duas lajes da série BL.

Relembre-se que a ocorrência local de destacamentos do compósito durante ensaios cíclicos foi, também, mencionada no trabalho de Aidoo et al. (2004), conforme se fez referência no Capítulo 2 (ver secção 2.5.4).

No final dos dois ensaios, efectuou-se o “tap test” por aplicação de leves pancadas na superfície dos sistemas de CFRP de modo a detectar e localizar os destacamentos ocorridos. Os resultados destes testes evidenciaram, na laje FSBL1, seis destacamentos localizados, quatro na faixa 1 e dois na faixa 3, não tendo sido registado nenhum na faixa de laminado intermédia. Todos os destacamentos se

situavam na proximidade das fendas, mas os mais significativos foram os dois identificados na faixa 3. Um deles possuía uma extensão de 26.9 cm e desenvolvia-se entre duas fendas consecutivas, enquanto o outro possuía um comprimento de 16.5 cm. Os outros quatro tinham menores dimensões (em média 7 cm). No modelo FSBL2, foram detectados três destacamentos de pequenas dimensões (em média 5 cm), cuja localização será esquematizada na próxima secção, juntamente com o padrão de fendilhação obtido no final da Fase 3 do ensaio. Na Figura 4.19, ilustram-se alguns dos destacamentos.

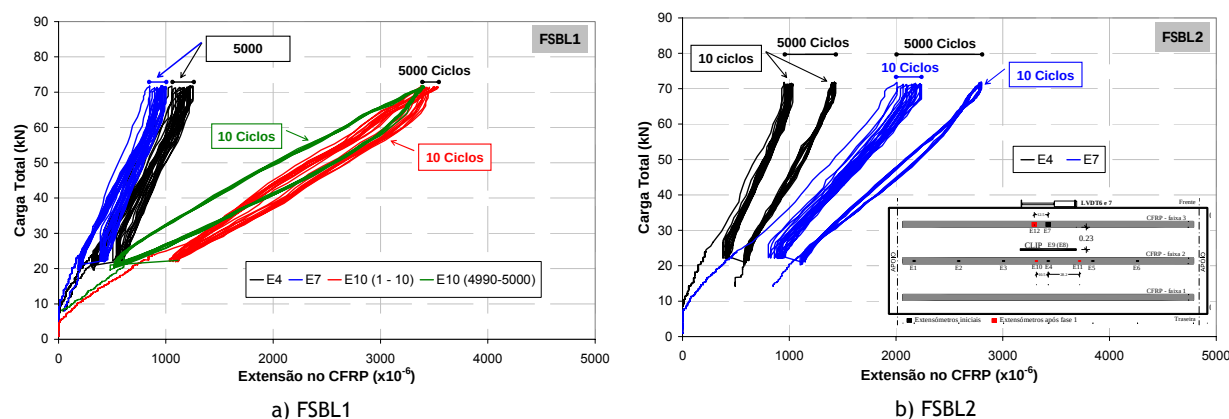


Figura 4.18 - Diagrama carga - extensão no CFRP nas lajes da série BL, durante o carregamento cíclico.

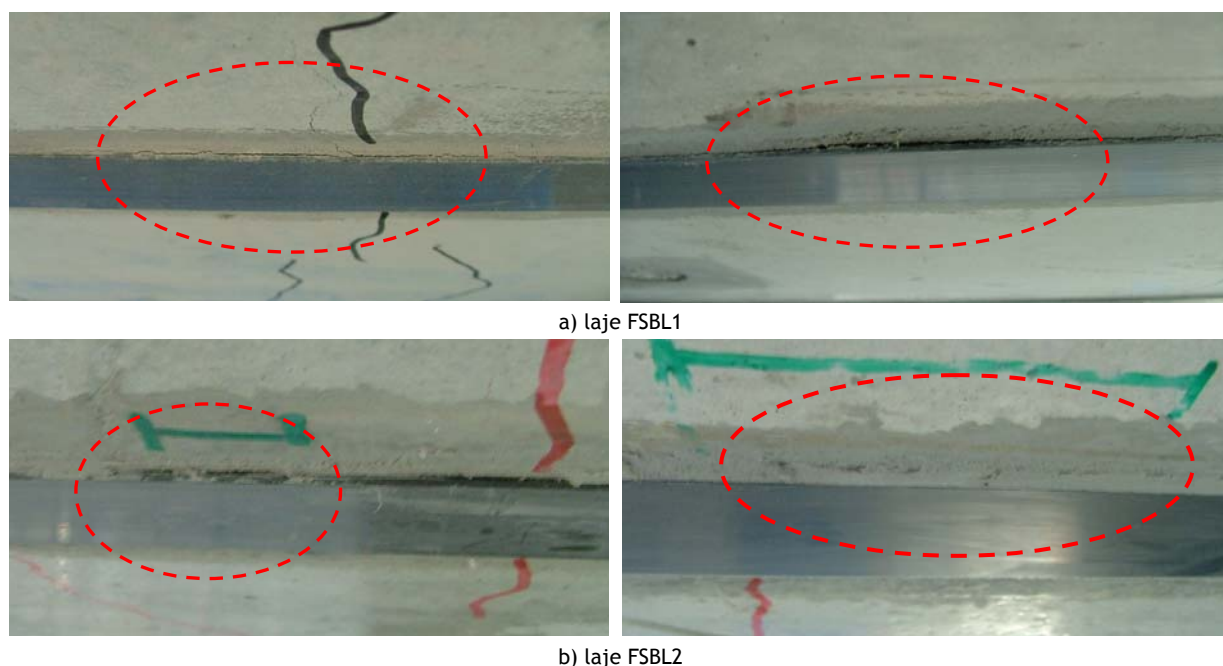


Figura 4.19 - Destacamentos localizados do CFRP nas lajes da série BL, durante o carregamento cíclico.

Por último, resta descrever o padrão de fendilhação registado no final desta fase de ensaio. Na laje FSBL1, as fendas possuíram um afastamento médio de 15 cm e abertura de fendas situada entre os 0.10 e os 0.25 mm. Uma abertura idêntica foi observada na laje FSBL2, mas o afastamento médio foi de 20 cm.

4.3.3.3 - Fase 3 - rotura

Os resultados referentes à última fase de ensaio também serão expostos separadamente para cada série de lajes. De modo a facilitar a exposição dos vários dados recolhidos, optou-se, neste ponto, por descrever o modo de ruína observado, por apresentar a resposta dos modelos em termos da relação carga - deslocamento central, o valor máximo registado para a flecha, a carga máxima que provocou o destacamento do compósito, a carga aproximada que conduziu à plastificação das armaduras ordinárias, a distância média entre fendas e as extensões máximas registadas no betão (tracção e compressão), no aço e no sistema de CFRP. Estas informações serão acompanhadas de alguns comentários sobre o sucedido durante a execução dos ensaios. A restante informação será exposta mais adiante durante a discussão dos resultados.

i) Série RC

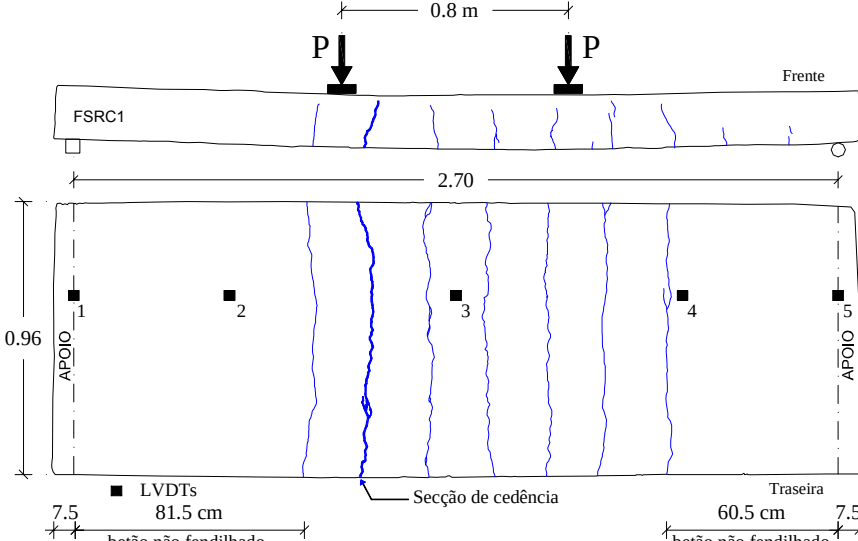
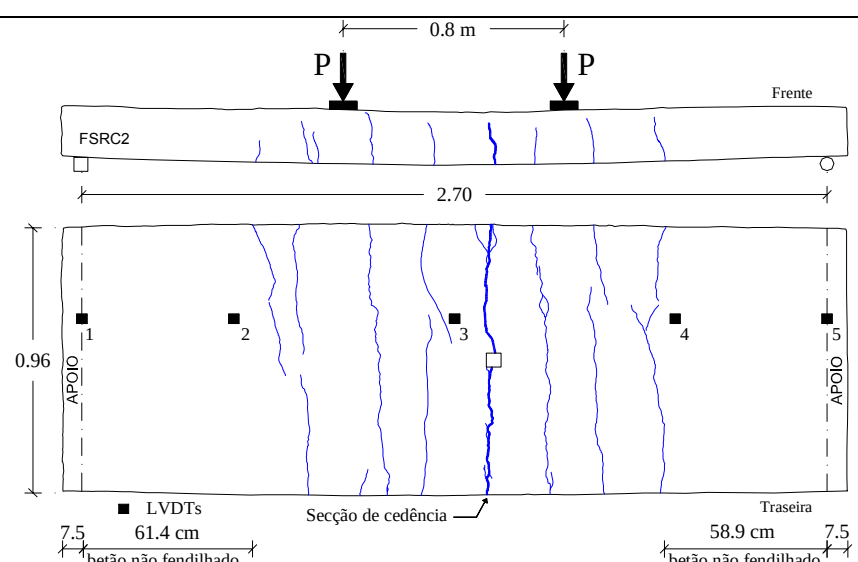
Os modelos FSRC1 e FSRC2 apresentaram um comportamento muito semelhante até à rotura, possibilitando a confirmação de algumas observações efectuadas na fase anterior de ensaio, entre elas a maior rigidez da laje FSRC2.

O estado limite último dos modelos não foi atingido para se evitar que alguns dos sensores pudessem ser danificados. O colapso das duas lajes dar-se-ia por esgotamento da capacidade resistente da armadura de tracção.

Ambos os modelos evidenciaram uma grande ductilidade, tendo-se registado, no final do ensaio, uma flecha máxima de 22.25 mm na laje FSRC1 e de 23.92 mm na FSRC2. O padrão de fendilhação observado nas duas lajes evidenciou algumas diferenças. Na laje FSRC2, a distribuição de fendas foi quase simétrica. No entanto, o empenamento observado na laje FSRC1 conduziu a um padrão de fendilhação assimétrico, isto é, numa das metades da laje houve maior formação de fendas. A distribuição das fendas encontra-se representada no Quadro 4.14, juntamente com os valores do afastamento médio entre fendas, das principais deformações e da carga máxima e da carga de plastificação. As fendas prolongaram-se bastante na espessura da laje demonstrando que uma camada de reduzida espessura na zona superior do betão se encontrava à compressão.

Na Figura 4.20, ilustra-se a resposta carga total aplicada *versus* deslocamento central (LVDT3) obtida para os dois modelos desta série. Após a plastificação das armaduras na zona central da laje observou-se que o aumento de abertura de algumas fendas e a sua progressão na espessura da laje produziam súbitas quebras no valor da carga aplicada, idênticas às ocorridas durante a fase de pré-fendilhação. No modelo FSRC1, ocorreu um problema com o LVDT3 (situado a meio vão) que deixou de adquirir o valor do deslocamento vertical. Assim, o valor da flecha máxima, neste modelo, foi obtido por medições realizadas entre a secção onde se localizava o LVDT e os apoios, não possuindo portanto a precisão das outras grandezas adquiridas.

Quadro 4.14 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série RC (modelo FS).

		Modelo: FSRC1	
		Carga de Plastificação das Armaduras	53.10 kN
		Carga de Rotura	56.65 kN
		Deslocamento Central	22.25 mm
		Distância Média entre Fendas	20.84 cm
Modo de Ruína: Rotura das Armaduras 		Capacidade Máxima	ϵ_c (‰) -0.40
			ϵ_{ct} (‰) 8.75
			ϵ_s (‰) -
		Modelo: FSRC2	
		Carga de plastificação das armaduras	56.50 kN
		Carga de Rotura	60.36 kN
		Deslocamento Central	23.92 mm
		Distância Média entre Fendas	21.38 cm
Modo de Ruína: Rotura das Armaduras 		Capacidade Máxima	ϵ_c (‰) -0.38
			ϵ_{ct} (‰) 6.30
			ϵ_s (‰) 16.52

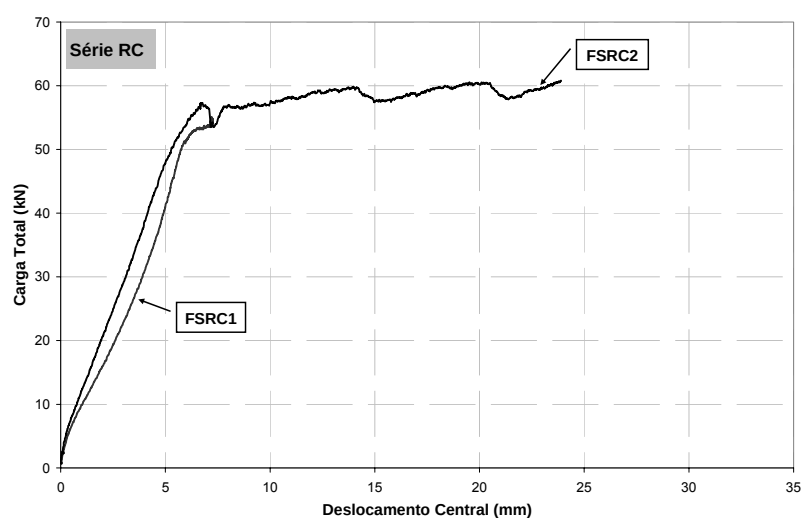


Figura 4.20 - Diagrama carga - flecha das lajes da série RC, na fase de ensaio à rotura.

ii) Série BM (manta)

Os modelos da série BM demonstraram um comportamento idêntico ao longo do ensaio com bom desempenho dos sistemas de CFRP.

A rigidez das duas lajes foi muito semelhante até ao momento de plastificação das armaduras ordinárias, a partir do qual aumentou a contribuição dos sistemas de CFRP para a capacidade resistente das lajes, como se pode ver no diagrama carga total aplicada *versus* deslocamento central (LVDT3) representado na Figura 4.21.

As lajes tiveram um comportamento dúctil com flechas de 23 mm na FSBM1 e de 30.87 mm na FSBM2 aquando da ruína do sistema de CFRP.

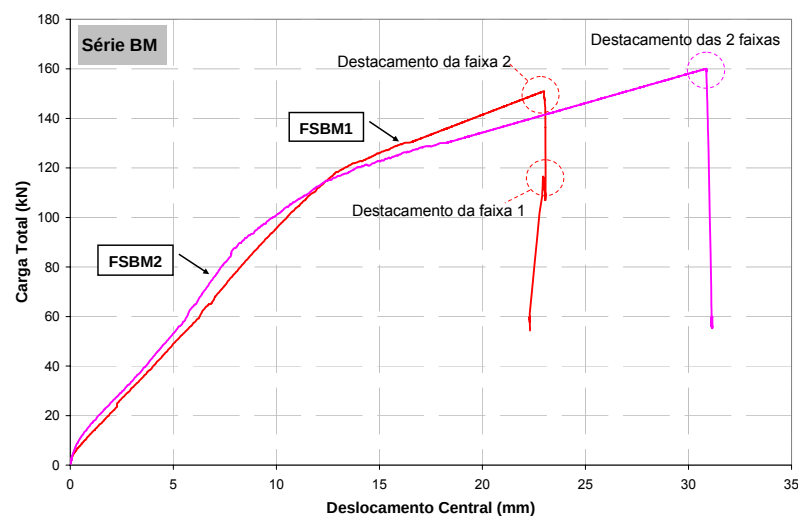


Figura 4.21 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BM, na fase de ensaio à rotura.

O modo de ruína das lajes desta série surgiu por destacamento parcial das faixas da manta de CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (mais esforçada) estendendo-se, inicialmente, para ambos os lados dessa secção mas progredindo, em seguida, para a extremidade do compósito mais próxima. No modelo FSBM1, ocorreu um desfasamento entre o destacamento inicial da faixa 2 e o destacamento da faixa 1 (Figura 4.10). O destacamento da faixa 2 ocorreu numa camada muito superficial de betão, enquanto na faixa 1 notam-se, ainda, muitos vestígios do primário epóxico aplicado após o tratamento da superfície de betão, como se observa na fotografia representada na Figura 4.22. No modelo FSBM2 deu-se o destacamento simultâneo das duas faixas de manta. Após o destacamento dos compósitos, a carga decresceu para valores semelhantes aos registados na série RC. As lajes suportariam, ainda, acréscimos de deformação para esse nível de carga até se atingir a cedência das armaduras ordinárias.

Na laje FSBM1, a distribuição de fendas foi mais ou menos simétrica, localizou-se na zona central e estendeu-se aproximadamente ao longo de 1.70 m de comprimento. Observou-se uma subdivisão das fendas principais em outras de menor extensão à medida que se aproximavam das faixas de manta. Na laje FSBM2, o padrão de fendilhação foi também simétrico, no entanto, a extensão fendilhada foi mais reduzida e a subdivisão das fendas foi quase inexistente. Os afastamentos médios entre fendas foram muito similares, cerca de 10 cm. A profundidade das fendas foi ainda considerável permanecendo comprimida somente uma pequena camada de betão na zona superior. O padrão de fendilhação encontra-se esquematizado no Quadro 4.15, juntamente com alguns dos valores registados nesta fase de ensaio.

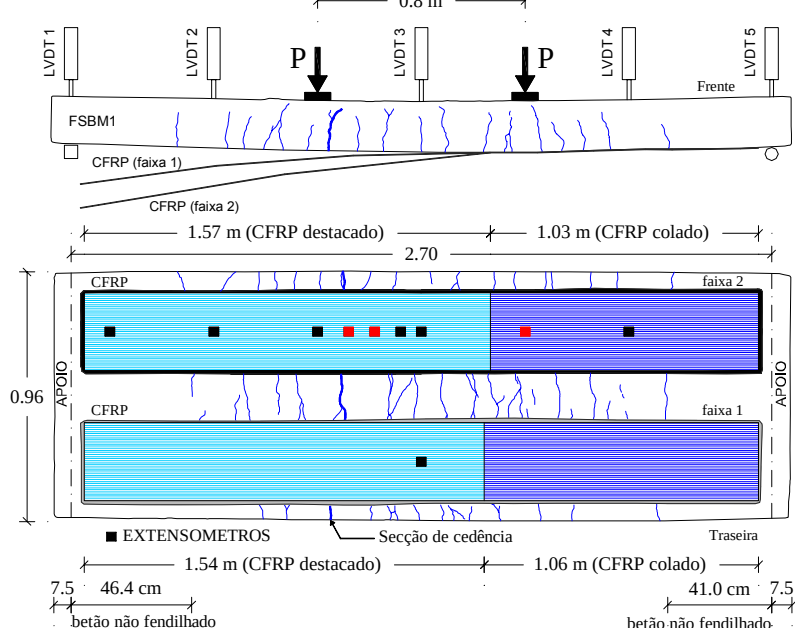


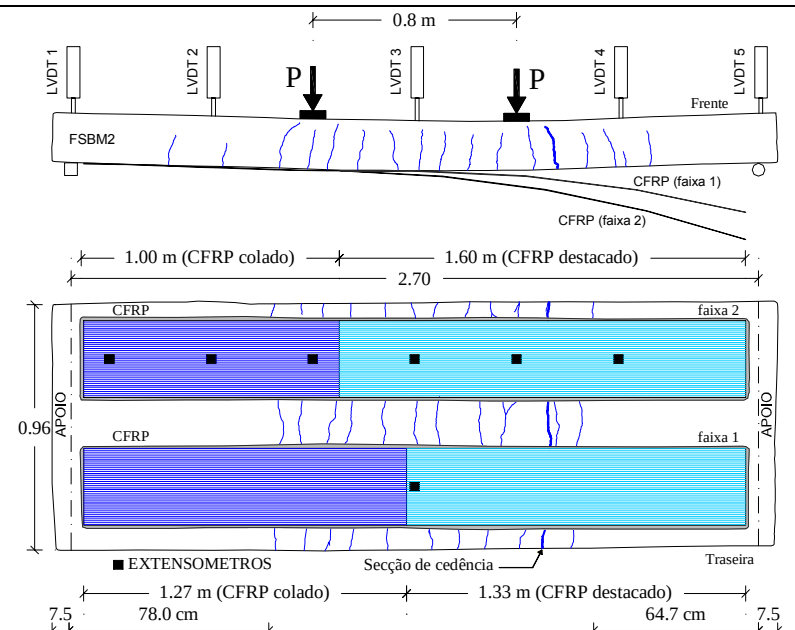
Figura 4.22 - Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo FSBM1.

iii) Série BL (laminado)

As lajes reforçadas com sistemas laminados de CFRP exibiram algumas diferenças de comportamento.

Quadro 4.15 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BM (modelo FS).

		Modelo: FSBM1		
		Carga de Plastificação das Armaduras	119.79 kN	
		Carga de Rotura	151.03 kN	
		Deslocamento Central	23.00 mm	
		Distância Média entre Fendas	10.18 cm	
		Extensões Máximas	ϵ_c (‰)	-0.50
			ϵ_{ct} (‰)	6.20
			ϵ_f (‰)	12.23
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP				

		Modelo: FSBM2		
		Carga de plastificação das armaduras	116.81 kN	
		Carga de Rotura	160.09 kN	
		Deslocamento Central	30.87 mm	
		Distância Média entre Fendas	10.62 cm	
		Extensões Máximas	ϵ_c (‰)	-0.61
			ϵ_{ct} (‰)	6.95
			ϵ_f (‰)	7.00
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP				

A rigidez da laje FSBL1 foi menor que a da sua análoga, em virtude dos destacamentos localizados ocorridos durante o ensaio com cargas cíclicas. Essa degradação da ligação betão-compósito condicionou todo o desempenho do reforço e, conseqüentemente, o comportamento da laje. A progressão de fendas na camada adesiva provocou uma redistribuição de tensões ao longo da interface betão-compósito, cujo principal efeito foi a redução da concentração de tensões nas secções danificadas (próximo das fendas), transferindo para outras secções ainda não danificadas a capacidade de resistir aos esforços que se desenvolvem. Essa redistribuição conduziu à uniformização de tensões e a uma resposta mais deformável da laje, pois as deformações máximas no compósito distribuíam-se num maior comprimento e a capacidade dos laminados de contrariar a abertura das fendas foi-se reduzindo. No entanto, esse aumento de “ductilidade” foi acompanhado por uma redução da capacidade de carga da laje, pois ficou afectada a capacidade de transferência de forças do laminado para o betão. A laje FSBL2 revelou uma maior capacidade resistente e uma menor ductilidade. As flechas relativas à carga máxima aplicada foram de 20.17 mm na laje FSBL1 e de 17.06 mm na FSBL2. O modo de ruína observado nas duas lajes também divergiu. Na FSBL1, as três faixas de laminado destacaram-se em todo o seu comprimento, denotando a ocorrência de redistribuições ao longo do comprimento de colagem e a tendência para uma maior uniformização de tensões de corte. O destacamento das faixas foi sequencial, primeiro a faixa 1, seguindo a faixa 3 e por último a faixa intermédia (faixa 2). A maior parte do destacamento deu-se pela camada adesiva, tendo sido portanto coesivo. Em algumas zonas registaram-se, também, destacamentos pela interface entre o primário epóxico e o adesivo, como se pode observar na Figura 4.23.

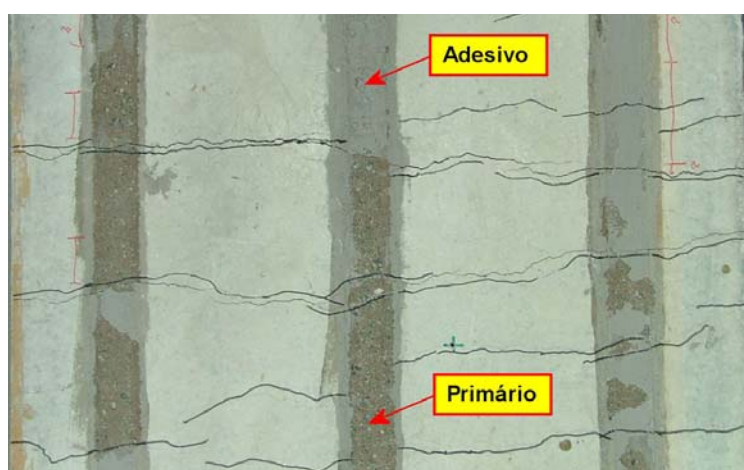


Figura 4.23 - Pormenor da superfície de destacamento das faixas de laminado do modelo FSBL1.

Por sua vez, o modo de ruína da laje FSBL2 foi semelhante ao observado nos modelos da série BM, ou seja, por destacamento parcial das faixas de laminado. Também este modo de ruína prematuro teve início na zona central da laje por pequenos destacamentos localizados entre fendas que progrediram rapidamente, culminando subitamente, de forma brusca, com o arrancamento da extremidade do compósito mais próxima. As faixas destacaram-se sucessivamente, inicialmente a faixa 3, depois a

faixa 1 e finalmente a faixa 2. Após a ruína do CFRP, o nível de carga baixou para valores próximos dos registados nas lajes da série RC.

Apesar das diferenças já apontadas, o padrão de fendilhação observado nas duas lajes foi semelhante. A distribuição de fendas foi praticamente simétrica, localizando-se preferencialmente na zona central (flexão pura). Observou-se uma subdivisão das fendas principais em outras de menor extensão à medida que se aproximavam das faixas de laminado. Os afastamentos entre fendas situaram-se aproximadamente entre os 16 e os 17 cm. De modo idêntico ao das outras séries, também se constatou uma grande progressão das fendas ao longo da espessura da laje. Um esquema com a distribuição de fendas em cada uma das lajes encontra-se representado no Quadro 4.16, onde figuram, também, alguns dos valores registados nestes ensaios.

Na Figura 4.24, apresentam-se as respostas das lajes FSBL1 e FSBL2 em termos de carga total aplicada *versus* deslocamento central (LVDT3). As curvas ilustram que a plastificação das armaduras ordinárias ocorreu para uma carga inferior no modelo FSBL1, o que é consentâneo com as justificações anteriores, pois a redistribuição de tensões não ocorreu somente ao longo do compósito, mas deste para as armaduras ordinárias, aumentando as tensões nelas instaladas.

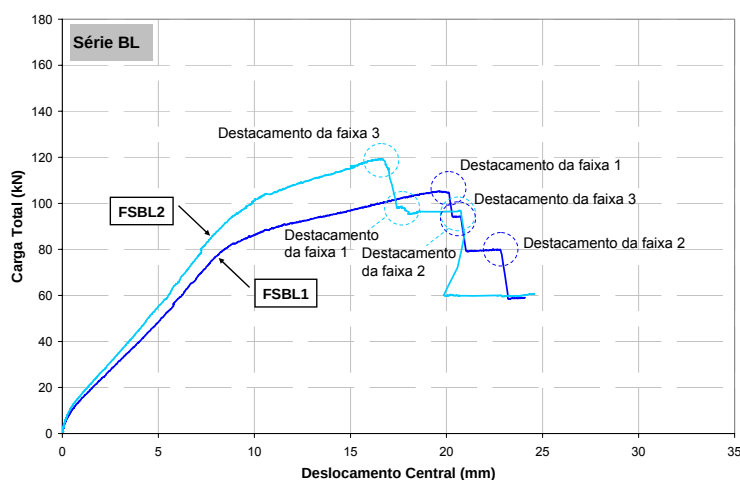
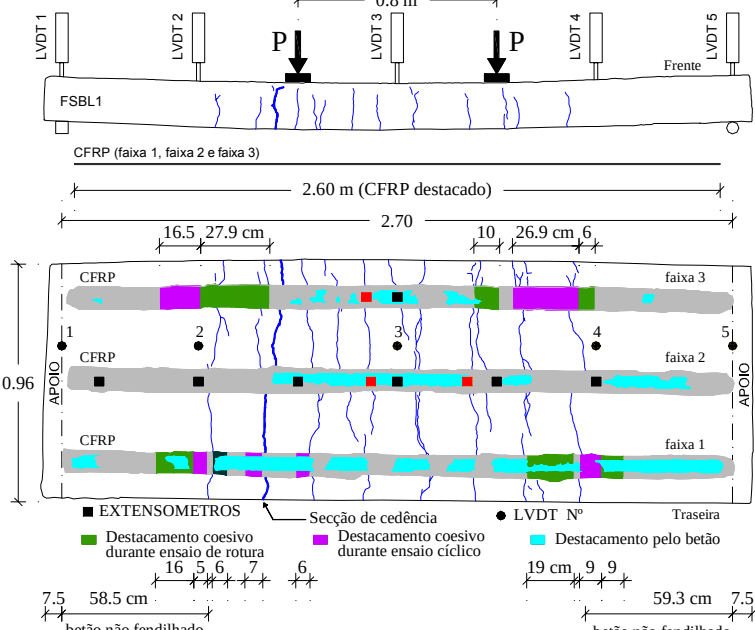
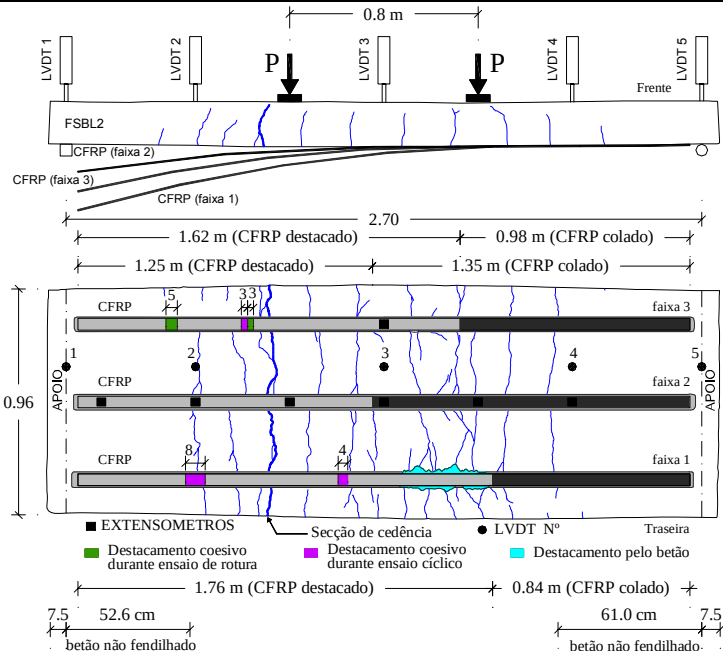


Figura 4.24 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BL, na fase de ensaio à rotura.

4.3.4 - Discussão dos resultados dos modelos FS

Na análise dos resultados, procurou-se abranger um conjunto de aspectos relacionados com o comportamento destas lajes. Assim, numa primeira etapa far-se-á a comparação das respostas dos seis modelos para as duas últimas fases de ensaio (cargas cíclicas e rotura). Posteriormente, será avaliado o desempenho dos dois tipos de sistemas compósitos de CFRP (mantas e laminados). Os resultados experimentais serão, também, utilizados para a validação de alguns modelos de comportamento analíticos existentes na literatura técnica.

Quadro 4.16 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BL (modelo FS).

 FSBL1 CFRP (faixa 1, faixa 2 e faixa 3) 2.60 m (CFRP destacado) 16.5 27.9 cm 2.70 10 26.9 cm 6 0.96 APOIO CFRP faixa 3 faixa 2 faixa 1 EXTENSOMETROS Destacamento coesivo durante ensaio de rotura Seção de cedência Destacamento coesivo durante ensaio cíclico Destacamento pelo betão LVDT N° Traseira 7.5 58.5 cm 16 5 6 7 6 19 cm 9 9 59.3 cm 7.5 betão não fendilhado		Modelo: FSBL1	
		Carga de Plastificação das Armaduras	80.38 kN
		Carga de Rotura	105.35 kN
		Deslocamento Central	20.17 mm
		Distância Média entre Fendas	16.19 cm
		Extensões Máximas	ϵ_c (‰) -0.29 ϵ_{ct} (‰) 3.00 ϵ_f (‰) 8.87
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP 		Modelo: FSBL2	
 FSBL2 CFRP (faixa 2) CFRP (faixa 3) CFRP (faixa 1) 1.62 m (CFRP destacado) 0.98 m (CFRP colado) 1.25 m (CFRP destacado) 1.35 m (CFRP colado) 0.96 APOIO CFRP faixa 3 faixa 2 faixa 1 EXTENSOMETROS Destacamento coesivo durante ensaio de rotura Seção de cedência Destacamento coesivo durante ensaio cíclico Destacamento pelo betão LVDT N° Traseira 7.5 52.6 cm 1.76 m (CFRP destacado) 0.84 m (CFRP colado) 61.0 cm 7.5 betão não fendilhado		Carga de plastificação das armaduras	100.14 kN
		Carga de Rotura	119.28 kN
		Deslocamento Central	17.06 mm
		Distância Média entre Fendas	16.65 cm
		Extensões Máximas	ϵ_c (‰) -0.34 ϵ_{ct} (‰) 3.80 ϵ_f (‰) 6.52
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP 			

4.3.4.1 - Comparação entre séries

Retomando o ponto de partida deste estudo, convém recordar que os modelos de laje da série RC pretendem simular a capacidade resistente, da região central dos vãos, da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia na direcção transversal (momento resistente de cálculo da laje, por metro de largura, aproximadamente 22 kNm/m). Por sua vez, estabeleceu-se como critério para o pré-dimensionamento do reforço o aumento da capacidade de carga das lajes de betão armado para o dobro da existente (momento flector resistente de cálculo de pelo menos 45 kNm/m).

O desempenho de lajes de betão armado reforçadas à flexão por colagem exterior de sistemas de CFRP (técnica EBR) foi a premissa inicial deste programa experimental, embora se tenham estabelecido outros objectivos, dos quais se destacam a comparação do comportamento de lajes reforçadas com diferentes tipos de sistemas compósitos de CFRP disponíveis no mercado (mantas e laminados) e a avaliação da degradação de aderência na interface betão-compósito, junto de fendas, devido à acção de cargas cíclicas. Assim, como análise preliminar será efectuada a comparação entre o comportamento das três séries de lajes.

i) Fase 2 - Cargas cíclicas

A avaliação do comportamento em serviço de uma laje de betão armado é efectuada através do controlo de deformações e da fendilhação, esta última através da limitação do nível de tensões nos materiais constituintes e da máxima abertura de fendas. Por este motivo, procurou-se efectuar uma análise de resultados que incidisse fundamentalmente sobre três parâmetros: a redução de rigidez das lajes, as deformações das armaduras (aço e CFRP) e a abertura de fendas.

O nível de carga máximo aplicado aos modelos equivale, aproximadamente, a cargas que serão em média atingidas durante períodos de muito curta duração (combinação rara de acções). A repetição dessas cargas (5000 ciclos) poderá ser encarada como uma forma de acelerar a degradação das lajes, o que em condições normais de serviço só se desenvolveria a médio ou longo prazo.

Como a instrumentação adoptada nos ensaios não previa o registo da abertura de fendas, procurou-se estimar este parâmetro a partir de outras medições efectuadas. O Eurocódigo 2 (2004) propõe a seguinte expressão para calcular a largura de fendas, “ w_k ”:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (4.5)$$

em que “ $s_{r,max}$ ” é a distância máxima entre fendas, “ ϵ_{sm} ” é a extensão média da armadura ordinária admitindo a contribuição do betão traccionado e “ ϵ_{cm} ” é a extensão média do betão entre fendas.

Considerou-se que o valor da extensão média da armadura ordinária, “ ϵ_{sm} ”, seria muito próximo do registo da deformação média do betão fendilhado obtido no CLIP (E9 na face inferior). Uma outra adaptação foi a consideração da distância média entre as fendas que intersectaram o CLIP em lugar da

distância máxima entre fendas, " $s_{r,max}$ ". Em suma, calculou-se a abertura média das fendas circunscritas pelo CLIP.

Relativamente à grandeza da extensão média do betão entre fendas, " ϵ_{cm} ", não se possuía qualquer informação. A Figura 4.25 esquematiza a distribuição de extensões no betão e na armadura num elemento de betão armado numa fase em que a fendilhação já está estabilizada. Observa-se que a extensão média do betão entre fendas é, aproximadamente, igual a dois terços da extensão máxima do betão entre fendas. Essa extensão será provavelmente inferior à máxima extensão do betão à tracção determinada, em secção não fendilhada, para a carga que produz a fendilhação. Assim, nesta análise optou-se por considerar uma extensão média do betão entre fendas igual a 60% da máxima extensão do betão à tracção ($\epsilon_{cm} = 0.6 \times \epsilon_{ct,max}$). Note-se que esse valor é proposto pelo CEB-FIP [MC90, 1993] aquando da formação da primeira fenda.

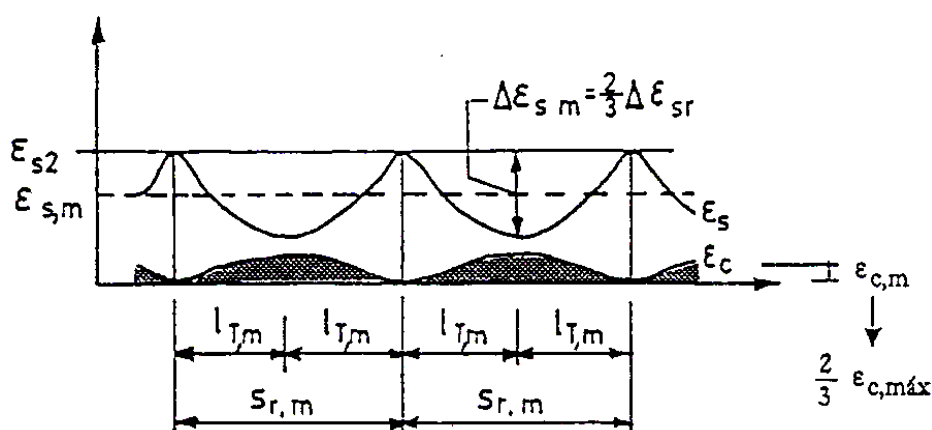


Figura 4.25 - Distribuição de extensões no betão e nas armaduras num elemento fendilhado [MC90, 1993].

No Quadro 4.17, resumem-se os valores obtidos da redução de rigidez das lajes, das deformações das armaduras (aço e CFRP) e da abertura de fendas.

O critério adoptado para a comparação da perda de rigidez observada nos seis modelos de laje baseou-se no cociente entre a diferença de flechas registadas desde o primeiro ao último ciclo pela flecha registada no primeiro ciclo. Note-se que os valores, no Quadro 4.17, para as lajes não reforçadas dizem respeito a ciclos de carga diferentes dos aplicados nas lajes reforçadas. Na série RC a carga máxima foi 40 kN e nas séries BM e BL foi 70 kN.

Dadas as características geométricas e mecânicas dos tipos de sistemas de CFRP utilizados (manta ou laminado) o reforço das lajes de betão armado não introduziu acréscimos significativos de rigidez, por isso, a deformação das lajes foi muito semelhante quando foram solicitadas pelo mesmo nível de carga. A redução da rigidez foi idêntica nas lajes FSRC1 e FSBL1, apesar da diferença de carga dos ciclos aplicados em cada uma.

Quadro 4.17 - Comparação dos parâmetros essenciais obtidos do ensaio cíclico das lajes do modelo FS.

Modelo	Perda de Rigidez	Extensões Máximas no CFRP (‰)		Avaliação da Abertura de Fendas				
	$(\delta_{5000} - \delta_1) / \delta_1$ (%)	Secção não Fendilhada	Secção Fendilhada	Nº de Ciclos	$\epsilon_{sm}^{[1]}$ (‰)	$\epsilon_{cm}^{[2]}$ (‰)	$S_{r,max}$ (mm)	$w_k^{[3]}$ (mm)
FSRC1	45.5	-	-	1-10	1.000	0.046	240	0.23
				4990-5000	1.150			0.27
FSRC2	18.5	-	-	1-10	0.800	0.043	240	0.18
				4990-5000	0.900			0.21
FSBM1	-	1.84	4.57	1-10	1.650	0.041	98	0.16
				4990-5000	1.700			0.16
FSBM2	29.5	1.55	-	1-10	1.300	0.041	126	0.16
				4990-5000	-			-
FSBL1	42.6	1.30	3.41	1-10	1.550	0.041	162	0.24
				4990-5000	1.900			0.30
FSBL2	27.6	1.44	2.80	1-10	1.450	0.041	160	0.23
				4990-5000	1.700			0.27

[1] valor registado no CLIP E9 (transdutor PI); [2] extensão média do betão entre fendas foi considerada igual a 60% da extensão máxima do betão na fibra extrema mais traccionada: $\epsilon_{sm} = 0.6 \epsilon_{ct,max}$; [3] valor característico da abertura de fendas estimado de acordo com a expressão definida no EC2: $w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$.

No Quadro 4.17, apresentam-se, também, as extensões nos sistemas compósitos, medidas em secção fendilhada e não fendilhada. Observou-se que as extensões em secção não fendilhada nos sistemas do tipo laminado foram ligeiramente inferiores às do tipo manta. No caso das secções fendilhadas a diferença entre as extensões dos dois sistemas foi superior. Para além dos valores máximos obtidos (4.6‰ no caso de mantas e 3.41‰ no caso de laminados) será também importante conhecer a deformação média dos compósitos.

Admitindo por hipótese que a extensão registada em secção não fendilhada é praticamente constante em dois terços da distância entre fendas consecutivas e que se poderá considerar constante o valor da extensão em secção fendilhada no restante comprimento (um terço da distância entre fendas), então poder-se-á estimar a deformação média do compósito para cada uma das séries. A aplicação desta relação conduziu aos seguintes valores: 2.75‰ para a laje FSBM1, 2.00‰ para a FSBL1 e 1.89‰ para a FSBL2. Comparando estes valores com os limites propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] e pelo ACI [ACI 440, 2002] conclui-se que todos eles podem ser considerados admissíveis em condições de serviço. No caso dos modelos de betão armado (série RC), verificou-se que as extensões nas armaduras ordinárias em secção fendilhada são relativamente altas (1.6‰), igualando o limite imposto pelo EC2 [Eurocódigo 2, 2004] para condições de serviço referentes à combinação rara de acções ($0.80 \epsilon_{yk}$).

Deduz-se, portanto, que o reforço com compósitos conduziu assim a uma distribuição das tensões de tracção pelas diversas armaduras (aço e compósito), melhorando o desempenho em serviço das lajes.

Por fim, procurou-se analisar a influência do tipo de reforço no controlo da abertura de fendas. Os dados necessários à aplicação da expressão (4.5) e os resultados obtidos encontram-se representados nas últimas colunas do Quadro 4.17. Analisando estes resultados, constatou-se que a grandeza da abertura de fendas das lajes das séries RC (não reforçada) e BL (reforçada com laminados) foi aproximadamente igual, ao passo que nas lajes da série BM (reforçada com mantas) a abertura de fendas estimada foi cerca de metade das anteriores. A comparação dos valores calculados com os registados durante o ensaio (secção 4.3.3.2) acabou por demonstrar uma boa concordância entre eles. Assim, os valores estimados para as lajes da série RC aproximam-se do valor mínimo das aberturas de fendas registadas (0.3 mm na FSRC1 e 0.20 mm na FSRC2). Para as lajes da série BM, verificou-se que a abertura de fendas calculada se encontra no intervalo de valores observados (0.10 a 0.20 mm na FSBM1 e 0.10 a 0.15 mm na FSBM2). Por sua vez, nas lajes da série BL os valores determinados são ligeiramente superiores ao valor máximo de abertura de fendas registado (0.25 mm). Todavia, estes valores dependem fundamentalmente do número de fendas contidas no campo de medida do CLIP (E9) e da actividade dessas fendas. Mas, na medição da abertura máxima das fendas, efectuada com uma régua graduada durante a realização desta fase de ensaio, nem sempre se contemplaram as fendas abrangidas pelo CLIP.

Os destacamentos localizados registados, essencialmente, na laje FSBL1, na camada adesiva do sistema do tipo laminado, devem estar relacionados com a preparação e/ou aplicação do adesivo, uma vez que no outro modelo da mesma série a ocorrência deste tipo de degradação foi muito mais reduzida. A menor superfície de colagem utilizada na aplicação de laminados e a maior espessura final do compósito contribuem para o desenvolvimento de maiores tensões de corte na interface betão-compósito, tornando este tipo de sistema mais sensível ao aparecimento dessas degradações do que os sistemas curados “*in situ*”. Daí não se ter detectado nenhum dano aparente na ligação betão-compósito nos modelos da série BM. Este facto veio, no entanto, realçar o papel de extrema importância que assume o estabelecimento e aplicação de um plano de controlo de qualidade para todas as fases de execução da técnica EBR. Esse plano destina-se a minimizar, podendo mesmo evitar o aparecimento de algumas avarias em serviço, uma vez que a presença de defeitos associados à execução do reforço é consideravelmente reduzida.

Em síntese, os resultados desta fase de ensaio permitiram concluir que a solução de reforço aplicada não se revelou muito vantajosa relativamente ao acréscimo de rigidez das lajes, mas conduziu a uma distribuição das tensões de tracção pelas diversas armaduras (aço e compósito), melhorando o seu desempenho em serviço. Quanto ao controlo da fendilhação, os sistemas constituídos por mantas unidireccionais de CFRP apresentaram melhor desempenho, pois foi notória a maior distribuição das fendas e, consequentemente, valores inferiores de abertura de fendas.

ii) Fase 3 - Rotura

O comportamento observado, na última fase de ensaio (até à rotura), nas três séries de laje, pode ser comparado através da representação dos diagramas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento vertical a meio vão - ver Figura 4.26.

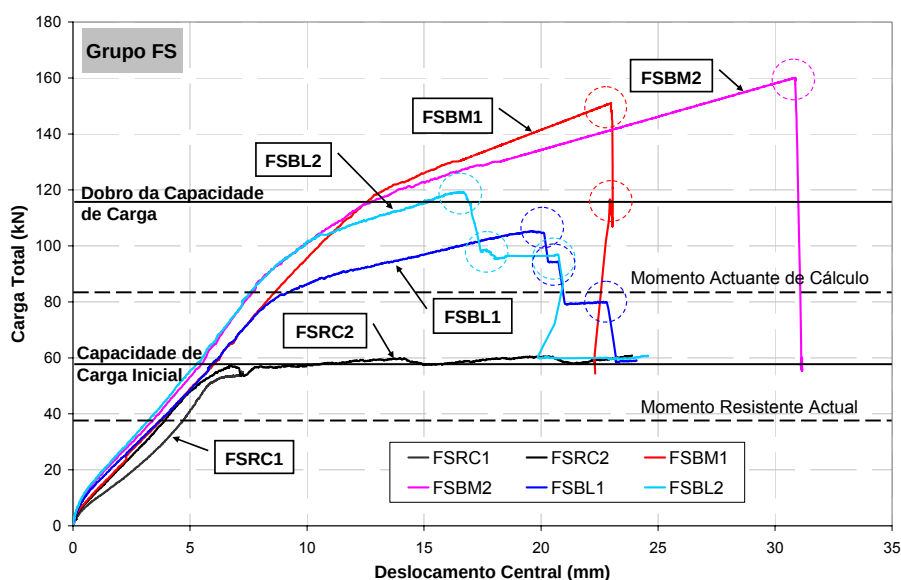


Figura 4.26 - Diagrama carga - flecha dos modelos FS, na fase de ensaio à rotura.

A primeira análise comparativa consiste na confrontação directa da capacidade de carga observada nas seis lajes. Pode afirmar-se que o objectivo, inicialmente estabelecido, de duplicar a capacidade resistente das lajes de betão armado - série RC - foi alcançado.

O valor da capacidade de carga inicial das lajes (série RC) foi considerado aproximadamente igual à média das cargas máximas registadas nas lajes de betão armado (± 58.5 kN). Assim, o dobro dessa capacidade corresponderá a 117 kN. Estes valores encontram-se representados na Figura 4.26 com duas linhas horizontais contínuas.

Os modelos da série BM (reforçados com mantas) ultrapassaram a capacidade de carga desejada em média 33%. Já os modelos da série BL (reforçados com laminados) exibiram uma capacidade de carga muito próxima do valor pretendido, isto é, a capacidade média das duas lajes foi cerca de 1.92 vezes a capacidade das lajes de betão armado.

Das quatro lajes reforçadas, apenas o modelo FSBL1 ficou aquém da capacidade de carga almejada. Porém, deve considerar-se o comportamento observado no modelo FSBL1 como atípico em virtude dos diversos destacamentos ocorridos no compósito durante a fase de carregamento cíclico.

Na avaliação do comportamento global das seis lajes, ilustrado na Figura 4.26, verificou-se que a rigidez das lajes, no início desta fase de ensaio, foi muito semelhante, se se excluir o modelo FSRC1 que evidenciou uma resposta menos rígida, possivelmente devido ao empenamento da mesma. Com o

incremento da carga aplicada, as armaduras ordinárias plastificaram, atingindo-se sensivelmente a capacidade de carga das lajes de betão armado. Nas lajes reforçadas, a plastificação das armaduras ordinárias provocou uma diminuição de rigidez da laje (o acréscimo das tensões de tracção passa a ser resistido praticamente pelos sistemas de CFRP, em vez de ser também repartido pelas armaduras ordinárias). A concentração de tensões de corte na ligação betão-compósito junto às fendas, na zona central da laje, conduziu ao destacamento súbito das faixas de CFRP, nas lajes reforçadas. Imediatamente a capacidade de carga das lajes reforçadas diminuiu para valores próximos dos registados nas lajes não reforçadas (cerca de metade). O comportamento global das lajes de betão armado reforçadas à flexão pela técnica EBR com estes novos materiais sugere, então, a seguinte questão: como deve ser analisada a ductilidade destas lajes reforçadas? Como a deformação não ocorre sob carga constante, fará sentido o conceito de ductilidade da laje até ao instante em que ocorre a ruína do compósito?

Como é sabido, a ductilidade de uma estrutura é uma característica que necessita de ser controlada e quantificável de modo a prever o comportamento último da estrutura e a reduzir o risco de ocorrência de modos de ruína frágeis. O critério de ductilidade proposto pela FIB [Bulletin 14, 2001] está equacionado de diversas formas, em função: da profundidade do eixo neutro, “ ξ ”, da extensão máxima do FRP “ ε_{fu} ” da extensão máxima da armadura ordinária “ ε_{su} ” e do índice de ductilidade “ $\delta_{\chi, \min}$ ”. Como exemplo, apresenta-se o critério expresso em função da extensão na armadura ordinária, ε_{su} :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su} &\geq 0.0043 && \text{para betões com } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{su} &\geq 0.0065 && \text{para betões com } f_{ck} > 35 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (4.6)$$

O ACI [ACI 440, 2002] considera que um elemento possui adequada ductilidade se a extensão máxima na armadura ordinária “ ε_s ”, na sua secção crítica e no instante da rotura, for pelo menos 5%.

Por seu turno, o critério de ductilidade proposto pelo CNR [CNR, 2004] está equacionado em função da profundidade do eixo neutro ($\xi = x/d$), e depende da extensão máxima do betão à compressão “ ε_{cu} ” e da extensão de cedência das armaduras ordinárias “ ε_{sy} ”:

$$\xi \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad (4.7)$$

Os critérios de ductilidade propostos pela FIB, ACI e CNR foram satisfeitos pelos quatro modelos de laje reforçados, tendo por base os valores máximos de deformação dos compósitos (medidos) e das armaduras ordinárias (estimados). Todavia, quase todas as lajes reforçadas exibiram uma rotura frágil e em algumas delas, com pouca deformação instalada em comparação com as não reforçadas. Por essa

razão, a verificação de um critério de ductilidade não parece suficiente para que o comportamento aos estados limites últimos de resistência das lajes reforçadas seja o desejado.

Devido ao comportamento elasto-plástico do betão armado, é possível avaliar a ductilidade de uma laje através da razão entre a flecha registada para a carga de ruína e a flecha existente aquando da plastificação das armaduras. No entanto, esta metodologia não será a mais adequada para as lajes de betão armado reforçadas com sistemas de CFRP, pois a plastificação das armaduras ordinárias conduz a uma redução da rigidez da laje, mas persiste, ainda, um significativo incremento da capacidade resistente para acréscimos de deformação (contribuição do CFRP). Por esse motivo, será mais indicada a avaliação da “ductilidade” destes elementos em termos energéticos. Niu et al. (2006) propõe que essa avaliação se efectue através do cociente entre a energia totalmente dissipada (relativa à carga máxima) e a energia dissipada até à plastificação das armaduras ordinárias. O cálculo desses valores de energia deve ser efectuado através da área definida pelo diagrama carga - deslocamento central.

Apesar de não se ter aplicado neste trabalho nenhuma dessas propostas pode, todavia, depreender-se que é muito difícil a formulação de modelos analíticos capazes de prever fielmente o destacamento das faixas de FRP e, conseqüentemente, estabelecer critérios que garantam a ductilidade desejável destes elementos. A qualidade da ligação betão-compósito e a inexistência de mecanismos de fixação nas extremidades das faixas de compósito conduzem, frequentemente, a uma evidente dispersão de resultados, em especial na carga e no modo de ruína. Portanto, o desafio que se coloca consiste no desenvolvimento de mecanismos capazes de evitar o destacamento antecipado dos sistemas de CFRP, possibilitando assim uma deformação suficiente que garanta a ductilidade desejável destes elementos. Por fim, falta estabelecer ainda uma relação entre a laje superior do tabuleiro da Ponte NS Guia e o comportamento destes modelos experimentais (réplicas dessa laje). Como se referiu anteriormente (secção 4.3.1), a análise da secção transversal do tabuleiro permitiu estimar os valores de cálculo do momento resistente da laje, 22 kNm/m, e do momento actuante, 45 kNm/m (praticamente o dobro). Facilmente se determinam os valores de carga que devem ser aplicados às lajes do grupo FS, de acordo com o esquema de ensaio estabelecido, de modo a reproduzir esses momentos flectores. Deve, contudo, deduzir-se o momento flector instalado nos modelos por acção do seu próprio peso. Os valores de carga obtidos encontram-se, também, representados na Figura 4.26 por meio de linhas horizontais tracejadas.

É possível observar que uma carga total de 37 kN é suficiente para produzir um momento flector de 22 kNm/m. Como já foi referido, a capacidade de carga em termos médios das lajes da série RC foi de 58.5 kN (± 1.6 vezes a carga de cálculo). Como a capacidade de carga destes modelos foi condicionada pelo comportamento do aço, seria de esperar que essa diferença de valores fosse idêntica à relação entre o valor médio e o valor de cálculo da resistência à tracção da armadura. Este facto é facilmente confirmado a partir dos valores das propriedades do aço apresentadas previamente no Quadro 4.6 (secção 4.3.1.1).

Por seu turno, as acções previstas para a laje do tabuleiro requerem uma capacidade resistente superior a 45 kNm/m (84 kN) em valores de cálculo. Por exemplo, a capacidade máxima de carga da laje FSBL2 (reforçada com laminados) foi de 119.3 kN (± 1.4 vezes) e a da laje FSBM2 foi de 160.1 kN (± 1.9 vezes).

Com base na análise do comportamento global das lajes do grupo FS, é lícito afirmar que o reforço da laje do tabuleiro pode ser efectuado com qualquer uma das soluções estudadas.

4.3.4.2 - Comportamento dos sistemas de CFRP

O desempenho dos dois tipos de sistemas de CFRP (mantas e laminados) utilizados neste programa experimental será analisado, inicialmente, para cada uma das séries de lajes reforçadas a partir dos valores das extensões registadas, em diversos pontos, ao longo dos compósitos de carbono. Depois, far-se-á uma confrontação entre o desempenho dos dois tipos de sistemas de CFRP utilizados.

Inicialmente, apresentar-se-ão os diagramas que relacionam a variação das extensões com a carga total aplicada. Este primeiro estudo permite avaliar a contribuição do reforço à medida que é incrementada a carga aplicada, pois o conhecimento da evolução das extensões “ ε_f ” conduz ao valor da força no compósito “ F_f ” através das seguintes expressões:

$$\sigma_f = E_{fm} \times \varepsilon_f \quad (4.8)$$

$$F_f = \sigma_f \times A_f \quad (4.9)$$

em que “ σ_f ” é a tensão normal no CFRP, “ E_{fm} ” é o módulo de elasticidade médio do compósito e “ A_f ” é a área da sua secção transversal.

Em seguida, analisar-se-á a evolução das extensões ao longo do comprimento do compósito, para cinco níveis de carga, fornecendo assim informações sobre eventuais fendas ou destacamentos no CFRP.

Finalmente, será possível avaliar a distribuição das tensões médias de corte (aderência) ao longo da ligação betão-compósito, para os mesmos níveis de carga. Na Figura 4.27, ilustram-se estes dois últimos tipos de diagramas (extensões e tensões tangenciais). A alternância do sinal das tensões tangenciais sugere a provável existência de fissuras, enquanto tensões praticamente nulas são indicadoras de zonas de destacamento do compósito. Para aferir o valor da tensão média de corte, “ τ_m ”, é necessário determinar a variação da força longitudinal no CFRP, “ ΔF ”, entre posições de extensómetros consecutivos, a qual se obtém multiplicando a variação das extensões registadas no CFRP, “ $\Delta \varepsilon_f$ ”, nessas mesmas posições, pelo módulo de elasticidade médio do compósito, “ E_{fm} ”, pela espessura, “ t_f ”, e pela largura do CFRP, “ b_f ”. A expressão resultante é a seguinte:

$$\Delta F_f = \sigma_f \times A_f = \Delta \varepsilon \times t_f \times b_f = (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) \times t_f \times b_f \quad (4.10)$$

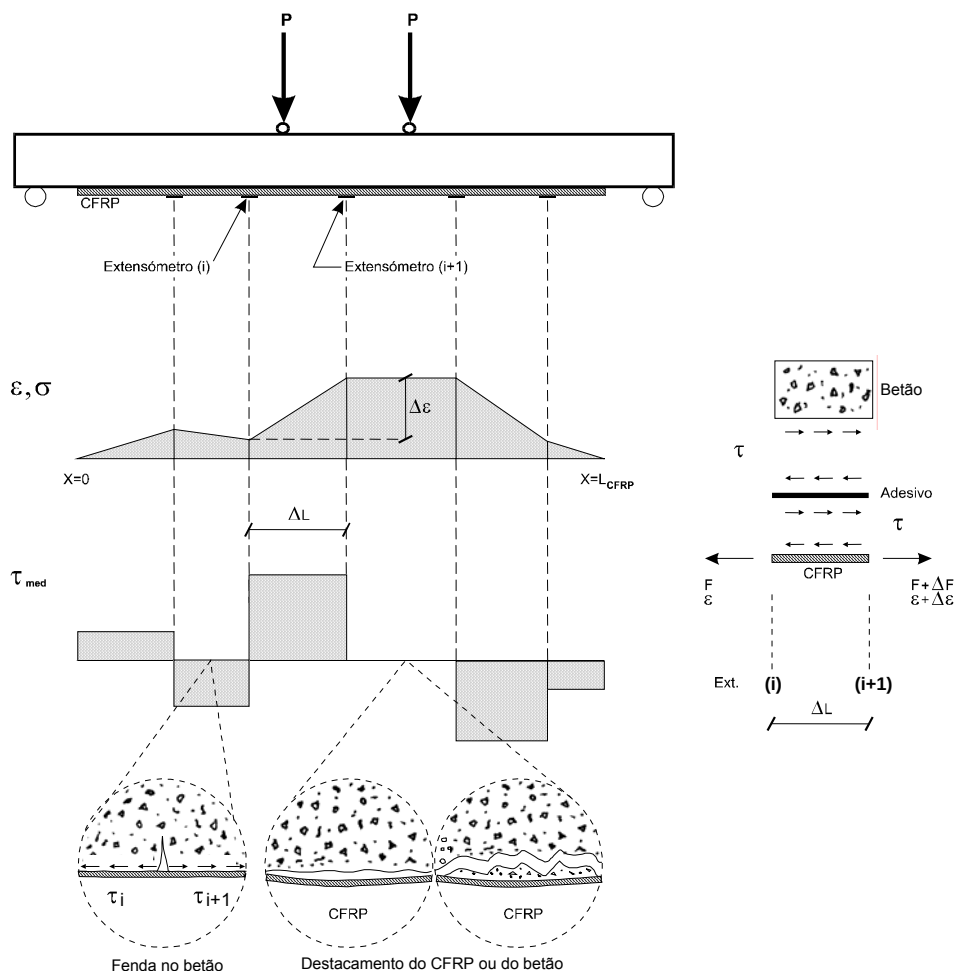


Figura 4.27 - Diagramas de extensões no CFRP e de tensões médias de corte na interface [Juvandes, 1999].

Estabelecendo o equilíbrio entre o CFRP e o adesivo, na direcção longitudinal, conclui-se que a variação da força, “ ΔF ”, é igual ao integral das tensões de corte, “ τ ”, entre as duas posições de extensómetros consecutivos:

$$\Delta F_f = \int_n^{n+1} \tau(x) dx \quad (4.11)$$

Com base nas expressões (4.10) e (4.11), obtém-se o valor da tensão média de corte, “ τ_m ”, que supostamente ocorre no ponto médio da distância entre os dois extensómetros e cujo valor é dado pela equação:

$$\tau_m = \frac{(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) \times t_f \times b_f}{(x_{n+1} - x_n) \times b_a} \quad (4.12)$$

onde $(x_{n+1} - x_n)$ é a distância entre os extensómetros em análise e “ b_a ” é largura média da faixa de colagem adesivo-betão, cujo valor é igual ou superior à largura do CFRP “ b_f ”.

i) Série BM (manta)

Optou-se por apresentar na Figura 4.28 o diagrama de extensões no CFRP *versus* a carga total aplicada apenas para o modelo de laje FSBM1, por este possuir um maior número de extensómetros instalados. De qualquer modo, o diagrama análogo correspondente ao modelo FSBM2 pode ser visualizado no Anexo B.

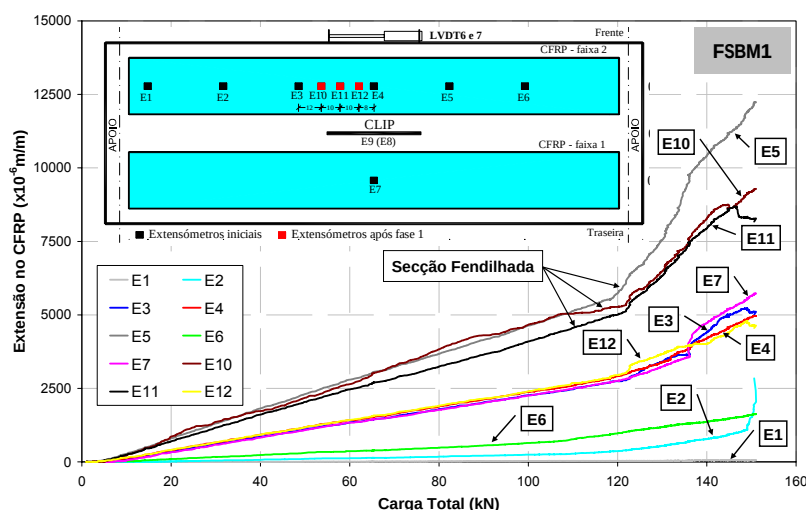


Figura 4.28 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM1).

É notória a diferença na grandeza das extensões do CFRP entre secções solicitadas por momentos flectores idênticos (*E3, E4, E5, E7, E10, E11 e E12*), mas também entre as secções extremas (*E1, E2 e E6*) e as secções localizadas próximo do centro do CFRP (*E3, E4, E5 e E7*). Para valores moderados da carga e até à plastificação das armaduras ordinárias, observou-se que, na zona de flexão pura, as extensões no CFRP em secção fendilhada (*E5, E10 e E11*) foram praticamente duplas das extensões em secção não fendilhada (*E3, E4, E7 e E12*). Quando ocorreu a plastificação das armaduras ordinárias (± 120 kN), observou-se um maior acréscimo de deformação em toda esta zona central do CFRP. As extensões do compósito nos pontos mais próximos dos apoios foram bem mais reduzidas. O aparecimento de novas fissuras provocou uma consequente diminuição da distância entre fendas e, concomitantemente, uma redução do comprimento de transferência das forças do compósito para o betão. Quando a carga se aproximou do valor máximo registado, foram observados, na zona central da laje, alguns destacamentos da manta entre fendas. Esses destacamentos localizados acabaram por determinar a ruína do sistema de CFRP. Apesar de não se terem registado acréscimos das extensões no CFRP próximo da sua extremidade é de supor que estas tenham ocorrido na fracção de segundos em que se deu a ruína da ligação betão-compósito.

Todas as extensões registadas no outro modelo desta série referem-se a secções não fendilhadas, sendo, também, válido o comentário anterior.

Os valores máximos das extensões do CFRP, na zona de flexão pura da laje, encontram-se listados no Quadro 4.18 para os dois modelos da série BM.

Quadro 4.18 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (série BM).

Modelo	Extensões Máximas no CFRP ($\times 10^{-6}$ m/m)							Tensões Máximas (MPa)				$f_{ctm,p}$	$1.25f_{ctm,j}$
	E3	E4	E5	E7	E10	E11	E12	$\sigma_{max}^{[1]}$	$\sigma_{max}^{[2]}$	$\tau_{max}^{[3]}$	$\tau_{max}^{[4]}$	(MPa)	(MPa)
FSBM1	5108	4959	12225	7151	9286	8276	4637	2934.0	1716.2	1.49	2.07	3.84	4.38
FSBM2	4741	6290	5407	7002	-	-	-	-	1680.5	0.90	-	-	-

[1] tensões longitudinais registadas em secção fendilhada; [2] tensões longitudinais registadas em secção não fendilhada; [3] tensão média de corte obtida dos seis extensómetros iniciais; [4] tensão média de corte obtida com todos os extensómetros.

As tensões longitudinais máximas no CFRP “ σ_{max} ” foram avaliadas, em secção fendilhada e em secção não fendilhada, por aplicação da expressão (4.8), tendo-se considerado o correspondente valor máximo da extensão no CFRP e o módulo de elasticidade do sistema de CFRP indicado anteriormente no Quadro 4.7. Juntamente com essas tensões apresentam-se, também, no Quadro 4.18, as máximas tensões médias de corte na ligação betão-compósito “ τ_{max} ”. Estas tensões foram avaliadas de duas formas: envolvendo todos os extensómetros instalados na faixa 2 de CFRP ou apenas os extensómetros que foram instalados no início (E1 a E6). Na expressão (4.12), considerou-se que a largura média da faixa de colagem adesivo-betão “ b_a ” foi a própria largura do CFRP “ b_f ”. Neste quadro confrontam-se ainda os valores médios da tensão de tracção “ $f_{ctm,p}$ ”, obtida no ensaio de arrancamento por tracção (Pull-off) e da tensão de aderência média do FRP proposta pela FIB “ $\tau_{fm}=1.25f_{ctm}$ ”.

Na Figura 4.29, mostram-se, para os modelos FSBM1 e FSBM2, os diagramas de distribuição das extensões do CFRP (faixa 2) ao longo do seu comprimento, para vários níveis de carga, assim como as distribuições de tensões médias de corte, para a mesma faixa e para os mesmos níveis de carga. Estes diagramas ajudam na interpretação dos valores das tensões apresentados no quadro anterior.

A comparação entre as distribuições das extensões no CFRP nas duas lajes da série BM pode sugerir comportamentos distintos do mesmo sistema de CFRP. Porém, se não se representassem as extensões dos três extensómetros E10 a E12 (instalados após a Fase 1 de ensaio) era possível observar que a distribuição das extensões no CFRP na laje FSBM1 (faixa 2) seria muito semelhante à da laje FSBM2 (faixa 2), à excepção dos valores do extensómetro E5. As grandes oscilações nas extensões (laje FSBM1) reflectem-se depois no diagrama das tensões médias de corte, conduzindo a valores mais elevados de tensão. Por exemplo, o valor máximo da tensão média de corte da laje FSBM1, evidenciado na Figura 4.29a, foi de 2.07 MPa. Este valor seria, no entanto, de 1.49 MPa se fossem considerados, unicamente, os seis extensómetros instalados inicialmente. Por outro lado, o aparecimento de uma fenda junto a um dos extensómetros (por exemplo do E5) pode ser suficiente para se obter uma maior tensão média de corte, tornando este tipo de análise muito subordinada ao posicionamento dos

extensómetros adoptados e ao padrão de fendilhação existente. Apesar de tudo, constatou-se que o valor médio das tensões longitudinais máximas nas mantas de CFRP foi de 1700 MPa e que as tensões médias de corte na interface betão-compósito variaram de 0.9 a 1.5 MPa. Refira-se, por fim, que o valor máximo da tensão média de corte (2.1 MPa) foi quase metade do valor médio da tensão de tracção “ $f_{ctm,p}$ ”, obtida no ensaio de “Pull-off” (3.8 MPa) que foi semelhante à resistência média do betão à tracção (3.5 MPa).

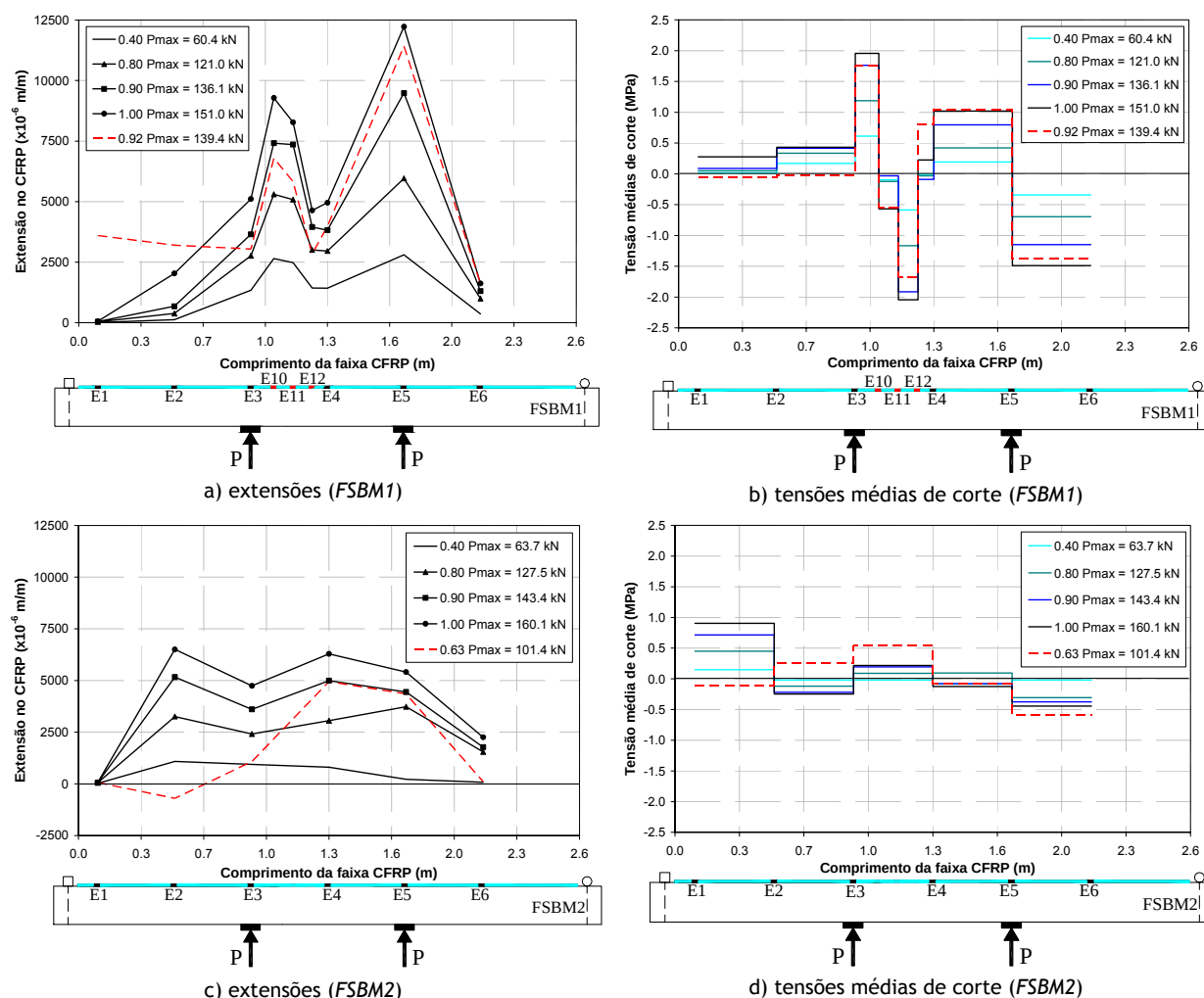


Figura 4.29 - Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BM).

ii) Série BL (laminado)

Num procedimento análogo ao anterior, optou-se por ilustrar, na Figura 4.30, o diagrama de extensões no CFRP *versus* a carga total aplicada apenas para o modelo de laje FSBL1, por ser este o modelo com maior número de extensómetros instalados. O diagrama correspondente, para o modelo FSBL2, pode ser visualizado no Anexo B.

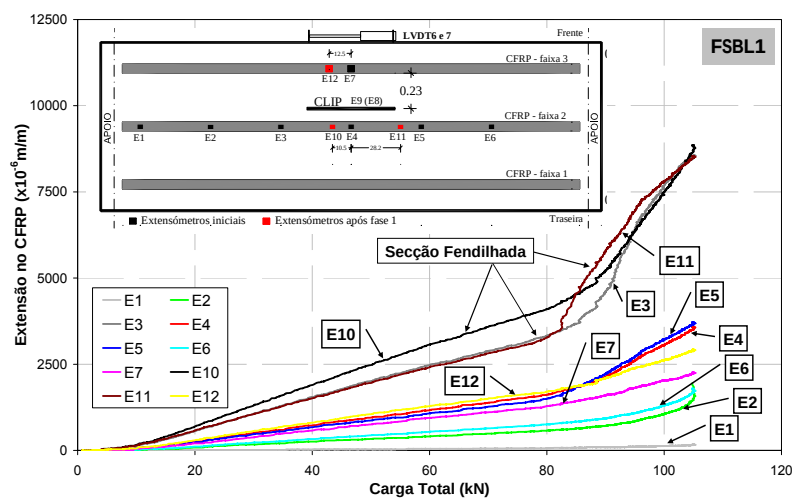


Figura 4.30 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL1).

Apesar do que foi dito anteriormente sobre o comportamento do modelo FSBL1 durante a Fase 2 de ensaio (ocorrência de destacamentos localizados) e durante a última fase de ensaio (menor capacidade de carga e modo de ruína invulgar), verificaram-se poucas diferenças na distribuição das extensões no CFRP. Os únicos aspectos a ressaltar foram a maior grandeza das extensões no CFRP, registadas na laje FSBL1 em secção fendilhada e a prova da plastificação das armaduras ordinárias da laje FSBL1 para uma menor carga aplicada (entre os 80 e os 90 kN).

É, também, evidente a diferença entre o valor das extensões do CFRP entre as secções situadas na zona de flexão pura (*E3*, *E4*, *E5*, *E7*, *E10*, *E11* e *E12*) e entre estas e as restantes secções (*E1*, *E2* e *E6*). As extensões no CFRP em secção fendilhada (*E3* e *E11*) foram, até à plastificação das armaduras ordinárias, também praticamente duplas das extensões em secção não fendilhada (*E4*, *E5* e *E7*), tendo-se registado, a partir desse momento, um maior acréscimo das extensões em secção fendilhada. Em relação à laje FSBL2, deve-se mencionar que apenas a extensão registada no extensómetro *E7* se refere a uma secção fendilhada, sendo também válido o comentário anterior.

Nesta série de lajes não se observou o aparecimento de novas fissuras durante o ensaio à rotura. O destacamento do compósito na laje FSBL2 ocorreu porque se atingiu o valor da máxima força que seria possível transferir do compósito para o betão no comprimento de colagem existente (distância entre fendas). Por sua vez, o destacamento do CFRP na laje FSBL1 ocorreu devido à redução do comprimento de colagem em diferentes zonas do compósito (destacamentos localizados) e, consequentemente, à redução da força máxima capaz de ser transferida do compósito para o betão. A distribuição mais ou menos simétrica destes destacamentos (para ambos os lados dos pontos de aplicação da carga) e presumivelmente a menor qualidade da ligação betão-compósito são os aspectos mais relevantes para a justificação do tipo de ruína observado no modelo FSBL1.

Prossegue-se, agora, à análise dos valores máximos das extensões do CFRP, na zona de flexão pura da laje, e dos valores máximos das tensões médias de corte na interface betão-compósito que se

encontram inscritos no Quadro 4.19, para os dois modelos da série BL. As tensões longitudinais máximas no CFRP “ $\sigma_{\max}$ ” e as máximas tensões médias de corte na ligação betão-compósito “ $\tau_{\max}$ ” foram estimadas de modo idêntico ao aplicado na série BM. Nestes modelos considerou-se uma largura média da faixa de colagem adesivo-betão “ b_a ” 2 cm superior à largura do CFRP “ b_f ”.

Quadro 4.19 - Valores das extensões e tensões máximas no CFRP e na ligação betão-compósito (série BL).

Modelo	Extensões Máximas no CFRP ($\times 10^{-6}$ m/m)							Tensões Máximas (MPa)				$f_{ctm,p}$	$1.25f_{ctm,j}$
	E3	E4	E5	E7	E10	E11	E12	$\sigma_{\max}^{[1]}$	$\sigma_{\max}^{[2]}$	$\tau_{\max}^{[3]}$	$\tau_{\max}^{[4]}$	(MPa)	(MPa)
FSBL1	8311	3604	3719	2284	8873	8506	2939	1331.0	557.9	2.26	8.30	3.84	4.38
FSBL2	4511	3203	1343	6574	-	-	-	986.1	676.7	0.84	-		

[1] tensões longitudinais registadas em secção fendilhada; [2] tensões longitudinais registadas em secção não fendilhada; [3] tensão média de corte obtida dos seis extensómetros iniciais; [4] tensão média de corte obtida de todos os extensómetros.

Os diagramas de distribuição das extensões do CFRP (faixa 2) ao longo do seu comprimento, para vários níveis de carga, assim como as distribuições de tensões médias de corte, para a mesma faixa e para os mesmos níveis de carga, encontram-se representados na Figura 4.31.

As distribuições das extensões no CFRP nas duas lajes da série BL são ligeiramente diferentes. Na laje FSBL1, o valor das extensões registadas foi quase sempre superior ao verificado na laje FSBL2. No entanto, deve ser lembrado que no primeiro modelo eram três os extensómetros localizados sobre secções fendilhadas (E3, E5 e E10), ao passo que no segundo modelo apenas existia um extensómetro (E7) e que este não se localizava na faixa 2 de CFRP.

Também nesta série de lajes se verificou que a distribuição das tensões médias de corte estava muito dependente do posicionamento dos extensómetros adoptados, ou seja, a diferença de extensões entre uma secção fendilhada e uma secção não fendilhada adjacente conduziu a incrementos significativos da tensão média de corte. A não consideração dos extensómetros E10 e E11 (FSBL1) na determinação das tensões médias de corte tem por efeito uma redução expressiva no valor máximo dessa tensão (de 8.30 MPa passa para 2.26 MPa). Os valores mais elevados da tensão de corte devem-se, fundamentalmente, à menor largura do compósito e à sua maior espessura, já que o valor médio das tensões longitudinais máximas no reforço foi de 617 MPa. Refira-se, por fim, que o valor máximo da tensão média de corte foi um pouco superior ao dobro do valor médio da resistência à tracção do betão (3.5 MPa).

iii) Comparação entre mantas e laminados

Como já foi referido anteriormente, ambos os sistemas de CFRP (mantas e laminados) podem ser adoptados como solução de reforço à flexão de lajes de betão armado. No entanto, algumas diferenças de comportamento devem ser salientadas.

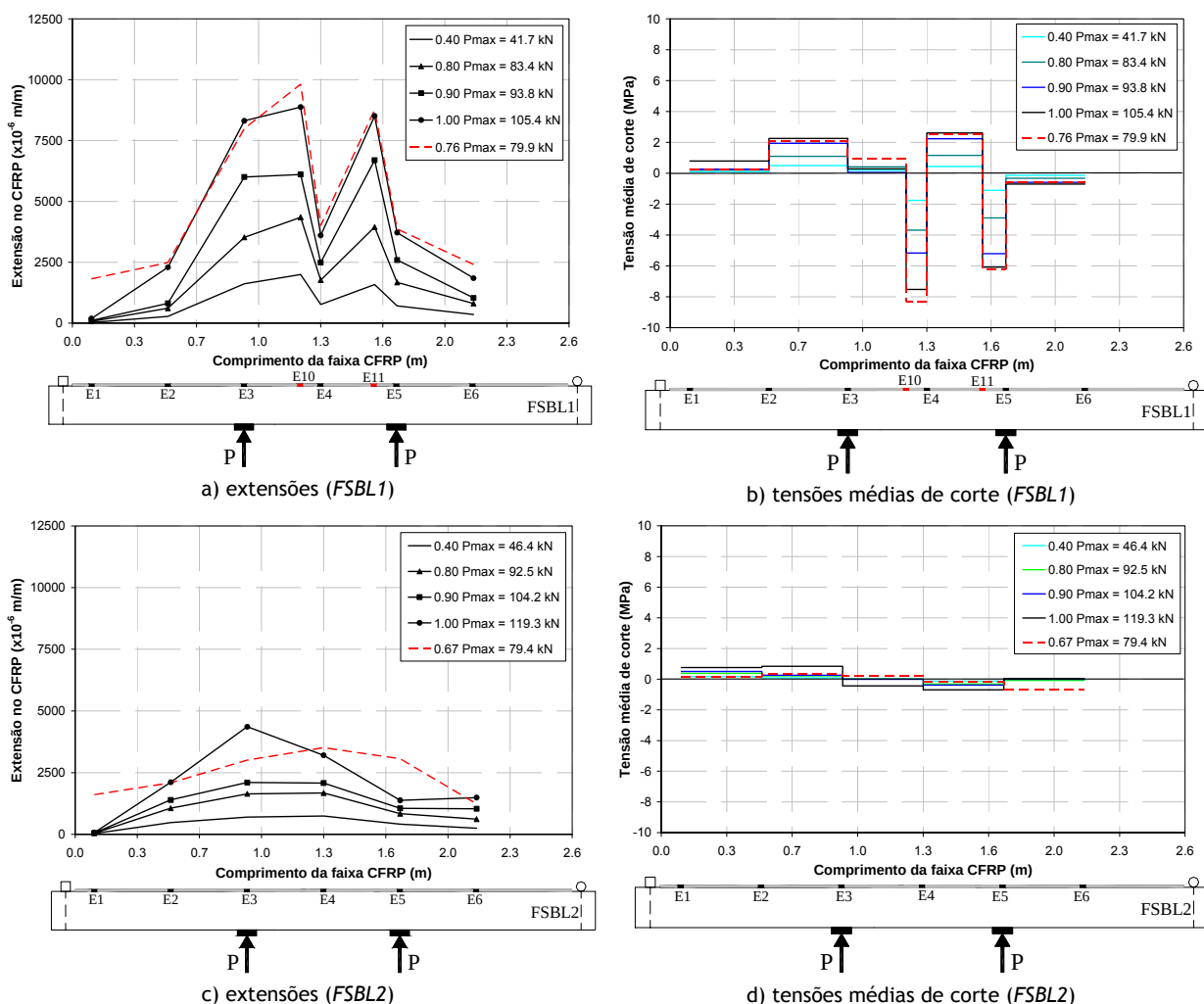


Figura 4.31 - Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BL).

A menor carga de plastificação das armaduras ordinárias nas lajes reforçadas com laminados deveu-se, em parte, à diferença de rigidez axial (EA) entre os dois sistemas de CFRP. A rigidez axial da solução de mantas é cerca de 33696 kN e a da solução de laminados é de 31500 kN. Admitindo uma relação linear entre tensões e deformações (lei de Hooke), observa-se que a deformação do laminado terá que ser superior à deformação da manta para que a força de tracção no compósito seja idêntica. Porém, para que se verifique essa deformação do laminado é necessário que o betão e a armadura o acompanhem, admitindo a hipótese de aderência perfeita entre todos os materiais e de compatibilização entre a deformação do betão traccionado, da armadura ordinária e do compósito. Daí conclui-se que, para idêntico valor de carga aplicada a ambos os modelos de reforço, as armaduras ordinárias da laje reforçada com laminados possuem tensões mais elevadas que as da laje reforçada com mantas. Esta explicação também confirma a diferença de valores registada na abertura de fendas dos dois modelos de reforço (maiores nas lajes reforçadas com laminados).

Constatou-se, também, que a deformação do compósito em secção não fendilhada, na zona central das lajes, foi semelhante à deformação média do betão traccionado.

A maior superfície de colagem das mantas favorece a distribuição das fendas (desenvolvimento de mais fendas) e, por outro, a maior largura das mantas conduz a menores tensões de corte. Observe-se, por exemplo, a distribuição de extensões no CFRP nos modelos FSBM1 e FSBL1 (Figuras 4.28 e 4.30) correspondente a uma carga total aplicada de 60 kN. As deformações do CFRP em secção fendilhada foram semelhantes, tendo-se registado valores próximos de 2.5‰ (também no FSBL2). No entanto, para essa mesma deformação resultam, nos dois sistemas de reforço, tensões de corte na interface muito diferentes. A largura de colagem da manta é mais de quatro vezes superior à largura de colagem do laminado, originando-se, neste último, tensões de corte mais elevadas, motivando a progressão das fendas do betão para o interior da camada de adesivo do compósito, como se mostrou na Figura 4.19 (secção 4.3.3.2).

Um outro aspecto menos favorável dos sistemas laminados resulta da sua espessura que é cerca de seis vezes superior à dos sistemas do tipo manta. Esta característica conduz a uma maior excentricidade entre a força de tracção no compósito e a superfície do betão, gerando tensões normais na interface betão-compósito, em especial, na zona de ancoragem do CFRP (zona de descontinuidade) e próximo das fendas (ver Figura 2.12). Estas tensões normais associadas às tensões de corte conduzem mais rapidamente a ruínas prematuras por destacamento.

Por último, deve salientar-se que as medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações nos sistemas de laminados ligeiramente superiores a 4.5‰, enquanto nos sistemas de mantas pouco ultrapassam os 7.0‰.

4.3.4.3 - Previsão do comportamento e comparação com o experimental

Na parte final da discussão dos resultados, pretende-se confrontar o comportamento dos modelos ensaiados, obtido por via experimental, com o comportamento obtido por aplicação de expressões analíticas disponíveis na bibliografia técnica e/ou de modelos numéricos.

Assim, apresenta-se no início uma comparação entre os valores obtidos numericamente para a capacidade resistente máxima das lajes e os valores obtidos experimentalmente. Essa comparação será efectuada, essencialmente, em termos de momentos flectores e através da força máxima no compósito associada ao comprimento máximo de ancoragem.

Em seguida, utilizaram-se dois métodos de cálculo de flechas, um proposto pela FIB [Bulletin 14, 2001] e outro pelo ACI [ACI 440, 2002], de modo a poder compará-los com os resultados experimentais. Por último, recorrendo a um modelo numérico de secções de betão armado, procurou-se calibrar os diagramas de retenção de tensões de tracção do betão fendilhado, para a situação presente da colagem de sistemas de mantas ou de laminados de CFRP.

i) Previsão da capacidade resistente

De modo a comparar os momentos flectores obtidos experimentalmente “ M_{exp} ” com os encontrados numericamente “ M_{num} ”, procedeu-se, para a determinação destes últimos, a uma análise de secção em que se admitiu perfeita aderência entre todos os materiais e se considerou uma extensão máxima no compósito igual a 6.5% [DIBt, 1998].

Na determinação dos momentos flectores resistentes de cálculo, adoptaram-se para as propriedades do betão e da armadura de aço os respectivos valores de cálculo, enquanto que para os sistemas compósitos a extensão máxima foi minimizada através dos coeficientes parciais de segurança propostos pela FIB (1.2 para o sistema do tipo laminado e 1.35 para o sistema do tipo manta).

O valor de cálculo da força máxima no compósito, “ $N_{fad,max}$ ”, foi estimado através da expressão proposta por Rostásy e Neubauer [Bulletin 14, 2001]:

$$N_{fad,max} = \alpha c_1 k_c k_b k_T \sqrt{E_f t_f f_{ctd}} \quad (N) \quad (4.13)$$

em que “ α ” é um factor de redução para atender à influência de possíveis fendas na tensão de aderência ($\alpha = 0.9$ em vigas correntes e $\alpha = 1.0$ em lajes); “ c_1 ” é uma constante que no caso de sistemas de CFRP vale 0.50; “ k_c ” é um factor que depende da qualidade do betão e do controlo de qualidade da técnica de colagem ($k_c = 1$); “ k_b ” é um factor geométrico obtido pela expressão:

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/400}} \geq 1 \quad \text{e} \quad b_f/b \geq 0.33 \quad (4.14)$$

onde “ b ” é a largura da secção transversal do betão ou o afastamento médio entre eixos de faixas coladas (em mm); “ b_f ” é a largura colada do FRP (em mm); “ k_T ” representa a influência da temperatura do substrato de betão na aderência ($k_T = 1$ para elementos interiores e $k_T = 0.9$ para os exteriores); “ E_f ” é o módulo de elasticidade do FRP (em MPa); “ t_f ” é a espessura total do FRP (em mm); e “ f_{ctd} ” é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão (em MPa). Em relação a este último parâmetro, Matthys (2000) sugere a adopção do valor da resistência à tracção da superfície do betão determinada pelos ensaios de “Pull-off”.

No caso de lajes maciças, de acordo com Rostásy (1998), procedeu-se a uma redução na força “ $N_{fad,max}$ ” através de um coeficiente de redução de 1.2.

O valor médio da força máxima no compósito, “ N_{fam} ”, obtido por via analítica, resultou da conversão da expressão (4.13) para valores médios do seguinte modo: a constante “ c_1 ” tomou o valor 0.64 para o

CFRP e a resistência à tracção do betão foi considerada com o seu valor médio “ f_{ctm} ” [Juvandes, 1999].

Por fim, determinou-se o comprimento máximo de ancoragem, “ $\ell_{b,max}$ ”, de acordo com a expressão:

$$\ell_{b,max} = \alpha \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (4.15)$$

em que, “ c_2 ” é considerado com o valor 2, no caso do CFRP. Os restantes parâmetros intervenientes na expressão possuem o significado anteriormente atribuído. O valor calculado foi comparado com a distância média entre fendas “ $s_{r,max}$ ”, uma vez que todos os destacamentos se iniciaram na zona central das lajes.

Os valores experimentais do momento flector, “ M_{exp} ”, e da força máxima no compósito, “ F_{fm} ”, obtiveram-se da carga total aplicada (contabilizando o próprio peso das lajes) e das extensões registadas nos sistemas de CFRP. No Quadro 4.20 resumem-se todos os valores obtidos.

Quadro 4.20 - Comparação entre valores previstos e experimentais para as lajes reforçadas (Modelos FS).

Modelo	Carga Total (kN)	$M_{pp}^{[1]}$ (kNm)	M_{exp} (kNm)	$M_{num}^{[2]}$ (kNm)	$M_{num,d}^{[3]}$ (kNm)	M_{exp} $M_{num,d}$	$F_{fm}^{[4]}$ (kN)	N_{fam} (kN)	$N_{fad}^{[5]}$ (kN)	F_{fm} N_{fad}	$\ell_{b,max}$ (cm)	$s_{r,max}$ (cm)
FSBM1	151.0	4.1	75.8	68.2	46.9	1.6	241.0	135.0	72.8	3.3	9.0	10.2
FSBM2	160.1		80.1			1.7	235.9			3.2		10.6
FSBL1	105.4	4.0	54.1	65.9	48.6	1.1	117.1	96.1	51.8	2.3	17.3	16.2
FSBL2	119.3		60.7			1.2	142.1			2.7		16.7

[1] momento estimado para o peso próprio da laje; [2] momento determinado impondo uma extensão máxima de 6.5‰ no CFRP; [3] momento obtido com valores de cálculo; [4] força de tracção correspondente à máxima extensão no CFRP registada em secção não fendilhada; [5] valor de cálculo da força máxima N_{fam} .

Analisando os resultados do Quadro 4.20, é possível fazer algumas considerações relativamente aos modelos numéricos considerados.

Comparando os momentos experimentais “ M_{exp} ” com os numéricos “ M_{num} ”, verifica-se alguma proximidade de valores na série BL e uma diferença de cerca de 15% nos valores da série BM. Este facto deve-se à imposição de uma extensão máxima no CFRP de 6.5‰, valor que é superior ao registado nos laminados (em média $\pm 5\%$) e inferior ao das mantas (em média maior que 7‰). Conclui-se, portanto, que a deformação máxima adoptada no modelo numérico deveria ter sido ligeiramente superior para sistemas do tipo manta (7.5‰) e no caso de sistemas do tipo laminado dever-se-ia adoptar um valor próximo dos 5‰. A relação entre os valores médios e os valores de cálculo foi avaliada através do quociente do momento flector experimental pelo momento flector resistente de cálculo, “ $M_{num,d}$ ”, determinado numericamente. Os valores obtidos para a série BM são aceitáveis (> 1.6), mas os encontrados para a série BL são ligeiramente superiores à unidade. Para que o nível de

segurança das lajes da série BL fosse equivalente ao da série BM deveria limitar-se a deformação máxima no compósito a 4.0%. Naturalmente, estes valores estão associados ao presente estudo devendo-se ter alguma cautela na sua generalização, dado o número reduzido de modelos ensaiados. Constatou-se, ainda, que o método de análise de secção frequentemente usado no betão armado é válido, também, para as secções reforçadas com estes materiais compósitos através da técnica EBR. Observou-se, ainda, que os valores médios da força máxima de tracção obtidos segundo a proposta de Rostásy e Neubauer “ N_{fam} ” são inferiores aos registados experimentalmente “ F_{fm} ”. Convém recordar que esta proposta foi estabelecida a partir dos resultados de ensaios de arrancamento de laminados de CFRP colados a peças de betão de duas classes de resistência C20/25 e C50/55 [Rostásy, 1998]. É visível que a aplicação desta proposta não se ajusta aos modelos ensaiados (diferenças superiores a 50%). A razão entre o valor experimental e o valor de cálculo da força máxima de tracção variou de 2.3 (FSBL1) a 3.3 (FSBM1).

Refira-se, finalmente, que o comprimento máximo de transferência da força do compósito para o betão, “ $\ell_{b,max}$ ”, obtido numericamente foi semelhante à distância média registada entre fendas.

ii) Aplicação de métodos de cálculo de flechas

As medições das flechas dos seis modelos de laje testados foram utilizadas para aferir as propostas de controlo de deformações da FIB [Bulletin 14, 2001] e do ACI [ACI 440, 2002].

A proposta da FIB baseia-se na aplicação do método bilinear, o qual estabelece que a flecha “ a ” resulta da combinação de uma parcela de deformação “ a_I ”, estimada em secção não fendilhada, com a parcela de deformação “ a_{II} ”, calculada em secção fendilhada. As correspondentes parcelas de deformação dependem do coeficiente de distribuição de tensões “ ζ ” (que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas). A expressão resultante é a seguinte:

$$a = a_I(1 - \zeta) + a_{II}\zeta \quad (4.16)$$

O coeficiente de distribuição “ ζ ” é dado pelas relações,

$$\begin{aligned} \zeta &= 0 & \text{se } M_k < M_{cr} \\ \zeta &= 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n & \text{se } M_k > M_{cr} \end{aligned} \quad (4.17)$$

em que “ M_{cr} ” representa o momento de fendilhação, “ M_k ” o momento flector actuante, “ β ” é um coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento (“ β ” = 1.0 para carregamento de curta duração e “ β ” = 0.5 para carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos) e a potência “ n ” toma o valor 2 para betões correntes e 3 para betões de elevada resistência.

Por sua vez, a deformação a longo prazo, estimada de acordo com a proposta do ACI, resulta da adição da deformação a curto prazo com a deformação por fluência. Na quantificação da primeira dessas deformações, foi necessário o cálculo do momento de inércia efectivo da secção transversal do elemento estrutural “ I_e ” através da expressão:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.18)$$

em que “ M_{cr} ” representa o momento de fendilhação, “ M_a ” o momento flector actuante e “ I_{cr} ” é o momento de inércia da secção transversal calculado em secção fendilhada. O momento de inércia efectivo, “ I_e ”, é sempre inferior ao momento de inércia da secção transversal bruta (não fendilhada), “ I_g ”. A deformação por fluência obtém-se multiplicando o valor da deformação a curto prazo pelo factor λ_{Δ} definido através da relação:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.19)$$

onde “ ρ' ” representa a percentagem de armadura de compressão na secção crítica e “ ξ ” é um factor que depende da duração da carga permanente (“ ξ ” = 2.0 para uma duração de cinco ou mais anos; “ ξ ” = 1.4 para durações superiores a um ano; “ ξ ” = 1.2 para durações superiores a meio ano; e “ ξ ” = 1.0 para durações superiores a três meses).

A expressão que permitiu calcular o valor da flecha correspondente ao esquema de ensaio adoptado foi a seguinte:

$$a = \frac{Pd}{24E_c I} (3L^2 - 4d^2) \quad (4.20)$$

em que “ P ” representa a carga total aplicada, “ d ” a distância da carga ao apoio, “ E_c ” representa o módulo de elasticidade do betão, “ I ” o momento de inércia da secção transversal e “ L ” o vão total da laje. O valor do módulo de elasticidade do betão “ E_c ” correspondente à idade em que se realizaram os ensaios foi de 34.8 GPa (ver Quadro 4.5).

Admitiu-se que a carga máxima em condições de serviço correspondia à carga aplicada da Fase 2 (carga cíclica). Para cargas inferiores à carga de fendilhação, considerou-se, nas duas propostas, a deformação a curto prazo (componente elástica da flecha “ a_i ” calculada em secção não fendilhada). Na quantificação do coeficiente de distribuição de tensões “ ζ ” (proposta da FIB) considerou-se que se tratavam de repetidos carregamentos (“ β ” = 0.5). Na proposta do ACI, considerou-se um valor de 2.0 para o factor “ λ_{Δ} ” (“ ξ ” = 2.0 para uma duração de cinco ou mais anos), uma vez que não foi

considerada a existência de armadura de compressão.

Os diagramas que relacionam as curvas da carga aplicada *versus* o deslocamento central resultantes deste estudo encontram-se representados na Figura 4.32 para as seis lajes.

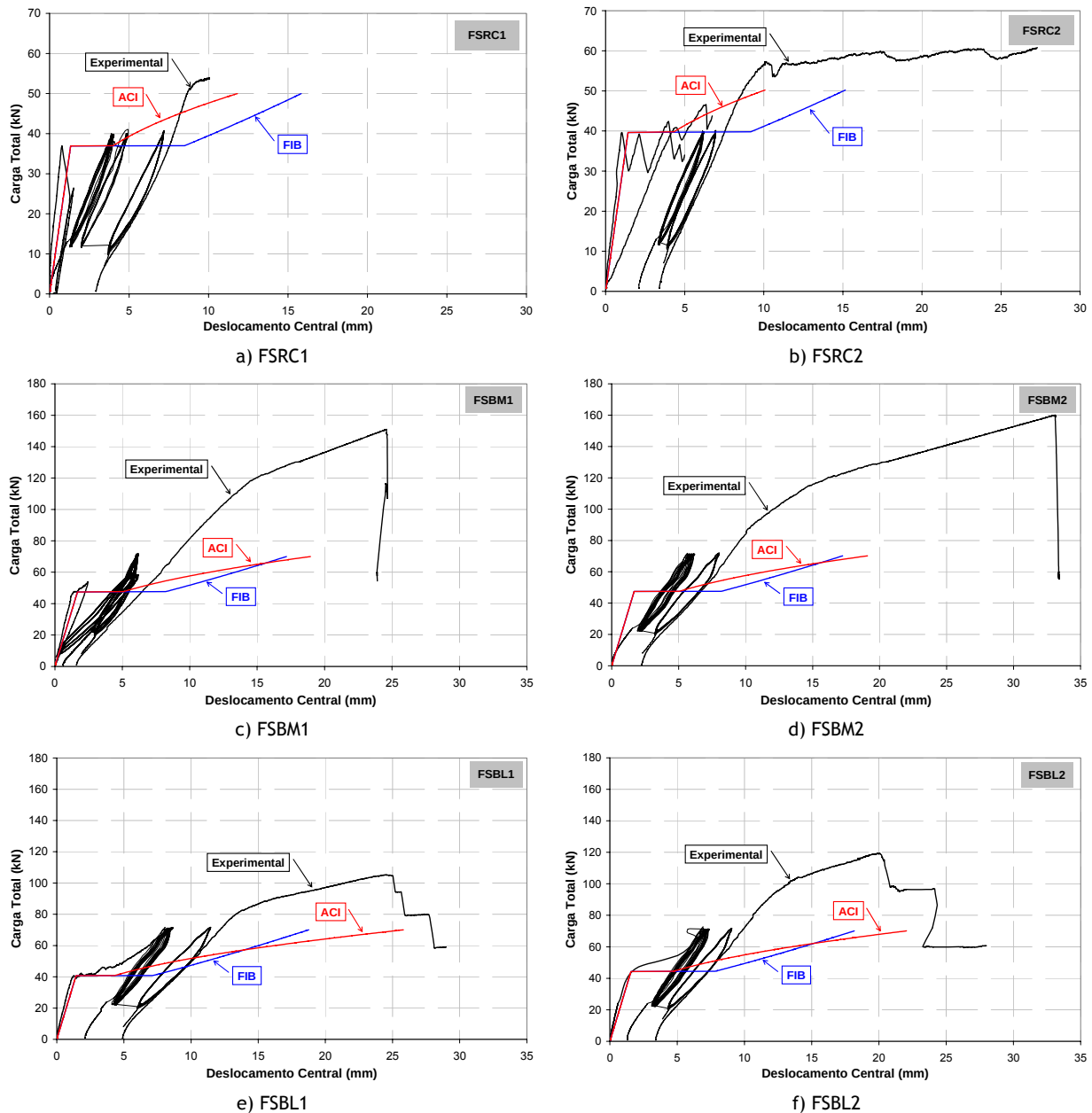


Figura 4.32 - Avaliação das propostas da FIB e do ACI para o cálculo de deslocamentos (Modelos FS).

Os resultados encontrados permitiram constatar algumas diferenças entre as duas metodologias. A aplicação dos dois procedimentos às lajes da série RC (não reforçadas) revelou que a proposta da FIB foi mais adequada que a do ACI, pois esta última subestimou, parcialmente, as deformações. Gilbert (1999) havia já alertado que os procedimentos do ACI não conduziam a previsões satisfatórias em vigas e lajes com reduzida percentagem de armadura ($\rho_s < 1\%$).

Quadro 4.5). Para as armaduras ordinárias, definiu-se um diagrama bilinear que se ajustou ao comportamento elástico-plástico do aço (Quadro 4.6) e para o material compósito admitiu-se um lei constitutiva linear compatível com as características descritas no Quadro 4.7. Os valores adoptados para as propriedades dos vários materiais podem ser examinados no Quadro 4.21.

A maior dificuldade fez-se sentir na modelação do comportamento à tracção do betão, pois este já se encontrava fendilhado. Optou-se por usar a seguinte estratégia: todas as camadas de betão foram definidas sem resistência à tracção; em seguida, admitiu-se que as camadas de betão que caracterizam a região envolvente das armaduras de aço (designada na figura anterior por “ h_{ef} ”) com uma altura de 6 cm teriam, ainda, alguma resistência à tracção; essa região foi, então, simulada como se fossem duas camadas de armaduras, cujos centros de gravidade se localizam precisamente a 1.5 e a 4.5 cm da face inferior da secção; finalmente, estabeleceu-se para essas armaduras uma lei constitutiva que traduzisse o comportamento à tracção exibido pelas lajes. Esse comportamento à tracção baseou-se num diagrama do tipo “*tension stiffening*”, semelhante ao representado na Figura 4.34.

Como o betão já se encontrava fendilhado procurou-se calibrar, no início, para cada série de lajes, o troço 1-2 esquematizado na Figura 4.34 e, posteriormente, o ramo descendente do respectivo diagrama. A aferição dos três diagramas de “*tension stiffening*” foi efectuada para que a resposta numérica das lajes se ajustasse ao comportamento médio de cada série.

Quadro 4.21 - Propriedades mecânicas dos materiais usadas na modelação numérica.

Betão	Aço	Manta	Laminado
$f_{cm} = 46 \text{ MPa}$	$f_{sym} = 460.3 \text{ MPa}$		
$E_c = 34.8 \text{ GPa}$	$f_{s1} = 575.8 \text{ MPa}$	$f_{fm} = 1700 \text{ MPa}^{[1]}$	$f_{fm} = 750 \text{ MPa}^{[2]}$
$f_{ctm} = 0.0 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$	$E_f = 240 \text{ GPa}$	$E_f = 150 \text{ GPa}$
	$E_{s1} = 0.2 \text{ GPa}$		

[1] obtido da extensão média registada nos laminados ($\pm 5\%$); [2] obtido da extensão média registada nas mantas (7%).

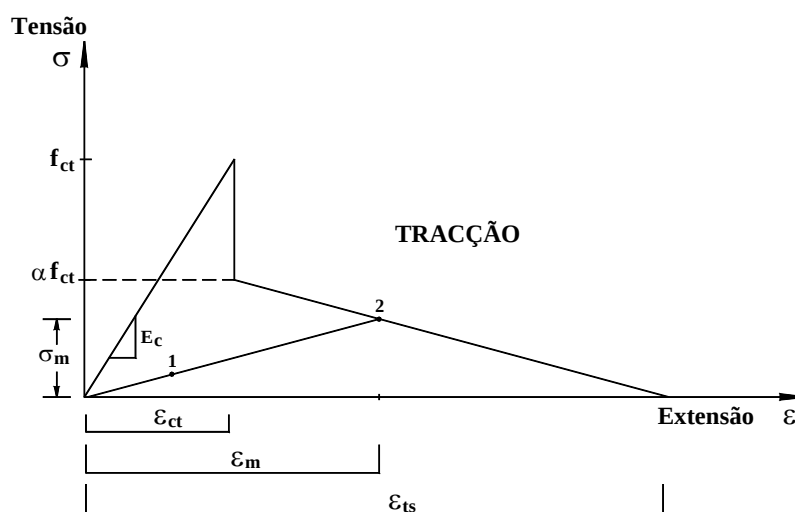


Figura 4.34 - Diagrama de retenção de tensões de tracção para o betão fendilhado [Silva, 1999-a].

Em algumas lajes observaram-se diferenças entre as relações carga-curvatura obtidas através dos CLIP's (E8 e E9) e dos LVDT6 e LVDT7. A causa para essas desigualdades relacionou-se com o número de fendas que cruzaram o campo de medição desses sensores. Observou-se que o traçado de algumas fendas se iniciou no interior do campo de medição dos LVDT's (situados na espessura das lajes), desviando-se para o exterior do campo de medição do CLIP situado na face inferior das lajes. As extensões resultantes foram assim diferentes, afectando, desse modo, os valores das curvaturas.

As curvas da carga aplicada *versus* a curvatura, obtidas experimentalmente e numericamente, podem ser visualizadas na Figura 4.35, juntamente com os diagramas de "tension stiffening" calibrados para as três séries e usados na modelação.

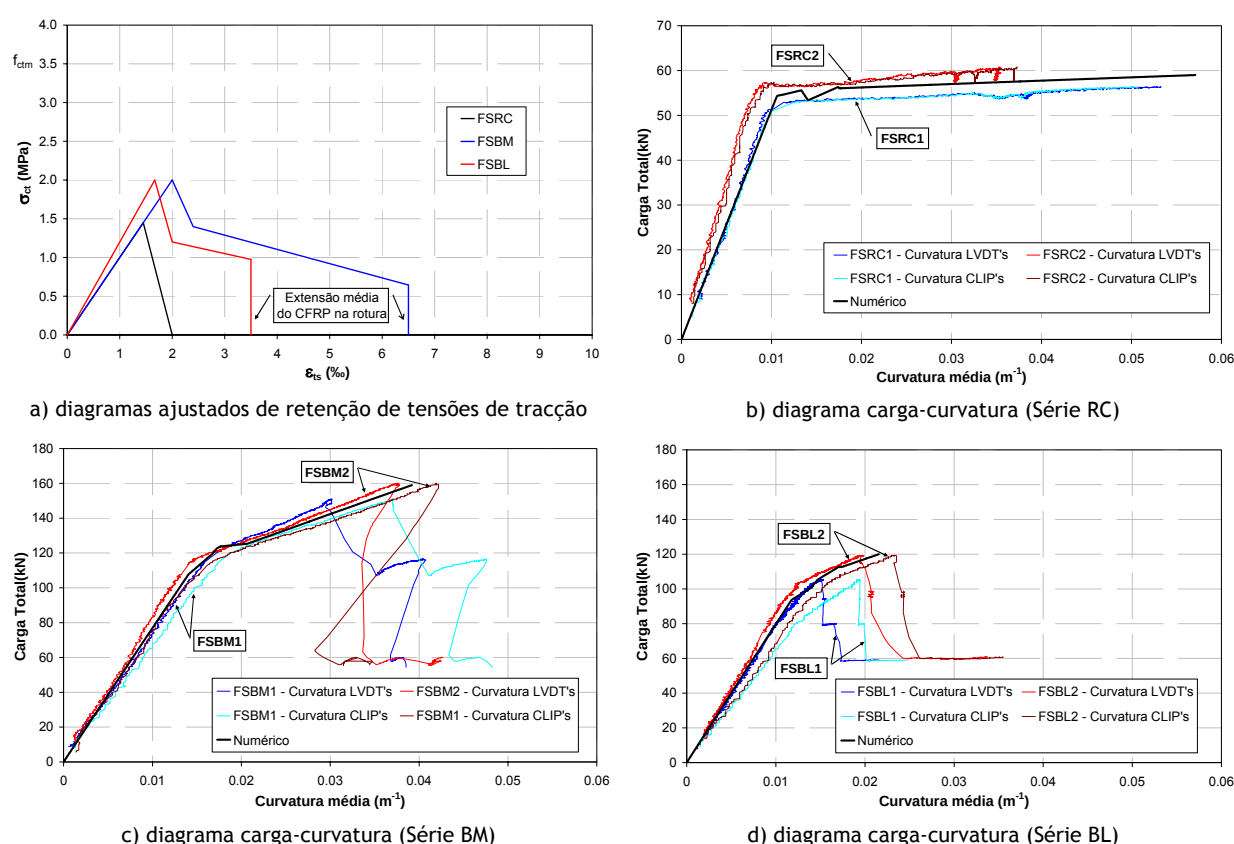


Figura 4.35 - Calibração dos diagramas de retenção de tensões de tracção através de dados experimentais.

O comportamento das seis lajes foi satisfatoriamente modelado através da consideração dos diagramas de "tension stiffening" representados na Figura 4.35a. Analisando esses diagramas, constatou-se que a resistência máxima à tracção na zona fendilhada, na última fase de ensaio, foi em média 2.0 MPa nas lajes das séries BM e BL e de 1.45 MPa nas lajes da série RC. A extensão limite de retenção de tensões de tracção " ϵ_{ts} " obtida foi de 2.0‰ nas lajes de betão armado (série RC), mas nas lajes reforçadas essa deformação foi de 6.5‰ na série BM e 3.5‰ na série BL. Nessas lajes verificou-se, ainda, que a degradação da aderência entre o betão e as armaduras decresceu, inicialmente, de modo semelhante ao obtido nas lajes da série RC, atingindo-se deformações equivalentes à plastificação das armaduras

de aço (2.3‰). Após a plastificação das armaduras de aço, observou-se uma redução mais lenta das tensões normais ao plano das fendas. Esse comportamento representa a degradação da ligação betão-compósito até ao destacamento do sistema de CFRP.

Após a calibração destes diagramas parciais, procurou-se estabelecer a totalidade dos diagramas de “*tension stiffening*”. Na construção desses diagramas, admitiu-se, em todas as séries, que a formação de uma fenda produziu a redução imediata da tensão de tracção no betão para um valor correspondente a 60% da resistência média do betão à tracção “ f_{ctm} ”. Considerou-se, ainda, que a aderência da ligação se degradou, posteriormente, de forma linear, tendo-se determinado a extensão limite das tensões de tracção “ ϵ_{ts} ” a partir do valor estimado da energia de fractura obtido do traçado dos diagramas anteriores. O cálculo das extensões limites (ϵ_{ts}) foi obtido através do seguinte procedimento: a área estabelecida pela forma de cada diagrama calibrado (Figura 4.35a) foi igualada à área demarcada pela intersecção do ramo ascendente (dos diagramas calibrados) com o ramo descendente dos novos diagramas; conhecidos dois pontos de cada ramo descendente determinou-se o valor da extensão correspondente à anulação das tensões de tracção. Os diagramas de “*tension stiffening*” propostos encontram-se esquematizados na Figura 4.36.

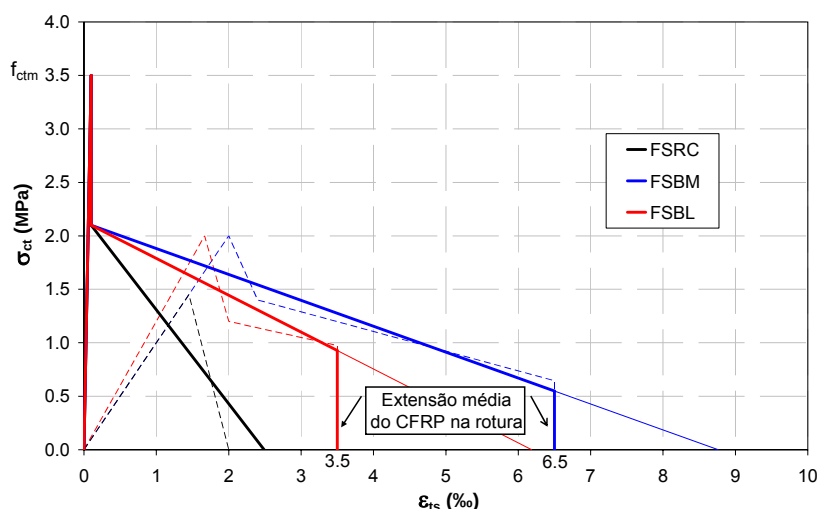


Figura 4.36 - Diagramas de “*tension stiffening*” propostos.

As extensões limites das tensões de tracção obtidas foram de 2.5‰ para os modelos de betão armado, de 8.8‰ nas lajes reforçadas com mantas de CFRP e de 6.2‰ nas lajes reforçadas com laminados de CFRP, apesar dessa deformação ter sido limitada pelos valores anteriormente obtidos (6.5‰ na série BM e 3.5‰ na série BL). O valor obtido para a extensão limite “ ϵ_{ts} ” nas lajes de betão armado (série RC) foi praticamente idêntico ao correntemente adoptado neste tipo de modelações (extensão de cedência da armadura). Para as lajes reforçadas será necessária a definição de um critério que permita encontrar os valores das extensões limites “ ϵ_{ts} ”, podendo estes resultados ser úteis na sua calibração.

4.3.5 - Conclusões

Em virtude da diversidade de aspectos que foram abordados nesta primeira parte do programa experimental de lajes, optou-se por expor, inicialmente, as principais conclusões extraídas dos ensaios cíclicos:

- As soluções de reforço aplicadas demonstraram ser eficazes na limitação das tensões nas armaduras ordinárias em condições de serviço.
- Não ocorreu plastificação nas armaduras ordinárias (valores um pouco superiores a 1.6‰) em nenhum dos modelos da série RC (não reforçados). No entanto, os valores registados foram relativamente altos, igualando o limite imposto pelo EC2 [Eurocódigo 2, 2004] para as condições de serviço correspondentes à combinação rara de acções.
- As extensões em secção não fendilhada nos sistemas do tipo laminado foram ligeiramente inferiores às do tipo manta. No caso das secções fendilhadas, a diferença entre os valores máximos das extensões dos dois sistemas foi superior (4.6‰ no caso de mantas e 3.4‰ no caso de laminados).
- A deformação média registada nos sistemas compósitos do tipo manta foi de 2.8‰ e no tipo laminado foi de 2.0‰. Esta deformação não violou os limites propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] e pelo ACI [ACI 440, 2002] para condições de serviço.
- Os sistemas constituídos por mantas unidireccionais de CFRP desempenharam um controlo mais eficiente da fendilhação. As fendas apresentaram-se mais distribuídas (afastamentos de 10 a 13 cm) e com menor abertura (0.10 a 0.20 mm). O afastamento médio e a abertura das fendas desta série de lajes foram cerca de metade dos registados nas outras lajes.
- A inspecção visual realizada aos sistemas de CFRP conjuntamente com ensaios de “tap test” evidenciou nas lajes reforçadas com laminados a existência de destacamentos coesivos na camada adesiva, próximo de algumas das fendas, que podem ser expressivos se a preparação e/ou aplicação do adesivo for deficiente. O desenvolvimento e aplicação de um plano de controlo de qualidade para todas as fases de execução da técnica EBR assumem assim um papel de extrema importância.

Finalmente, enunciam-se as principais conclusões relativas à fase de ensaio à rotura das lajes:

- Pode afirmar-se que o objectivo, inicialmente estabelecido, de duplicar a capacidade resistente das lajes de betão armado foi alcançado. Os modelos da série BM (mantas) ultrapassaram 33%, em média, a capacidade de carga desejada e os modelos da série BL (laminados) exibiram uma capacidade de carga muito próxima do valor pretendido. Apenas o modelo FSBL1 ficou aquém da capacidade de carga almejada, pois a degradação ocorrida na ligação betão-compósito, durante a fase de carregamento cíclico, condicionou todo o desempenho do reforço.

- O modo de ruína das lajes reforçadas surgiu, maioritariamente, por destacamento parcial das faixas dos sistemas de CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (a mais esforçada).
- As medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações máximas nos sistemas de laminados ligeiramente superiores a 4.5‰ enquanto nos sistemas de mantas pouco ultrapassam os 7.0‰.
- Foi possível aferir um valor médio para as tensões longitudinais máximas nas mantas de CFRP (1700 MPa) e outro para as tensões médias de corte na interface betão-compósito (2.1 MPa). Nos laminados obtiveram-se valores mais elevados da tensão média de corte (8.3 MPa), resultantes da menor largura do compósito e da sua maior espessura. O valor médio das tensões longitudinais máximas no reforço foi menor (617 MPa).
- Comparando os momentos experimentais com os obtidos numericamente, verificou-se alguma proximidade de valores na série BL e uma diferença de cerca de 15% nos valores da série BM. Conclui-se, portanto, que a deformação máxima adoptada no modelo numérico (admitindo aderência perfeita) deveria ter sido ligeiramente superior para sistemas do tipo manta (7.5‰) e no caso de sistemas do tipo laminado dever-se-ia adoptar um valor próximo dos 5‰.
- O comprimento máximo de transferência da força do compósito para o betão, “ $\ell_{b,max}$ ”, obtido numericamente foi semelhante à distância média registada entre fendas. Contudo, a proposta de Rostásy e Neubauer revelou diferenças superiores a 50% na previsão dos valores médios da força máxima de tracção.
- As medições das flechas dos seis modelos de laje testados foram utilizadas para aferir as propostas de controlo de deformações da FIB e do ACI. Verificou-se que a proposta da FIB foi a que conduziu a melhores previsões.
- O comportamento experimental das seis lajes permitiu ajustar numericamente os diagramas de “*tension stiffening*”.
- É lícito afirmar que o reforço da laje do tabuleiro da Ponte de N.S. Guia pode ser efectuado com qualquer uma das soluções estudadas.

4.4 - Modelos à escala reduzida

No desenvolvimento do Projecto de I&D CarboPonte, Juvandes et al. (1998-b) estabeleceram um programa experimental sobre faixas de laje que consistia na realização de ensaios de flexão com vista à análise da viabilidade do reforço do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Para esse efeito, foram definidos modelos reduzidos de betão armado com dimensões médias de $8 \times 45 \times 180 \text{ cm}^3$, ensaiados como simplesmente apoiados, sobre um vão livre de 1.60 m.

A armadura ordinária a dispor nestes modelos deveria ser equivalente à existente na laje do tabuleiro ($\rho_s \approx 0.20\%$), tendo sido adoptada uma armadura de $3\phi 6$ ($\rho_s \approx 0.24\%$). Por razões construtivas, foi colocada uma armadura na face superior constituída por $3\phi 3$ e uma armadura de distribuição, em forma de estribo, composta por $\phi 3 // 0.24$.

Nesse trabalho pioneiro, foram consideradas várias séries de modelos de laje, duas sem reforço e duas reforçadas com dois tipos de sistemas compósitos de CFRP unidireccionais existentes no mercado (manta e laminado). O objectivo pretendido para o reforço era duplicar a resistência última da estrutura inicial.

No presente trabalho optou-se, então, por considerar um segundo grupo de lajes, de dimensões mais reduzidas, composto também por seis espécimes. Dois desses modelos tomaram-se como referência (sem reforço) e os outros quatro foram reforçados por aplicação da técnica de reforço em estudo, adoptando os mesmos sistemas de CFRP utilizados no modelo FS (*MBrace Laminado LM* e *MBrace Manta C1-20*). De referir que, no caso dos modelos de referência, decidiu-se considerar o dobro da armadura de aço ($6\phi 6$) de modo a que estas faixas de laje possuíssem resistência equivalente à das congéneres reforçadas. A razão para a tomada de decisão está relacionada com as fases de ensaio estabelecidas para este grupo de lajes, como se verá mais adiante.

De modo semelhante ao adoptado para o 1º grupo de lajes, distribuíram-se os seis modelos por três séries, tendo-se considerado a seguinte designação:

- Série RC (*Reinforced Concrete*) contendo dois modelos em betão armado (SSRC1 e SSRC2).
- Série BM (*Bettor Manta*) contendo dois modelos em betão armado reforçados com mantas unidireccionais de fibras de carbono (SSBM1 e SSBM2).
- Série BL (*Bettor Laminado*) contendo dois modelos em betão armado reforçados com laminados unidireccionais de fibras de carbono (SSBL1 e SSBL2).

4.4.1 - Concepção e preparação dos modelos

A concepção dos modelos SS baseou-se nos dados contidos no trabalho de Juvandes et al. (1998-b) relativos às dimensões das faixas de laje, à quantidade de armadura ordinária e ao pré-dimensionamento dos sistemas de reforço. Estes últimos sintetizados no Quadro 4.22.

Quadro 4.22 - Pré-dimensionamento dos sistemas de CFRP [Dias, 2001].

Série	Sistema de CFRP	d_s (cm)	f_{sym} (MPa)	$F_{3\phi}$ (kN)	Pré-dimensionamento dos Reforços					
					$t_f^{[1]}$ (mm)	$E_f^{[1]}$ (GPa)	F_f (kN)	d_f (cm)	$b_{f,cal}$ (mm)	$b_{f,real}$ (mm)
BM	MBrace Manta C1-20	6.7	555	42.5	0.117	240	45.6	8.01	205	300
BL	MBrace Laminado LM	6.7	555	42.5	1.4	150	45.2	8.07	27	32

[1] t_f , E_f - valores em conformidade com as fichas técnicas do material.

Todavia, neste trabalho procedeu-se a uma ligeira alteração no caso do reforço com mantas flexíveis, tendo-se considerado mantas de largura um pouco superior ($b_{f,real} = 300$ mm) de modo a aproximar a resistência dos modelos reforçados por este tipo de sistema dos modelos reforçados com laminados. Esse reajuste nas dimensões do reforço resultou da análise da capacidade de carga dos modelos ensaiados por esses investigadores [Dias, 2001].

Em suma, as secções transversais dos sistemas de CFRP admitidas foram 2 faixas de manta flexível, constituídas por sobreposição de 2 camadas com 0.075 m de largura, nos modelos da série BM, e 2 tiras de laminado com 0.016 m de largura, nos modelos da série BL.

Alguns dos procedimentos de execução dos modelos SS encontram-se ilustrados no Anexo B. Mas, de forma sucinta, informa-se que a betonagem das faixas de laje ocorreu em Março de 2005 e que o processo de execução dos reforços decorreu, no início de Agosto com uma temperatura média no Laboratório de 27.3°C, de acordo com os procedimentos estabelecidos para este tipo de materiais.

Refira-se, contudo, que os modelos a reforçar apresentavam irregularidades significativas (sulcos) devidas ao processo de fabrico - ver Figura 4.37. Por este motivo, após a remoção de uma camada superficial de betão, de modo a melhorar as condições de aderência, foi aplicada, nessas zonas da superfície, uma argamassa de regularização, correntemente designada por “putty”.

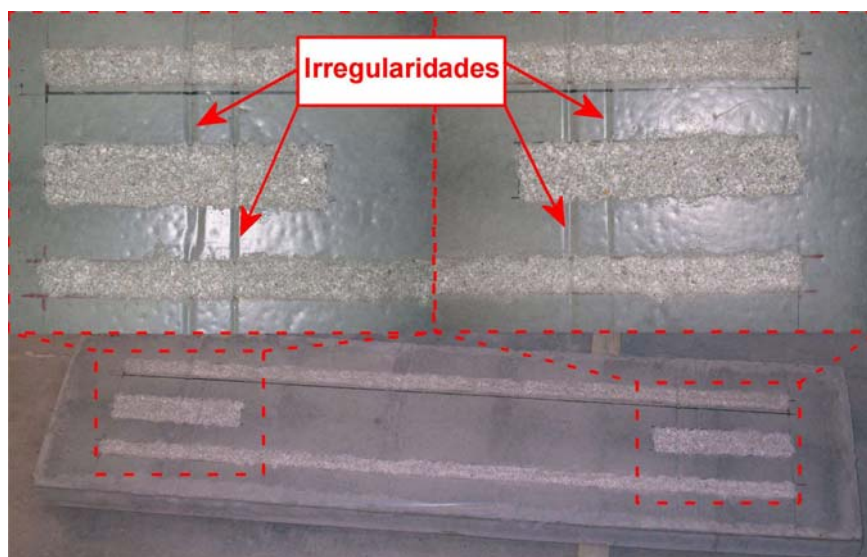


Figura 4.37 - Irregularidades na superfície dos modelos a reforçar.

Uma outra nota de reparo diz respeito à fase que antecedeu a aplicação das resinas/adesivos sobre a superfície do primário. Aquando da colagem dos sistemas constatou-se que a superfície do primário, no caso dos modelos da série BL, aparentava um aspecto vitrificado (sinal de possível cura), apesar de na série BM este ainda ter a superfície pegajosa (indiciando o desenrolar do processo de cura). Para os dois casos, optou-se por concluir a aplicação dos sistemas de CFRP sem qualquer operação adicional.

De modo a controlar a qualidade da colagem, executou-se, em cada modelo a reforçar (séries BM e BL), dois pequenos troços (ilustrados na Figura 4.37), um com aplicação do “putty” mais primário e o outro com a colagem do sistema de CFRP.

No Quadro 4.23, sumariam-se, para cada modelo, a correspondente série, a percentagem de armadura ordinária “ ρ_s ”, a percentagem de reforço “ ρ_f ” e outras observações.

De modo idêntico ao efectuado para o grupo de lajes FS, esquematizam-se na Figura 4.38, na Figura 4.39 e na Figura 4.40, as dimensões geométricas, a armadura, o tipo de reforço e a localização dos pontos de aplicação das cargas considerados nas três séries de lajes. Apresentam-se, ainda, a largura e espessura média finais dos modelos SS.

Quadro 4.23 - Modelos de laje SS.

Lajes		Armadura	ρ_s (%) ^[1]	CFRP ρ_f (%) ^[2]	Observações
Série	Modelo				
RC	SSRC1	6Ø6	0.47	-	Série de referência
	SSRC2	6Ø6	0.47	-	
BM	SSBM1	3Ø6	0.24	0.10	Série reforçada com manta flexível
	SSBM2	3Ø6	0.24	0.10	
BL	SSBL1	3Ø6	0.24	0.12	Série reforçada com laminado
	SSBL2	3Ø6	0.24	0.12	

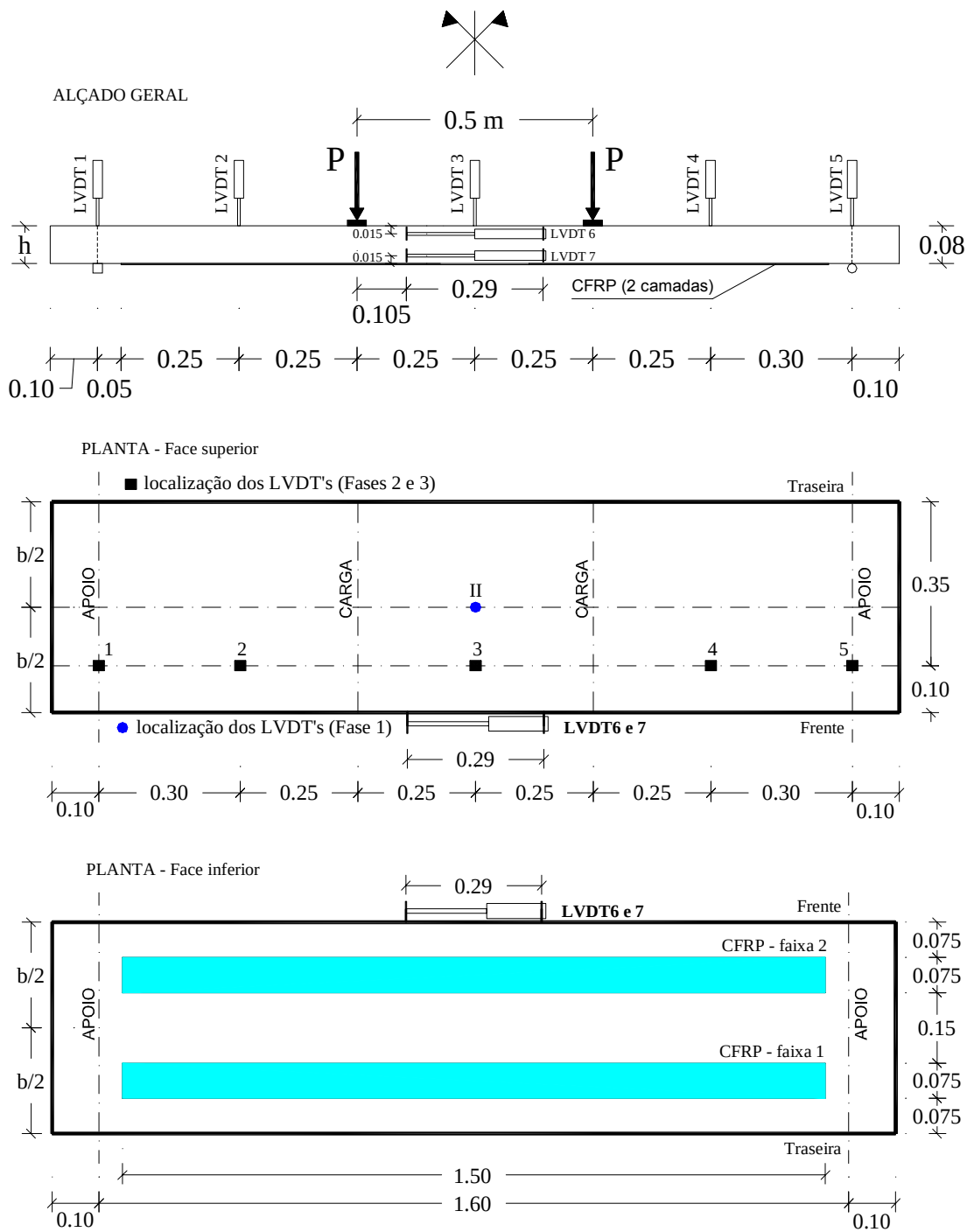
[1] $\rho_s = A_s/A_c$, com $A_c = 0.036 \text{ m}^2$; [2] $\rho_f = A_f/A_c$.

4.4.1.1 - Caracterização dos materiais e da ligação betão-compósito

A caracterização dos materiais utilizados na execução dos modelos SS far-se-á, individualmente, para cada material, começando pelo betão e pelo aço, passando depois para a caracterização dos materiais compósitos e, finalmente, para a ligação betão-compósito.

i) Betão

Os seis modelos de faixa de laje foram executados através de uma única betonagem. A composição do betão (por m^3) utilizado foi: 360 kg de cimento, 90 kg de cinzas, 376 kg de areia fina, 428 kg de ½ areia, 877 kg de brita 1, 4,5 l de Glenium C313 e 174 l de água ($A/C=0.48$).



Características Gerais		
Laje	b (cm)	h (cm)
SSBM1	44.8	8.0
SSBM2	44.8	7.8

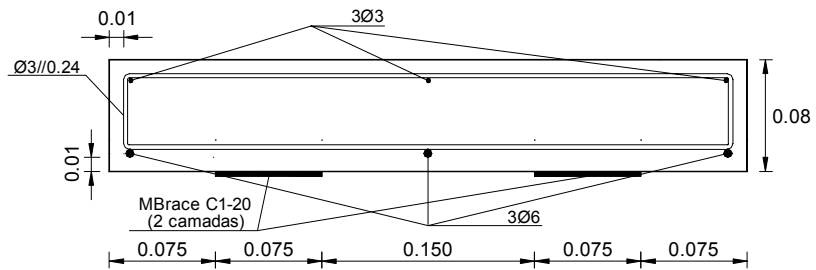


Figura 4.38 - Informações gerais sobre os modelos SS da série BM.

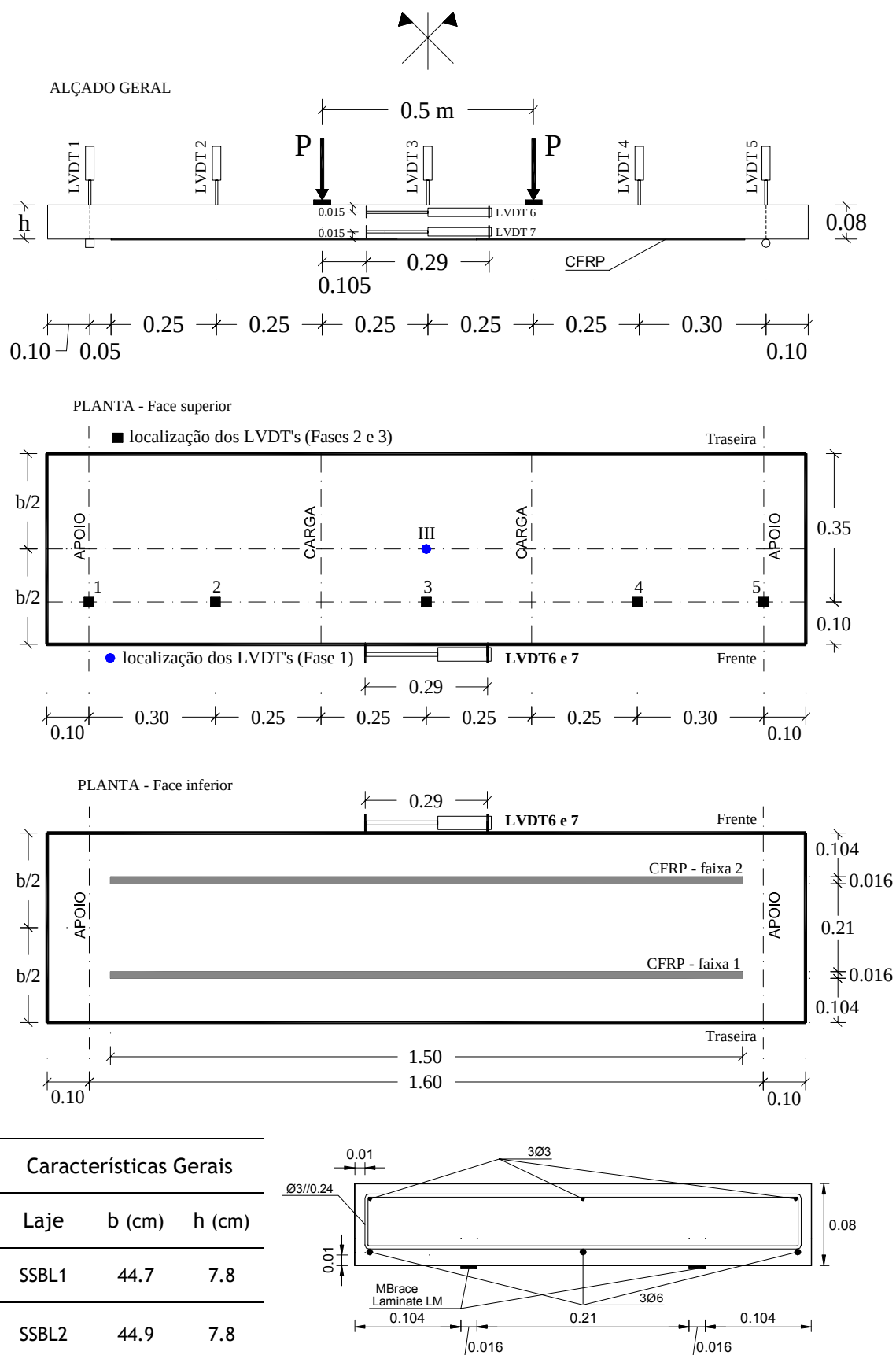


Figura 4.39 - Informações gerais sobre os modelos SS da série BL.

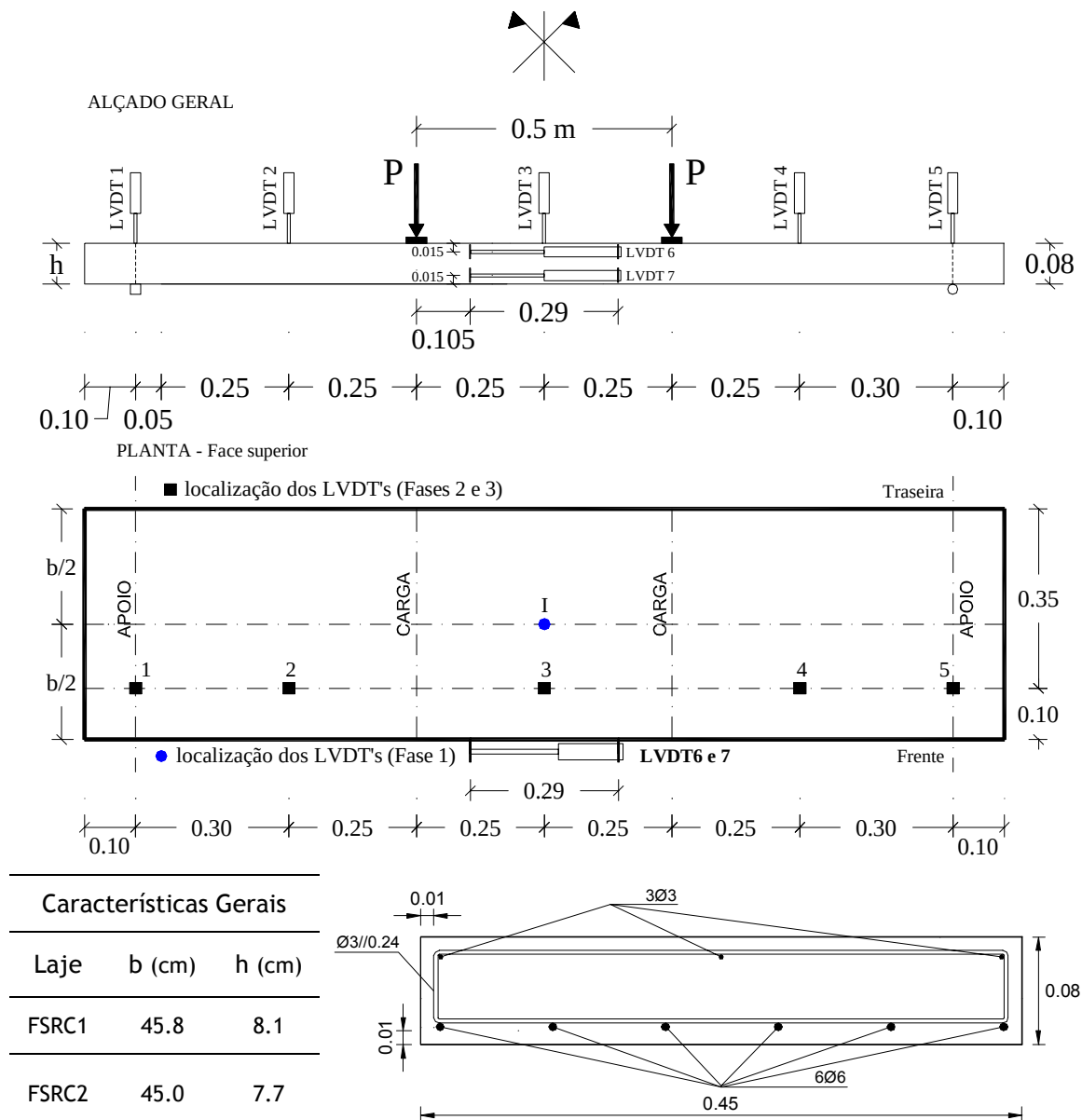


Figura 4.40 - Informações gerais sobre os modelos SS da série RC.

A avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade foi efectuada experimentalmente em provetes cilíndricos, aos 28 dias de idade, de acordo com a norma NP-ENV 206 (1993). Foram, ainda, realizados ensaios de tracção por compressão diametral de provetes cilíndricos, aos 28 dias de idade.

Determinadas as características do betão aos 28 dias de idade, estimaram-se os respectivos valores para as datas de realização dos ensaios (*j-dias*), de acordo com as expressões contidas no Eurocódigo 2 (2004). O Quadro 4.24 resume os valores das principais propriedades mecânicas do betão aos 28 dias, enquanto que, no Quadro 4.25, se apresentam os valores estimados para as propriedades do betão nas datas de realização dos ensaios (*j-dias*).

Quadro 4.24 - Principais características do betão aos 28 dias, nos modelos de laje SS.

Dados da Betonagem			Ensaio			Características				
Tipo de provetes	Data de Fabrico	Nº do Provetes	$f_{c,28}^{cil}$ (MPa)	$E_{c,28}^{cil}$ (GPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ck}^{[1]}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	$f_{ctm}^{[2]}$ (MPa)	Classe
Cilíndricos (Ø0.15×0.30m ³)	23-03-05	1	55.15	35.1	5.36					
		2	67.39	36.9	5.42	58.9	63.9	35.5	4.6	C55/67
		3	69.22	34.6	4.71					

[1] calculado segundo critério 2 da norma NP-ENV 206 (valor) = $f_{ck} + 5$ [NP-ENV 206, 1993]; [2] (valor) = $0.9 \times f_{ct,sp}$;

Quadro 4.25 - Características do betão nas datas de ensaio (j-dias) dos modelos de laje SS.

Laje	Data da Fase 1 de Ensaio	Idade (j-dias)	$f_{cm,j}$ (MPa)	$f_{ctm,j}$ (MPa)	$E_{cm,j}$ (GPa)
FSRC1	10-08-05	140			
FSRC2					
FSBM1	11-08-05	141	73.4	5.0	37.0
FSBM2					
FSBL1					
FSBL2					

ii) Aço

Os modelos FS foram armados com uma armadura constituída por varões nervurados de 6 mm de diâmetro (Ø6) e por fios lisos de 3 mm de diâmetro (Ø3).

As características de cada tipo de aço foram avaliadas experimentalmente através de ensaios de tracção em provetes retirados de cada tipo de armadura. No Quadro 4.26, sintetizam-se os valores médios das principais características dos dois tipos de aço. Admite-se um valor do módulo de elasticidade do aço “E_s” de 200 GPa, idêntico ao preconizado no Eurocódigo 2 (2004), apesar dos resultados experimentais indicarem um valor ligeiramente superior.

Quadro 4.26 - Características médias dos aços nos modelos de laje SS.

Modelos	Aço Ø3 liso	Aço Ø6 nervurado
SSRC1		
SSRC2	Tensão de cedência: $f_{sym} = 382.0$ MPa	Tensão de cedência: $f_{sym} = 578.0$ MPa
SSBM1	Extensão de cedência: $\varepsilon_{sym} = s/i$	Extensão de cedência: $\varepsilon_{sym} = 0.27$ %
SSBM2	Tensão de rotura: $f_{sum} = 487.0$ MPa	Tensão de rotura: $f_{sum} = 680.0$ MPa
SSBL1	Extensão na rotura: $\varepsilon_{sum} = 30.0$ %	Extensão na rotura: $\varepsilon_{sum} = 23.4$ %
SSBL2		

s/i - sem informação.

iii) Compósitos de CFRP

No reforço destes modelos de laje (SS), foram utilizados dois sistemas compósitos idênticos aos adoptados nos modelos FS, designadamente, o sistema *laminado pré-fabricado* na série BL e a *manta flexível pré-impregnada* na série BM. Ambos os sistemas e respectivos componentes foram fornecidos pela Mbrace - Bettor Portugal (actualmente designados por Basf).

A caracterização destes sistemas compósitos de CFRP foi efectuada anteriormente aquando da descrição do grupo de lajes FS, podendo ser consultada no Quadro 4.7, no ponto 4.3.1.1.

iv) Interface betão-compósito

O controlo de qualidade da colagem dos sistemas de CFRP foi idêntico ao realizado nos modelos à escala real, através de ensaios de “Pull-off” (ver ponto 4.3.1.1). Para o efeito, colaram-se vinte pastilhas metálicas nos quatro modelos de laje reforçados (série BM e série BL). A distribuição das pastilhas processou-se do seguinte modo: seis foram coladas no sistema laminado (L.1 a L.6), três foram aplicadas no sistema de manta (M.1 a M.3), três sobre uma superfície tratada com primário mais “Putty” (LPr.3, LPr.5 e Putty) e, finalmente, oito foram coladas ao substrato de betão tratado, apenas, com primário (LPr.1, LPr.2, LPr.4, LPr.6, e MPr.1 à MPr.4).

Refira-se, no entanto, que devido ao planeamento previsto para o início da Fase 1 de ensaio destes modelos, só foi possível efectuar estes ensaios de controlo de qualidade após a conclusão dessa fase, o que ocorreu quase um ano após a aplicação dos sistemas de CFRP.

No Quadro 4.27, apresenta-se, para cada modelo, o valor da tensão de tracção encontrada em cada ensaio efectuado, “ $f_{ct,p}$ ”, o valor médio, “ $f_{ctm,p}$ ”, assim como o respectivo modo de ruína, classificado de acordo com os quatro tipos enunciados no Capítulo 3 (secção 3.6.1).

Refira-se que nos modelos da série BM (manta) se obtiveram tensões de aderência sempre superiores às encontradas na série BL (laminado). Para tal, contribuíram, significativamente, os resultados de “Pull-off” nas pastilhas coladas nos sistemas laminados que, maioritariamente, evidenciaram um modo de ruína indesejado (Tipo 3 - pela interface laminado-adesivo), ilustrado na Figura 4.41. A análise dos resultados revelou uma tensão média de aderência de 1.61 MPa, no caso de ruína pela interface laminado-adesivo, e de 3.34 MPa no caso da ruína pelo betão. Este último foi superior à tensão mínima de 1.5 MPa [Bulletin 14, 2001] desejável para a realização do reforço por aplicação da técnica EBR.

A diferença de resultados entre os dois modelos da série BM e os dois modelos da série BL demonstra que a aderência betão-compósito nos dois tipos de sistemas não foi idêntica, revelando, ainda, na série BL, que o elemento mais fraco da ligação foi a interface laminado-adesivo.

Quadro 4.27 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa “Pull-off”.

Modelo	Data Colagem	Data Ensaio	Superfície de Colagem	Pastilhas	$f_{ct,p}$ (MPa)	$f_{ctm,p}^{[1]}$ (MPa)	Modos de Ruína	
SSBL2	15/07/06	19/07/06	Laminado	L.2	1.52	1.71	1.61	Tipo 1 (40%)+Tipo 3 (60%)
				L.3	1.37			Tipo 1 (40%)+Tipo 3 (60%)
				L.4	2.50			Tipo 3 (interface)
				L.5	0.66			Tipo 3 (interface)
				L.6	2.01			Tipo 3 (interface)
				L.1	2.22			Tipo 1 (betão)
SSBL1	15/07/06	19/07/06	Primário e Primário+Putty	LPr.1	2.28	3.22	3.34	Tipo 1 (betão)
				LPr.2	2.15			Tipo 1 (betão)
				LPr.3	2.75			Tipo 1 (betão)
				LPr.4	2.87			Tipo 1 (betão)
				LPr.5	3.32			Tipo 1 (betão)
				LPr.6	2.71			Tipo 1 (betão)
SSBM1	15/07/06	19/07/06		MPr.1	4.37	4.15	4.15	Tipo 1 (betão)
				MPr.2	3.98			Tipo 1 (betão)
MPr.3				3.42	Tipo 1 (betão)			
MPr.4				3.95	Tipo 1 (betão)			
SSBM2				Putty	3.67			Tipo 1 (betão)
				Manta	M.3			3.95
			M.1		4.31			Tipo 1 (betão)
			M.2		4.20			Tipo 1 (betão)
SSBM1								

[1] considerou-se o valor médio por tipo de sistema e de acordo com o modo de ruína.

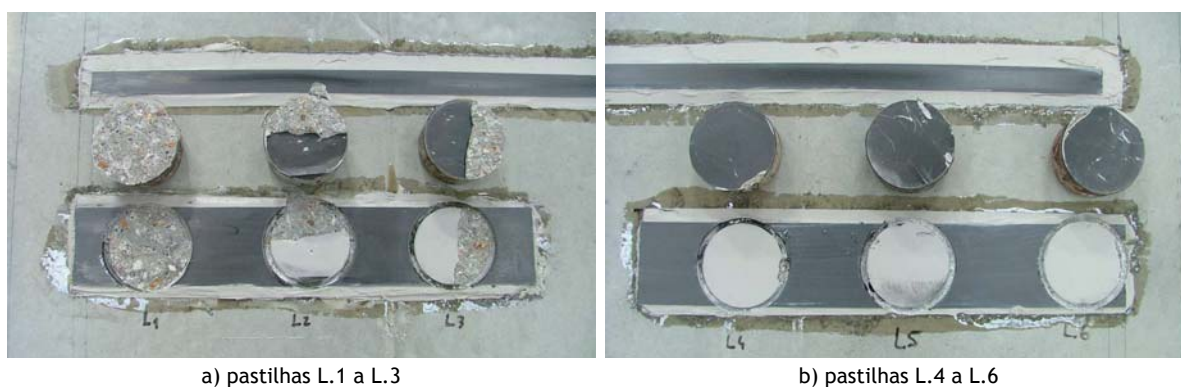


Figura 4.41 - Aspecto do modo de ruína (Tipo 3) verificado nas pastilhas coladas nos modelos da série BL.

4.4.2 - Procedimentos de ensaio

Todos os modelos foram submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos realizados, também, no LABEST - Laboratório de Estruturas (FEUP). De modo idêntico ao estabelecido com o grupo de lajes FS foi, igualmente, definido que cada ensaio seria composto de três fases distintas: ensaio de fluência (Fase 1); aplicação de 5000 ciclos de carga (Fase 2); e ensaio à rotura (Fase 3).

As duas últimas fases do ensaio de flexão, neste grupo de lajes, foi semelhante à definida para as lajes de maiores dimensões. Naturalmente, com ligeiros reajustes motivados pelas diferenças de escala dos modelos. De qualquer modo, procurou-se estabelecer uma correspondência entre os dois grupos de modelos, tendo-se seleccionado para o efeito dois parâmetros: a razão entre o vão de corte e o vão dos modelos (0.35 nos FS e 0.34 nos SS) e o vão de flexão circular ($0.30 \times \text{vão}$ nos FS e $0.31 \times \text{vão}$ nos SS). A segunda fase de ensaio correspondeu, também, à realização de 5000 ciclos de carga. O critério aplicado na definição dos ciclos de carga foi o já descrito para os modelos FS, ou seja, o valor da carga variou de $0.20 \times P_{ult}$ (4 kN) até $0.60 \times P_{ult}$ (12 kN) em ciclos de 3 Hz, com 21 leituras de dados por segundo, ver Figura 4.7.

A derradeira fase de ensaio caracterizou-se pela aplicação da carga de forma monotónica e com uma velocidade de 0.01 mm/s até se atingir a rotura.

Saliente-se que a fase de carregamento cíclico e o ensaio à rotura foram realizados com controlo de deslocamentos a partir do transdutor de posição interno do actuador servo-controlado.

Na primeira fase de ensaio, utilizou-se um esquema de ensaio diferente e, concomitantemente, equipamentos distintos dos anteriores. Pretendia-se nesta fase avaliar a deformação por fluência das seis lajes SS submetidas a uma carregamento permanente de 10 kN ($\approx 0.50 \times P_{ult}$) por um período de cerca de um ano.

O esquema de ensaio concebido resultou da combinação e adaptação de algumas características existentes em esquemas de ensaios desta natureza, publicados em trabalhos de diversos investigadores. Da pesquisa efectuada, observou-se que os esquemas de ensaio utilizados podem, de um modo geral, ser agrupados em quatro grupos, em função da forma do carregamento:

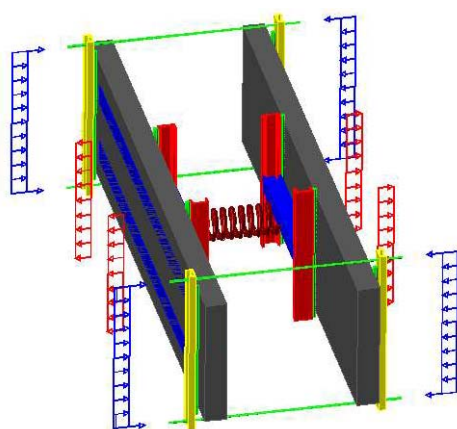
- A carga resulta da colocação/suspensão de um objecto com a massa desejada [Hall et al., 2000; Deskovic et al., 1995].
- A carga é aplicada recorrendo ao aperto de varões de aço [Brimah et al., 1999; Scheibe et al., 1998].
- A carga consiste na suspensão de um peso reduzido a alguma distância do modelo, mas ligado a este por um elemento rígido, de modo a amplificar a sua acção (*força $\times$ braço*) [Joh et al., 1999].
- A carga é introduzida mediante a pressão de um fluído, através de um circuito pressurizado [Plevris et al., 1994].

No presente trabalho havia, ainda, que atender a alguns condicionamentos existentes, nomeadamente ao equipamento disponível no LABEST e ao espaço a ocupar com os modelos de laje (o mínimo possível), por um período de quase um ano.

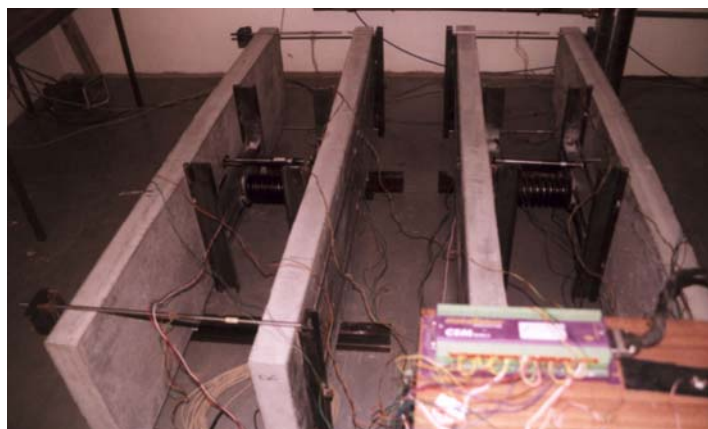
Para satisfação de todos esses requisitos, começou por se admitir um esquema de ensaio em que o carregamento era baseado no aperto de varões de aço [Scheibe et al., 1998]. No trabalho realizado por Scheibe et al. (1998), os modelos eram colocados, horizontalmente, aos pares, interpondo perfis

metálicos rígidos na zona central do vão, de forma a definir duas linhas de carga, enquanto em cada extremidade se colocavam dois perfis metálicos ligados por dois varões de modo a cintar os modelos. O esquema estabelecido, representado na Figura 4.42 e pormenorizado no Anexo B, resultou do esquema de carga anterior com introdução das seguintes alterações:

- Colocação dos modelos na vertical, de modo a não introduzir no carregamento o efeito do peso próprio dos modelos de laje;
- Colocação duma mola de aço com uma rigidez de 200 kN/m entre os perfis metálicos utilizados na zona central das lajes, cuja finalidade era evitar que a deformação diferida dos modelos introduzisse perdas de carga significativas nos varões, permitindo, assim, que a carga se mantivesse praticamente constante, durante o maior intervalo de tempo possível.



a) esquema da Fase 1 do ensaio



b) aspecto geral da Fase 1 do ensaio

Figura 4.42 - Fase 1 - ensaio de fluência - nos modelos SS.

Definido o esquema utilizado na Fase 1 de ensaio dos modelos SS, será oportuno descrever, ainda, os procedimentos que foram necessários realizar até instalar nos modelos a carga permanente, previamente estabelecida.

Inicialmente, instrumentaram-se os varões de aço inoxidável (10 mm de diâmetro), utilizados na aplicação da carga, com extensómetros eléctricos (2 por varão). Seguidamente, cada um dos 12 varões (4 por cada série) foi calibrado numa máquina de ensaios de tracção de aços (AMSLER FRÈRES de 5 toneladas) de modo a obter uma constante elástica que relacionasse a tensão com a deformação do varão. Posteriormente, procedeu-se de forma idêntica com as molas de aço utilizadas, calibrando-as e determinando as suas constantes elásticas. Finalmente, os modelos de laje foram colocados no interior duma câmara com ambiente condicionado (temperatura de 20°C e humidade relativa de 50%), procedendo-se ao aperto dos varões, de forma alternada, até se instalar em cada varão a deformação desejada (correspondente a uma força de 2.5 kN). Na Figura 4.43, ilustram-se alguns destes procedimentos. Note-se que da data de reforço das lajes até ao momento de aplicação das cargas decorreram 6 dias.

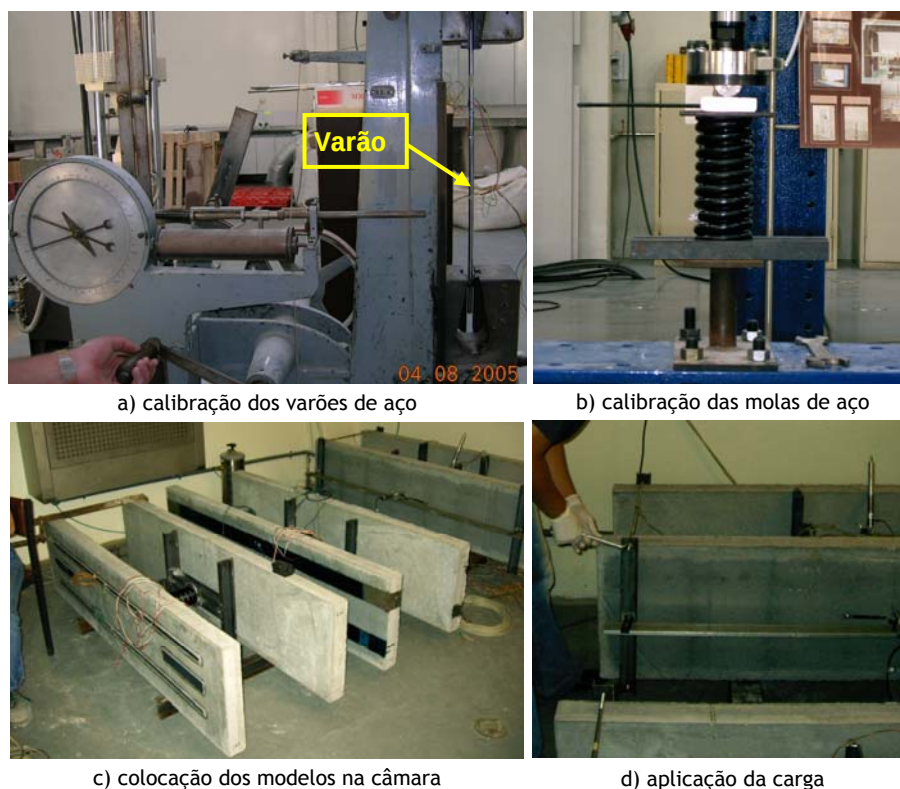


Figura 4.43 - Procedimentos efectuados na Fase 1 de ensaio dos modelos SS.

Na operação de aplicação das cargas, efectuou-se a medição contínua das flechas instantâneas, tendo-se procedido, posteriormente, à colocação dos LVDT's destinados ao registo dos deslocamentos relativos entre cada par de modelos. O valor das forças instaladas nos varões foi, também, controlado de modo a efectuar ajustes de carga sempre que necessários. Estas leituras foram realizadas com intervalos de 15 minutos.

4.4.2.1 - Identificação dos equipamentos

O equipamento utilizado na fase do ensaio de fluência resumiu-se a:

- 12 varões de aço inoxidável com 10 mm de diâmetro para aplicação da carga.
- Sistema de aquisição de dados constituído por um Data Taker da Série 3 e dois módulos de expansão com capacidade para aquisição automática de 5 transdutores de deslocamento (3 LVDT's e 2 CLIP's), 25 extensómetros eléctricos, 1 sensor de temperatura e 1 sensor de humidade relativa.
- Três transdutores de deslocamento do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer) com cursos de ± 25 mm.
- Dois transdutores de deslocamento do tipo PI (CLIP) com 30 cm campo de medida.
- Um sensor de temperatura e de humidade relativa do tipo Hygroclip.
- 12 extensómetros eléctricos com 120Ω de resistência e referência EA-06-125TF-120 (Vishay MM) aplicados nos varões, 4 extensómetros eléctricos com resistência de 120Ω e referência

N2A-06-20CBW-120 (Vishay MM) aplicados na superfície do betão e 9 extensómetros eléctricos com resistência de 350 Ω e referência CEA-06-250UW-350 (Vishay MM) aplicados nas faixas de CFRP.

Nas duas últimas fases de ensaio, o equipamento utilizado foi semelhante ao dos modelos FS, apenas com a substituição do actuador servo-controlado por um de menor capacidade (100 kN), da correspondente célula de carga e dos dois transdutores de deslocamento do tipo PI (agora com 30 cm de campo de medida). Os modelos foram ensaiados num pórtico de menores dimensões constituído por perfis metálicos com adequada rigidez e capacidade de carga (ver Anexo B).

4.4.2.2 - Instrumentação geral

A instrumentação dos modelos testados variou em função dos esquemas de ensaio adoptados nas várias fases. Assim, na Fase 1, utilizou-se, em cada modelo da série RC, um extensómetro eléctrico aplicado ao betão na face superior da faixa de laje (*EB*) e um transdutor de deslocamento do tipo PI (CLIP) na face inferior (*E9*). Nos modelos das séries BM e BL, instalou-se um extensómetro eléctrico em cada faixa de CFRP (*E4* e *E7*), tendo-se ainda colocado um extensómetro eléctrico no betão na face superior das faixas de laje (*EB*), mas apenas num dos modelos de cada série (SSBM2 e SSBL2).

Na fase de aplicação das cargas, colocou-se em cada modelo de laje um transdutor de deslocamento (LVDT) de forma a registar a flecha instantânea (meio vão). Ao atingir a carga pretendida esses dois LVDT's foram retirados e foi colocado um transdutor de deslocamento (LVDT I) entre os modelos, de modo a registar o deslocamento horizontal relativo entre eles. Foi, ainda, utilizada uma pequena faixa de CFRP (manta flexível) de 35×5 cm², colocada próximo do sistema de aquisição, com um extensómetro eléctrico colado na sua superfície (*ER*), com vista a registar qualquer deformação no compósito motivada pelas condições de exposição ambiental. Para além desta instrumentação, foram, ainda, aplicados extensómetros nos varões (*V1 a V12*) e utilizou-se um sensor para monitorizar a temperatura e humidade relativa da câmara (*T* e *HR*). No Anexo B, ilustra-se alguma da instrumentação utilizada na Fase 1 - ensaio de fluência.

Na Fase 2 e na Fase 3, os deslocamentos verticais ao longo de várias secções (a meio vão, sobre os apoios e a 0.25 m dos pontos de aplicação da carga) foram avaliados por intermédio de transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*LVDT1 a LVDT5*), com curso de ± 25 mm e ± 12.5 mm. De modo a aferir a rotação da secção de meio vão dos modelos, foram, ainda, colocados 2 LVDT's (*LVDT6* e *LVDT7*) junto às fibras superior e inferior da laje (Figura 4.40) destinados a registar o deslocamento horizontal dessas fibras. Para quantificar o estado de deformação (e de tensão) no CFRP, manta ou laminado, colaram-se, ao longo dos sistemas, 5 extensómetros eléctricos de 6 mm de grelha (*E1 a E3*, *E5* e *E6*), em secções previamente estabelecidas, e 1 em secção fendilhada (*E10*), com 120 Ω de resistência e referência 1-LY61-6/120 (HBM). Por último, aplicaram-se ainda dois CLIP's (o *E8* na face superior e o *E9* na inferior), de modo a registar a deformação média nas fibras extremas, na zona central das lajes.

A posição dos extensómetros e dos CLIP's está representada, esquematicamente, na Figura 4.44 (assim como no Anexo B). No Quadro 4.28, resume-se a instrumentação adoptada em cada modelo de laje.

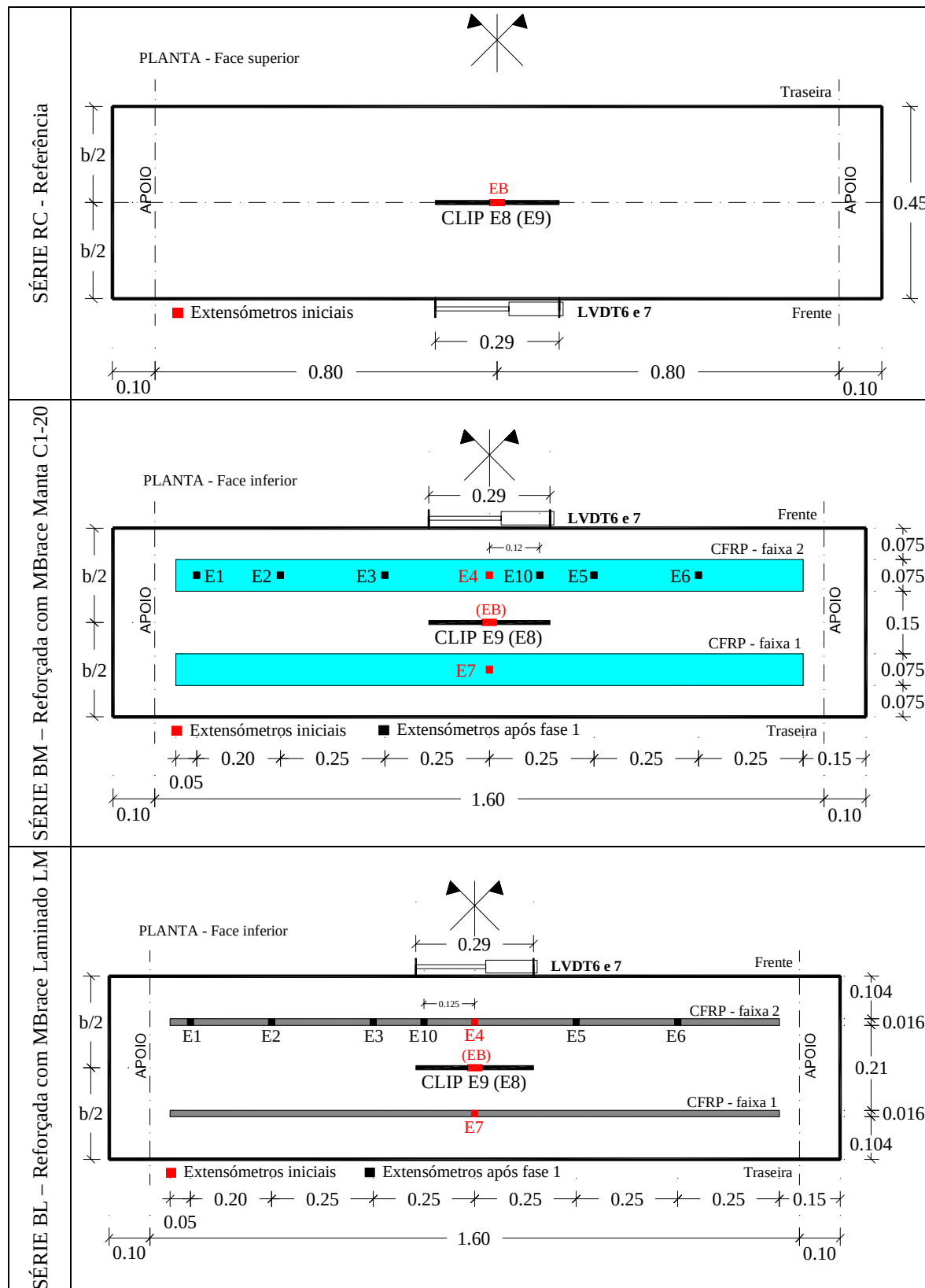


Figura 4.44 - Localização no modelo SS dos extensómetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI).

Quadro 4.28 - Instrumentação dos ensaios dos modelos SS.

Modelos	Instrumentação (nº de sensores)							
	Controlo da Carga		LVDT		Extensómetros		Transdutores PI - CLIP	
	Fase 1	Fases 2 e 3	Fase 1	Fases 2 e 3	Fase 1	Fases 2 e 3	Fase 1	Fases 2 e 3
FSRC1	4	1	1	7	1	1	1	2
FSRC2		1		7	1	1	1	2
FSBM1	4	1	1	7	2	8	-	2
FSBM2		1		7	3	8	-	2
FSBL1	4	1	1	7	2	2	-	2
FSBL2		1		7	3	9	-	2

4.4.2.3 - Considerações sobre o ensaio de fluência

Antes de se proceder à apresentação dos resultados desta segunda parte do programa experimental, é conveniente, neste momento, tecer algumas considerações sobre diversos aspectos relacionados com a execução do ensaio de fluência.

Em relação ao esquema de ensaio adoptado, devem salientar-se algumas dificuldades encontradas e que poderão ser corrigidas de modo a melhorar o funcionamento do ensaio:

- O primeiro obstáculo surgiu logo na fase de aplicação das cargas (aperto dos 4 varões), devido ao deslocamento do conjunto das duas lajes sobre os perfis metálicos que o suportava. Para minimizar esse efeito, inseriu-se na série RC pedaços de neoprene entre os perfis e as lajes, mas nas séries BM e BL optou-se por interpor entre as lajes e os perfis umas chapas muito finas de alumínio. Esta última solução revelou-se mais eficaz.
- Concluiu-se que o uso de 4 varões era propício à introdução de alguma torção nas lajes, pois quando se apertava um dos varões observava-se, frequentemente, um decréscimo de força em dois outros varões e um acréscimo na força instalada no terceiro varão. A variação da força nos varões foi alternando consoante se processou o aperto de um novo varão. Deve, ainda, ser focado que a existência de atrito apenas na zona inferior das lajes (zona apoiada) favoreceu o seu empenamento e consequente torção. Foi, portanto, trabalhoso e demorado garantir que a força nos quatro varões fosse praticamente equivalente (2.5 kN). A adopção de um esquema com dois varões poderá evitar estas dificuldades.
- A reduzida deformação instalada em cada varão, devido ao baixo nível de carga aplicado (2.5 kN), dificultou a operação de aplicação da carga porque a consequente deformação da laje produzia alterações de 0.5 a 1.0 kN na força instalada nos outros varões.
- O sistema utilizado na medição da flecha de cada modelo, na fase de aplicação das cargas, era composto por uma régua fixa nos perfis que continham os varões usados na aplicação das cargas à laje e contendo, a meio, um transdutor de deslocamento (LVDT). A alternância

de forças nos varões produziu deformações assimétricas das lajes e, por conseguinte, algum empenamento devido à torção, introduzindo pequenos erros na medição da flecha.

- A aplicação de uma carga permanente ligeiramente superior à carga de fendilhação dificultou a manutenção do valor total dessa carga devido à formação de fendas no betão (fendilhação não estabilizada). Essa formação de novas fissuras conduziu a uma diminuição da rigidez e, concomitantemente, a um aumento da deformação da qual resultou uma redução da força nos varões. Houve alturas em que, durante a mesma semana, se teve que reajustar por mais de uma vez o valor da força instalada nos varões. Na parte final do ensaio, como a formação de fendas já havia estabilizado, o reajuste da força nos varões não foi tão frequente. A colocação de apenas uma mola na zona central da laje revelou alguma incapacidade na redução da perda de força nos varões.
- A utilização de apenas um transdutor de deslocamento (LVDT) para a medição dos deslocamentos relativos entre cada par de lajes complicou a análise dos resultados.

Finalmente, deve referir-se que durante a execução do ensaio o sistema de climatização responsável pela manutenção da temperatura e da humidade, com valores aproximadamente constantes, avariou por duas ocasiões.

4.4.3 - Resultados dos modelos SS

A análise das várias fases de ensaio efectuadas sobre as três séries de lajes: série RC, série BM e série BL será realizada de modo idêntico ao adoptado, anteriormente, para as lajes do grupo FS. Uma vez que este modelo de lajes já foi estudado por outros investigadores [Juvandes, 1999; Dias, 2001] dar-se-á maior destaque à Fase 1 - ensaio de fluência - e à fase de carregamento cíclico. A exposição far-se-á com fotografias, diagramas de comportamento e quadros contendo a informação mais significativa.

4.4.3.1 - Fase 1 - ensaio de fluência

A apresentação dos resultados do ensaio de fluência vai ser efectuada inicialmente para a fase de aplicação da carga e, posteriormente, para o período em que decorreu o ensaio.

i) Aplicação das cargas

Durante a aplicação das cargas, foram medidas as forças instaladas em cada varão utilizado no sistema de carga, os deslocamentos centrais das seis lajes e a deformação do betão e dos sistemas de CFRP.

A aplicação da carga em cada par de lajes (série) revelou diferentes deformações das lajes. A rigidez das lajes não foi rigorosamente idêntica (variação da espessura dos modelos), o que originou cargas de fendilhação distintas, tendo-se constatado que a primeira laje a fendilhar foi a que no final da aplicação total da carga registou a maior deformação.

Na série RC aplicou-se uma carga máxima de 10.4 kN que produziu diversas fissuras em ambas as lajes. No modelo SSRC2, a flecha máxima registada foi de 5.6 mm. A deformação na face traccionada registada pelos transdutores de deslocamento do tipo PI (CLIP's) confirmou a maior deformação desse modelo. Na Figura 4.45 esquematizam-se, para a série RC, os diagramas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento central e com as extensões no betão.

Relativamente à série BM (reforçadas com mantas) a força máxima aplicada ao conjunto das duas lajes foi de 11.63 kN. O comportamento dos dois modelos foi muito semelhante, tendo-se formado, simultaneamente, as fendas em ambas as lajes. A flecha máxima registada foi inferior à das lajes de betão armado (4.4 mm) assim como a abertura média das fendas. A deformação máxima nos sistemas de CFRP foi aproximadamente de 1.3‰. A resposta das duas lajes reforçadas com mantas encontra-se representada na Figura 4.46.

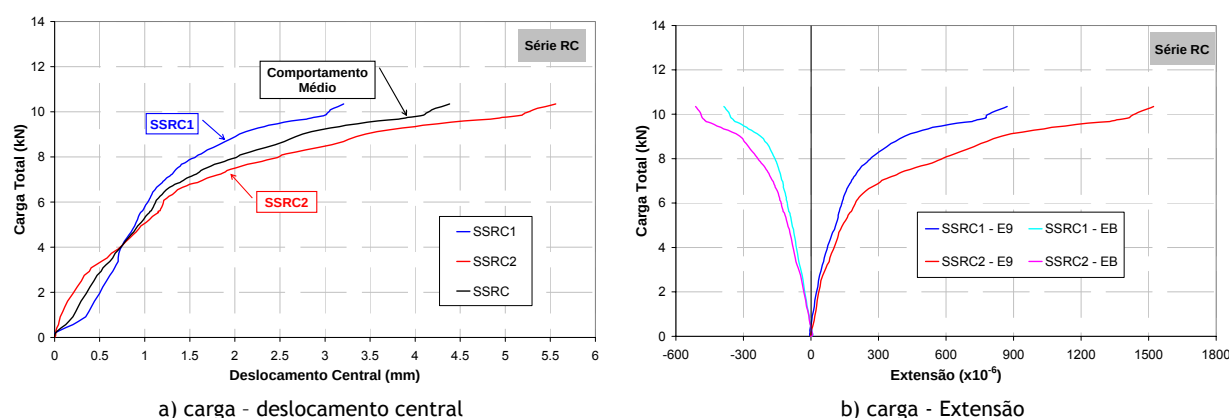


Figura 4.45 - Resposta das lajes da série RC durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência.

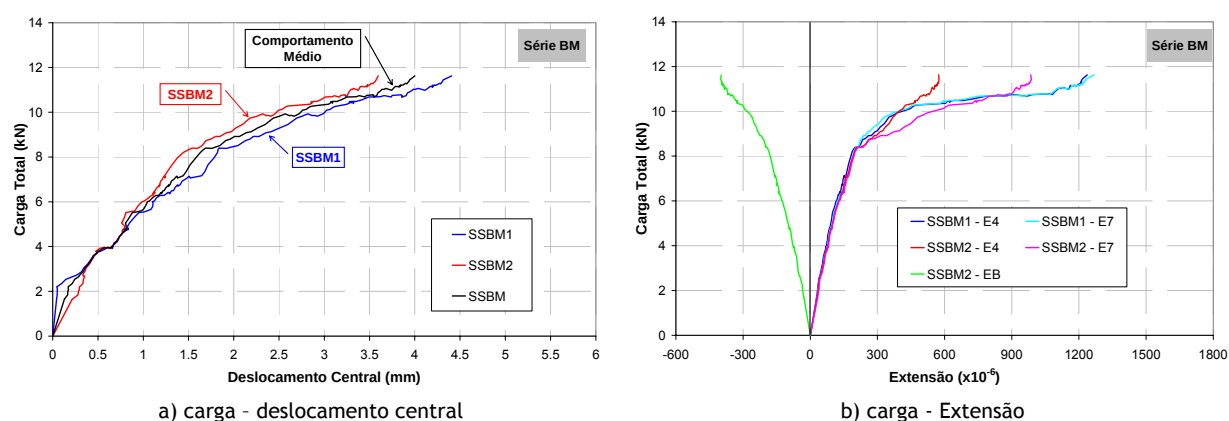


Figura 4.46 - Resposta das lajes da série BM durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência.

Por último, aplicou-se a carga às lajes da série BL (reforçada com laminados). Porém, notou-se nesta série uma maior dificuldade para conseguir atingir o nível de carga pretendido (10 kN). No final da aplicação da carga (10.4 kN), foi visível a maior deformação da laje SSBL1 em comparação com a sua análoga (SSBL2), demonstrando, assim, uma diferença de rigidez nos dois modelos. Apesar disso, a

flecha máxima registada de 4.5 mm mostrou ser a menor das três séries de lajes e a deformação máxima nos laminados da laje SSBL1 foi de 1.1‰.

Após a fendilhação da laje SSBL1 o incremento da carga aplicada ao conjunto das duas lajes processou-se muito lentamente e só para um valor de carga já muito próximo do estabelecido surgiram algumas fissuras na superfície do modelo SSBL2.

O comportamento desta série de lajes está ilustrado na Figura 4.47, através dos diagramas que relacionam a carga com a flecha e com as extensões no compósito.

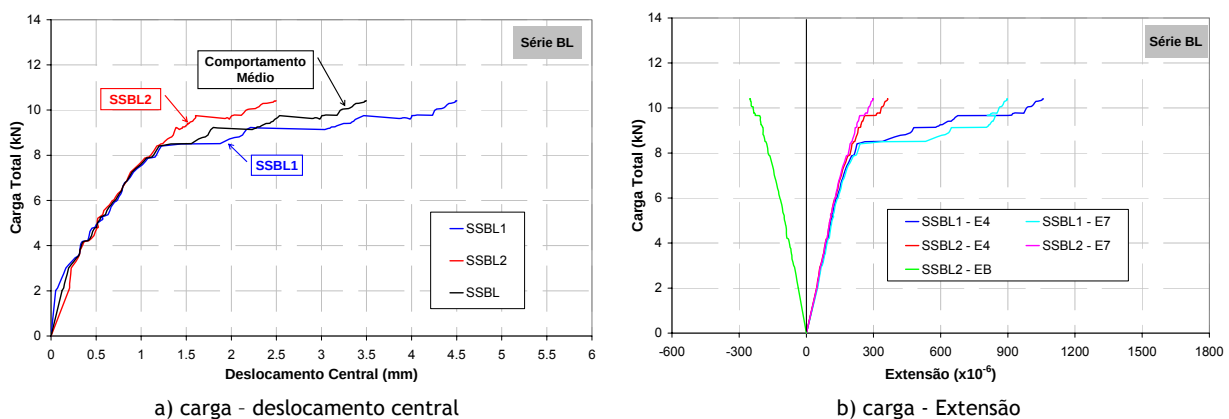


Figura 4.47 - Resposta das lajes da série BL durante a aplicação da carga, no ensaio de fluência

Os principais resultados desta fase de carregamento encontram-se resumidos no Quadro 4.29. Saliente-se, ainda, que os valores apresentados das cargas referem-se ao conjunto das duas lajes (por série) o que impossibilitou a avaliação do valor da carga de fendilhação em cada uma das lajes.

Quadro 4.29 - Principais resultados da aplicação das cargas no ensaio de fluência.

Ensaio de Fluência - Aplicação da Carga				
Modelos	Data	Carga Total nas 2 Lajes		Deslocamento máximo δ_i (mm)
		Fendilhação P_{cr} (kN)	Máxima P_{ci} (kN)	
SSRC1	10-08-05	6.70	10.35	3.21
SSRC2		6.26		5.56
SSBM1	11-08-05	8.80	11.63	4.41
SSBM2		8.51		3.60
SSBL1		8.58	10.41	4.50
SSBL2		9.67		2.50

P_{cr} - carga aplicada nas 2 lajes que produz a fendilhação de uma delas; P_{ci} - carga máxima aplicada na fase inicial do ensaio; δ_i - flecha máxima da laje correspondente à carga P_{ci} .

ii) Comportamento no tempo

Como já se referiu anteriormente, foi complicado manter o valor da carga actuante próximo dos 10 kN, especialmente, devido à fendilhação das lajes. Por essa razão, nas primeiras semanas de ensaio, a força instalada nos varões foi frequentemente reajustada. Essa operação de reaperto dos varões foi efectuada com base apenas nas forças obtidas por conversão das leituras da deformação nos varões. No final da reposição da carga, era efectuada uma inspecção visual aos modelos com marcação da fissuração existente.

Após três ou quatro operações de reajuste da carga, detectou-se um destacamento prematuro dos laminados na laje SSBL1, o que inviabilizou a continuidade do ensaio nesta série de lajes. A partir deste momento, não se procedeu a mais nenhum reajuste de carga neste par de lajes.

O destacamento do compósito ocorreu na interface primário-adesivo, como se pode observar na Figura 4.48, relembando algumas das observações registadas aquando da execução do reforço, nomeadamente sobre o aspecto vitrificado que a superfície do primário apresentava nestes modelos da série BL (como se referiu na secção 4.4.1).

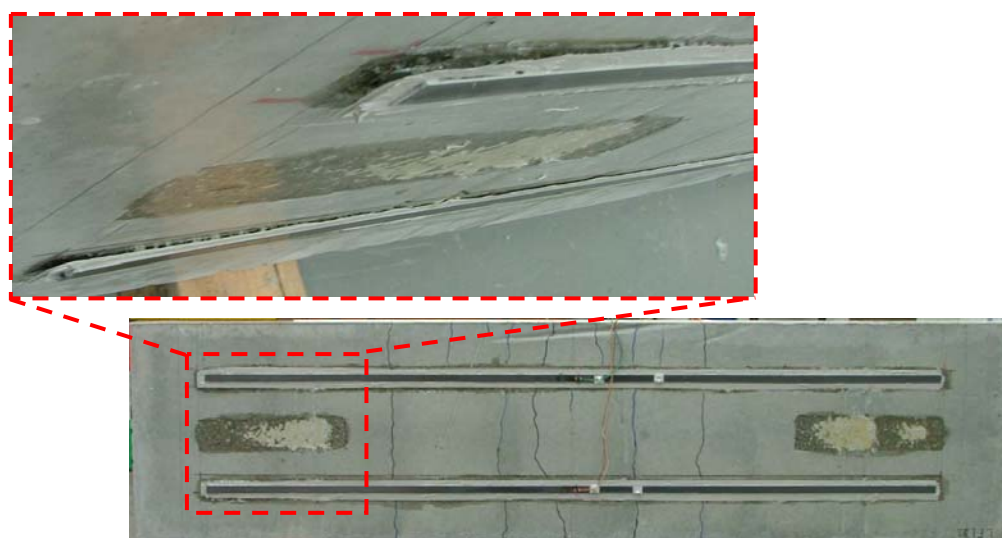


Figura 4.48 - Destacamentos na extremidade das faixas do CFRP na laje SSBL1.

Na Figura 4.49 é possível constatar que o destacamento do laminado se iniciou na faixa 1 (algumas horas após a aplicação da carga), tendo-se registado uma diminuição súbita da deformação nessa faixa e um acréscimo da deformação na faixa 2. Contudo, passados alguns dias, deu-se o destacamento dessa segunda faixa.

Devido a este acontecimento inesperado, optou-se por não se considerarem, neste trabalho, os resultados provenientes do ensaio de fluência sobre as lajes da série BL. No Anexo B, pode-se observar o comportamento da laje SSBL2 durante o ensaio de fluência.

O ensaio de fluência das lajes da série RC compreendeu duas fases distintas de comportamento. Nos primeiros três meses de ensaio, houve a necessidade de proceder, com intervalos de poucos dias, a

vários reajustes na carga aplicada, mostrando que neste período o comportamento das lajes se deveu, essencialmente, à formação de novas fendas no betão (ou abertura das existentes), dificultando a avaliação do efeito da fluência. Após este trimestre, verificou-se que o decréscimo da carga não se deu tão repentinamente o que indicou que a fendilhação das lajes havia estabilizado, predominando então o efeito da fluência do betão à compressão. No entanto, deve salientar-se que o nível de carga que conduz à fendilhação e à fase de formação de novas fendas na maioria das lajes correntes equivale, normalmente, a valores próximos do carregamento quase permanente desses elementos, ressaltando o interesse na campanha de ensaios realizada, cujo objectivo é compreender melhor o comportamento ao longo do tempo de lajes reforçadas com sistemas de CFRP pela técnica EBR.

A resposta das lajes de betão armado encontra-se representada na Figura 4.50 através de diagramas que relacionam a carga aplicada com a flecha média das duas lajes e com as extensões do betão à tracção e à compressão. Durante o tratamento dos resultados, foram detectadas algumas divergências entre as deformações medidas e o valor da carga registada o que determinou a realização de um outro teste sobre quatro dos varões utilizados, a fim de avaliar a possível causa. Este aspecto será abordado mais adiante durante a análise dos resultados.

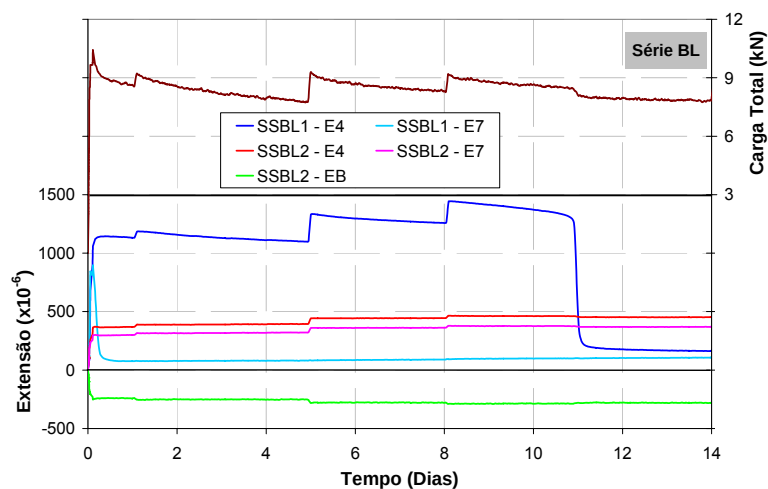
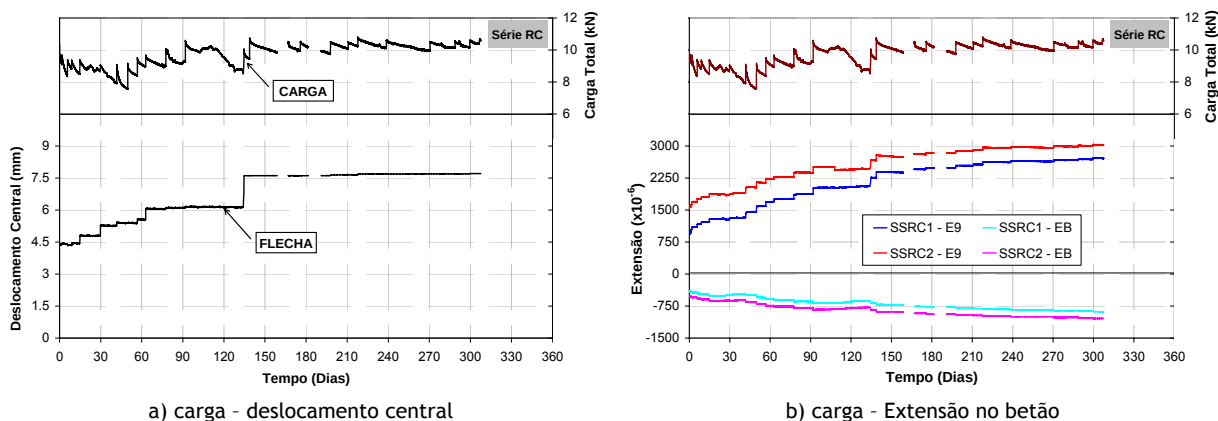


Figura 4.49 - Diagramas carga - extensão no CFRP e betão na laje SSBL1 no início do ensaio de fluência.



a) carga - deslocamento central

b) carga - Extensão no betão

Figura 4.50 - Comportamento das lajes da série RC durante o ensaio de fluência.

No primeiro mês e meio notou-se, na série de lajes BM (reforçadas com mantas), um decréscimo de carga mais repentino, possivelmente, devido à fase de formação das fendas, mas após esse período a carga permaneceu aproximadamente constante. Este aspecto está relacionado com a maior distribuição de fendas que a colagem dos sistemas de CFRP proporciona. Este efeito conduziu a uma menor perda de rigidez e, naturalmente, a menores deformações da laje. Na Figura 4.51, pode-se observar a resposta dos dois modelos de laje da série BM em termos de flecha média das lajes e das deformações registadas no betão e no compósito durante o ensaio de fluência.

No Quadro 4.30, sintetizam-se os principais resultados desta fase de ensaio para as lajes da série RC e BM. Para além dos valores da flecha média estimada para as duas séries e das deformações registadas no betão e nos compósitos de CFRP, são ainda indicadas as curvaturas no final da fase de aplicação das cargas (iniciais) e imediatamente antes da remoção das cargas (finais). Estes valores foram estimados a partir das deformações registadas na face comprimida e na face traccionada das lajes de betão armado (série RC). Para a laje da série BM, tomou-se a deformação do betão na face comprimida e a extensão média registada nas duas faixas de CFRP.

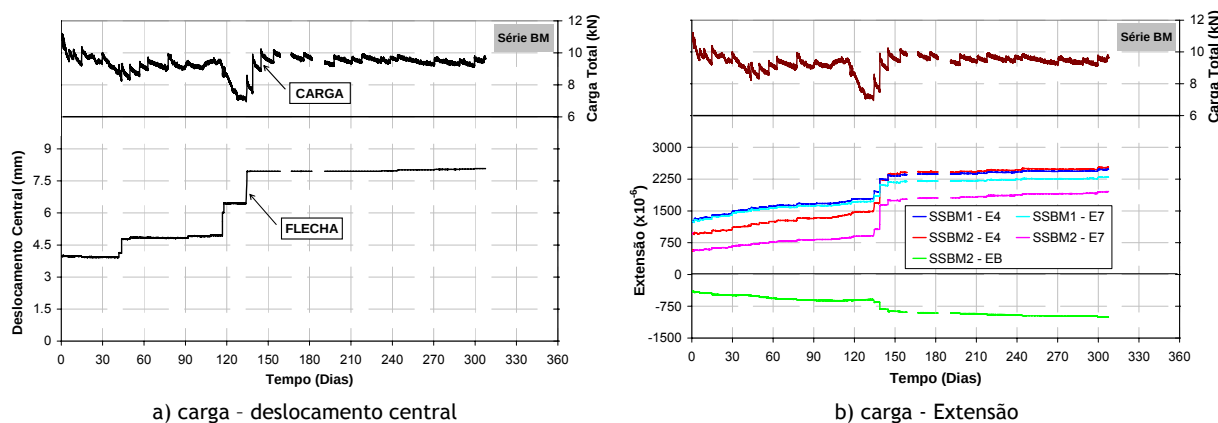


Figura 4.51 - Comportamento das lajes da série BM durante o ensaio de fluência.

Quadro 4.30 - Principais resultados da Fase 1 - ensaio de fluência dos modelos SS.

Modelos	Flecha Média (mm)		Extensões (x10 ⁻⁶ m/m)								Curvatura (m ⁻¹)	
			Betão				Compósito					
			E9 (tracção)		EB (compressão)		E4		E7			
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
SSRC1	4.39	7.71	872.0	2722.9	-387.1	-884.2	-	-	-	-	0.0163	0.0467
SSRC2			1522.0	3036.3	-513.0	-1043.1	-	-	-	-	0.0251	0.0504
SSBM1	4.01	8.08	-	-	-	-	1239.3	2301.4	1271.8	2483.6	-	-
SSBM2			-	-	-397.7	-1007.4	571.4	1957.2	979.8	2531.5	0.0125	0.0287

Da análise dos valores do Quadro 4.30, deve-se destacar que a flecha média das duas séries de lajes praticamente duplicou; a deformação da face traccionada das lajes de betão armado passou de cerca

de 1‰ para próximo dos 3‰; a deformação máxima do betão à compressão em três lajes foi de 1‰; a extensão nas mantas de CFRP duplicou, registando-se valores máximos de 2.5‰; e foi superior o acréscimo de curvatura nas lajes de betão armado (RC) em comparação com as lajes reforçadas com mantas (BM).

Ao fim de 307 dias, removeu-se a carga aplicada, registando-se o valor das deformações residuais no betão e no sistema compósito de CFRP, indicadas no Quadro 4.31. Verificou-se que a face traccionada das lajes de betão permaneceu com uma deformação de cerca de 1.3‰ e que a extensão nas mantas de CFRP manteve-se próximo de 1‰. Observou-se, ainda, que a curvatura residual foi muito idêntica à curvatura estimada no final da fase de aplicação das cargas (penúltima coluna do Quadro 4.30).

O padrão de fendilhação registado nas duas séries de lajes (RC e BM) foi semelhante em termos de distribuição de fendas. No entanto, as lajes da série BM apresentaram menores aberturas de fendas. Na Figura 4.52 ilustra-se através de fotografias o aspecto da fendilhação, nestas quatro lajes, no final do ensaio de fluência.

Quadro 4.31 - Deformação residual nas lajes SS no final do ensaio de fluência.

Modelos	Ensaio de Fluência - Remoção da Carga				Curvatura Residual (m^{-1})
	Extensões ($\times 10^{-6}$)				
	Betão		Compósito		
	E9	EB	E4	E7	
SSRC1	1281.1	-383.8	-	-	0.0206
SSRC2	1330.0	-429.5	-	-	0.0244
SSBM1	-	-	1148.7	1170.5	-
SSBM2	-	-450.5	914.0	990.0	0.0179

4.4.3.2 - Fase 2 - cargas cíclicas

Os ensaios cíclicos foram realizados em quatro dos seis modelos de laje (SSRC2, SSBM1, SSBM2 e SSBL2). Assim, a apresentação dos resultados correspondentes a esta fase vai ser efectuada separadamente para a laje de betão armada e para as lajes reforçadas.

A exposição dos resultados far-se-á, essencialmente, através da apresentação dos principais valores registados para os deslocamentos verticais e para as extensões máximas nos diversos materiais. O valor da curvatura ocorrida na secção de meio vão foi estimado de modo idêntico ao adoptado anteriormente para o grupo de lajes FS (através do LVDT6 e LVDT7 e dos transdutores de deslocamento do tipo PI - CLIP).

Saliente-se que esta fase de ensaio decorreu um mês depois da conclusão do ensaio de fluência, sendo visível em todas as lajes uma curvatura significativa. Por esta razão, a medição dos deslocamentos verticais e horizontais da laje e das extensões no betão e no compósito foi apenas relativa, isto é, ao

longo de um mês houve alguma deformação residual que foi recuperada em cada modelo mas que não foi quantificada, havendo-se registado nesta fase de ensaio apenas o efeito produzido pelas cargas cíclicas (deslocamentos e deformações relativas).

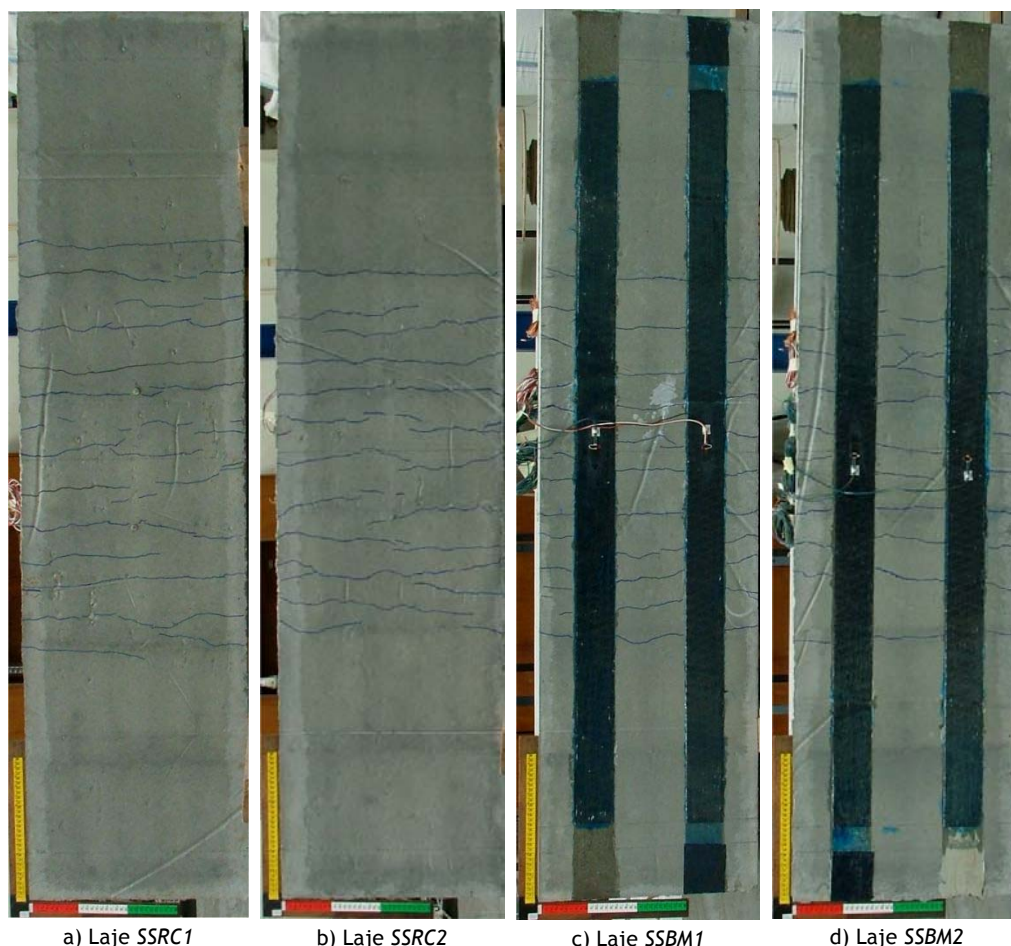


Figura 4.52 - Padrão de fendilhação nas séries RC e BM no final do ensaio de fluência.

i) Modelo não reforçado

A aplicação dos 5000 ciclos de carga à laje SSRC2 conduziu a uma pequena perda de rigidez, como se confirma pelo acréscimo de deformação. Nos primeiros 10 ciclos de carga, a flecha permaneceu praticamente constante (5.6 mm), tendo crescido cerca de 0.4 mm durante a realização do ensaio, atingindo um deslocamento máximo de 6.0 mm. A diminuta variação das extensões médias registadas na face superior (comprimida) comprova este comportamento. Esta perda de rigidez foi ligeira devido à estabilização da fendilhação da laje no início desta fase de ensaio. Na Figura 4.53 pode-se observar este comportamento, enquanto no Quadro 4.32 se resumem os principais resultados. No decurso do ensaio, o CLIP *E9* deixou de registar a deformação média da face traccionada (zona central da laje). Deve, também, realçar-se que no campo de medição dos CLIP's (*E8* e *E9*) foram identificadas mais fissuras do que no campo de medição dos LVDT's (6 e 7), afectando deste modo os cálculos dos valores

da curvatura, pois as deformações registadas estão dependentes da abertura dessas fendas. No final desta fase de ensaio, a laje FSRC2 apresentava fendas com afastamento que variou entre os 8 e os 9 cm e com aberturas inferiores a 0.1 mm.

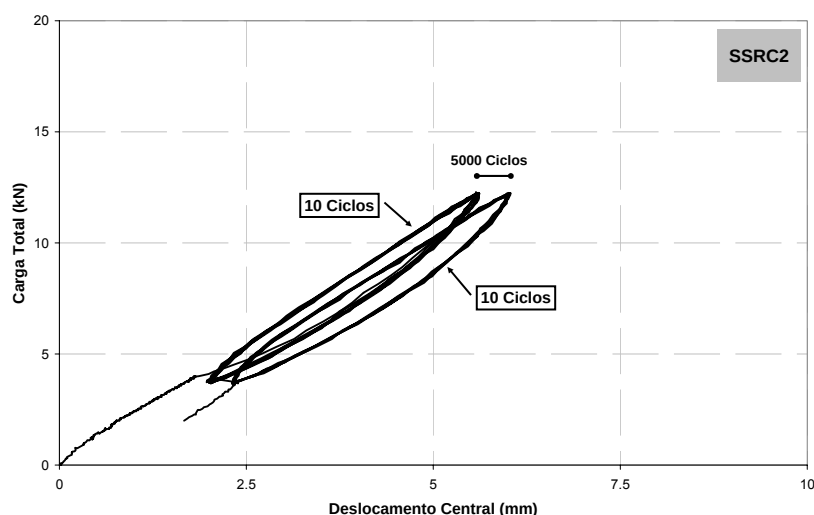


Figura 4.53 - Diagrama carga - deslocamento central da laje SSRC2, na fase de carregamento cíclico.

Quadro 4.32 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes da série RC (modelo SS).

Modelo	Data	Nº de Ciclos	Extensões Extremas					
			Curvatura (m ⁻¹)		Flecha (mm)	(x10 ⁻⁶ m/m)		
						Betão		
			LVDT6 e 7	E8 e E9	LVDT3	E8	EB	E9
SSRC2	27-07-06	10	0.0079	0.0122	5.61	-447	-508	901
		5000	0.0091	-	6.03	-497	-536	s/i

s/i - sem informação devido a situações adversas.

ii) Modelos reforçados

Os modelos da série BM (SSBM1 e SSBM2) tiveram uma história de carga diferente do modelo SSBL2, pois o ensaio de fluência da série BL foi interrompido logo no seu início. Por esse motivo, a laje SSBL2 apresentou menor curvatura residual e menos fendilhação, no início da aplicação dos ciclos de carga.

As medições da flecha e das extensões no betão e no compósito, obtidas ao fim dos primeiros 10 ciclos de carga e no final do ensaio, para as três lajes testadas, encontram-se resumidas no Quadro 4.33.

Nos ensaios cíclicos realizados nas lajes SSBM1 e SSBM2 também se observou uma ligeira perda de rigidez, como se constata pelos valores das flechas e das extensões no compósito. As extensões registadas, durante todo o ensaio, pelos extensómetros situados entre os pontos de aplicação da carga (E3, E4 e E5), mostram que a deformação da faixa 2 de CFRP sofreu um acréscimo mínimo ($< 0.1\%$).

Quadro 4.33 - Principais resultados dos ensaios da Fase 2 das lajes reforçadas (modelo SS).

Modelo	Data	Nº de Ciclos	Curvatura (m ⁻¹)		Flecha (mm)	Extensões Extremas (x10 ⁻⁶ m/m)							
						Betão				Compósito			
			LVDT6 e 7	E8 e E9	LVDT3	E8	E9	EB	E3	E4	E5	E7	E10
SSBM1	01-08-06	10	0.0089	0.0102	4.37	-428	384	-	434	513	1689	571	-
		5000	0.0109	0.0108	4.70	-475	384	-	456	565	1763	628	-
SSBM2	02-08-06	10	0.0061	0.0110	4.83	-428	432	-474	736	462	964	662	s/i
		5000	s/i	0.0128	5.35	-475	528	-502	776	519	1061	736	s/i
SSBL2	03-08-06	10	0.0072	0.0085	3.91	-380	288	-325	645	411	998	319	2738
		5000	0.0144	0.0122	6.40	-570	384	-559	747	958	1472	1027	2459

s/i - sem informação devido a situações adversas.

Devido à menor fendilhação inicial da laje SSBL2, foi sem surpresa que se registou, nesse modelo, uma maior diminuição de rigidez. Torna-se, portanto, evidente que a transferência de tensões de tracção do betão fendilhado para as armaduras (CFRP) ocorreu, na laje SSBL2, durante o ensaio, enquanto nas outras duas lajes esse processo havia já ocorrido na fase anterior. Esse aumento de deformação no compósito de CFRP pode ser observado na Figura 4.54. Nessa figura, é possível comparar a evolução da deformação nos sistemas compósitos da laje SSBM2 (mantas) e da laje SSBL2 (laminados) através dos registos dos extensómetros situados a meio vão (E4 e E7) e sobre uma fenda (E10).

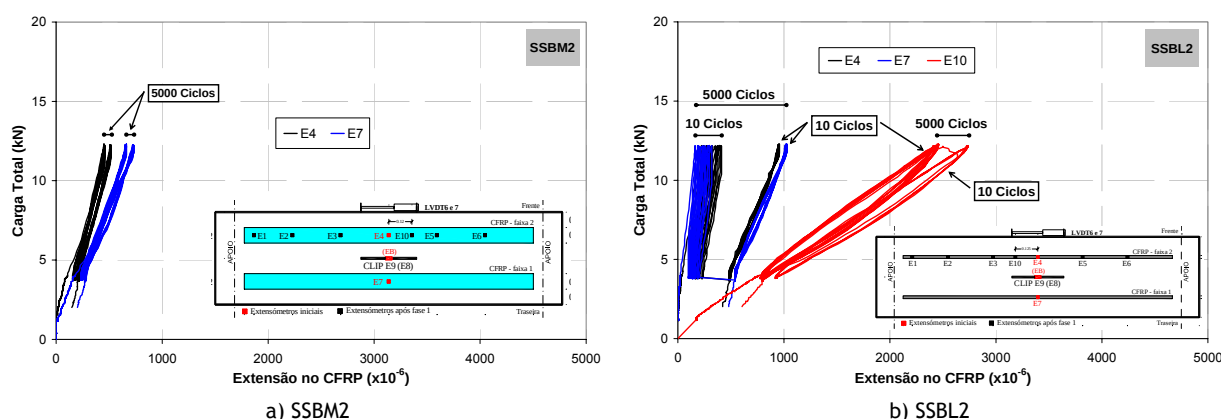


Figura 4.54 - Diagramas carga - extensão no CFRP durante a fase de carregamento cíclico.

A grandeza das deformações no CFRP atesta a diferença de comportamento entre as duas séries de lajes. As mantas de CFRP foram mais eficazes na retenção das tensões de tracção no betão traccionado, originando uma maior distribuição das fendas e valores de abertura de fenda menores produzindo, por isso, menores extensões no CFRP (0.8‰ em secção não fendilhada e 1.7‰ em secção fendilhada). Por outro lado, a laje reforçada com laminados de CFRP apresentou um padrão de fendilhação com menos fissuras, o que conduziu a maiores aberturas de fendas e, consequentemente, a maiores extensões no compósito (1.0‰ em secção não fendilhada e 2.5‰ em secção fendilhada).

Com base nas deformações registadas, foi possível avaliar a variação de curvatura na zona central das três lajes. Os valores obtidos são consentâneos com as observações efectuadas, confirmando que os efeitos da acção das cargas cíclicas foram mais notados na laje SSBL2. A diferença de valores encontrada na aplicação das duas metodologias adoptadas deve-se ao número de fissuras que atravessa o campo de medida dos dois tipos de sensores (LVDT's e CLIP's).

O padrão de fendilhação registado no final desta fase de ensaio caracterizou-se, na laje SSBM1, por um afastamento médio entre fendas de 8 cm e abertura de fendas inferior a 0.10 mm. O afastamento das fendas, na laje SSBM2, variou entre os 7 e os 8 cm com aberturas idênticas ao modelo anterior. Na laje SSBL2 as fendas possuíam um afastamento médio de 9 cm e uma abertura máxima de 0.10 mm.

Terminados estes três ensaios, aplicaram-se leves pancadas (*tap test*) na superfície dos sistemas de CFRP de modo a detectar algum destacamento localizado. Não foram encontrados sinais de possíveis destacamentos nas lajes reforçadas.

4.4.3.3 - Fase 3 - rotura

Os resultados referentes à última fase de ensaio serão expostos separadamente por série de lajes. A apresentação far-se-á de modo idêntico ao adoptado anteriormente, aquando da exposição dos resultados das lajes do grupo FS.

i) Série RC

O modelo SSRC1 exibiu um comportamento menos rígido e uma capacidade de carga superior à da sua congénere SSRC2, como se observa na Figura 4.55.

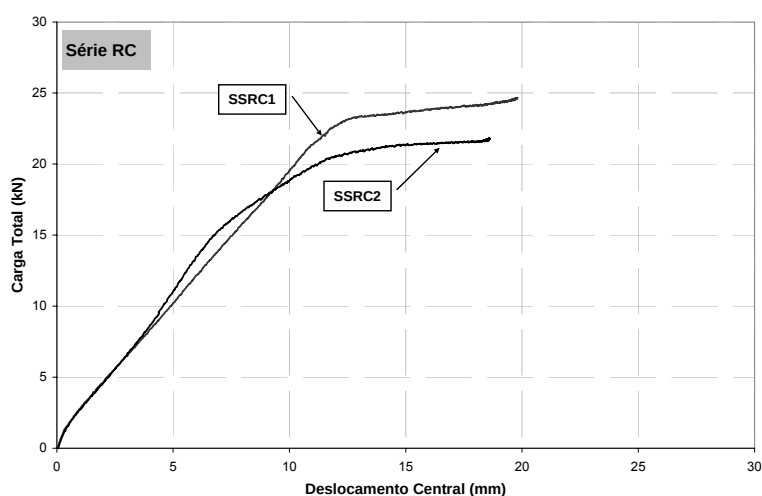


Figura 4.55 - Diagrama carga - flecha das lajes da série RC, na fase de ensaio à rotura.

Como o betão e o aço possuem idênticas propriedades nas duas lajes da série RC, a menor capacidade de carga da laje SSRC2 poderá ser explicada por uma diferença de valor no braço das forças internas

que equilibram as cargas aplicadas e que se desenvolvem no betão e no aço. A menor espessura da laje SSRC2 (ver Figura 4.40) e um recobrimento das armaduras de 2 cm (mais 5 mm que o estipulado) seriam suficientes para justificar a diferença de valores registada na carga máxima obtida.

Ambos os modelos evidenciaram uma resposta dúctil, tendo-se registado, no final do ensaio, uma flecha máxima de 19.9 mm na laje SSRC1 e de 18.6 mm na SSRC2.

A fendilhação observada nas duas lajes foi muito semelhante, com uma distribuição de fendas praticamente simétrica, como se observa no Quadro 4.34, juntamente com os valores do afastamento médio entre fendas, das principais deformações e da carga máxima e da carga de plastificação.

O ensaio foi interrompido antes de se atingir o estado limite último dos modelos de modo a não danificar os sensores utilizados. O colapso das duas lajes dar-se-ia por esgotamento da capacidade resistente da armadura de tracção.

ii) Série BM (manta)

Os modelos da série BM demonstraram um comportamento idêntico até à rotura, com bom desempenho dos sistemas de CFRP. Na Figura 4.56, representa-se o diagrama carga total aplicada *versus* deslocamento central (LVDT3) para os dois modelos de laje. É possível observar que a rigidez das duas lajes, o momento de plastificação das armaduras ordinárias e a carga máxima aplicada foram muito análogos. A contribuição dos sistemas de CFRP foi, também, notória proporcionando às lajes iniciais de betão armado um aumento da capacidade de carga para um nível equivalente ao encontrado nas lajes da série RC.

O padrão de fendilhação observado nas duas lajes foi coincidente. No entanto, em comparação com a distribuição das fendas das lajes da série RC observou-se que nestes modelos a fendilhação se localizou numa região mais limitada na zona central das lajes. Os afastamentos médios entre fendas foram muito similares, cerca de 6.5 cm. O padrão de fendilhação encontra-se esquematizado no Quadro 4.35 juntamente com alguns dos valores registados nesta fase de ensaio.

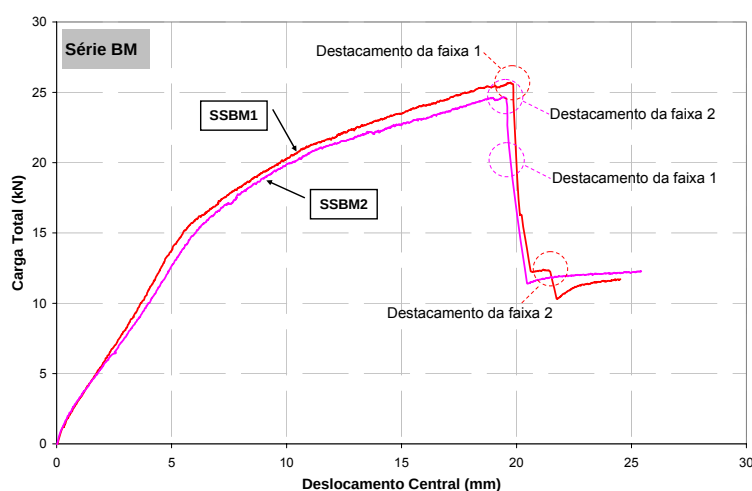
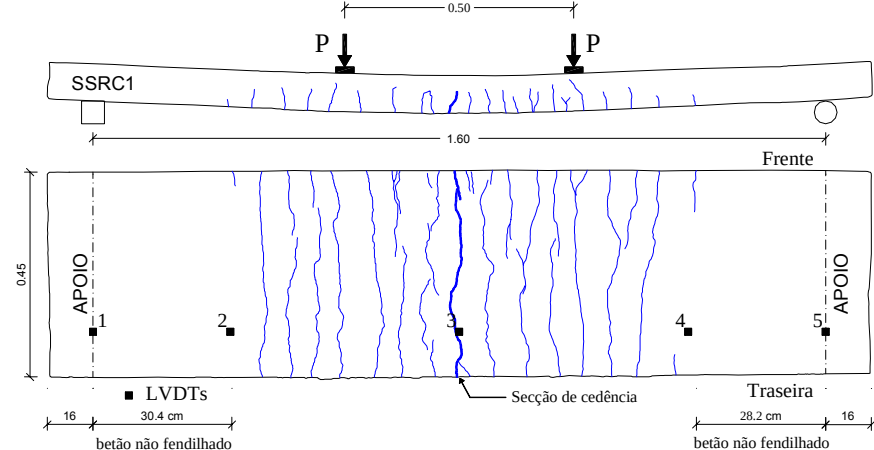
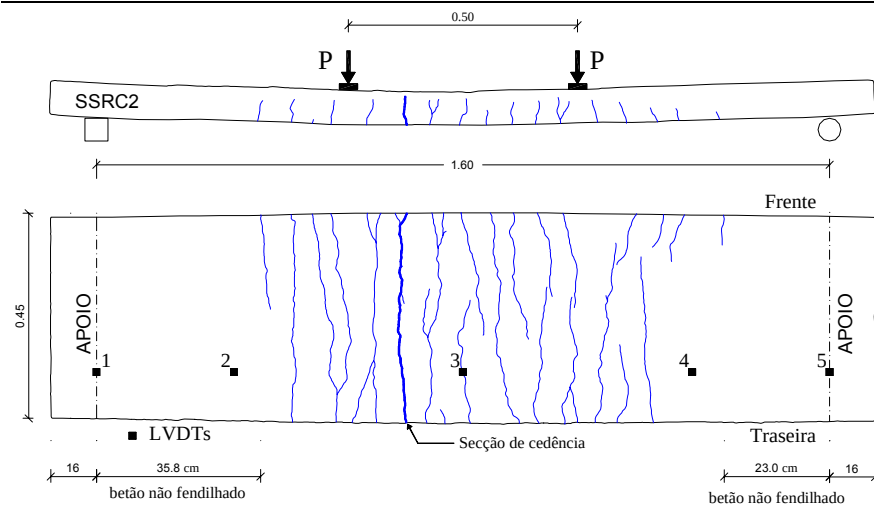
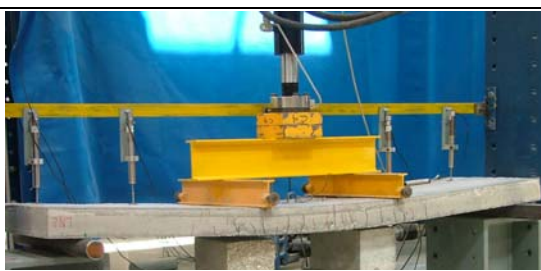


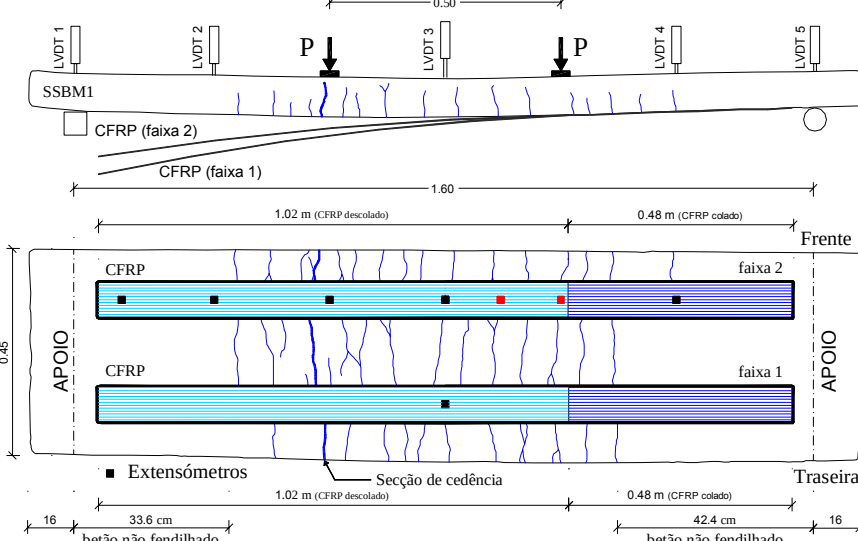
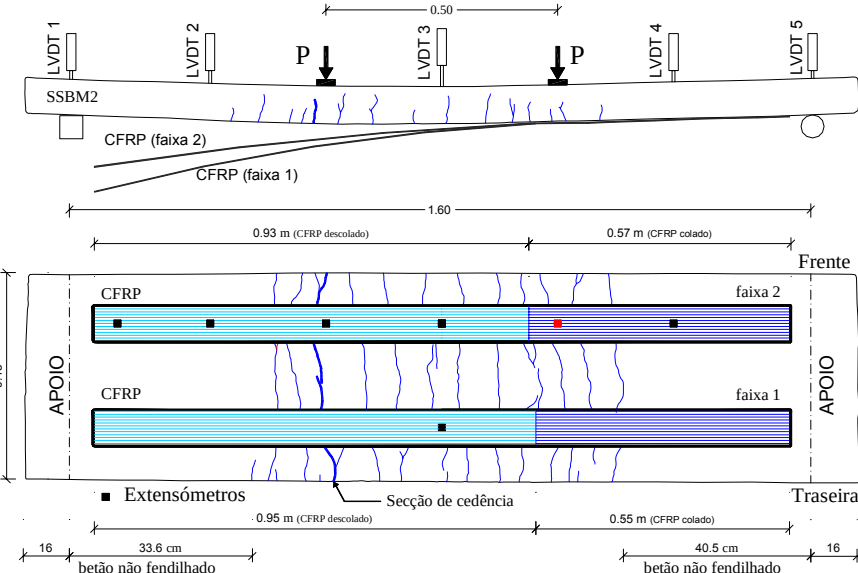
Figura 4.56 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BM, na fase de ensaio à rotura.

As lajes tiveram um comportamento dúctil com flechas de 19.7 mm na SSBM1 e de 19.5 mm na SSBM2, no momento em que se atingiu a ruína do sistema de reforço. Após o destacamento das mantas, a carga decresceu para valores semelhantes aos registados na série RC.

Quadro 4.34 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série RC (modelo SS).

		Modelo: SSRC1	
Modo de Ruína: Rotura das Armaduras 		Carga de Plastificação das Armaduras	23.24 kN
		Carga de Rotura	24.83 kN
		Deslocamento Central	19.85 mm
		Distância Média entre Fendas	6.35 cm
		Capacidade Máxima	
		Extensões Máximas	
		ϵ_c (‰)	-1.94
		ϵ_{ct} (‰)	7.51
		Modelo: SSRC2	
		Carga de plastificação das armaduras	20.87 kN
Modo de Ruína: Rotura das Armaduras 		Carga de Rotura	21.75 kN
		Deslocamento Central	18.62 mm
		Distância Média entre Fendas	5.49 cm
		Capacidade Máxima	
		Extensões Máximas	
		ϵ_c (‰)	-2.19
		ϵ_{ct} (‰)	-

Quadro 4.35 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BM (modelo SS).

		Modelo: SSBM1		
		Carga de Plastificação das Armaduras	18.22 kN	
		Carga de Rotura	25.70 kN	
		Deslocamento Central	19.74 mm	
		Distância Média entre Fendas	6.30 cm	
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP 		Capacidade Máxima	ϵ_c (‰)	-0.63
			ϵ_{ct} (‰)	3.34
			ϵ_f (‰)	10.26
		Modelo: SSBM2		
		Carga de plastificação das armaduras	18.26 kN	
		Carga de Rotura	24.66 kN	
		Deslocamento Central	19.48 mm	
		Distância Média entre Fendas	6.74 cm	
Modo de Ruína: Destacamento do CFRP 		Capacidade Máxima	ϵ_c (‰)	-0.67
			ϵ_{ct} (‰)	3.25
			ϵ_f (‰)	7.52

O modo de ruína das lajes desta série surgiu por destacamento parcial das faixas da manta de CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (mais esforçada), progredindo em seguida para uma das extremidades do compósito. No modelo SSBM1, ocorreu um desfasamento entre o destacamento inicial da faixa 1 e o destacamento da faixa 2 (Figura 4.44). O destacamento das faixas ocorreu numa camada muito superficial de betão, como se visualiza na Figura 4.57. No modelo SSBM2 o destacamento das duas faixas de manta foi quase simultâneo (primeiro destacou-se a faixa 2).



Figura 4.57 - Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo SSBM1.

iii) Série BL (laminado)

Das duas lajes que compunham a série BL, apenas o modelo SSBL2 representou realmente uma laje de betão armado reforçada com sistemas laminados unidireccionais de CFRP, pois o outro modelo de laje (SSBL1), fruto do destacamento precoce dos laminados, permitiu obter o comportamento de uma laje de betão armado com metade da armadura usada nos modelos da série RC. Este facto possibilitou a avaliação do acréscimo de resistência alcançado pela aplicação dos dois tipos de sistemas de reforço. Por esse motivo, a designação desta laje passa a ser efectuada pela sigla SSBL1^{*}.

Apesar de se ter optado, nesta secção, pela exposição dos resultados relativos às duas lajes da série BL estes acabam por ser totalmente independentes.

O modelo SSBL1^{*} exibiu um comportamento muito similar ao registado nas lajes de betão armado (série RC), distinguindo-se pela menor rigidez e capacidade de carga (aproximadamente metade), como se pode constatar na Figura 4.58. A carga máxima registada nesta laje foi muito próxima do valor correspondente à carga de plastificação das armaduras de aço. O colapso da laje seria seguramente por esgotamento da capacidade resistente da armadura de tracção. A resposta do modelo SSBL1^{*} foi dúctil, registando-se, no final do ensaio, uma flecha máxima de 17.2 mm.

O padrão de fendilhação observado foi distinto dos anteriores. A distribuição de fendas foi simétrica, mas devido ao maior espaçamento das armaduras formou-se um menor número de fendas. A distância média entre fendas foi sensivelmente o dobro da registada nos modelos da série RC. Estes aspectos encontram-se resumidos no Quadro 4.36 juntamente com os valores das principais deformações e da carga máxima e da carga de plastificação.

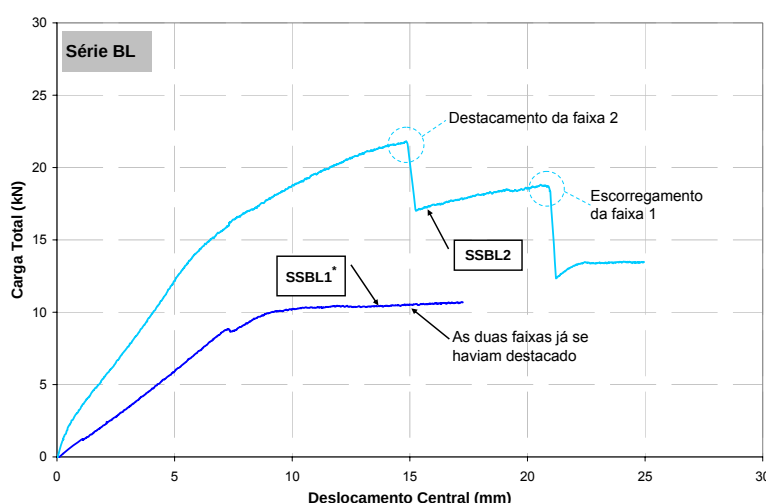
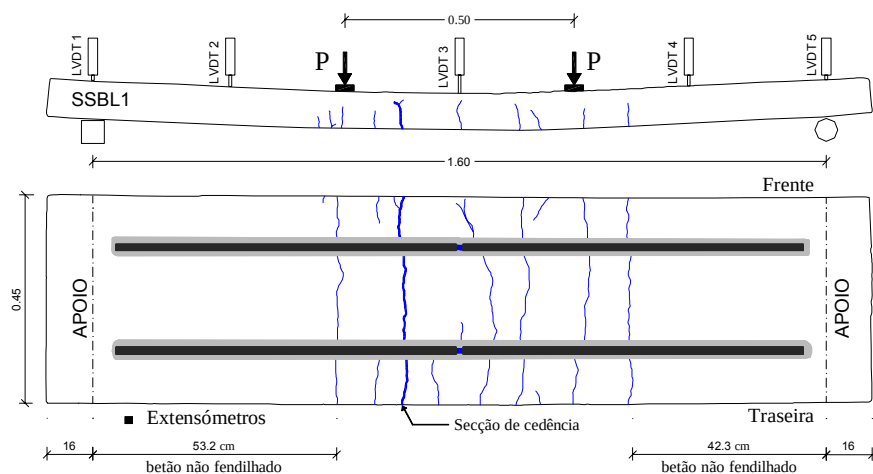


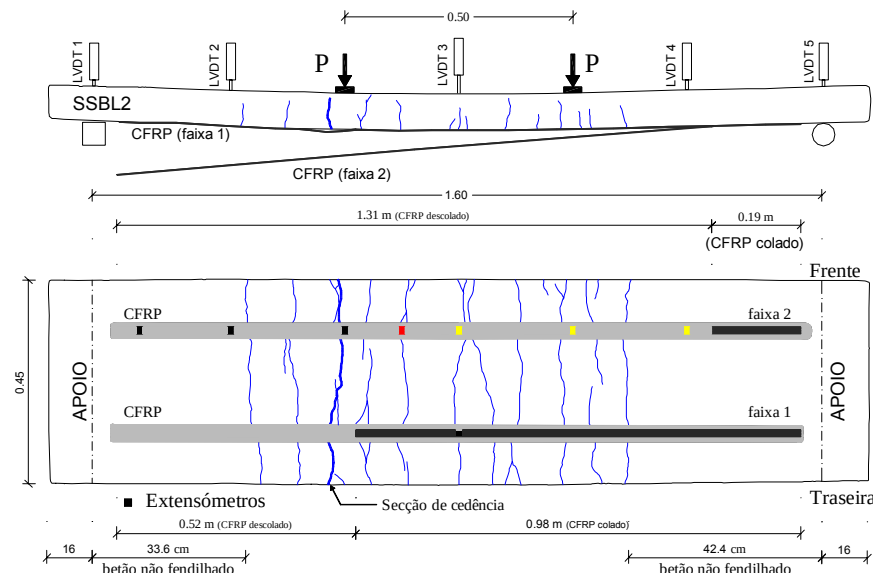
Figura 4.58 - Diagrama carga - flecha das lajes da série BL, na fase de ensaio à rotura.

Por sua vez, a laje SSBL2 exibiu uma rigidez semelhante às lajes das séries RC e BM. No entanto, a capacidade de carga e a ductilidade foram ligeiramente inferiores às registadas nos modelos reforçados com mantas (série BM). A flecha relativa à carga de rotura foi de 14.8 mm, como se observa no diagrama (Figura 4.58) que relaciona a carga total aplicada *versus* deslocamento central (LVDT3).

O modo de ruína observado nesta laje foi prematuro mas com algumas singularidades. A faixa 2 de laminado foi a que primeiro se destacou parcialmente. Este modo de ruína teve início entre fendas na zona central da laje, progredindo rapidamente e culminando de forma súbita e brusca com o arrancamento de uma das extremidades do compósito. Algum tempo depois do destacamento desta faixa deu-se ao longo da interface adesivo-laminado o escorregamento da faixa 1 do laminado. O destacamento sequencial das faixas proporcionou decréscimos no nível de carga, tendo-se registado no final um valor próximo do registado nas lajes da série RC. Deve, ainda, salientar-se que o destacamento da faixa 2 ocorreu na interface adesivo-laminado, não se tendo observado vestígios de adesivo na superfície do laminado, como se pode observar na Figura 4.59. Nesta mesma figura, mostra-se, também, o aspecto final da faixa 1 que encurvou na região descolada com a remoção da carga aplicada. Este modo de ruína poderá estar relacionado com a resistência à tracção do betão utilizado (5.0 MPa) que não é muito vulgar neste tipo de técnica de reforço. Contudo, não se pode desprezar uma deficiente preparação da superfície do laminado aquando da sua aplicação.

Quadro 4.36 - Principais resultados do ensaio à rotura das lajes da série BL (modelo SS).

		Modelo: SSBL1*	
		Carga de Plastificação das Armaduras	10.32 kN
		Carga de Rotura	10.71 kN
		Deslocamento Central	17.20 mm
		Distância Média entre Fendas	12.77 cm
		Capacidade Máxima	
		Extensões Máximas	
		ϵ_c (‰)	-0.54
		ϵ_{ct} (‰)	6.53

		Modelo: SSBL2	
		Carga de plastificação das armaduras	14.87 kN
		Carga de Rotura	21.82 kN
		Deslocamento Central	14.84 mm
		Distância Média entre Fendas	8.26 cm
		Capacidade Máxima	
		Extensões Máximas	
		ϵ_c (‰)	-0.56
		ϵ_{ct} (‰)	1.75
		ϵ_f (‰)	12.97

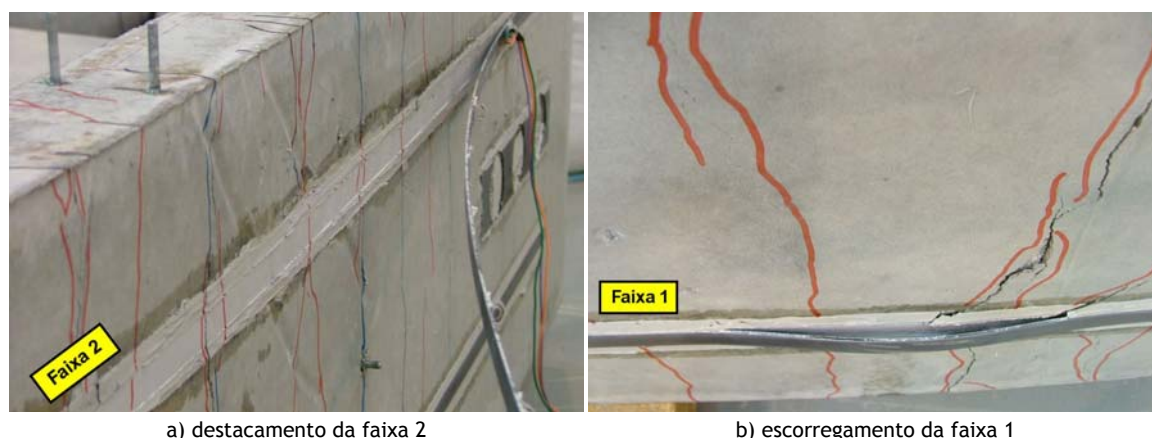


Figura 4.59 - Aspecto geral da superfície de destacamento das faixas de manta do modelo SSBL2.

O padrão de fendilhação observado no modelo SSBL2 consistiu numa distribuição de fendas praticamente simétrica e localizado na zona central da laje. Observou-se uma subdivisão das fendas principais em outras de menor extensão à medida que se aproximavam das faixas de laminado. O afastamento médio entre fendas situou-se aproximadamente nos 8.3 cm (ver Quadro 4.36).

4.4.4 - Discussão dos resultados dos modelos SS

A análise dos resultados far-se-á, inicialmente, através da comparação das respostas dos seis modelos para as três fases de ensaio (fluência, cargas cíclicas e rotura). Seguidamente, será avaliado o desempenho dos dois tipos de sistemas compósitos de CFRP (mantas e laminados). Na parte final da discussão, serão utilizados alguns modelos analíticos de previsão de comportamento de modo a confrontar os resultados decorrentes da sua aplicação com os resultados experimentais obtidos.

4.4.4.1 - Comparação entre séries

A comparação entre o comportamento das três séries de lajes será efectuada de acordo com o faseamento estabelecido na realização do ensaio. Assim, será efectuada a análise dos resultados do ensaio de fluência e, em seguida, dos resultados do carregamento cíclico e do ensaio à rotura.

i) Fase 1 - Ensaio de fluência

Após a realização do ensaio de fluência e durante o tratamento dos resultados, detectaram-se algumas divergências entre a evolução das deformações medidas e a evolução do valor da carga aplicada, isto é, por duas vezes o registo do valor da força nos varões diminuiu subitamente, conforme se visualiza na Figura 4.60b. Por outro lado, observou-se que os maiores decréscimos da força ocorreram durante os períodos em que o equipamento de climatização esteve avariado. Na Figura 4.60a, ilustra-se a variação no tempo da temperatura, da humidade e da deformação registada no provete de referência (ER). Foi possível observar que a temperatura no interior da câmara se manteve praticamente constante, mas

que a humidade relativa no ambiente cresceu por duas ocasiões, chegando mesmo a ultrapassar os 80%. O extensómetro instalado no provete de referência (manta de CFRP - ver figura no Anexo B) não possuía nenhum tipo de isolamento. Na Figura 4.60a constata-se, ainda, que as variações de humidade foram notadas no provete de referência o qual registou um aumento de deformação de 0.1%. O comportamento do provete de referência alertou para a necessária avaliação do funcionamento dos extensómetros eléctricos em ambientes húmidos, por um período de diversos dias. Como a quebra na força aplicada não produziu a esperada e consequente diminuição das deformações das lajes, decidiu-se, então, avaliar o efeito da humidade. Apesar de se terem envolvido os extensómetros dos varões com uma resina, a humidade poderia ter influenciado o registo das deformações perturbando, naturalmente, a determinação da força aplicada.

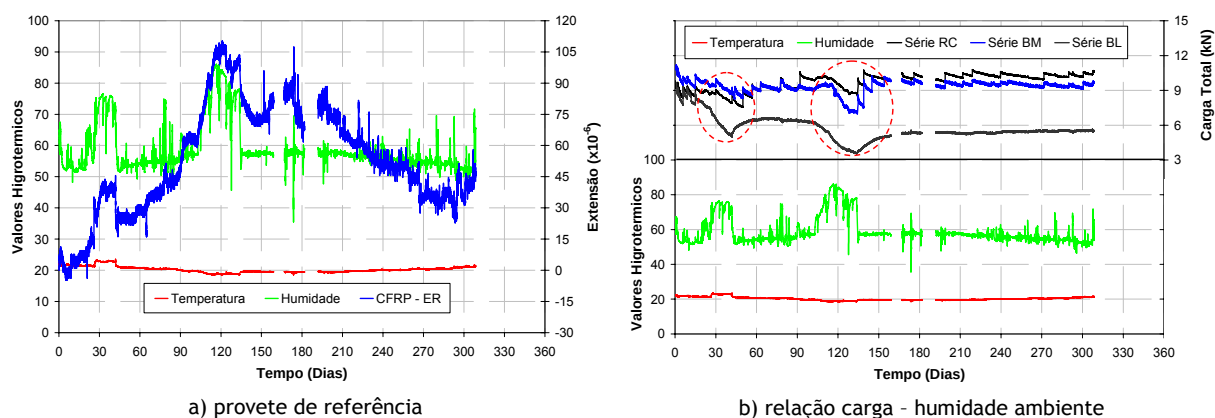


Figura 4.60 - Relação entre as condições ambientais e as deformações registadas.

De modo a esclarecer o efeito da humidade, efectuou-se um ensaio muito simples. O teste consistiu na aplicação de forças permanentes, nos varões, idênticas às adoptadas no ensaio de fluência. Para tal, idealizou-se um esquema estrutural constituído por dois corpos. Um era constituído por um sistema composto por perfis UNP e por dois varões, o mesmo que foi empregue no ensaio de fluência para aplicação das cargas. O outro era formado por uma base de aço onde se colocou a carga e que estava ligada ao sistema anterior por intermédio de um varão. A carga de aproximadamente 500 kg (barras de chumbo) estava, portanto, suspensa, traccionando os dois varões de aço, conforme se pode ver na Figura 4.61a. O procedimento de ensaio consistiu, nos primeiros dias, na medição da deformação dos varões expostos ao ambiente no interior do laboratório. Passados alguns dias, envolveram-se os extensómetros, nos dois varões, com tecidos previamente embebidos em água, ver Figura 4.61a. As deformações registadas encontram-se representadas no diagrama da Figura 4.61b.

Os resultados deste ensaio mostraram uma anomalia no funcionamento dos extensómetros colocados no varão 9, pois nos primeiros dias de duração deste ensaio registou-se uma variação significativa no valor da força instalada, antes de se iniciar a fase de exposição ao ambiente húmido. No varão 10 apenas a humidade produziu variações no valor da força, mas o seu valor médio manteve-se constante.

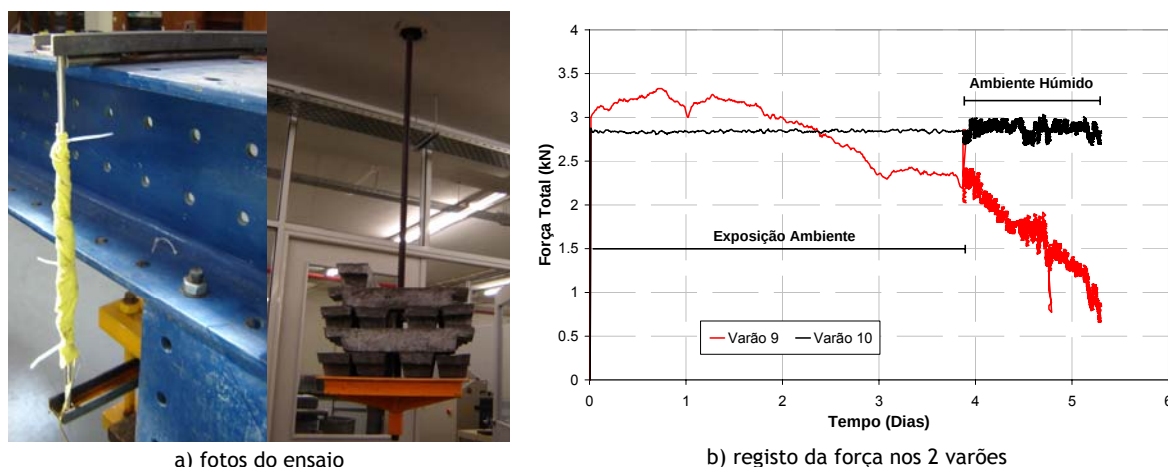


Figura 4.61 - Ensaio para avaliar o efeito da humidade sobre os registos das deformações dos varões.

Uma análise à deformação registada durante o ensaio de fluência em todos os varões permitiu concluir que a variação foi mais acentuada nos varões 6 e 9 utilizados nas séries BM e BL, respectivamente. Apesar da imprecisão registada no valor da carga aplicada nas três séries de lajes, far-se-ão alguns comentários aos resultados obtidos.

A análise das deformações exibidas pelas lajes das séries RC (não reforçadas) mostra que, nos primeiros 4 meses, a deformação a meio vão registada nas faces tracionada (*E9*) e comprimida (*EB*) variou de forma gradual. O mesmo comportamento foi notado nas lajes da série BM (reforçadas com mantas) através da análise das deformações nas duas faixas de compósito de CFRP, registadas a meio vão. No final destes 4 meses, verificou-se que o reajuste da carga nas duas séries de lajes (RC e BM) produziu um aumento súbito da deformação, tudo indicando que em vez de um reajuste terá ocorrido um aumento da carga aplicada. Após esta operação de reaperto dos varões e durante os últimos 4 meses, verificou-se, novamente, um acréscimo gradual da deformação, só que desta vez mais lento. A evolução das extensões médias de tracção e de compressão de cada par de lajes das séries RC e BM, juntamente com a variação da carga aplicada, estão ilustradas no diagrama da Figura 4.62b. Mostra-se na Figura 4.62a para as mesmas séries de lajes a evolução da flecha média ao longo do tempo.

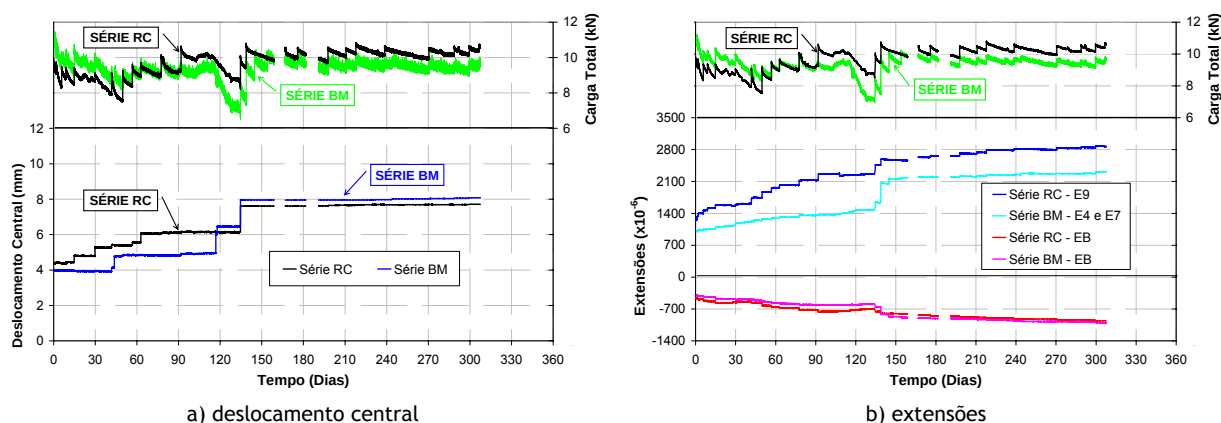


Figura 4.62 - Comparação entre o comportamento das séries RC e BM durante o ensaio de fluência.

No diagrama que relaciona a carga aplicada e o deslocamento central (Figura 4.62a) são mais perceptíveis os instantes em que a carga aplicada tem uma maior diminuição, pois correspondem às maiores variações da flecha.

Foi, também, perceptível que a variação das extensões no compósito (série BM) se processou de modo mais lento do que as extensões no betão traccionado (série RC). Este facto deve-se à maior eficiência dos sistemas do tipo manta na distribuição das fendas (maior superfície colada), retardando, por isso, o processo de formação e de estabilização da fendilhação.

Já as extensões de compressão foram muito semelhantes nas duas séries de lajes. As extensões duplicaram durante o ensaio de fluência. Na série RC, passou-se de uma deformação de 1.2‰ para 2.9‰ (face traccionada) e de -0.5‰ para -1.0‰ (face comprimida). Na série BM, registou-se uma variação da deformação do compósito de CFRP de 1.0‰ para 2.3‰ e no betão à compressão passou-se de -0.4‰ para -1.0‰.

A variação das flechas ao longo do ensaio foi coerente com o registo das deformações. Inicialmente, ambas as séries apresentaram uma flecha semelhante (4.4 mm na série RC e 4.0 mm na série BM), mas ao longo dos primeiros meses de ensaio a flecha das lajes reforçadas cresceu mais lentamente. No final, ambas as séries voltaram a exibir flechas idênticas (7.7 mm na série RC e 8.1 mm na série BM). O acréscimo das flechas foi, no entanto, diferente: na série RC cresceu 3.3 mm e na série BM aumentou 4.1 mm.

Em suma, as lajes reforçadas com mantas de CFRP mostraram, até à estabilização da fendilhação, alguma diferença de comportamento diferido mas daí em diante o comportamento foi muito semelhante ao das lajes de betão armado.

Refira-se, por fim, que o comportamento no tempo destes modelos foi significativamente influenciado pelo valor da carga aplicada, ligeiramente superior à carga de fendilhação, colocando a peça no estado menos estável de formação de fendas.

ii) Fase 2 - Cargas cíclicas

Na análise de resultados, procurou-se acompanhar o procedimento adoptado aquando da análise dos resultados da primeira parte desta campanha experimental (lajes FS). Assim, o efeito da repetição das cargas será avaliado através da redução de rigidez das lajes, das deformações dos sistemas de CFRP e da abertura de fendas.

O critério adoptado para a comparação da perda de rigidez observada nos seis modelos de laje foi o estabelecido anteriormente (secção 4.3.4.1). Os valores obtidos para este parâmetro encontram-se listados na segunda coluna do Quadro 4.37.

A análise destes valores permitiu apenas constatar um aspecto já de si evidente, a redução da rigidez é tanto maior quanto menor for o nível de fendilhação existente antes da aplicação dos ciclos de carga. Por outro lado, notou-se que o aumento da flecha das lajes se processou mais lentamente (aumento

aproximado de 10% em 5000 ciclos) após a estabilização da fendilhação (modelos SSRC2, SSBM1 e SSBM2).

Quadro 4.37 - Comparação dos parâmetros essenciais obtidos do ensaio cíclico das lajes do modelo SS.

Modelo	Perda de Rigidez	Extensões Máximas no CFRP (‰)		Avaliação da Abertura de Fendas				
	$(\delta_{5000} - \delta_1) / \delta_1$ (%)	Secção não Fendilhada	Secção Fendilhada	Nº de Ciclos	$\epsilon_{sm}^{[1]}$ (‰)	$\epsilon_{cm}^{[2]}$ (‰)	$s_{r,max}$ (mm)	$w_k^{[3]}$ (mm)
SSRC2	7.87	-	-	1-10	0.841	0.052	89	0.07
				4990-5000	-			-
SSBM1	8.80	0.63	1.76	1-10	0.384	0.052	72	0.03
				4990-5000	0.384			-
SSBM2	13.11	0.78	1.06	1-10	0.432	0.052	80	0.03
				4990-5000	0.489			0.04
SSBL2	87.13	1.03	2.74	1-10	0.269	0.052	86	0.02
				4990-5000	0.384			0.03

[1] valor registado no CLIP E9 (transdutor PI); [2] extensão média do betão entre fendas foi considerada igual a 60% da extensão máxima do betão na fibra extrema mais traccionada: $\epsilon_{sm} = 0.6 \epsilon_{ct,max}$; [3] valor característico da abertura de fendas estimado de acordo com a expressão definida no EC2: $w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$.

Relativamente ao registo das extensões dos sistemas compósitos em secção não fendilhada (Quadro 4.37), verificou-se que a deformação nos laminados (1.0‰) foi um pouco superior à registada nas mantas (0.8‰). No caso das secções fendilhadas, a existência de registos somente na laje SSBL2 revelou que a deformação do compósito foi mais do dobro da registada em secção não fendilhada. Comparando estes valores com os limites propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] e pelo ACI [ACI 440, 2002] conclui-se que todos eles são admissíveis em condições de serviço.

O último parâmetro analisado foi a abertura de fendas, mais concretamente, a influência do tipo de reforço no controlo da largura das fissuras. Para tal, adoptou-se a mesma metodologia e as mesmas suposições empregues na análise dos resultados das lajes do grupo FS.

Recorde-se que o valor da extensão média da armadura ordinária “ ϵ_{sm} ” foi considerado idêntico à deformação média do betão fendilhado registado pelo transdutor PI -CLIP aplicado na face traccionada dos modelos (E9), valor que depende do número de fendas contidas no seu campo de medida.

Os dados considerados e os resultados obtidos encontram-se representados nas últimas colunas do Quadro 4.37.

Analisando esses resultados, constatou-se que a grandeza da abertura de fendas das lajes da série RC (não reforçada) foi sensivelmente o dobro das encontradas para as lajes da série BM e BL (reforçadas). Os valores encontrados demonstram estar em concordância com a informação recolhida durante o ensaio, pois são inferiores a 0.10 mm. Porém, como não se possuem registos mais precisos não é possível analisar os resultados previstos de forma mais detalhada.

Em síntese, os resultados desta fase de ensaio permitiram concluir que qualquer uma das soluções de reforço aplicadas se revelou vantajosa. Ao comparar o comportamento em serviço das lajes reforçadas com o das lajes de betão armado conclui-se que esta recente técnica de reforço demonstra a sua eficácia na distribuição de fendas e no controlo da sua abertura, conduzindo, naturalmente, à redução das tensões nas armaduras ordinárias. Por outro lado, para esta escala de lajes também se notou que a rigidez das lajes reforçadas com sistemas constituídos por mantas unidireccionais de CFRP foi ligeiramente superior à das restantes lajes.

iii) Fase 3 - Rotura

Os diagramas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento vertical a meio vão, representados na Figura 4.63, possibilitam a comparação do comportamento observado nas três séries de laje, na fase de ensaio à rotura.

Atendendo ao inesperado destacamento dos laminados ocorrido na laje SSBL1*, obteve-se o comportamento da laje de betão armado com metade da armadura ordinária (3Ø6) das lajes não reforçadas da série RC. Este facto permitiu efectuar uma primeira análise comparativa a respeito do aumento da capacidade de carga observado nas restantes cinco lajes. Analisando os diagramas da Figura 4.63, constata-se que a capacidade resistente dos cinco modelos de laje duplicou relativamente à do modelo SSBL1*. A capacidade de carga da laje SSBL1* foi de 10.7 kN, logo o dobro dessa capacidade corresponderá a 21.4 kN. Estes valores encontram-se representados na Figura 4.63 com duas linhas horizontais contínuas.

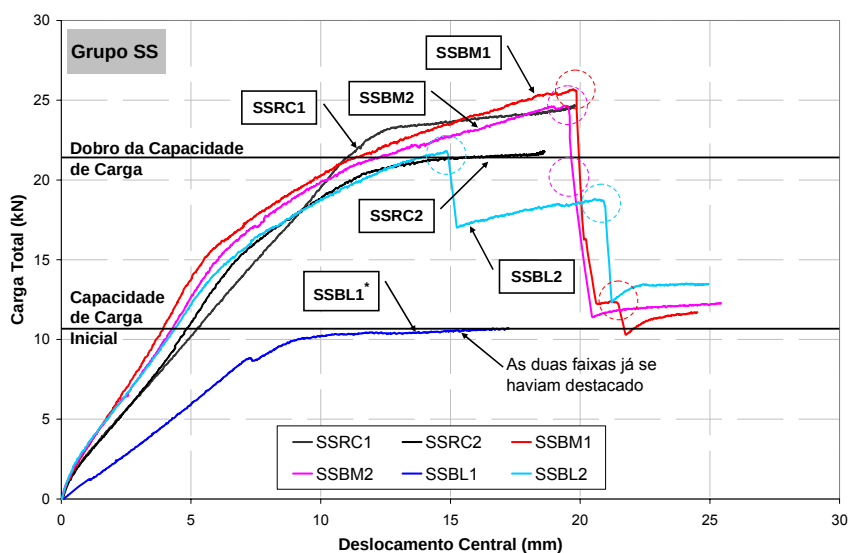


Figura 4.63 - Diagrama carga - flecha dos modelos SS, na fase de ensaio à rotura.

Os dois modelos da série BM (reforçados com mantas) e a laje SSRC1 suportaram uma carga máxima de aproximadamente 25 kN que foi 17% superior à registada nas lajes SSRC2 e SSBL2 (21.8 kN).

Na avaliação do comportamento global das seis lajes, ilustrado na Figura 4.63, verificou-se que no início desta fase de ensaio as lajes reforçadas evidenciaram uma rigidez muito semelhante e ligeiramente superior às das série RC, excluindo-se o modelo SSBL1^{*} que, naturalmente, possuía uma menor rigidez.

Uma possível justificação para a diferença de comportamento observada nas lajes de betão armado já foi avançada anteriormente na secção 4.4.3.3.

O comportamento da laje SSBL1^{*} caracterizou-se, também, por uma fase inicial onde a rigidez permaneceu sensivelmente inalterável à medida que a carga aplicada foi crescendo (só que muito inferior à das restantes lajes). A plastificação das armaduras determinou a sua capacidade de carga.

Nas lajes reforçadas, o aumento da carga aplicada conduziu inicialmente à plastificação das armaduras ordinárias, originando uma redução da rigidez (o acréscimo de tensões de tracção passou a ser suportado pelos sistemas de CFRP). O contínuo crescimento da carga produziu uma concentração de tensões de corte na ligação betão-compósito nas secções mais esforçadas (junto às fendas na zona central da laje) o que levou ao destacamento súbito das faixas de CFRP e à consequente diminuição da capacidade de carga das lajes reforçadas (para valores próximos do registado na laje SSBL1^{*}).

Por último, resta efectuar uma comparação entre os modelos reforçados e os modelos da série RC que pretenderam traduzir o comportamento de uma laje de betão com idêntica capacidade resistente. Apesar de as lajes reforçadas terem satisfeito os critérios de ductilidade propostos pela FIB, ACI e CNR (secção 4.3.4.1), os modos de rotura observados foram todos frágeis, tendo o modelo reforçado com laminados de CFRP (SSBL2) exibido a menor deformação na rotura.

Com base na análise do comportamento global dessas cinco lajes do grupo SS, é lícito afirmar que o comportamento em estado limite último das lajes reforçadas continua a ser o aspecto menos positivo deste tipo de técnica de reforço. Embora se possa aplicar qualquer uma das soluções estudadas no reforço à flexão de lajes de betão armado deve-se, no entanto, procurar uma forma de melhorar o modo de amarração das extremidades do compósito ao betão e, simultaneamente, de permitir que as tensões elevadas em determinadas secções se possam distribuir ao longo da interface betão-compósito de modo a retardar o destacamento do compósito.

4.4.4.2 - Comportamento dos sistemas de CFRP

O desempenho dos dois tipos de sistemas de CFRP (mantas e laminados) utilizados nesta segunda parte do programa experimental será analisado para as três lajes reforçadas (SSBM1, SSBM2 e SSBL2) com base nos valores das extensões registadas nos compósitos de carbono. O comportamento dos compósitos, durante o ensaio de fluência, será tratado de forma ligeira por apenas se possuírem resultados das lajes da série BM.

Os sistemas do tipo manta demonstraram um comportamento satisfatório durante o ensaio de fluência, especialmente, pelo modo como retardaram o desenvolvimento da fendilhação e consequente

diminuição da rigidez, o que produziu tensões mais uniformes no betão, logo menor fluência. Os valores das extensões registados no início do ensaio corresponderam aos correntemente encontrados em condições de serviço (1.0%). No entanto, na fase final do ensaio as deformações medidas (2.3%) foram ligeiramente superiores às obtidas na fase de carregamento cíclico. Em qualquer uma dessas fases de ensaio não se notou nenhum indício de que a ligação betão-compósito tivesse sido danificada. Relativamente à fase de ensaio à rotura, apresenta-se na Figura 4.64 o diagrama de extensões no CFRP *versus* a carga total aplicada apenas para o modelo de laje SSBM1 por este possuir um maior número de extensómetros instalados. De qualquer modo, o diagrama análogo correspondente ao modelo SSBM2 pode ser visualizado no Anexo B.

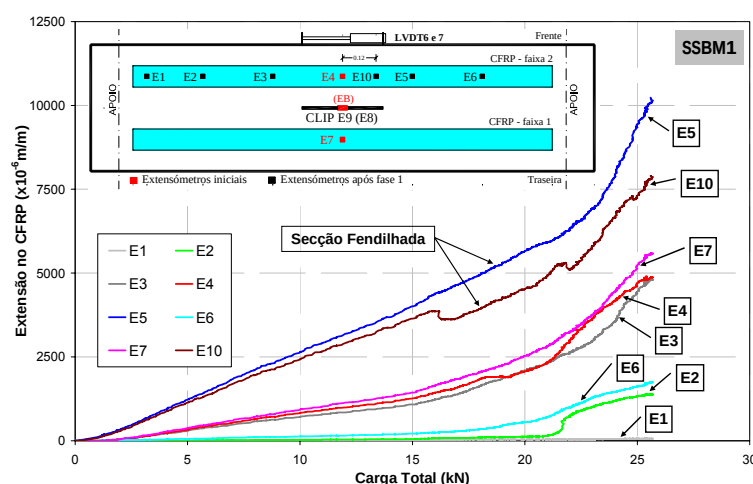


Figura 4.64 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM1).

De modo idêntico ao observado nas lajes da série FS, foi evidente a diferença na grandeza das extensões do CFRP entre secções fendilhadas (*E5* e *E10*) e não fendilhadas (*E3*, *E4* e *E7*) solicitadas por momentos flectores idênticos, mas também entre as secções extremas (*E1*, *E2* e *E6*) e as secções localizadas próximo do centro do CFRP (*E3*, *E4* e *E7*). Para valores moderados da carga e até à plastificação das armaduras ordinárias, observou-se que, na zona de flexão pura, as extensões no CFRP em secção fendilhada (*E5* e *E10*) foram praticamente duplas das extensões em secção não fendilhada (*E3*, *E4* e *E7*). Quando as armaduras ordinárias plastificaram (± 18 kN), observou-se um crescimento mais rápido da deformação em toda a zona central do CFRP, sendo mais visível a partir dos 22 kN de carga. Quando a carga se aproximou do valor máximo registado, foram observados, na zona central da laje, alguns destacamentos da manta entre fendas. Esses destacamentos localizados acabaram por determinar a ruína do sistema de CFRP pela superfície do betão. Este comentário é também válido para as extensões registadas no modelo SSBM2.

De forma análoga à anterior, optou-se por ilustrar, na Figura 4.65, o diagrama de extensões no CFRP *versus* a carga total aplicada para o único modelo reforçado da série BL (SSBL2).

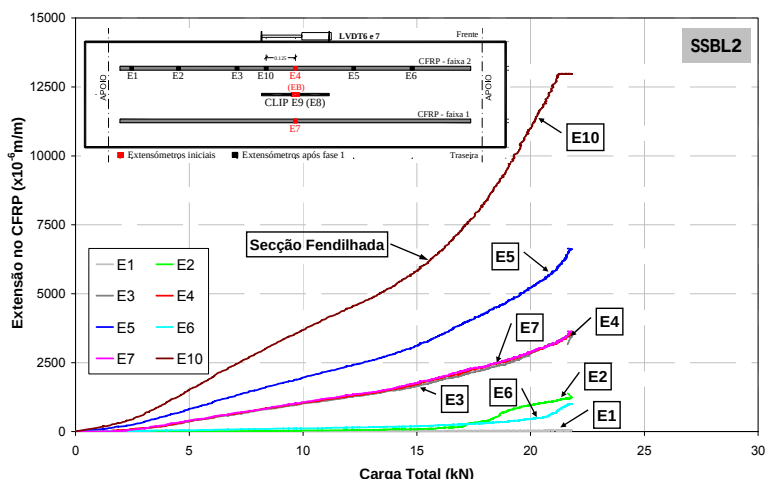


Figura 4.65 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBL2).

O que foi dito anteriormente sobre o comportamento do modelo SSBM1 também se aplica ao modelo SSBL2 só que com ligeiras diferenças na distribuição das extensões no CFRP. Os únicos aspectos a ressaltar foram a maior grandeza das extensões no CFRP registadas em secção fendilhada (*E10*) e a confirmação da plastificação das armaduras ordinárias para uma menor carga aplicada (próximo dos 15 kN). Nesta laje registou-se, ainda, a deformação do compósito numa secção não fendilhada mas situada próximo de uma fenda (*E5*). O valor dessa deformação situou-se, logicamente, entre as extensões em secção fendilhada (*E10*) e não fendilhada (*E3*, *E4* e *E7*). As extensões no CFRP em secção fendilhada (*E10*) foram, neste caso, até à plastificação das armaduras ordinárias, praticamente três vezes superiores às extensões em secção não fendilhada (*E3*, *E4* e *E7*), tendo-se registado, a partir desse momento, um maior acréscimo das extensões em secção fendilhada.

O destacamento do compósito na laje SSBL2 sucedeu em ambas as faixas por esgotamento da aderência na interface adesivo-laminado. Na faixa 2 ocorreu um destacamento parcial, mas na faixa 1 deu-se um escorregamento excessivo do laminado não se verificando, contudo, o seu destacamento. Este modo de ruína não é relatado com muita frequência na literatura técnica. Porém, a maioria dos documentos sobre programas experimentais semelhantes também não emprega betões de classes de resistência tão elevada porque esses betões não correspondem aos que normalmente compõem as estruturas a reforçar. É portanto possível que o modo de ruína para betões com maior resistência à tracção não ocorra pela superfície do betão. Rostásy (1998) realizou ensaios de arrancamento de laminados de CFRP colados a peças de betão de duas classes de resistência C20/25 e C50/55. Nos ensaios com o betão da classe C50/55 só 13% dos destacamentos é que ocorreram pela superfície de betão. A justificação para o sucedido não é todavia evidente. Por um lado, as tensões de corte na interface entre o betão e as mantas (série BM) são, certamente, inferiores às da interface entre o betão e os laminados. Mas, por outro lado, o destacamento da manta pressupõe um maior destacamento da superfície de betão, enquanto nos laminados o destacamento é mais localizado. Há, ainda, a considerar que a aderência do adesivo (maior espessura) não seja idêntica à da resina e a

possibilidade de não se ter efectuado devidamente a preparação da superfície do laminado, resultando, assim, uma menor aderência entre este e o adesivo.

Este primeiro estudo permitiu avaliar a contribuição do reforço com o incremento da carga aplicada, pois o conhecimento da evolução das extensões “ ε_f ” conduz ao valor da força no compósito “ F_f ”.

Nesta segunda parte do programa experimental, também foram avaliadas as tensões longitudinais máximas no CFRP, “ $\sigma_{\max}$ ”, por aplicação da expressão (4.8), tendo-se considerado o valor máximo da extensão no CFRP registado e o módulo de elasticidade do sistema de CFRP indicado anteriormente no Quadro 4.7. Para além dos valores máximos das extensões do CFRP, na zona de flexão pura da laje, e das tensões longitudinais apresentam-se, também, no Quadro 4.38, para os três modelos reforçados, a máxima tensão média de corte na ligação betão-compósito, “ $\tau_{\max}$ ”, e os valores médios da tensão de tracção, “ $f_{ctm,p}$ ”, obtida no ensaio “*Pull-off*” e da tensão de aderência média do FRP proposta pela FIB “ $\tau_{fm}=1.25f_{ctm}$ ”. No cálculo da tensão média de corte, “ $\tau_{\max}$ ”, através da expressão (4.12) considerou-se, para as lajes da série BM, uma largura média da faixa de colagem adesivo-betão, “ b_a ”, igual à largura do CFRP “ b_f ”, enquanto para a laje SSBL2 admitiu-se que “ b_a ” foi 2 cm superior a “ b_f ”.

Quadro 4.38 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (Lajes SS).

Modelo	Extensões Máximas no CFRP ($\times 10^{-6}$ m/m)					Tensões Máximas (MPa)			$f_{ctm,p}$	$1.25f_{ctm,j}$
	E3	E4	E5	E7	E10	$\sigma_{\max}^{[1]}$	$\sigma_{\max}^{[2]}$	$\tau_{\max}^{[3]}$	(MPa)	(MPa)
SSBM1	4860	4872	10258	5590	7911	2461.9	1341.6	1.91	3.34	6.25
SSBM2	3846	5032	7520	5408	-	1804.8	1297.9	1.42		
SSBL2	2830	3538	6640	5318	12974	1946.1	996.0	7.57	1.61	

[1] tensões longitudinais registadas em secção fendilhada; [2] tensões longitudinais registadas em secção não fendilhada; [3] tensão média de corte obtida de todos os extensómetros.

Uma primeira comparação entre os sistemas de CFRP (mantas e laminados) permitiu observar que as deformações máximas nos dois sistemas de CFRP, quer em secção fendilhada, quer em secção não fendilhada foram muito semelhantes. As medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações máximas nos dois sistemas de CFRP ligeiramente superiores a 5.5%.

Em seguida, procurou-se analisar a distribuição das extensões ao longo do comprimento do compósito (faixa 2) e a distribuição das tensões médias de corte (aderência) ao longo da ligação betão-compósito, para alguns níveis de carga. Os diagramas correspondentes aos três modelos de laje reforçados (SSBM1, SSBM2 e SSBL2) encontram-se representados na Figura 4.66.

As distribuições das extensões no CFRP nas duas lajes da série BM são muito semelhantes, divergindo somente no valor da extensão registado no extensómetro E5 situado sobre uma fenda. O mesmo sucede ao valor máximo da tensão média de corte nas duas lajes que foi cerca de 1.9 MPa no modelo SSBM1 e de 1.4 MPa no SSBM2.

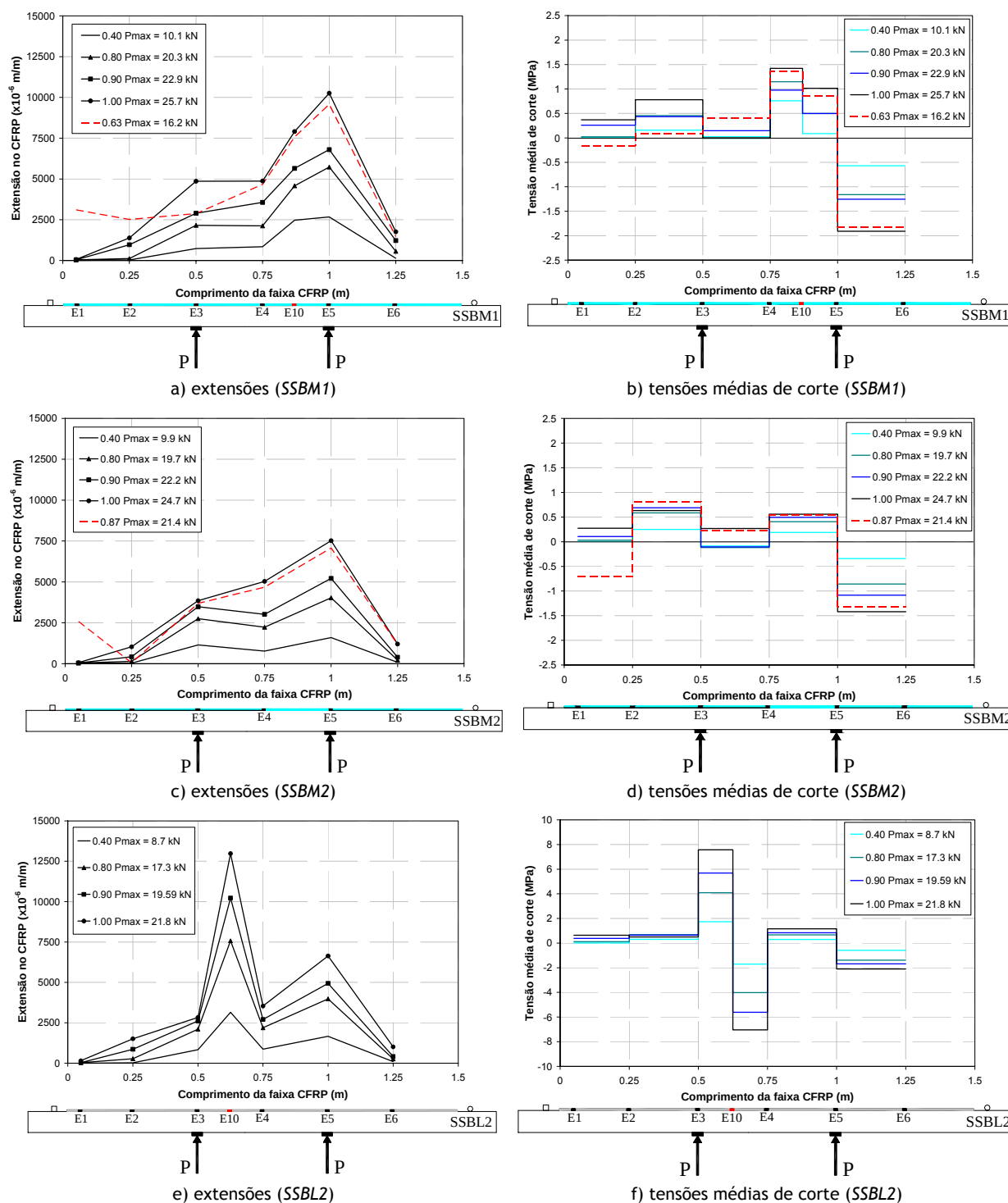


Figura 4.66 - Distribuição das extensões e das tensões médias de corte ao longo do CFRP (Série BL).

Convém recordar que este tipo de análise das tensões de corte está muito dependente do posicionamento dos extensómetros e do padrão de fendilhação existente. Apesar de tudo, constatou-se que o valor médio das tensões longitudinais máximas nas mantas de CFRP foi cerca de 1300 MPa e que as tensões médias de corte na interface betão-compósito variaram de 1.4 a 1.9 MPa. Refira-se, por fim, que nesta série de lajes o valor máximo da tensão média de corte (1.9 MPa) foi menos de metade do valor médio da resistência à tracção do betão (5.0 MPa).

A distribuição das extensões no CFRP na laje SSBL2 também não foi muito diferente das registadas nas duas lajes da série BM. O valor da extensão registada no extensómetro *E10* situado sobre uma fenda proporcionou uma variação brusca na deformação. Por sua vez, essas grandes variações nas extensões reflectem-se posteriormente no diagrama das tensões médias de corte, conduzindo a valores mais elevados de tensão (7.6 MPa). Se não se considerasse o valor da extensão no extensómetro *E10* a tensão média de corte seria muito mais reduzida. Refira-se, ainda, que o valor máximo da tensão média de corte foi uma vez e meia superior ao valor médio da resistência à tracção do betão (5.0 MPa). O valor médio das tensões longitudinais máximas no reforço foi, aproximadamente, 1000 MPa.

De uma maneira geral, não se notaram grandes diferenças no desempenho dos dois tipos de sistemas de CFRP utilizados neste grupo de lajes (de escala mais reduzida).

4.4.4.3 - Previsão do comportamento e comparação com o experimental

À semelhança do efectuado na primeira parte do programa experimental (lajes FS), pretende-se confrontar, na parte final da discussão dos resultados, o comportamento experimental dos modelos ensaiados com o comportamento numérico obtido por aplicação de alguns modelos analíticos e/ou numéricos disponíveis na bibliografia técnica. Assim, apresenta-se uma comparação entre os valores obtidos numericamente para a capacidade resistente máxima das lajes e os valores obtidos experimentalmente. Essa comparação será efectuada, essencialmente, em termos de momentos flectores e através da força máxima no compósito associada ao comprimento máximo de ancoragem. Nesta análise, consideraram-se os mesmos critérios adoptados na secção 4.3.4.3 (análoga a esta), nomeadamente: os momentos flectores auferidos numericamente, “ M_{num} ”, e experimentalmente, “ M_{exp} ”, a força máxima no compósito obtida por via analítica, “ N_{fam} ”, e experimental, “ F_{fm} ”, e o comprimento máximo de ancoragem associado, “ $\ell_{b,max}$ ”. Todos estes parâmetros foram determinados de modo idêntico ao estabelecido na secção 4.3.4.3, utilizando os mesmos pressupostos e as mesmas expressões. No Quadro 4.39 resumem-se todos os valores obtidos.

Quadro 4.39 - Comparação entre valores previstos e experimentais para as lajes reforçadas (Modelos SS).

Modelo	Carga Total (kN)	$M_{pp}^{[1]}$ (kNm)	M_{exp} (kNm)	$M_{num}^{[2]}$ (kNm)	$M_{num,d}^{[3]}$ (kNm)	$\frac{M_{exp}}{M_{num,d}}$	$F_{fm}^{[4]}$ (kN)	N_{fam} (kN)	$N_{fad}^{[5]}$ (kN)	$\frac{F_{fm}}{N_{fad}}$	$\ell_{b,max}$ (cm)	$s_{r,max}$ (cm)
SSBM1	25.7	0.29	7.36	7.5	5.5	1.3	47.1	59.4	29.3	1.6	7.5	6.3
SSBM2	24.7	0.28	7.07				45.6					6.7
SSBL2	21.8		6.28	6.8	5.3	1.2	44.6	27.7	13.7	3.3	14.5	8.3

[1] momento estimado para o peso próprio da laje; [2] momento determinado impondo uma extensão máxima de 6.5% no CFRP; [3] momento obtido com valores de cálculo; [4] força de tracção correspondente à máxima extensão no CFRP registada em secção não fendilhada; [5] valor de cálculo da força máxima N_{fam} .

Comparando os momentos experimentais, " M_{exp} ", com os numéricos, " M_{num} ", verifica-se uma boa aproximação, apesar dos valores numéricos sobrestimarem os registados em cerca de 10%. Esta pequena variação de momento deve-se à imposição de uma extensão máxima no CFRP de 6.5%, valor que é superior ao registado nos sistemas de CFRP, concluindo-se, portanto, que a deformação máxima adoptada no modelo numérico deveria ter sido ligeiramente inferior ($\pm 5.5\%$).

O nível de segurança na aplicação destes modelos numéricos foi avaliado através do cociente do momento flector experimental, " M_{exp} ", pelo momento flector resistente de cálculo, " $M_{num,d}$ ", determinado de modo idêntico ao efectuado na secção 4.3.4.3 para o grupo de lajes FS. Os valores obtidos foram um pouco superiores aos encontrados para a série BL das lajes à escala real, ou seja, ligeiramente superiores à unidade (entre 1.2 e 1.3). Para que o nível de segurança das lajes fosse no mínimo de 1.5 deveria limitar-se a deformação máxima no compósito a 4.0%.

Por último, observaram-se, também neste grupo de lajes, algumas diferenças entre os valores médios da força máxima de tracção registados experimentalmente, " F_{fm} ", e os obtidos por aplicação da expressão (4.13) proposta por Rostásy e Neubauer [Bulletin 14, 2001] para a avaliação da força máxima no compósito, " N_{fam} ", que pode ser ancorada no comprimento máximo de colagem, " $\ell_{b,max}$ ". Nas lajes da série BM, registaram-se valores médios da força máxima no compósito, " N_{fam} ", 29% superiores aos experimentais, sobrestimando a resistência da interface betão-compósito. Por sua vez, na laje SSBL2 a proposta de Rostásy e Neubauer conduziu a um valor 40% inferior ao registado no ensaio. Porém, do cociente entre o valor experimental e o valor de cálculo da força máxima no compósito resultaram valores de 1.6 para a série BM e de 3.3 para a laje SSBL2, o que revela alguma margem de segurança na aplicação da proposta destes autores. Estas diferenças foram, também, constatadas na previsão do comprimento máximo de ancoragem dos sistemas de CFRP, " $\ell_{b,max}$ ". O valor estimado para as mantas foi praticamente igual à distância média registada entre fendas, mas para os laminados obteve-se uma previsão mais grosseira do comprimento de ancoragem, uma vez que a diferença foi quase o dobro do valor registado para o espaçamento médio de fendas. A aferição deste parâmetro é de significativa importância pois intervém no cálculo da força máxima no compósito " N_{fad} ".

4.4.5 - Conclusões

No término da segunda parte do programa experimental de lajes, apresentam-se sumariamente as principais conclusões deste estudo. Devido à diversidade de aspectos abordados far-se-á, inicialmente, a exposição das conclusões extraídas do ensaio de fluência:

- Nos primeiros dias de ensaio, detectou-se na laje SSBL1 um destacamento prematuro dos laminados pela interface primário-adesivo que inviabilizou a continuidade do ensaio nesta série de lajes.

- O ensaio de fluência das lajes da série RC conteve duas fases distintas de comportamento. Nos primeiros três meses, o comportamento das lajes deveu-se, essencialmente, à formação de novas fendas no betão, dificultando a avaliação do efeito da fluência. Após este trimestre, verificou-se que a fendilhação havia estabilizado, predominando o efeito da fluência.
- Notou-se alguma discrepância entre as medições da carga e das deformações nas lajes. Essa divergência ficou a dever-se a anomalias nos extensómetros de alguns varões. Apesar da imprecisão registada no valor da carga aplicada nas três séries de lajes, foi possível tecer alguns comentários acerca dos resultados obtidos.
- A flecha média das duas séries de lajes praticamente duplicou durante os 307 dias de ensaio. Na série RC cresceu de 4.4 para 7.7 mm e na série BM aumentou de 4.0 mm para 8.1 mm.
- As extensões registadas nas duas séries de lajes também duplicaram. Na série RC passou-se de uma deformação de 1.2‰ para 2.9‰ (na face traccionada) e de -0.5‰ para -1.0‰ (na face comprimida). Na série BM registou-se uma variação da deformação do compósito de CFRP de 1.0‰ para 2.3‰ e no betão à compressão passou-se de -0.4‰ para -1.0‰.
- Após a remoção da carga, verificou-se que a face traccionada das lajes de betão permaneceu com uma deformação de cerca de 1.3‰ e que a extensão nas mantas de CFRP se manteve próximo de 1‰.
- O comportamento no tempo destes modelos foi significativamente influenciado pelo valor da carga aplicada que foi ligeiramente superior à carga de fendilhação, colocando a peça no estado instável e progressivo de formação de fendas. No entanto, deve salientar-se que o nível de carga que conduz à fendilhação e à fase de formação de novas fendas na maioria das lajes correntes equivale, normalmente, a valores próximos do carregamento quase permanente desses elementos, ressaltando o interesse na campanha de ensaios realizada.
- As lajes reforçadas com mantas de CFRP mostraram, até à estabilização da fendilhação, alguma diferença de comportamento à fluência, mas daí em diante o comportamento foi muito semelhante ao das lajes de betão armado.

Expõem-se agora as conclusões mais relevantes que se obtiveram dos ensaios cíclicos das lajes:

- Esta recente técnica de reforço demonstra a sua eficácia na distribuição de fendas e no controlo da sua abertura, conduzindo, naturalmente, à redução das tensões nas armaduras ordinárias.
- A rigidez das lajes reforçadas com sistemas constituídos por mantas unidireccionais de CFRP foi ligeiramente superior à das restantes lajes testadas.
- Verificou-se que a extensão dos laminados (1.0‰), em secção não fendilhada, foi um pouco superior à registada nas mantas (0.8‰). No caso das secções fendilhadas, a existência de

registos somente na laje SSBL2 revelou que a deformação do compósito foi mais do dobro da registada em secção não fendilhada (2.7‰). Comparando estes valores com os limites propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] e pelo ACI [ACI 440, 2002], conclui-se que todos eles são admissíveis em condições de serviço.

- O padrão de fendilhação foi muito semelhante nas três séries de lajes. As fendas apresentaram um afastamento médio entre os 8 e os 9 cm e aberturas inferiores a 0.10 mm.

Finalmente, enunciam-se as principais conclusões retiradas dos ensaios à rotura das lajes:

- A contribuição dos sistemas de CFRP foi também notória proporcionando às lajes iniciais de betão armado um aumento da capacidade de carga para um nível equivalente ao encontrado nas lajes da série RC. Os dois modelos da série BM (reforçados com mantas) e a laje SSRC1 suportaram uma carga máxima de aproximadamente 25 kN que foi 17% superior à registada nas lajes SSRC2 e SSBL2 (21.8 kN).
- A menor capacidade de carga da laje SSRC2 em relação à sua congénere (SSRC1) pode ser explicada por uma diferença de valor no braço das forças internas que equilibram as cargas aplicadas e que se desenvolvem no betão e no aço. A menor espessura registada na laje SSRC2 e um recobrimento das armaduras de 2 cm (mais 5 mm que o estipulado) seriam suficientes para justificar a diferença de valores registada na carga máxima obtida.
- O modo de ruína das lajes reforçadas com mantas surgiu, maioritariamente, por destacamento parcial das faixas dos sistemas de CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (a mais esforçada).
- O modo de ruína observado na laje SSBL2 foi prematuro, mas com algumas singularidades. O destacamento da faixa 2 ocorreu na interface adesivo-laminado, não se tendo observado vestígios de adesivo na superfície do laminado. Este modo de ruína teve início entre fendas na zona central da laje. Algum tempo depois do destacamento desta faixa, deu-se ao longo da interface adesivo-laminado o escorregamento da faixa 1 do laminado.
- As medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações máximas nos dois sistemas de CFRP ligeiramente superiores a 5.5‰.
- Constatou-se que o valor médio das tensões longitudinais máximas nas mantas de CFRP foi cerca de 1300 MPa e que as tensões médias de corte na interface betão-compósito variaram de 1.4 a 1.9 MPa. Nos laminados obtiveram-se valores mais elevados da tensão de corte (7.6 MPa), resultantes da menor largura do compósito e da sua maior espessura. O valor médio das tensões longitudinais máximas no reforço foi aproximadamente 1000 MPa.
- Verificou-se uma boa aproximação entre os momentos experimentais e os obtidos numericamente, apesar dos valores numéricos sobrestimarem os registados em cerca de 10%. A deformação máxima adoptada no modelo numérico deveria, portanto, ter sido ligeiramente inferior ($\pm 5.5\%$).

- Os valores médios da força máxima de tracção, " N_{fam} ", obtidos segundo a proposta de Rostásy e Neubauer foram, na série BM, 29% superiores aos experimentais, sobrestimando a resistência da interface betão-compósito. Na laje SSBL2 obteve-se um valor 40% inferior ao registado no ensaio.
- Na série BM, o valor estimado do comprimento máximo de ancoragem dos sistemas de CFRP " $\ell_{b,max}$ " foi praticamente igual à distância média registada entre fendas, mas para os laminados a previsão foi quase o dobro do valor registado experimentalmente.
- Apesar de as lajes reforçadas terem satisfeito os critérios de ductilidade propostos pela FIB, ACI e CNR, os modos de rotura observados foram todos frágeis, tendo o modelo reforçado com laminados de CFRP (SSBL2) exibido a menor deformação na rotura. Com base na análise do comportamento global dessas cinco lajes do grupo SS, é lícito afirmar que o comportamento em estado limite último das lajes reforçadas continua a ser o aspecto menos positivo deste tipo de técnica de reforço.

4.5 - Análise comparativa entre modelos FS e SS

Os dados obtidos na campanha de ensaios experimentais sobre dois grupos de lajes de diferente escala sugerem, quase intuitivamente, que se proceda a uma análise comparativa dos resultados.

É muito frequente o recurso a modelos reduzidos para a realização de programas experimentais destinados ao estudo desta técnica de reforço aplicada a lajes de betão armado como facilmente se comprova na exposição efectuada no Capítulo 2 ou através da realização de qualquer pesquisa bibliográfica. Os resultados desses estudos servem, por exemplo, para a definição de modelos de comportamento e de critérios de segurança que posteriormente serão utilizados em elementos de maior escala. Nesse sentido, este estudo poderá contribuir para a identificação de qualquer efeito de escala que possa existir no comportamento das lajes de diferente escala.

Assim, numa primeira abordagem, serão comparados os aspectos relacionados com o comportamento em serviço, nomeadamente, no que se refere à fendilhação e às deformações nos sistemas compósitos. No Quadro 4.40, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios cíclicos realizados sobre os dois grupos de lajes (FS e SS). Neste quadro é possível observar que as extensões máximas nas lajes à escala real (FS), nos dois sistemas de CFRP (mantas e laminados), foram superiores, tanto em secção não fendilhada como em secção fendilhada, às lajes de menor escala (SS). No entanto, o mesmo não se verificou em relação à fendilhação. Neste caso, as lajes do grupo SS apresentaram entre si semelhantes valores de abertura e de afastamento médio de fendas. Por sua vez, as lajes do grupo FS apresentaram diferenças significativas, em função do tipo de sistema de CFRP usado. As lajes não reforçadas (série RC) apresentaram os valores máximos quer do afastamento médio das fendas quer da sua abertura, enquanto as lajes reforçadas com mantas evidenciaram valores mais reduzidos. Este aspecto parece

dependem, significativamente, das dimensões da laje, do diâmetro das armaduras ordinárias, do número de varões de aço e do seu espaçamento e das dimensões das faixas de compósito. Note-se que o padrão de fendilhação é um aspecto que condiciona, muitas das vezes, o comportamento na rotura, pois o destacamento do compósito inicia-se, frequentemente, junto das secções das fendas devido à concentração de tensões.

Quadro 4.40 - Comparação dos principais resultados do ensaio cíclico dos dois grupos de lajes (FS e SS).

Modelo	Extensões Máximas no CFRP (‰)		Avaliação da Abertura de Fendas				
	Secção não Fendilhada	Secção Fendilhada	Nº de Ciclos	$\epsilon_{sm}^{[1]}$ (‰)	$\epsilon_{cm}^{[2]}$ (‰)	$s_{r,max}$ (mm)	$w_k^{[3]}$ (mm)
GRUPO FS	FSRC1	-	1-10	1.000	0.046	240	0.23
			4990-5000	1.150			0.27
	FSRC2	-	1-10	0.800		240	0.18
			4990-5000	0.900			0.21
	FSBM1	1.84	1-10	1.650	0.043	98	0.16
			4990-5000	1.700			0.16
	FSBM2	1.55	1-10	1.300		126	0.16
			4990-5000	-			-
	FSBL1	1.30	1-10	1.550	0.041	162	0.24
			4990-5000	1.900			0.30
	FSBL2	1.44	1-10	1.450		160	0.23
			4990-5000	1.700			0.27
GRUPO SS	SSRC2	-	1-10	0.841	0.052	89	0.07
			4990-5000	-			-
	SSBM1	0.63	1-10	0.384		72	0.03
			4990-5000	0.384			-
	SSBM2	0.78	1-10	0.432		80	0.03
			4990-5000	0.489			0.04
	SSBL2	1.03	1-10	0.269		86	0.02
			4990-5000	0.384			0.03

[1] valor registado no CLIP E9 (transdutor PI); [2] extensão média do betão entre fendas foi considerada igual a 60% da extensão máxima do betão na fibra extrema mais traccionada: $\epsilon_{sm} = 0.6 \epsilon_{ct,max}$; [3] valor característico da abertura de fendas estimado de acordo com a expressão definida no EC2: $w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$.

Apesar de não figurar no Quadro 4.40, a degradação da rigidez em serviço parece ter sido, também, influenciável por factores relacionados com a dimensão das lajes.

Os valores máximos das extensões do CFRP, na zona de flexão pura da laje, as tensões longitudinais máximas no CFRP, “ σ_{max} ”, em secção fendilhada e em secção não fendilhada, obtidas por aplicação da expressão (4.8) e a máxima tensão média de corte na ligação betão-compósito, “ τ_{max} ”, encontram-se listados no Quadro 4.41 para os dois grupos de lajes (FS e SS).

Quadro 4.41 - Valores máximos das extensões e tensões no CFRP e na ligação betão-compósito (FS e SS).

Modelo	Extensões Máximas no CFRP (%)					Tensões Máximas (MPa)				$f_{ctm,p}$	$1.25f_{ctm,j}$	
	E3	E4	E5	E7	E10	$\sigma_{max}^{[1]}$	$\sigma_{max}^{[2]}$	$\tau_{max}^{[3]}$	$\tau_{max}^{[4]}$	(MPa)	(MPa)	
GRUPO FS	FSBM1	5.108	4.959	12.225	7.151	9.286	2934.0	1716.2	1.49	2.07	3.84	4.38
	FSBM2	4.741	6.290	5.407	7.002	-	-	1680.5	0.90	-		
	FSBL1	8.311	3.604	3.719	2.284	8.873	1331.0	557.9	2.26	8.30		
	FSBL2	4.511	3.203	1.343	6.574	-	986.1	676.7	0.84	-		
GRUPO SS	SSBM1	4.860	4.872	10.258	5.590	7.911	2461.9	1341.6	-	1.91	3.34	6.25
	SSBM2	3.846	5.032	7.520	5.408	-	1804.8	1297.9	1.42	-		
	SSBL2	2.830	3.538	6.640	5.318	12.974	1946.1	996.0	-	7.57		

[1] tensões longitudinais registadas em secção fendilhada; [2] tensões longitudinais registadas em secção não fendilhada;

[3] tensão média de corte obtida dos seis extensómetros iniciais; [4] tensão média de corte obtida de todos os extensómetros.

Comparando as deformações máximas registadas nos sistemas do tipo manta nos dois grupos de lajes, observaram-se maiores extensões nas lajes de maior dimensão (FS), apesar do betão ter exibido menor resistência à tracção. Em secção fendilhada, a diferença de extensões entre os dois grupos de lajes foi de 2.0‰, aproximadamente igual à registada em secção não fendilhada.

No entanto, nos sistemas do tipo laminado as deformações mais elevadas foram registadas nas lajes mais reduzidas (SS). As diferenças registadas foram de 4.0‰ em secção fendilhada e de 2.0‰ em secção não fendilhada. Naturalmente, as mesmas observações são válidas para as tensões longitudinais máximas nos sistemas de CFRP.

Estas diferenças nas deformações dos sistemas de CFRP podem não ter relação com a diferença de escalas, pois o comportamento último das lajes reforçadas com estes novos materiais apresenta significativa dispersão. A carga que conduz ao destacamento dos sistemas depende da distribuição das tensões ao longo da interface betão-compósito, do padrão de fendilhação e do modo como foi executado o reforço (a qualidade da colagem).

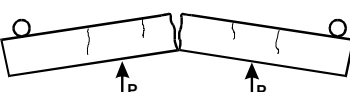
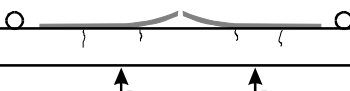
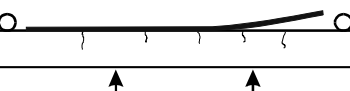
Apesar das diferenças nas extensões nos sistemas de CFRP, as tensões médias de corte nos dois grupos de lajes foi muito semelhante para cada tipo de sistema. Estimaram-se valores próximos de 2.0 MPa na interface betão-manta e de 8.0 MPa na interface betão-laminado.

Apresentam-se no Quadro 4.42 os resultados obtidos por Dias et al. (2006) em ensaios à rotura de lajes idênticas às utilizadas no grupo SS (menor dimensão). Como esses autores testaram sistemas de outros fornecedores, optou-se por identificar (sombreamento as linhas) os modelos que são equivalentes aos analisados neste trabalho. Assim, os modelos LB3N e LB4N são semelhantes aos da série RC, os modelos LD1BM e LD2BM são semelhantes aos da série BM e os modelos LD3BL e LD4BL são semelhantes aos da série BL.

Os parâmetros tabelados no Quadro 4.42 correspondem à carga de fendilhação, “ P_{cr} ”, ao espaçamento médio entre fendas, “ $s_{r,m}$ ”, à carga máxima aplicada, “ P_{max} ”, e à flecha registada para esse valor de

carga, “ $\delta_{\max}$ ”. É ainda esquematizado, por laje, o modo de ruína observado. Deve, contudo, salientar-se que as armaduras de aço utilizadas no estudo realizado por estes autores possuíam uma maior resistência, sendo a tensão média de cedência de 635.6 MPa.

Quadro 4.42 - Principais resultados dos ensaios à rotura de lajes do tipo SS [Dias et al., 2006].

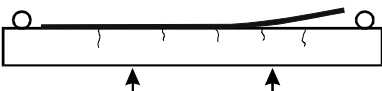
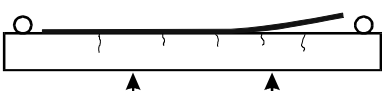
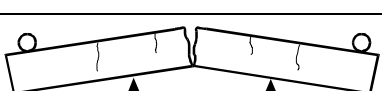
Faixas de Laje			Serviço		Último			Modos de Ruína
Série	Reforço	Modelo	P_{cr} (kN)	$s_{r,m}$ (cm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$s_{r,m}$ (cm)	
MIN	-	LA1M	6.74	-	13.02	20.9	9.9	 Ruína da armadura (aço)
		LA2M	7.20	-	13.40	20.0	9.7	
		LE1M	6.66	-	12.51	18.3	8.5	
		LE2M	6.78	-	12.49	25.6	8.7	
N	3Ø6	LB3N	7.30	-	29.20	22.7	6.8	 Rotura do CFRP
		LB4N	7.60	-	28.60	22.6	6.2	
N	M(1)	LC3R	10.60	-	39.10	39.3	6.3	
		LC4R	10.60	-	31.30	32.3	6.4	
	M(1) - fend.	LA3R	-	10.3	31.78	39.1	6.6	
		LB1R	-	11.8	36.26	36.5	6.8	
	M(2)	LD1BM	8.04	-	28.22	32.1	6.4	
		LD2BM	8.59	-	27.03	24.9	7.3	
	L(3)	LC1S	11.00	-	34.10	31.9	6.4	
		LC2S	11.40	-	37.70	30.6	6.3	
L	L(3) - fend.	LA4S	-	13.6	30.60	29.3	6.7	 Destacamento do CFRP
		LB1S	-	11.2	33.46	25.1	6.6	
	L(4)	LD3BL	8.79	-	33.13	35.5	7.5	
		LD4BL	8.02	-	32.33	41.4	7.9	
	L(5)	LE3I	7.59	-	30.76	31.0	6.7	
		LE4I	7.29	-	31.95	38.6	6.9	

No Quadro 4.43, representam-se, de modo semelhante, os resultados obtidos neste programa experimental. Neste quadro constam, ainda, o valor aferido para a carga de plastificação das armaduras ordinárias, “ P_{plast} ”, e o cociente entre essa carga e a carga máxima aplicada, “ P_{max} ”.

Confrontando os resultados da série SS com os decorrentes do estudo de Dias et al. (2006), observou-se que as cargas de fendilhação foram muito semelhantes. No entanto, deve referir-se que a classe de resistência do betão utilizado neste trabalho foi superior e que as cargas de fendilhação apresentadas no Quadro 4.43 correspondem à carga total aplicada ao conjunto das duas lajes que compunham cada série, não se conhecendo, portanto, se a carga se repartiu igualmente pelas duas lajes. Em relação à carga máxima, constatou-se que os valores encontrados neste estudo foram um pouco inferiores. A diferente resistência do aço utilizado nas armaduras, a possível localização das armaduras na espessura dos modelos (diferentes alturas úteis) podem explicar as diferenças na capacidade de carga dos

modelos. Há, porém, um aspecto que ressalta desta comparação: a resistência obtida para a laje SSBL2 (reforçada com laminados) foi muito menor (mais de 10 kN) que a observada nas lajes análogas (LD3BL e LD4BL) testadas por Dias et al. (2006). A explicação avançada, ainda há pouco, não basta para justificar uma divergência desta grandeza. Devem-se equacionar possíveis alterações nas características dos materiais compósitos aplicados nos dois estudos (adesivo, laminado de CFRP) e também na diferente execução do reforço (preparação da superfície de betão, mistura e aplicação do adesivo e preparação do laminado), aspecto condicionante para a eficácia do sistema de reforço.

Quadro 4.43 - Principais resultados experimentais das lajes dos Grupos FS e SS.

	<i>Modelo</i>	P_{cr} (kN)	P_{plast} (kN)	P_{max} (kN)	$\frac{P_{plast}}{P_{max}}$	δ_{max} (mm)	$s_{r,max}$ (cm)	<i>Modos de Ruína</i>
GRUPO FS	FSRC1	36.9	53.1	56.7	0.9	22.3	20.8	
	FSRC2	39.6	56.5	60.4	0.9	23.9	21.4	Ruína da armadura (aço)
	FSBM1	42.4	119.8	151.0	0.8	23.0	10.2	
	FSBM2	-	116.8	160.1	0.7	30.9	10.6	
	FSBL1	40.8	80.4	105.4	0.8	20.2	16.2	Destacamento do CFRP
	FSBL2	40.6	100.1	119.3	0.8	17.1	16.7	
GRUPO SS	SSRC1	6.70	23.2	24.8	0.9	19.9	6.4	
	SSRC2	6.26	20.9	21.8	1.0	18.6	5.5	Ruína da armadura (aço)
	SSBM1	8.80	18.2	25.7	0.7	19.7	6.3	
	SSBM2	8.51	18.3	24.7	0.7	19.5	6.7	
	SSBL1 ^[1]	8.58	10.3	10.7	1.0	17.2	12.8	
	SSBL2	-	14.9	21.8	0.7	14.8	8.3	
								Destacamento do CFRP

[1] comportamento de uma laje de betão armada com metade da armadura ordinária adoptada nos modelos da série RC.

Relativamente à distância entre fendas, observaram-se semelhanças em todas as séries de lajes testadas, o mesmo não sucedendo em relação às flechas, embora neste caso se tenham que considerar as diferenças de módulos de elasticidade exibidas nos betões empregues pelos diferentes investigadores e também na variabilidade da espessura dos modelos de laje.

Comparando os resultados dos dois grupos de lajes (FS e SS) notaram-se, para além das diferenças já relatadas no espaçamento das fendas, menores flechas nas lajes do grupo SS e relações muito semelhantes entre a carga de plastificação das armaduras e a carga máxima registada. Foi possível constatar nos modelos reforçados que após a plastificação das armaduras subsistiu, ainda, uma capacidade resistente nas lajes capaz de suportar um acréscimo de aproximadamente 20% da carga de plastificação. Este dado poderá ser útil para possíveis critérios de dimensionamento, pois poderá ser encarado como a margem de segurança existente após a plastificação das armaduras ordinárias.

Por fim, resta tecer algumas considerações sobre a avaliação realizada à proposta de Rostásy e Neubauer (1997), também preconizada pela FIB [Bulletin 14, 2001]. No Quadro 4.44, apresentam-se as relações entre as forças máximas nos compósitos, obtidas de forma experimental, " F_{fm} ", e analítica (em termos de valores médios " N_{fam} " e de valores de cálculo " N_{fad} "), entre os momentos flectores máximos experimentais, " M_{exp} ", e numéricos, " M_{num} ", assim como entre o espaçamento médio entre fendas, " $s_{r,m}$ ", e o comprimento máximo de colagem, " $\ell_{b,max}$ ".

Analisando os valores expostos, concluiu-se que os momentos flectores obtidos numericamente simularam mais eficazmente o comportamento médio dos modelos reduzidos (valores de M_{exp}/M_{num} próximos da unidade), mas as diferenças para os modelos à escala real não foram significativas. O valor da força máxima no compósito obtido pela proposta de Rostásy e Neubauer foi superior à obtida experimentalmente, à excepção do valor aferido para os modelos reduzidos (SS) da série BM que subestimou o valor auferido experimentalmente. Refira-se, finalmente, que o comprimento máximo de transferência da força do compósito para o betão, " $\ell_{b,max}$ ", obtido pela proposta de Rostásy e Neubauer, foi semelhante ao afastamento médio entre fendas registado nas lajes à escala real.

Quadro 4.44 - Comparação entre valores numéricos e experimentais para as lajes reforçadas (FS e SS).

<i>Modelo</i>		$\frac{M_{exp}}{M_{num}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{num,d}}$	$\frac{F_{fm}}{N_{fam}}$	$\frac{F_{fm}}{N_{fad}}$	$\frac{S_{r,max}}{\ell_{b,max}}$
GRUPO FS	FSBM1	1.1	1.3	1.8	3.3	1.1
	FSBM2	1.2	1.4	1.7	3.2	1.2
	FSBL1	0.8	1.0	1.2	2.3	0.9
	FSBL2	0.9	1.1	1.5	2.7	1.0
GRUPO SS	SSBM1	1.0	1.1	0.8	1.6	0.8
	SSBM2					
	SSBL2	0.9			1.6	3.3

4.6 - Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o programa experimental de lajes que envolveu a análise de dois grupos de lajes a escalas diferentes, um de dimensões correntes (escala real) e outro de dimensões reduzidas, ambos divididos em três séries de lajes (uma de referência e duas reforçadas).

Para cada grupo de lajes, procedeu-se à caracterização dos materiais intervenientes na execução dos modelos, à descrição do programa de ensaios e dos equipamentos e instrumentação utilizados. O programa de ensaios estabelecido foi ligeiramente diferente para cada grupo de lajes. Assim, nas lajes de maiores dimensões (grupo FS) realizaram-se ensaios cíclicos de carga e ensaios à rotura, enquanto nas lajes de menor dimensão (grupo SS) foram efectuados, para além dos ensaios anteriores, ensaios de fluência. Em seguida, apresentaram-se para cada grupo de lajes os resultados das várias fases dos ensaios.

A análise dos resultados das lajes do grupo FS foi elaborada através da comparação da resposta das seis lajes, do desempenho dos dois tipos de sistemas de CFRP usados (mantas e laminados) e da comparação dos resultados experimentais com os resultados obtidos por aplicação de modelos analíticos de previsão propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] ou pelo ACI [ACI 440, 2002]. No final dessa discussão, procurou-se calibrar os diagramas de retenção de tensões de tracção do betão fendilhado, para o caso de lajes reforçadas pela técnica EBR com sistemas de CFRP.

A análise dos resultados dos modelos do grupo SS foi realizada de modo idêntico ao do grupo precedente.

A execução deste programa experimental permitiu extrair diversas conclusões sobre: o comportamento à flexão de lajes reforçadas com dois sistemas compósitos de CFRP disponíveis no mercado (mantas e laminados); o comportamento à fluência de lajes reforçadas com sistemas compósitos de CFRP submetidas à flexão; a avaliação da degradação de aderência na interface betão-compósito, junto de fendas, devido à acção de cargas cíclicas; e a aplicação de modelos utilizados no dimensionamento de lajes de betão armado reforçadas por aplicação desta técnica.

No grupo de lajes de maior dimensão, analisaram-se, ainda, os desempenhos dos dois tipos de sistemas de CFRP utilizados, tendo em vista a sua adopção como uma possível solução de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. No final de cada uma das análises de resultados resumiram-se as principais conclusões retiradas do comportamento de cada grupo de lajes.

Este estudo terminou com a comparação entre o comportamento à flexão dos dois grupos de lajes (escalas diferentes) de modo a identificar a influência, ou não, de aspectos relacionados com a escala dos modelos, tendo-se observado algumas diferenças em relação à deformação e à fendilhação das lajes que sugerem condicionamentos relacionados com a dimensão dos modelos.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS NA PONTE

5 - ENSAIOS NA PONTE

5.1 - Considerações gerais

A observação do comportamento em serviço, de estruturas de betão reforçadas por colagem exterior de sistemas de CFRP reveste-se de significativa importância quando assistimos, na actualidade, à mudança do paradigma de concepção estrutural. Até há poucos anos, na concepção de estruturas, a verificação das condições de serviço era relegada para um plano secundário. Mas, mais recentemente, aspectos como a durabilidade das construções, a sustentabilidade das mesmas e os critérios de gestão ambiental têm vindo a contribuir para a sensibilização dos profissionais do sector para os benefícios estruturais que advém, a curto e longo prazo, de um eficiente desempenho em serviço, o qual pode ser assegurado durante a sua concepção e projecto, e na fase de execução.

Nos capítulos precedentes, procurou-se avaliar, em laboratório, o comportamento dos materiais que compõem os sistemas de CFRP e o comportamento de lajes de betão reforçadas com estes materiais e submetidas a diferentes condições de carga, na tentativa de identificar os limites desejáveis para um comportamento eficiente das estruturas reforçadas.

A oportunidade de realizar um estudo sobre a avaliação do comportamento em serviço da técnica de reforço em análise, numa aplicação prática, em obra, permitirá a aquisição de dados que apoiem as investigações em curso, com recurso a modelos reduzidos, efectuadas em laboratório.

A Ponte Nossa Senhora da Guia, mais concretamente a laje superior do tabuleiro será alvo de análise neste capítulo. Assim, na secção 5.2, efectua-se uma descrição sumária da ponte, identificando o processo construtivo, as avarias reportadas na laje e a caracterização do seu estado actual.

O passo seguinte destina-se à análise das causas prováveis para a manifestação desses danos. Com base em modelos numéricos de elementos finitos, avaliam-se, na secção 5.3, os efeitos decorrentes do pré-esforço, da temperatura e do veículo-tipo e estima-se o nível de segurança do elemento estrutural.

Constatada a necessidade de reforçar a laje, é proposta e descrita, na secção 5.4, a execução de um reforço experimental numa região limitada do tabuleiro da ponte.

A secção 5.5 destina-se à descrição do programa experimental estabelecido para este estudo comportamental e à identificação da instrumentação utilizada e da sua localização. Na secção 5.6, faz-se a exposição da campanha de ensaios de carga realizada, explicando-se o esquema de ensaios adoptado e apresentam-se, interpretam-se e discutem-se os resultados mais relevantes. Posteriormente, na secção 5.7, aborda-se a segunda parte do programa experimental, que consistiu na monitorização do comportamento estrutural da zona reforçada. Apresentam-se os resultados das medições efectuadas e procede-se à sua análise e interpretação. O capítulo termina com a síntese das principais conclusões.

5.2 - Descrição da ponte

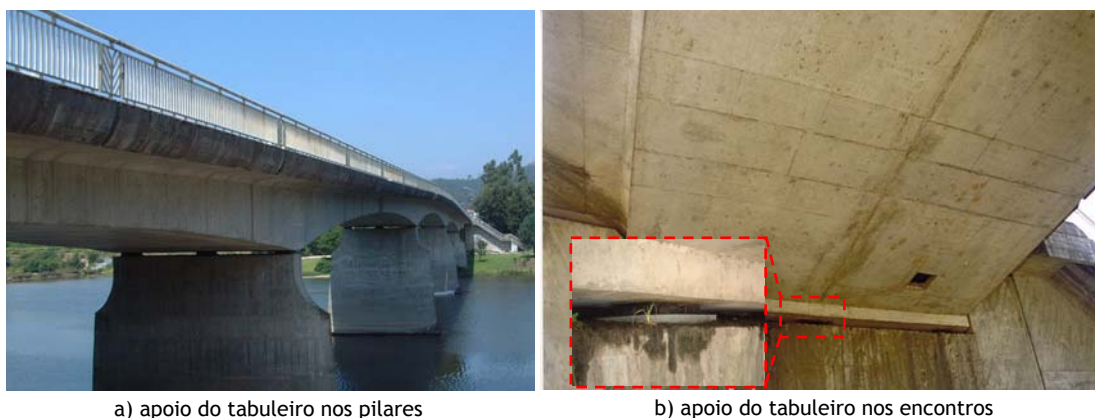
É em Ponte de Lima, uma das mais antigas vilas de Portugal, que se localiza, há mais de 25 anos, a Ponte de Nossa Senhora da Guia, representada na Figura 5.1.



Figura 5.1 - Vista geral da Ponte de Nossa Senhora da Guia.

A descrição da ponte, que em seguida se efectua, baseou-se nos dados contidos na Memória Descritiva e Justificativa de Projecto [JAE, 1973], aproveitando-se a oportunidade para transcrever algumas citações desse documento.

A obra em betão armado, pré-esforçada longitudinalmente, com um comprimento total de 250 metros divididos em 5 vãos, é constituída por um tabuleiro contínuo, com uma largura útil de 12 metros, apoiado em quatro pilares centrais e nos encontros por intermédio de aparelhos de neoprene, ver Figura 5.2.



a) apoio do tabuleiro nos pilares

b) apoio do tabuleiro nos encontros

Figura 5.2 – Aparelhos de apoio do tabuleiro.

Os cinco vãos que compõem a ponte podem ser agrupados em 2 extremos e 3 interiores, com comprimentos, entre eixos, de 38 m e 58 m, respectivamente.

O perfil longitudinal do tabuleiro apresenta altura variável. Nos tramos extremos a secção tem uma altura constante de 1.45 m em troços adjacentes aos encontros (9 m) e tem uma altura variável parabolicamente, daí para diante, terminando com 2.90 m nas prumadas das faces dos coroamentos

dos pilares. Nos tramos centrais, a variação de altura é parabólica, com 1.45 m a meio vão e 2.90 m nas prumadas das faces dos coroamentos dos pilares.

A secção transversal do tabuleiro em caixão bicelular de altura variável, ilustrada na Figura 5.3, possui três almas com 0.25 m de espessura, uma laje superior com uma espessura constante de 0.20 m, na zona central das células do caixão, com espessura variável nas zonas adjacentes à ligação com as almas e nas consolas e uma laje inferior com espessura variável de 0.16 m a 0.24 m, na zona central das células, mas com espessura variável nas zonas adjacentes à ligação com as almas. A altura útil no interior do caixão é de 2.70 m, junto aos pilares, variando até 1.00 m, na secção de meio vão.

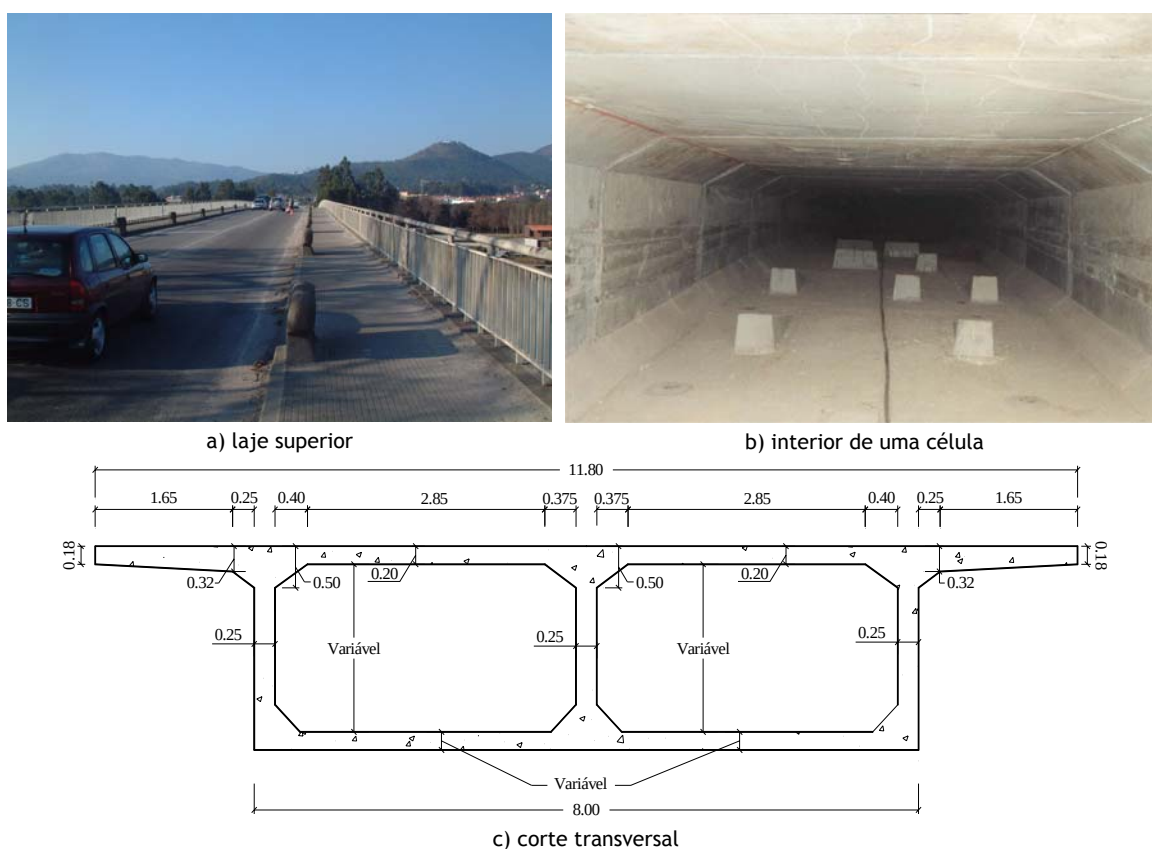


Figura 5.3 – Tabuleiro da ponte em caixão bicelular.

Os cabos de pré-esforço longitudinais distribuem-se em quase toda a largura da laje inferior, enquanto que na laje superior se concentram, fundamentalmente, na zona dos esquadros de ligação da laje com as almas.

Citando os projectistas “(...) os pilares têm forma especiosa, pois procurou dar-se a expressão franca e vigorosa de agudas proas de navio. De secção fusiforme, em curva alongada contínua, obtém-se, pelo efeito da luz, o adelgaçamento dos pontos de apoio (...) A transição entre o tabuleiro e apoios é dada por simples golpe curvo e rápido que faz lembrar escudete”. A secção do pilar é maciça, possuindo armaduras de pele apenas na parte exterior de 0.20 m de espessura. O coroamento dos pilares possui uma secção de $2.4 \times 8.0 \text{ m}^2$ por 2.5 m de altura, zona convenientemente armada. Na parte

enterrada, os pilares são constituídos por grandes prismas rectangulares, ocos, a constituir caixas com paredes de 0.40 m de espessura, fracamente armadas que possuem como fundo sapatas de betão devidamente armadas.

Os encontros são constituídos por grandes muros de suporte de aterros de acesso à ponte, em betão armado. As sapatas dos muros de encontro transmitem as cargas às fundações por intermédio de estacas de betão com um diâmetro mínimo de 0.50 m. Na Figura 5.4 estão representados os encontros e os pilares.



Figura 5.4 – Suportes do tabuleiro da ponte, pilares e encontros.

Os pontos seguintes servem para dar a conhecer, um pouco mais, esta obra de arte e o estado de conservação em que se encontra actualmente.

5.2.1 - Resumo histórico

A pesquisa efectuada sobre a obra em análise permitiu reconstituir, a grosso modo, alguns dos períodos que transcorreram desde a sua construção até aos dias de hoje. A totalidade dos documentos analisados foi gentilmente colocada à disposição da equipa técnica do LABEST/FEUP pela EP - Estradas de Portugal.

De acordo com a memória descritiva e justificativa de projecto [JAE, 1973], a localização da nova ponte sobre o rio Lima, na variante à E.N. 201, em Ponte de Lima, foi aprovada por despacho ministerial de 14 de Maio de 1970.

Também segundo esse documento, o processo construtivo da ponte, definido pelos projectistas, iniciava-se com a execução dos pilares e dos encontros para em seguida se executar o tabuleiro por colocação de aduelas com 3 m de comprimento, pré-fabricadas em estaleiro fixo, de um e de outro lado de cada pilar, a constituir consolas sucessivamente aumentadas até fecharem o respectivo vão, ao se encontrarem com as dos pilares contíguos. Esta técnica é, correntemente, designada de *avanços sucessivos*. Apesar desta disposição, os projectistas concediam liberdade aos concorrentes para completarem ou alterarem este processo construtivo, de modo a permitir que estes pudessem utilizar os meios de que dispunham.

A construção da referida ponte sofreu alguns contratemplos que resultaram na divisão da empreitada em duas fases. Assim, de acordo com uma nota descritiva [JAE, 1977], datada de 6 de Outubro de 1977, tomou-se conhecimento que o anúncio do concurso para execução da obra foi publicado em Diário do Governo (III série, nº112, de 12-05-73) e foi adjudicada ao Engenheiro Zagallo definitivamente em 28-07-75. O prazo de execução foi então fixado em 540 dias.

Por razões que nos são alheias e que não importam para o caso, esse contracto foi rescindido em 10-03-1977. Nessa época já tinham sido executados todos os trabalhos de fundação, faltando obra de pequena monta nos 4 pilares e nos encontros.

Foi então constituída uma 2ª fase para a empreitada de execução da superestrutura da ponte e no acabamento dos pilares, cujo anúncio data de 6 de Outubro de 1977. A adjudicação foi feita à empresa Zagope, sendo o prazo de execução desta fase fixado em 400 dias.

A informação contida nos relatórios técnicos de obra [JAE, 1978-a] permitiu o conhecimento e o encadeamento das tarefas efectuadas. A execução do tabuleiro foi efectuada utilizando o processo construtivo por *avanços sucessivos* com betonagem ‘*in situ*’ das aduelas e consequente pré-esforço dos cabos localizados nas almas do caixão. No final da execução de cada tramo procedia-se ao pré-esforço da laje inferior do caixão. Na Figura 5.5, encontra-se esquematizada a construção do tabuleiro através da sequência de execução das aduelas. De modo sucinto podem enumerar-se as seguintes etapas:

- Início dos trabalhos relativos à 2ª fase da empreitada (01-08-78).
- Betonagem da 1ª aduela do 2º vão: 2-1D (22-03-79).
- Conclusão dos encontros e dos pilares - execução da aduela sobre os mesmos (11-04-79).
- Fecho do 2º vão - entre os pilares 1 e 2 - com betonagem da aduela 2-9 (19-07-79).
- Betonagem da última aduela do 1º tramo: 1-9 (27-08-79).
- Final do 1º vão com betonagem do troço de 7m, da aduela 1-9 até ao encontro, (14-09-79).
- Fecho do 4º vão - entre os pilares 3 e 4 - com betonagem da aduela 4-9 (28-09-79).
- Betonagem da última aduela do 5º tramo: 5-9 (10-10-79).
- Final do 5º vão com betonagem do troço de 7m da aduela 5-9 até ao encontro (25-10-79).
- Fecho do 3º vão - entre os pilares 2 e 3 - com betonagem da aduela 3-9 (07-11-79).
- Colocação do tapete betuminoso no tabuleiro da ponte (20-06-80).
- Conclusão da obra em 15-08-80.

Uma informação da JAE demonstra que o projectista havia detectado uma anomalia nos cálculos do tabuleiro, disponibilizando-se de imediato para a resolução do assunto. A ponte, inicialmente classificada com a classe A (veículo de 60 ton), em termos de classe de sobrecarga, só poderia ser classificada de classe C (veículos de 30 ton), devido à insuficiência de armadura na laje superior. A seriedade da situação era acrescida pelo facto de já estar agendada a abertura oficial do tráfego. A partir dessa data, foram desenvolvidos todos os esforços para encontrar soluções viáveis que serão enumeradas no Capítulo 6 para a resolução dessa anomalia.

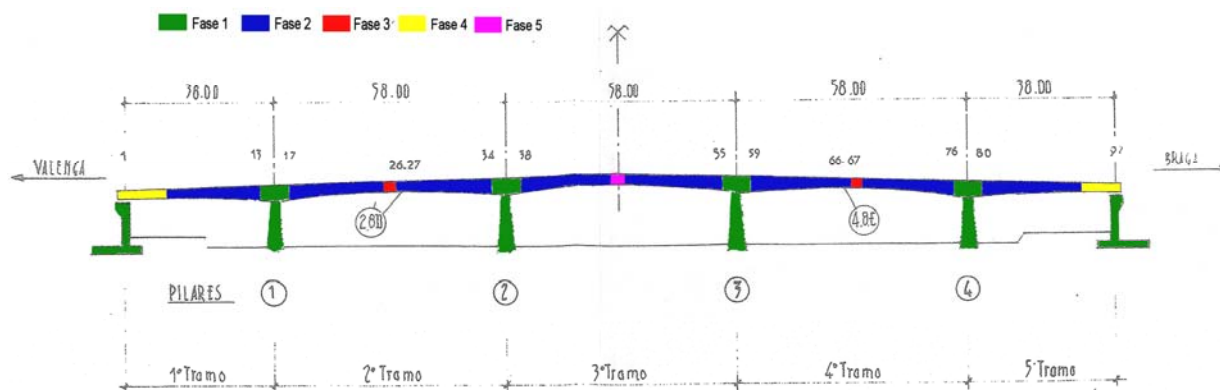


Figura 5.5 – Faseamento construtivo do tabuleiro.

A Direcção da obra teve, então, que decidir sobre a abertura ao tráfego da ponte, optando por uma de três possibilidades:

- Proceder à abertura da ponte, dentro de certas limitações.
- Adiar a abertura da ponte.
- Abrir ao tráfego sem quaisquer limitações.

A escolha recaiu sobre a primeira opção, resultando na limitação do tráfego a veículos de 25 ton e com um máximo de 10 ton por eixo. Assim, no dia 15 de Agosto de 1980 era inaugurada a Ponte de Nossa Senhora da Guia, cuja designação havia sido aprovada pelo Ministro da Habitação e Obras Públicas em 1 de Agosto desse ano.

Numa comunicação interna [JAE, 1980-b], datada de 10 de Setembro de 1980, um fiscal comunicava à Divisão de Construção da Direcção dos Serviços de Pontes o seguinte. *“Cumpre-me informar V. Ex^a de que as fissuras existentes na parte inferior da laje superior do tabuleiro da ponte, em alguns dos locais a fissura abriu um pouco, embora fosse uma coisa mínima”*. A mesma Divisão em comunicado de 21 de Dezembro de 1981 [JAE, 1981-a] informava que era necessário tomar medidas cautelares quanto ao comportamento da obra, tendo decidido que até 31 de Dezembro de 1983 deveriam ser feitas inspecções diárias aos testemunhos colocados sob as lajes, entre almas, colocando novos testemunhos com gesso logo que algum deles se apresentasse fendilhado. Se fossem identificadas novas fendas além das existentes nessa data, o inspector deveria comunicar a situação.

Mais tarde, em 27 de Julho de 1983, a Direcção dos Serviços de Pontes, num documento [JAE, 1983-a] enviado ao Director do Laboratório de Resistência de Materiais da FEUP, solicitava a realização de ensaios que permitissem determinar, de modo experimental, o comportamento da laje do tabuleiro entre as almas do caixão.

Os ensaios de carga realizados sob a orientação do Prof. Joaquim Sampaio, em 4 de Agosto de 1983, revelavam que o comportamento da laje era satisfatório, praticamente elástico para as cargas utilizadas e idênticas às máximas regulamentares. Face a estes resultados, a Divisão de Construção decidiu, em 16 de Dezembro de 1983, retirar as limitações de carga existentes [JAE, 1983-b].

Saliente-se que, durante o período que decorreu desde a detecção da insuficiência de armaduras até à

Das várias inspecções visuais realizadas, foi confirmada a existência de uma extensa fendilhação longitudinal localizada na face inferior da laje superior do tabuleiro. Esta fendilhação que foi detectada, como se referiu, pouco tempo após a entrada em funcionamento da ponte, corresponde a fendas afastadas entre si de 25 a 30 cm e com aberturas entre 0.2 e 0.5 mm, ver Figura 5.7. Dessas inspecções resultou o levantamento e registo das fendas existentes na face inferior da laje superior em ambas as células. Foram também detectadas fendas inclinadas no interior do caixão, em determinadas zonas das almas. Mais recentemente, o LABEST/FEUP desenvolve um estudo destinado à avaliação do nível de segurança global da ponte.

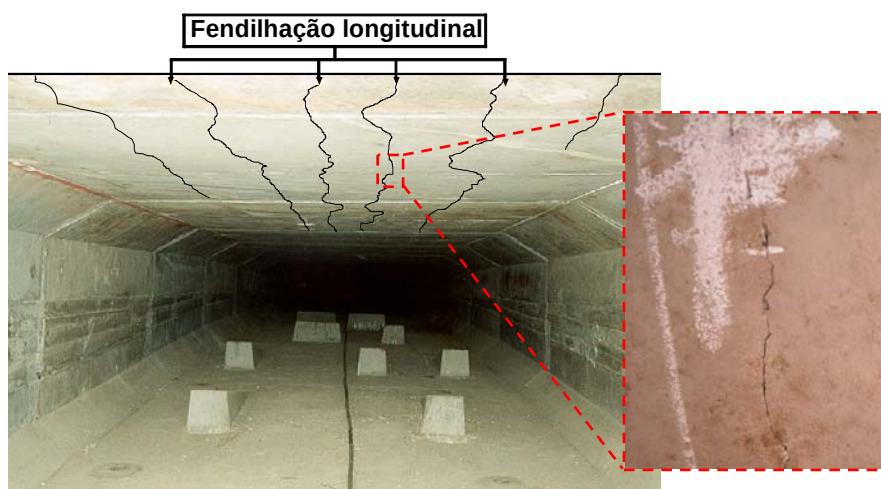


Figura 5.7 - Fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior do tabuleiro.

ii) Caracterização dos materiais

A caracterização do estado actual do betão armado na laje superior do tabuleiro compreendeu, numa primeira fase, a consulta da memória descritiva e justificativa de projecto [JAE, 1973] e dos resultados dos ensaios de compressão realizados aquando da betonagem das aduelas que compõem o tabuleiro [JAE, 1978-b]. Do primeiro documento consta que o betão admitido era da classe B350 (C30/37) e as armaduras de aço SNT 40 (A400). Da análise dos resultados dos ensaios de compressão, percebeu-se que o betão fabricado é da classe B400 (C35/45) com uma dosagem por m³ de 540 kg de cimento, 810 kg de areia e 878 kg de brita fina. Os ensaios requeridos foram executados em provetes com 3 a 5 dias de idade, obtendo-se uma resistência média de 28 MPa aos 4 dias de idade.

Para além desta informação foi, também, efectuado um diagnóstico pela empresa OZ (1998) com a execução de diversos ensaios não destrutivos ou ligeiramente intrusivos, nomeadamente, ensaios esclerométricos, ensaios de detecção e medição do diâmetro e recobrimento das armaduras, ensaios de ultra-sons para indagar acerca da profundidade e abertura das fendas e ensaios de “Pull-off” para avaliação da resistência à tracção superficial do betão. Os resultados obtidos neste diagnóstico podem

ser consultados no Anexo C. Todavia, transcrevem-se as seguintes conclusões do relatório da OZ (1998):

- Os recobrimentos das armaduras apresentam-se mais ou menos uniformes, com algumas ligeiras variações, em geral, entre os 25 e os 36 mm.
- O betão apresenta-se, normalmente homogéneo à superfície revelando níveis de resistência elevados.
- As profundidades estimadas das fissuras são muito variáveis e, na sua maioria, superiores aos valores dos recobrimentos medidos (2.6 a 16 cm).
- Os valores das tensões de rotura à tracção obtidos revelam alguma variabilidade nos resultados, podendo-se estimar que a tensão média de rotura à tracção é de cerca de 2.7 MPa.

Nos ensaios esclerométricos, registaram-se valores elevados de resistência e reduzida dispersão nos resultados. Esses valores sugeriam que o betão existente pertencia à classe C45/55. Saliente-se, no entanto, que o desejável é recolher amostras (carotes) de betão, retiradas do tabuleiro, de modo a realizar ensaios de compressão que permitam validar esta suposição. Tal aconteceu em finais de 2006, tendo os resultados dos ensaios de compressão das carotes recolhidas indicado que a classe do betão deverá ser a C35/45.

Foram, ainda, efectuados, por técnicos da FEUP/LABEST, ensaios de carga com o objectivo de avaliar as flechas e o acréscimo na abertura de fendas, devido à passagem de um camião (veículo de ensaio). Foi utilizado um veículo de 2 eixos com uma distância entre eixos de 5.2 m e com um peso de 127 kN no eixo traseiro e 67 kN no eixo dianteiro. Com este ensaio foi possível observar a actividade das fendas que apresentaram um acréscimo da sua abertura de 10 a 20% da abertura inicial durante a passagem do veículo [Figueiras et al., 1999].

iii) Identificação das secções críticas

A caracterização do estado actual da laje superior do tabuleiro fica concluída nesta fase com a identificação das principais secções críticas. Para tal, foi necessário analisar a distribuição de armaduras transversais, na anterior Figura 5.6 e, em seguida, quantificar a resistência ao corte e à flexão de algumas secções. Assim, a resistência actual dessas secções foi estimada, considerando o betão da classe C35/45 e a armadura de aço da classe A400, ver Quadro 5.1.

5.3 - Causas das avarias

A determinação das causas da presente fendilhação da laje superior do tabuleiro foi objecto de estudo. Inicialmente, foram utilizados diferentes modelos de cálculo, uns baseados no Método dos Elementos Finitos (elementos de laje e elementos de casca) e outros, mais simples, recorrendo a modelos de

pórticos planos. Para tal, foram determinados os diagramas de momentos flectores e de deslocamentos verticais para os Estados Limites Últimos (ELU) e de Utilização (SLS) - combinações raras e quase permanentes - de acordo com o preconizado no RSAEEP (1983). As acções que se consideraram nessas combinações foram: o peso próprio dos passeios “G_p”; o peso próprio da faixa de rodagem “G_{fr}”; a sobrecarga nos passeios “S_p”; e a acção do veículo-tipo “VT” em diversas posições. Finalmente, foram comparados os diversos modelos usados e foi avaliado o comportamento elástico da estrutura através da comparação dos resultados provenientes do ensaio de carga realizado na ponte, na fase de diagnóstico, com os resultados obtidos com um modelo numérico elástico linear de elementos finitos. Esta primeira etapa de análise foi desenvolvida por Oliveira et al. (1999).

Quadro 5.1 – Valores resistentes de cálculo nas secções críticas da laje superior.

Secção	Características	Armadura (cm ² /m)	Momento resistente (kN.m/m)	Esforço transversal resistente (kN/m)
A	b = 1.00 m h = 0.20 m d = 0.17 m	(Ø10//0.20) A _s = 3.93	M _{Rd} ⁺ = 22.2 kN.m/m	V _{Rd} = 0.6 (1.6-d) τ ₁ b _w d V _{Rd} = 131.3 kN/m
B	b = 1.00 m h = 0.46 m d = 0.43 m	(Ø10//0.15) A _s = 5.23	M _{Rd} ⁻ = 77.0 kN.m/m	V _{Rd} = 0.6 (1.6-d) τ ₁ b _w d V _{Rd} = 271.7 kN/m
C	b = 1.00 m h = 0.32 m d = 0.29 m	(9Ø12/m) A _s = 10.18	M _{Rd} ⁻ = 96.2 kN.m/m	V _{Rd} = 0.6 (1.6-d) τ ₁ b _w d V _{Rd} = 205.1 kN/m
D	b = 1.00 m h = 0.20 m d = 0.17 m	(9Ø12/m) A _s = 10.18 (Ø10//0.15) A _s = 5.23	M _{Rd} ⁻ = 56.4 kN.m/m M _{Rd} ⁻ = 29.7 kN.m/m	V _{Rd} = 0.6 (1.6-d) τ ₁ b _w d V _{Rd} = 131.3 kN/m

Posteriormente, esse estudo foi complementado por Silva et al. (2002) através da avaliação do efeito das variações de temperatura, da acção do veículo-tipo definido no EC1 [Eurocódigo 1, 1995] e, ainda, da influência do pré-esforço longitudinal. Para esse fim, considerou-se um modelo de pórtico plano para analisar o efeito das variações de temperatura e da acção do veículo-tipo. O efeito do pré-esforço foi estudado num modelo elástico de elementos finitos de casca de 8 nós, através da simulação de meia ponte. Foram, então, obtidos os diagramas de momentos flectores com vista à verificação dos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizados no RSAEEP e no EC1.

Os modelos utilizados nesta análise foram todos elásticos, mesmo sabendo que após o desenvolvimento da fendilhação o comportamento de estruturas de betão armado poderá ser modificado. Porém, nesta fase preliminar, justificava-se a utilização de modelos de comportamento mais simples. Saliente-se que a comparação dos resultados numéricos provenientes destes modelos elásticos com os resultados experimentais do ensaio de carga efectuado na ponte para cargas moderadas (camião de 193.6 kN, um

terço da carga do veículo tipo) evidenciou que a ponte para este nível de carga possui um comportamento muito próximo do elástico.

Nos itens seguintes apresentam-se, sumariamente, os resultados mais relevantes desses estudos.

5.3.1 - Comportamento da laje superior do tabuleiro

Das várias acções que foram consideradas na análise do comportamento da laje superior, apresentam-se, isoladamente, as acções do pré-esforço, da temperatura e do veículo-tipo preconizado no RSAEEP. Este estudo teve como objectivo, apenas, o estudo da laje, por isso, não se tecem quaisquer considerações sobre os restantes elementos que compõem o caixão (almas e laje inferior).

De acordo com as propriedades dos materiais e com as características geométricas da secção transversal da laje superior do tabuleiro, estimou-se para momento de fendilhação " M_{cr} ", da zona de espessura constante ($h = 0.20$ m), um valor de 19 kN.m/m.

O efeito do pré-esforço foi examinado com o programa FEMIX, tendo-se simulado meia ponte através de uma formulação elástica de elementos finitos com uma malha de 1750 elementos de casca de 8 nós. Os encontros e os pilares foram materializados com apoios simples e consideraram-se apoios de roletes para simular a simetria. O maciçamento, nas zonas dos apoios, foi simulado pelo aumento de espessura dos elementos envolventes. Na Figura 5.8 apresenta-se o modelo adoptado para análise de meio tabuleiro.

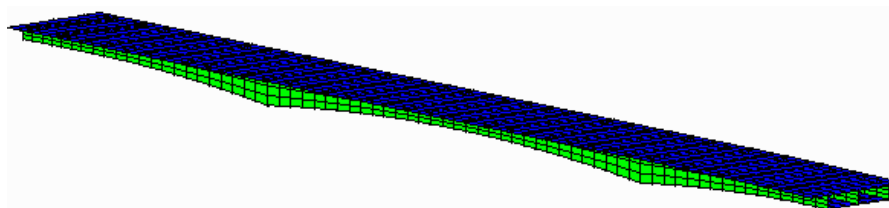


Figura 5.8 - Malha de elementos finitos adoptada para modelação de meia ponte.

O estudo das restantes acções foi efectuado com base num modelo elástico de elementos finitos, recorrendo ao programa DIANA 9.0. Desse modo, modelou-se uma parcela do tabuleiro com 10 m de comprimento, definindo-se uma malha com 1100 elementos de casca de 8 nós, Figura 5.9. Nesta figura, ilustram-se, ainda, as condições fronteira consideradas: a restrição de deslocamento segundo y nas extremidades das almas laterais; as restrições de deslocamentos segundo x e y numa das extremidades da alma central e as restrições de todos os deslocamentos (x , y e z) na outra extremidade; e a restrição da rotação segundo o eixo $x-x$ em todos os nós das extremidades do modelo. Como só foi modelada uma pequena região do tabuleiro, optou-se por considerar constante a altura da secção transversal do caixão. Recorde-se que a secção transversal em caixão apresenta altura variável, sendo máxima junto ao pilar (2.90 m) e mínima a meio vão (1.45 m), valores válidos para os tramos interiores (58 m). Nesta modelação considerou-se uma secção transversal média, possuindo o

caixão uma largura de 11.80 m e 2.175 m de altura. As restantes dimensões adoptadas no modelo são as representadas, anteriormente, na Figura 5.3.

Em todos estes modelos numéricos, admitiu-se um comportamento elástico para o aço A400 e para o betão C35/45.

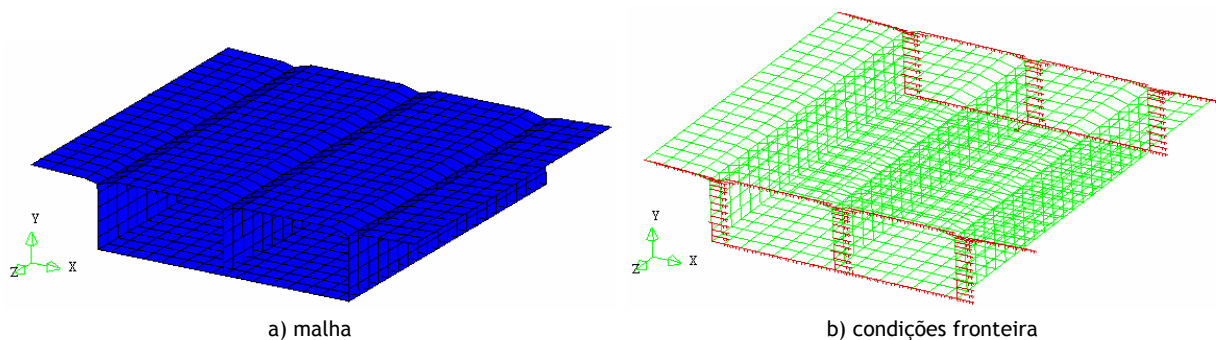


Figura 5.9 – Malha de elementos finitos adoptada para modelação de 10 m de tabuleiro.

i) Efeito do pré-esforço

As secções transversais de pontes são, frequentemente, concebidas de modo a que se mantenham totalmente comprimidas, em Estados Limites de Utilização, recorrendo, para tal, ao uso de pré-esforço longitudinal.

De acordo com as peças desenhadas pertencentes à memória descritiva e justificativa do projecto de estruturas, o traçado dos cabos existentes na laje superior do caixão apresenta um primeiro troço curvo que principia no interior das almas e se prolonga até ao eixo médio da laje, sendo o seu traçado rectilíneo a partir daí. Já o traçado dos cabos existentes na laje inferior acompanha o perfil longitudinal da ponte. Convém referir que, apesar dos esforços desenvolvidos, não foi possível ter acesso ao projecto de aplicação do pré-esforço, projecto esse que poderia fornecer dados adicionais de extrema importância para esta análise.

Como só se dispunha das dimensões de algumas secções transversais do caixão e não se possuía informação sobre a excentricidade dos cabos existentes na laje superior, admitiu-se que:

- O pré-esforço na laje superior do caixão era composto por três cabos resultantes rectilíneos situados, aproximadamente, sobre as almas do caixão e localizados no eixo médio da laje.
- O pré-esforço na laje inferior do caixão era composto por dois cabos resultantes situados, sensivelmente, a meio de cada célula e cujo traçado possuía a mesma curvatura do perfil longitudinal de cada tramo.

As acções consideradas neste estudo foram o peso próprio dos materiais e a acção do pré-esforço inferior e superior introduzida pelas respectivas cargas equivalentes, representadas na Figura 5.10 e na Figura 5.11, respectivamente.

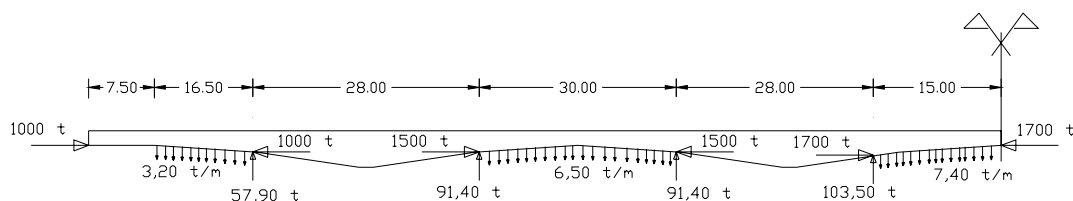


Figura 5.10 - Esquema do pré-esforço inferior.

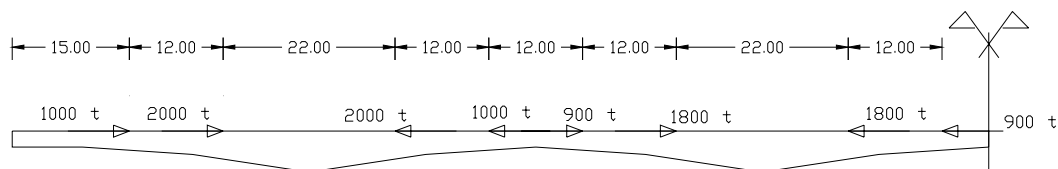


Figura 5.11 - Esquema do pré-esforço superior.

Dos resultados obtidos, verifica-se a existência de esforços significativos nas secções onde se localizam as ancoragens dos cabos mas, de um modo geral, é desprezável a influência do pré-esforço, no que concerne à indução da fendilhação observada. O efeito desta acção é, fundamentalmente, o de compressão na direcção longitudinal da ponte, sendo as tracções transversais geradas de valor desprezável. Saliente-se, no entanto, que o pré-esforço existente no tramo intermédio é excessivo, pois como se pode constatar na deformada ilustrada na Figura 5.12 a acção do peso próprio é inferior ao pré-esforço existente.

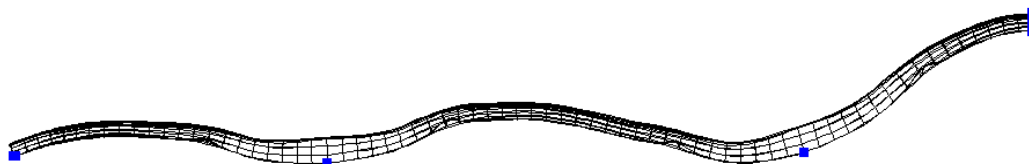


Figura 5.12 - Deformada da estrutura para a actuação do peso próprio e do pré-esforço.

Logicamente que as observações apresentadas estão dependentes das hipóteses anteriormente admitidas para o traçado dos cabos. Sem a simulação do pré-esforço com o detalhe de cada cabo isolado e sem a sequência de esticamento não seria de esperar que a simulação efectuada contribuisse decisivamente para a identificação das causas das avarias na laje superior. Finalmente, apresenta-se, para o 2º vão o esforço axial longitudinal introduzido na laje superior, ver Figura 5.13, e a localização e grandeza dos esforços axiais de tracção introduzidos na direcção transversal, ver Figura 5.14.

ii) Efeito da temperatura

Como é do conhecimento geral, os efeitos das variações de temperatura nas estruturas hiperstáticas não devem ser desprezados. Porém, somente há algumas dezenas de anos é que os regulamentos incluíram especificações quanto aos valores a adoptar para este tipo de acção. Por este motivo, várias pontes projectadas no passado apresentaram fendilhação com abertura significativa das fissuras.

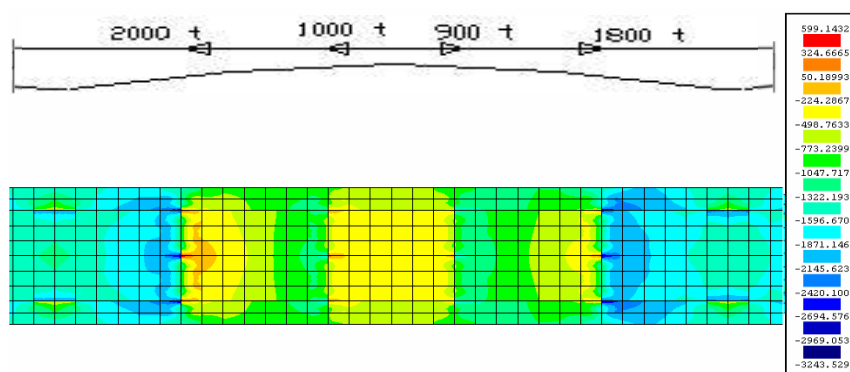


Figura 5.13 - Esforço axial, na laje superior, na direcção longitudinal.

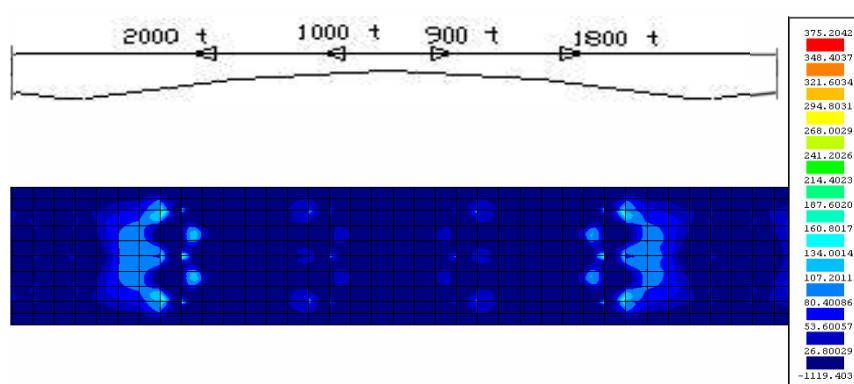


Figura 5.14 - Esforço axial de tracção, na laje superior, na direcção transversal.

A acção da temperatura pode ter origem variada mas, no caso das pontes rodoviárias ela é, normalmente, gerada pelos seguintes factores:

- Calor de hidratação do cimento, ocorrendo, apenas, nos primeiros dias após a betonagem.
- Aplicação do tapete betuminoso.
- Variação de temperatura ambiente (diárias e sazonais).

Neste estudo, procurou-se analisar o efeito da acção da temperatura proveniente da aplicação do tapete betuminoso e das variações de temperatura ambientais.

Sobre a acção da temperatura o RSAEEP recomenda, apenas, que para estruturas de betão armado pré-esforçado não protegidas se adopte uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$, não referindo qualquer valor para as variações diferenciais de temperaturas. Note-se, ainda, que estes valores se reportam às variações anuais de temperatura ambiente.

Os trabalhos de Silveira (1993) e de Leonhardt (1982), sobre este tipo de acção, revelam que as variações diferenciais de temperatura, registadas em estruturas desta natureza, podem atingir valores entre 12°C e 18°C e que, também, se têm registado variações uniformes de temperatura de $\pm 20^{\circ}\text{C}$. Já o efeito da colocação do tapete betuminoso (cujas temperaturas de aplicação oscila entre os 130°C e os 150°C) conduz a variações diferenciais de temperatura que poderão atingir valores máximos de cerca de 35°C .

Para simular a exposição ambiental mais gravosa, considerou-se uma distribuição de temperatura que se traduziu por uma variação uniforme de 32.5°C e por uma variação diferencial de 15°C, valores estes muito próximos dos registados em algumas obras desta natureza. A distribuição de momentos flectores obtida, na laje superior do caixão, está esquematizada na Figura 5.15. Note que no diagrama de momentos os esforços positivos se encontram representados na parte superior do elemento, contrariamente ao que é mais corrente.

Para simular o efeito da aplicação do tapete betuminoso, considerou-se uma distribuição de temperatura que se traduziu por uma variação uniforme de 32.5°C e por uma variação diferencial de 35°C. Aquando da colocação da camada betuminosa apenas o peso próprio da estrutura se encontrava mobilizado. Assim, na Figura 5.16 apresentam-se a distribuição de momentos flectores obtida, na laje superior do caixão.

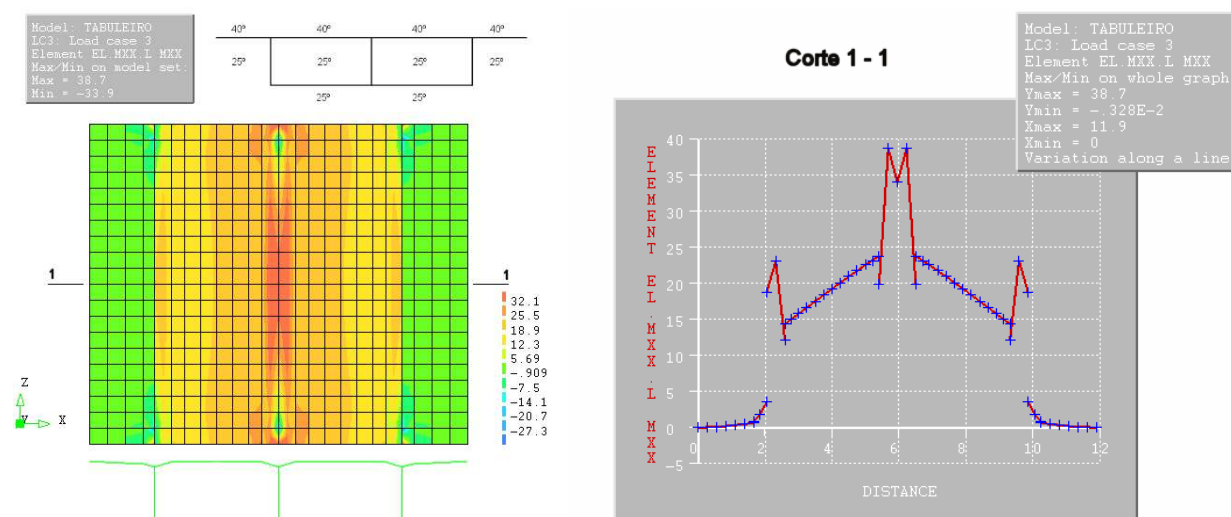


Figura 5.15 - Momentos flectores transversais, na laje superior, para a acção da temperatura ambiente.

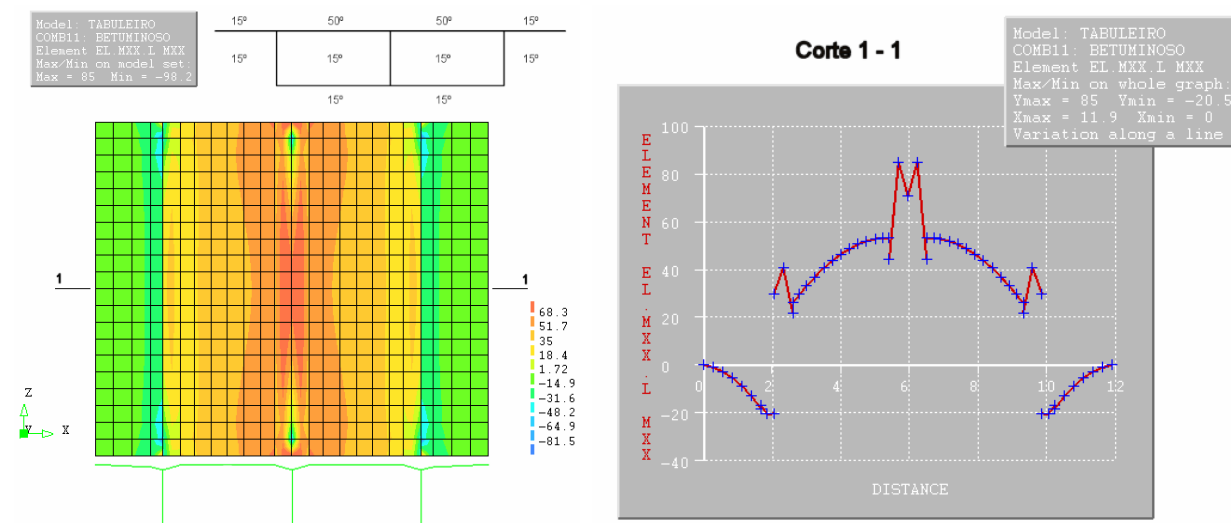


Figura 5.16 - Momentos flectores transversais, na laje superior, por aplicação do tapete betuminoso.

iii) Efeito do veículo-tipo

O veículo-tipo é uma sobrecarga que é necessário considerar no dimensionamento de pontes rodoviárias. Segundo o RSAEEP, esta sobrecarga deve ser quantificada de duas formas diferentes. No estudo realizado por Oliveira et al. (1999) concluiu-se que a forma mais desfavorável para a análise em curso era considerar o veículo de três eixos equidistantes de 1.5 m composto por dois rodados espaçados de 2.0 m, com uma carga de 200 kN, por eixo (pontes de classe I). As dimensões das rodas são de $0.20 \times 0.60 \text{ m}^2$.

Refira-se, ainda, que em relação a esta sobrecarga foram, também, considerados os modelos de carga preconizados no EC1 (1995). Este regulamento especifica quatro modelos, sendo os dois primeiros os que mais se identificaram com este estudo.

Para ambas as situações foram consideradas as acções do veículo-tipo actuando em várias posições distintas. Todos os resultados deste estudo estão publicados num relatório técnico [Silva et al., 2002], apresentando-se, na Figura 5.17, somente a distribuição de momentos flectores obtida, na laje superior do caixão, para a posição mais desfavorável do veículo-tipo estabelecido no RSAEEP.

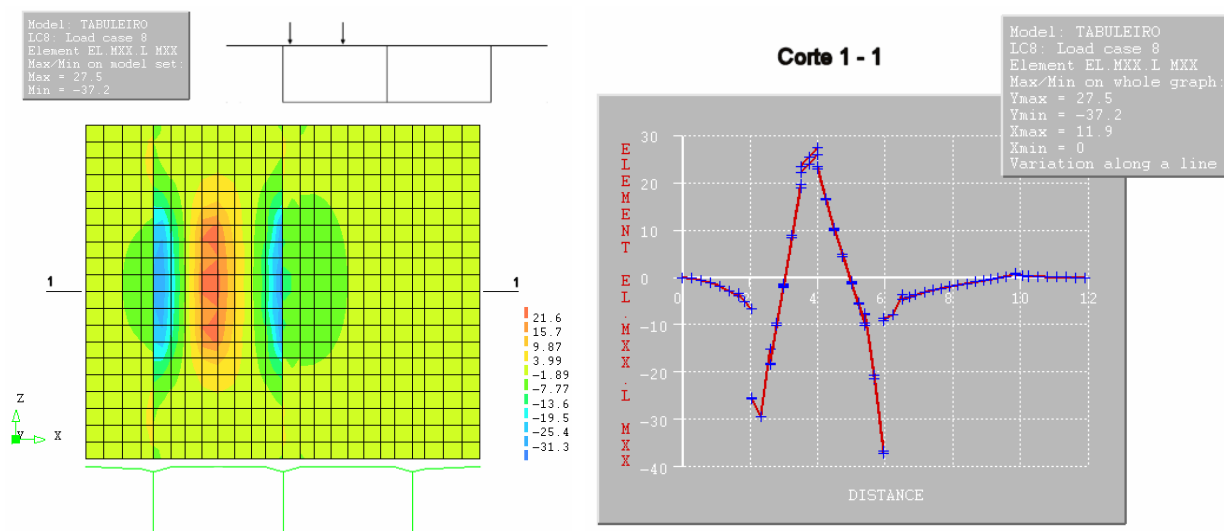


Figura 5.17 - Momentos flectores transversais, na laje superior, por acção do veículo-tipo (RSAEEP).

5.3.2 - Nível de segurança da laje

A avaliação do nível de segurança da laje superior do tabuleiro foi realizada com base no conceito de verificação dos estados limites (utilização e último). Assim, procedeu-se inicialmente à obtenção dos valores máximos de cálculo dos momentos flectores instalados nas várias secções críticas, previamente identificadas, de acordo com as combinações de acções preconizadas pelos RSAEEP e EC1. Foram consideradas as seguintes acções: a acção permanente proveniente do peso próprio dos materiais tendo sido dividida em peso dos passeios “ G_p ” e peso da faixa de rodagem “ G_{fr} ”, a sobrecarga

regulamentar nos passeios “S_p”, a acção do veículo-tipo “VT” e a acção da temperatura “T”. O veículo-tipo foi considerado na posição mais desfavorável para os esforços de flexão na laje.

Para a determinação dos pesos próprios dos elementos estruturais, considerou-se para peso volúmico do betão armado o valor de 25 kN/m³. Assim sendo, a acção permanente da faixa de rodagem considerada foi a seguinte:

- 6.3 kN/m² na zona da laje com espessura constante, no interior das células do caixão.
- 9.5 kN/m² na zona da laje com espessura variável (esquadros), no interior do caixão.
- 11.8 kN/m² na zona da laje com espessura variável (esquadros), nas consolas.

Para a acção permanente dos passeios, quantificou-se uma carga de 9.8 kN/m² (numa faixa de 0.25 m a partir da extremidade das consolas) e 7.0 kN/m² (na restante consola).

A acção das variações de temperatura ambiente foi quantificada de acordo com as condições climáticas locais, tendo-se considerado, no interior das células que compõem o caixão, uma variação uniforme de temperatura, na laje, de 32.5°C e uma variação diferencial de temperatura de 15°C.

As restantes acções consideradas, específicas de pontes rodoviárias, variaram de acordo com o regulamento utilizado. Para a sobrecarga nos passeios considerou-se:

- 3.0 kN/m² para o RSAEEP.
- 5.0 kN/m² para o EC1.

Quanto à acção dos rodados do veículo tomou-se:

- Veículo de três eixos com 200 kN/eixo para o RSAEEP (pontes de classe I).
- Veículo de dois eixos com 300 kN/eixo para o EC1.

Posteriormente, os esforços actuantes obtidos foram comparados com os correspondentes esforços resistentes, calculados de acordo com o estabelecido no REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (1983).

A acção da temperatura é, normalmente, encarada não como uma acção directa mas como uma deformação imposta. O gradiente térmico entre a face superior e a face inferior da laje provoca a sua flexão, devido ao grau de hiperstaticidade da secção em caixão. Essa flexão é responsável pelo aparecimento de esforços. Naturalmente, se houver fendilhação (e em última análise plastificação), à medida que aumenta a degradação da rigidez da laje, a rotação entre a laje e as almas aumenta, o que provoca uma redistribuição dos esforços e, concomitantemente, os efeitos induzidos pela acção da temperatura decrescem. Dessa forma, considerou-se que o efeito da temperatura terá mais relevância na verificação aos Estados Limites de Utilização.

No Quadro 5.2, sintetizam-se os valores de momentos obtidos por aplicação dos dois regulamentos.

Como se observa da análise do quadro anterior as secções críticas A, B e D apresentam um deficiente nível de segurança. Por aplicação das disposições do RSAEEP verificou-se que apenas a secção A não apresenta suficiente nível de segurança à flexão. No entanto, por aplicação do EC1 constatou-se que, para além dessa secção A, também a B não satisfaz o nível de segurança à flexão e ainda que a secção

D não verifica a segurança ao corte. De qualquer forma, é possível reforçar à flexão as secções A e B, por colagem exterior de compósitos de CFRP, de modo a satisfazer as condições de segurança preconizadas no EC1. Em relação ao esforço transversal, será precipitado concluir que a laje superior do tabuleiro não possui resistência suficiente, sem antes efectuar uma análise mais rigorosa, com recurso a modelos numéricos mais sofisticados (diferente consideração das cargas e do comportamento dos materiais) e ensaios de carga “*in situ*” direccionados para esse efeito. Apesar disso, foram adoptadas as disposições do RSAEEP em todos os estudos realizados no âmbito deste trabalho.

Refira-se que foi, também, efectuada uma verificação ao punçoamento de acordo com o estipulado no REBAP, tendo-se constatado que a laje possui resistência suficiente [Silva et al., 2003-a].

Por fim, esquematizam-se, na Figura 5.18, a distribuição de momentos flectores de cálculo na laje superior do caixão, para a combinação fundamental de acções que produz o máximo momento flector no vão e, na Figura 5.19, a distribuição mais gravosa de esforço transversal na laje e a largura crítica considerada ($L=4.5$ m). A superfície crítica situa-se na região de transição para espessura constante.

Quadro 5.2 – Valores de cálculo dos momentos flectores nas secções críticas da laje superior (E.L. Último).

Secção	Momento actuante (kN.m/m)		Momento resistente (kN.m/m)	Esforço transversal actuante (kN/m)		Esforço transversal resistente ^(*) (kN/m)
	RSAAEP	EC1		RSAAEP	EC1	
A - Meio-vão	$M_{Sd}^+ = 44.0$	$M_{Sd}^+ = 57.5$	$M_{Rd}^+ = 22.2$	$V_{Sd} = 64.2$	$V_{Sd} = 55.0$	$V_{Rd} = 131.3$
B - Esquadro	$M_{Sd}^- = 66.9$	$M_{Sd}^- = 105.8$	$M_{Rd}^- = 77.0$	$V_{Sd} = 249.2$	$V_{Sd} = 231.0$	$V_{Rd} = 271.7$
C - Consola	$M_{Sd}^- = 48.5$	$M_{Sd}^- = 43.8$	$M_{Rd}^- = 96.2$	$V_{Sd} = 31.9$	$V_{Sd} = 35.7$	$V_{Rd} = 205.1$
D - Junto ao esquadro	$M_{Sd}^- = 37.8$	$M_{Sd}^- = 36.4$	$M_{Rd}^- = 56.4$	$V_{Sd} = 106.5$	$V_{Sd} = 171.7$	$V_{Rd} = 131.3$

(*) valor determinado de acordo com o preconizado no REBAP

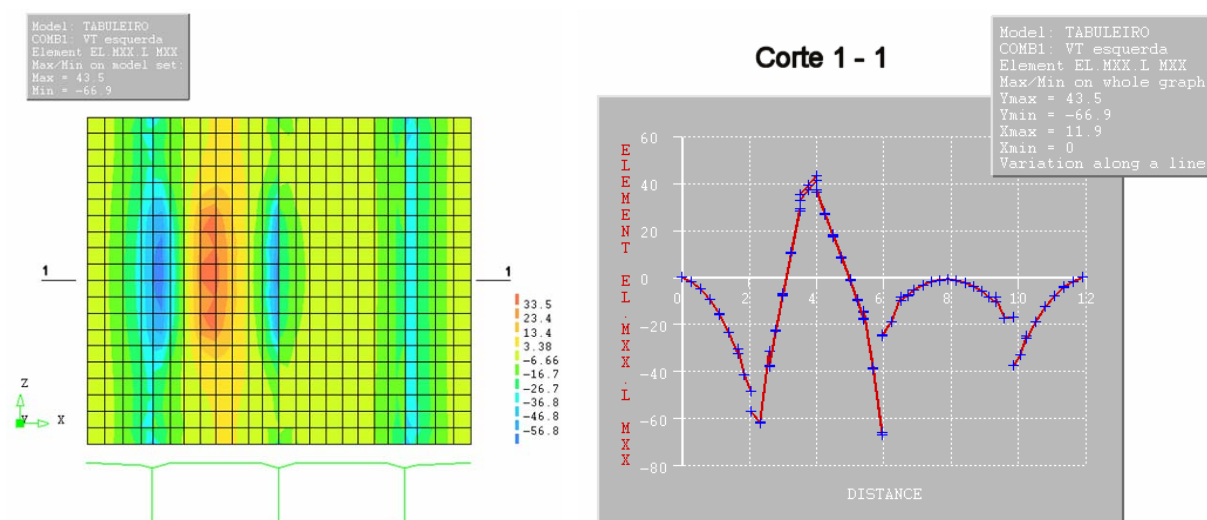


Figura 5.18 – Momentos flectores transversais de cálculo para a combinação mais gravosa.

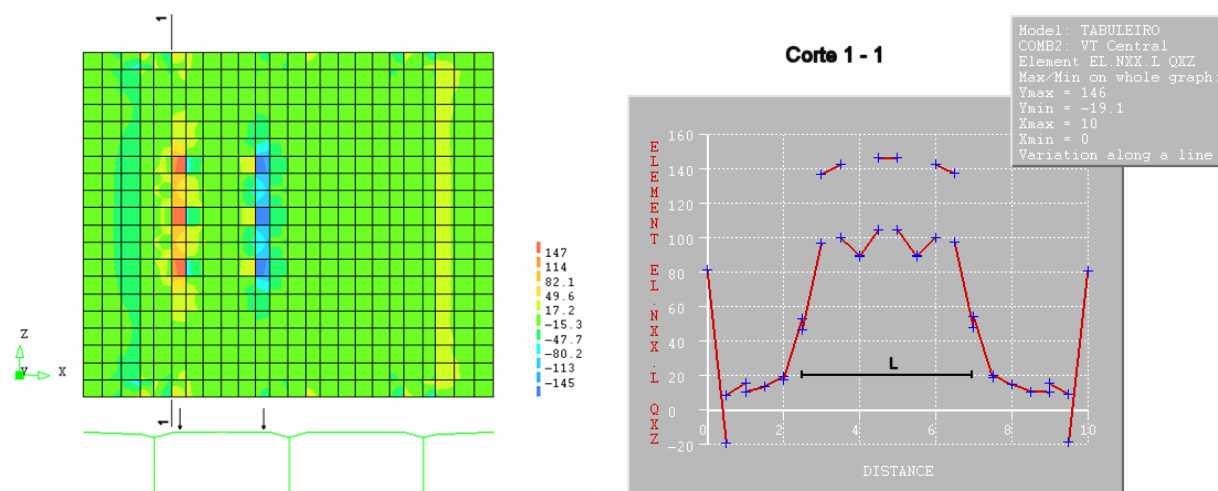


Figura 5.19 – Diagrama de esforço transversal (RSAEEP).

O Quadro 5.3 resume os valores dos momentos flectores máximos obtidos, de acordo com o estabelecido no RSAEEP, assim como os valores estimados para os momentos flectores resistentes (sem reforço) e para os momentos de plastificação das armaduras (valores característicos, $f_{syk} = 400$ MPa).

Quadro 5.3 - Momentos flectores máximos estimados e momentos flectores resistentes.

Estado Limite	Secção	Momento Actuante	Momento Resistente Actual
Utilização(*) (Comb. quase-permanente)	A - Meio vão	$M_{Sk}^+ = 13.0$ kNm/m	$M_{Ryk}^+ = 26.0$ kNm/m
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sk}^- = 6.9$ kNm/m	$M_{Ryk}^- = 65.8$ kNm/m
Utilização(*) (Comb. rara)	A - Meio vão	$M_{Sk}^+ = 38.0$ kNm/m	$M_{Ryk}^+ = 26.0$ kNm/m
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sk}^- = 18.7$ kNm/m	$M_{Ryk}^- = 65.8$ kNm/m
Último	A - Meio vão	$M_{Sd}^+ = 44.0$ kNm/m	$M_{Rd} = 22.2$ kNm/m
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sd}^- = 37.8$ kNm/m	$M_{Rd}^- = 56.4$ kNm/m

(*) contabilizou-se a acção da temperatura.

5.3.3 - Conclusões

A avaliação das possíveis causas das avarias existentes na laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia permitiu clarificar alguns aspectos. Assim, pode afirmar-se:

- Sem uma simulação detalhada do pré-esforço, (posição dos cabos e sequência de aplicação) é difícil avaliar se o pré-esforço contribuiu para as avarias da laje superior.
- A acção da temperatura, gerada pela aplicação do tapete betuminoso, pode ter sido responsável pelo aparecimento da primeira fendilhação.

- A variação de temperatura diferencial e a acção dos rodados de veículos pesados devem ter contribuído decididamente para a abertura das fissuras.
- A combinação das várias acções evidenciou a insuficiência da armadura da face inferior da laje superior do tabuleiro para resistir aos esforços que nela se desenvolvem.

Finalmente, refira-se que os dados contidos no Quadro 5.3 demonstram a necessidade de proceder a um reforço da laje para cerca do dobro da resistência existente (RSAEEP), de modo a repor as condições de segurança.

5.4 - Reforço experimental

Como se referiu no Capítulo 1, os trabalhos de investigação iniciados por Juvandes (1999) relativos ao uso de materiais compósitos de CFRP no reforço e reabilitação de estruturas de betão e a necessidade de aumentar a capacidade de carga da laje conduziram à constituição e desenvolvimento do Projecto CarboPonte - Reforço de Pontes com Compósitos Avançados. Esse Projecto envolveu outras instituições (INEGI, LNEC, STAP e JAE) e decorreu no período compreendido entre 1998 e 2000, tendo sido elaborados diversos relatórios.

Em síntese, o primeiro desses relatórios [Juvandes et al., 1996] traduz o resultado de uma pesquisa bibliográfica sobre materiais compósitos e sua aplicação no reforço de estruturas de betão. Os dois relatórios seguintes reportam análises experimentais realizadas por Juvandes et al. (1998-a, 1998-b) no Laboratório de Estruturas da FEUP com o objectivo de avaliar o comportamento de vigas e faixas e laje reforçadas por colagem exterior de sistemas compósitos de CFRP. Refira-se que os modelos reduzidos de laje foram definidos e concebidos a partir das características da laje superior do tabuleiro da ponte tendo-se demonstrado em laboratório que é verosímil o projecto de reforço da laje com materiais compósitos.

A análise preliminar, desenvolvida por Oliveira et al. (1999), relativa ao nível de segurança da laje superior do tabuleiro e os resultados experimentais registados por Juvandes et al. (1998-b) em modelos reduzidos de laje, conduziu à proposta de Figueiras et al. (1999) para execução de um reforço experimental, numa zona localizada da laje superior do tabuleiro.

Decorria o mês de Julho de 1999 quando se executou o reforço experimental na zona do tabuleiro, esquematizada na Figura 5.20. Para o efeito, foram convidadas algumas empresas nacionais que comercializavam sistemas de CFRP, nomeadamente, a STAP, a SIKA, a BETTOR - MBT e o INEGI. Pretendia-se que cada uma das empresas convidadas reforçasse uma faixa de 1 metro de largura de laje. Este reforço experimental tinha os seguintes objectivos: avaliar os procedimentos de execução com vista à elaboração de um caderno de encargos e aferir o comportamento em serviço dos sistemas de reforço.

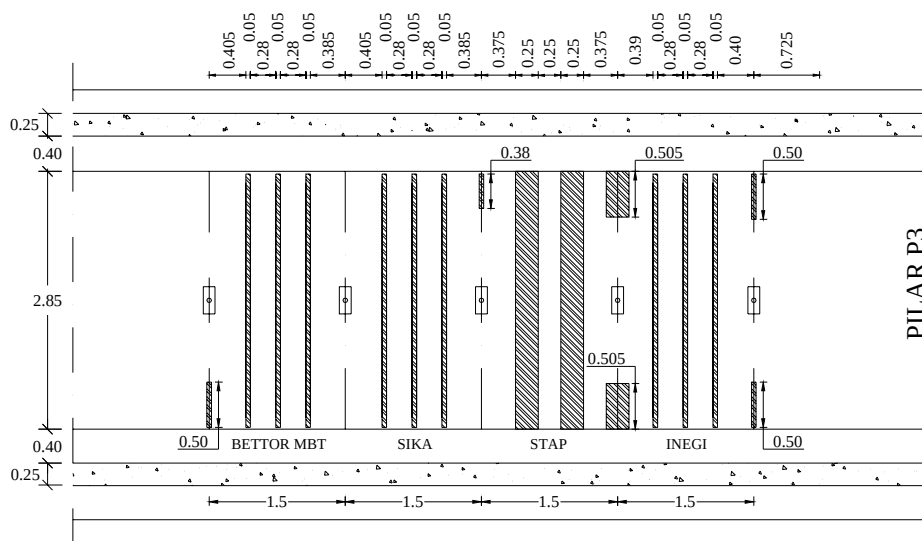


Figura 5.21 - Planta da zona a reforçar experimentalmente.

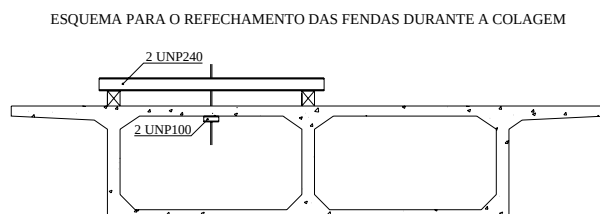


Figura 5.22 - Esquema utilizado para refecho das fendas.



Figura 5.23 - Vista do interior do caixão durante e no final da aplicação do reforço experimental.

Numa fase já posterior à execução do reforço experimental, a FEUP/LABEST realizou uma nova série de ensaios de “Pull-off”, desta feita sobre os quatro sistemas compósitos de fibras de carbono que constituem esse reforço experimental. Este conjunto de ensaios teve como objectivo o controlo da qualidade da execução da colagem dos vários sistemas de CFRP, avaliando, simultaneamente, a resistência à tracção directa da interface betão-adesivo-compósito [Silva et al., 2003-b]. Os valores das tensões de arrancamento obtidos nesta fase de ensaios, os valores médios da tensão de arrancamento e os modos de ruína podem ser consultados no Anexo C. A tensão média de rotura à tracção foi, também, de 2.7 MPa.

5.5 - Instrumentação da zona reforçada

Para avaliar o comportamento em serviço dos sistemas de CFRP, foi definido um programa experimental constituído por uma campanha de ensaios de carga (dez no total) e por um plano de monitorização no tempo (com uma duração de cerca de três anos). Para o cumprimento do programa experimental, foi necessário proceder à instalação de diversos equipamentos e sensores. Neste ponto far-se-á a enumeração de todo o sistema de medição utilizado durante o programa experimental.

A região da laje onde se realizou este reforço e os quatro sistemas de CFRP foram instrumentados de forma a obter registos: i) das extensões nos sistemas compósitos de carbono e nas armaduras ordinárias principais; ii) dos deslocamentos verticais em vários pontos da zona reforçada; iii) dos deslocamentos relativos entre faces de algumas fendas (abertura de fendas); e iv) da temperatura.

O sistema de medição adoptado permitiu a medição automática e simultânea destas grandezas, com a intervenção mínima de operadores. O início dos registos não foi o mesmo para todas as grandezas, pois a decisão de instalar mais ou diferentes sensores, para além dos inicialmente instalados, resultou da observação das primeiras medições.

Assim, numa primeira fase, foram instalados oito extensómetros (EC1 a EC8) nos quatro sistemas compósitos de CFRP, metade dos quais junto à extremidade dos sistemas e outra metade próximo do meio vão da laje, em secção fendilhada, e dois sensores de temperatura (TI e TE). Esta fase culminou com a montagem do posto de observação (P.O.). Em seguida, foi programada uma campanha de ensaios de carga na qual se procedeu à instalação de transdutores de deslocamentos para medir flechas (DV1 a DV4) e aberturas de fendas (AF1 a AF5) e células de carga para controlar a carga aplicada (CC1 a CC5). Os resultados obtidos nos primeiros ensaios de carga conduziram à instalação de mais quatro extensómetros (EC9 a EC12) nos sistemas de CFRP, em secção não-fendilhada. A última fase compreendeu a instalação de outro sensor de temperatura (TB) e de dois extensómetros na armadura ordinária da laje (ARM1 e ARM2), numa zona dos varões situada próxima de uma fenda.

De forma simplificada, far-se-á a descrição de todos os equipamentos usados nas tarefas do programa de trabalho proposto neste relatório. Saliente-se que todos os equipamentos instalados em obra foram devidamente testados e calibrados no LABEST/FEUP.

5.5.1 - Medição da extensão

A medição da extensão dos compósitos de CFRP foi efectuada mediante a instalação, na superfície de laminados e de mantas, em secções previamente estabelecidas, de 8 extensómetros (EC1 a EC8) de resistência eléctrica de 120 Ω , produzidos pela HBM.

Estes extensómetros são específicos para o aço e auto-compensados para a temperatura, isto é, a resposta do extensómetro, mais especificamente, a liga metálica que compõe a resistência eléctrica do extensómetro, é caracterizada por uma deformação (imposta) mínima quando instalada no aço e

submetido a uma temperatura superior a -50°C e inferior a 250°C . Logicamente, o tipo de liga metálica a empregar na resistência eléctrica dependerá do tipo de material onde este será aplicado, de modo a que o coeficiente de dilatação térmico do material de base seja idêntico ao da resistência do extensómetro. Assim, cada tipo de extensómetro traz a acompanhá-lo uma curva que relaciona a resposta/deformação deste em função da temperatura. Por exemplo, para um intervalo de temperaturas de 0°C a 50°C a variação de resistência registada é praticamente nula. Em suma, estes extensómetros quando aplicados no aço e submetidos a variações correntes de temperatura registam uma variação de resistência mínima, pois compensam a deformação que o material experimenta [Vishay, 1993]. Como os coeficientes de dilatação térmica do aço e do betão são próximos e como a rigidez da laje de betão é muito superior à dos sistemas de CFRP, então as deformações registados pelos extensómetros são essencialmente devidas à deformação mecânica da laje.

A localização dos extensómetros atendeu a dois critérios: avaliar as extensões na extremidade dos sistemas e avaliar as extensões numa zona central do sistema situada sobre uma fenda no betão. Com o objectivo de esclarecer alguns aspectos relacionados com o comportamento dos sistemas de CFRP foram, posteriormente, instalados mais 4 extensómetros (EC9 a EC12) na zona central dos sistemas, mas em secções não fendilhadas. Finalmente, foram ainda instalados dois extensómetros (ARM1 e ARM2) em varões da armadura ordinária principal. Todos estes sensores e as correspondentes técnicas de aplicação observaram as recomendações do fabricante. A Figura 5.24 ilustra a localização geral dos extensómetros e o Quadro 5.4 especifica essa localização.

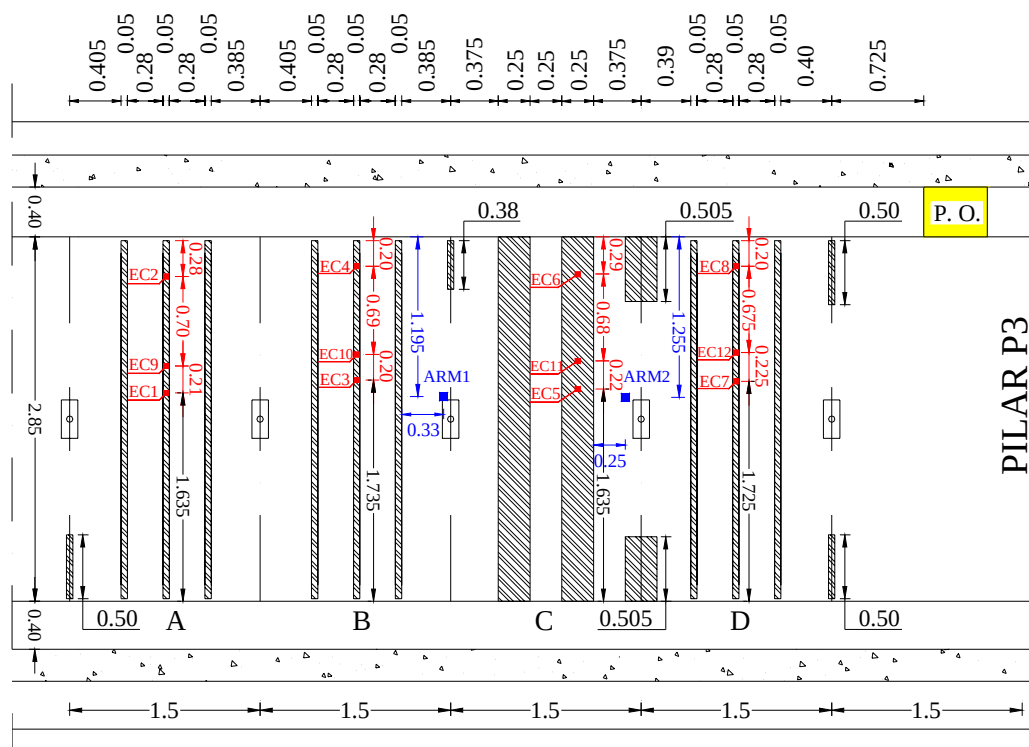


Figura 5.24 - Planta de localização dos extensómetros.

Quadro 5.4 - Designação e localização dos extensómetros.

Designação	Localização ^(*)		Secção
EC1	Zona central do sistema A (laminado)	1.22 m	Fendilhada
EC2	Extremidade do sistema A (laminado)	0.31 m	Não fendilhada
EC3	Zona central do sistema B (laminado)	1.12 m	Fendilhada
EC4	Extremidade do sistema B (laminado)	0.23 m	Não fendilhada
EC5	Zona central do sistema C (manta)	1.22 m	Fendilhada
EC6	Extremidade do sistema C (manta)	0.32 m	Não fendilhada
EC7	Zona central do sistema D (laminado)	1.13 m	Fendilhada
EC8	Extremidade do sistema D (laminado)	0.23 m	Não fendilhada
EC9	Zona central do sistema A (laminado)	1.01 m	Não fendilhada
EC10	Zona central do sistema B (laminado)	0.92 m	Não fendilhada
EC11	Zona central do sistema C (manta)	1.00 m	Não fendilhada
EC12	Zona central do sistema D (laminado)	0.90 m	Não fendilhada
ARM1	Zona central junto ao sistema C (manta)	1.20 m	Fendilhada
ARM2	Zona central junto ao sistema D (laminado)	1.26 m	Fendilhada

(*) distância contabilizada na zona da laje de espessura constante medida a partir do esquadro de ligação da laje com a alma interior do caixão.

5.5.2 - Medição de deslocamentos verticais

Foram medidos os deslocamentos verticais a meio vão (flechas) da laje superior da célula de montante. Esses deslocamentos só foram quantificados durante os ensaios de carga realizados e portanto esses sensores só foram instalados aquando da realização desses testes. A dificuldade em posicionar os sensores, exteriormente ao elemento deformado, conduziu à adopção de cantoneiras fixadas aos esquadros de reforço da ligação das paredes das células com a laje superior do caixão.

Na medição dos deslocamentos verticais foram utilizados dois sistemas. Numa primeira fase, recorreu-se a 2 transdutores digitais de deslocamentos. Esta medição não foi contínua mas discreta, ocorrendo em níveis de carga previamente estabelecidos. Posteriormente, utilizaram-se 4 transdutores eléctricos de deslocamento, possibilitando, assim, a medição contínua e simultânea com as restantes grandezas.

Na Figura 5.25, apresenta-se a localização geral destes transdutores de deslocamento e a sua especificação consta do Quadro 5.5.

5.5.3 - Medição da abertura de fendas

A avaliação da actividade de algumas das fendas e a restrição produzida pelo tipo de sistema de reforço são dados de significativa importância para a elaboração do projecto de reforço da laje.

Por esse motivo, a medição de abertura de fendas realizou-se não só durante a execução de alguns ensaios de carga, mas também durante determinados períodos contínuos de tempo.

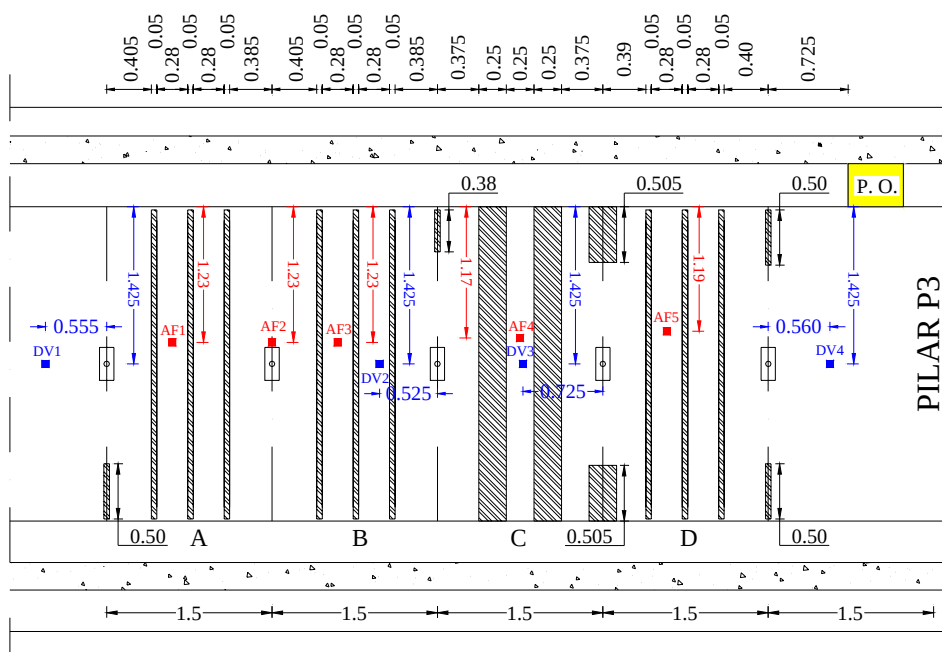


Figura 5.25 - Planta de localização dos transdutores de deslocamento.

Quadro 5.5 - Designação e localização dos transdutores de deslocamento.

Designação	Localização	
DV1	Deslocamento vertical à esquerda da região reforçada	0.56 m da célula CC5
DV2	Deslocamento vertical sobre o sistema B (laminado)	0.53 m da célula CC3
DV3	Deslocamento vertical sobre o sistema C (manta)	0.73 m da célula CC2
DV4	Deslocamento vertical à direita da região reforçada	0.56 m da célula CC1
AF1	Zona central do sistema A (digital)	1.23 m ^(*)
AF2	Zona central entre os sistemas A e B (eléctrico)	1.23 m ^(*)
AF3	Zona central do sistema B (digital)	1.23 m ^(*)
AF4	Zona central do sistema C (eléctrico)	1.17 m ^(*)
AF5	Zona central do sistema D (eléctrico)	1.19 m ^(*)

* distância contabilizada na zona da laje de espessura constante medida a partir do esquadro de ligação da laje com a alma interior do caixão.

Para a quantificação desses deslocamentos, recorreu-se a um sistema composto por 3 transdutores eléctricos de deslocamentos e 2 transdutores digitais de deslocamento semelhantes aos utilizados na medição dos deslocamentos verticais.

Procurou-se que estes sensores se localizassem, se possível, sobre a mesma fenda longitudinal. O esquema da localização geral destes instrumentos de medida encontra-se também representado na Figura 5.25, constando a sua especificação, igualmente, no Quadro 5.5.

5.5.4 - Medição da temperatura

A medição da temperatura ambiente foi realizada em dois locais. Um exterior, não exposto directamente à radiação solar (TE), e outro localizado no interior da célula, ligeiramente afastado do

reforço experimental (TI). Após um determinado período de observação, decidiu-se instalar um terceiro sensor (TB) localizado na face superior da laje do tabuleiro sob o revestimento betuminoso. Com este último sensor procurou-se avaliar a temperatura na face superior da laje, podendo-se com esse valor estimar, aproximadamente, a variação diferencial diária desse elemento estrutural. Todos os termómetros utilizados foram detectores resistivos do tipo PT100. A localização dos três sensores está representada na Figura 5.26.

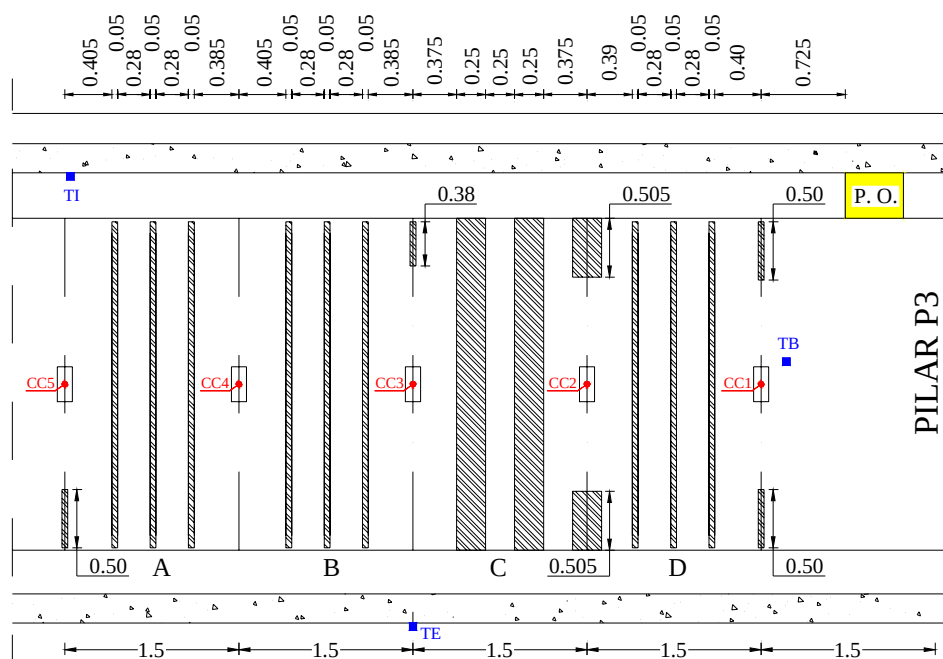


Figura 5.26 - Planta de localização das células de carga e dos sensores de temperatura.

5.5.5 - Medição da carga

Na realização dos ensaios de carga estava prevista, para além dos extensómetros colados nos sistemas de CFRP, a instalação de transdutores de deslocamentos (para medir flechas e aberturas de fendas) e células de carga para controlar a força aplicada. As células de carga utilizadas para controlar as forças aplicadas em cada varão foram construídas no LABEST/FEUP. Na Figura 5.26, está esquematizada a localização geral das células de carga, procedendo-se à sua especificação no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 - Designação e localização das células de carga.

Designação	Localização
CC1	À direita do sistema D
CC2	Entre os sistemas C e D
CC3	Entre os sistemas B e C
CC4	Entre os sistemas A e B
CC5	À esquerda do sistema A

5.5.6 - Sistema de aquisição

O sistema de aquisição de sinal proveniente dos sensores e de armazenamento da medição foi concentrado num posto de observação (P.O.) localizado nas imediações da zona reforçada. O equipamento utilizado é programável e de funcionamento autónomo o que permitiu a realização dos ensaios de carga e, em seguida, observar o comportamento do reforço experimental durante o tempo que mediou os ensaios, com intervalo entre aquisições definido previamente.

A descrição detalhada de todos os instrumentos usados pode ser consultada no relatório técnico de Silva et al. (2003-c). Na Figura 5.27 apresentam-se esquematicamente os sensores utilizados, podendo-os observar, no entanto, de modo mais pormenorizado no Anexo C.

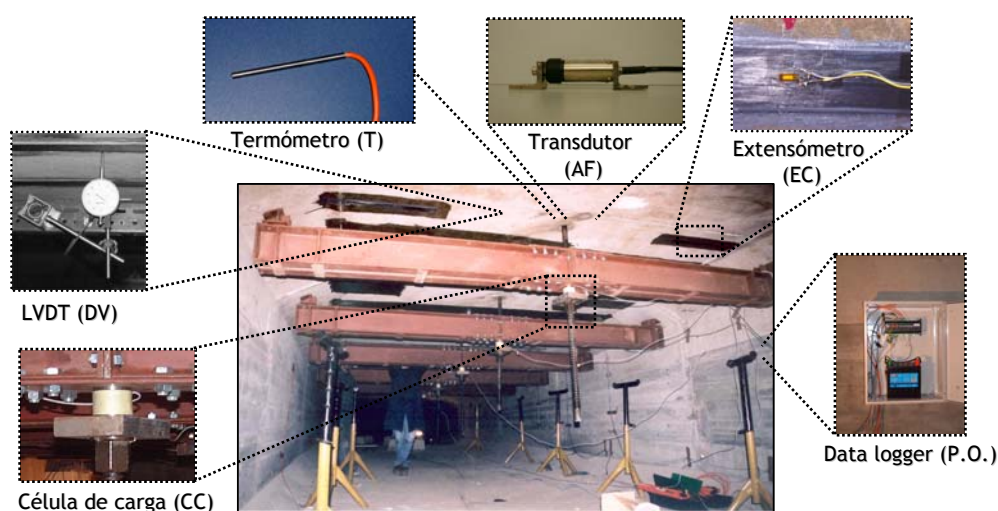


Figura 5.27 - Instrumentação da região reforçada.

Concluída a caracterização dos diversos equipamentos utilizados ao longo deste programa experimental, far-se-á, nos pontos seguintes, a apresentação e análise da campanha de ensaios de carga realizada e a descrição da monitorização do comportamento estrutural da zona reforçada, apresentando e analisando os resultados das medições efectuadas.

5.6 - Ensaio de carga

O programa experimental estabelecido abarcou a realização de uma campanha de ensaios de carga que teve como objectivos:

- Avaliar o comportamento, ao longo do tempo, dos quatro sistemas de CFRP quando solicitados por uma acção equivalente à acção do veículo-tipo preconizada no RSAEEP.
- Observar a actividade das fendas existentes na face inferior da laje superior do tabuleiro.
- Avaliar o desempenho dos tipos de sistemas de reforço na limitação da abertura das fendas.

O esquema de ensaio preconizado para a simulação da acção do veículo-tipo está representado na Figura 5.28. A carga foi aplicada na face superior da laje do tabuleiro através do aperto de um varão (de pré-esforço) Dywidag colocado entre 2 UNP 100. A força foi equilibrada pela reacção mobilizada na viga metálica existente no interior do caixão constituída por uma secção composta por 2 UNP240.

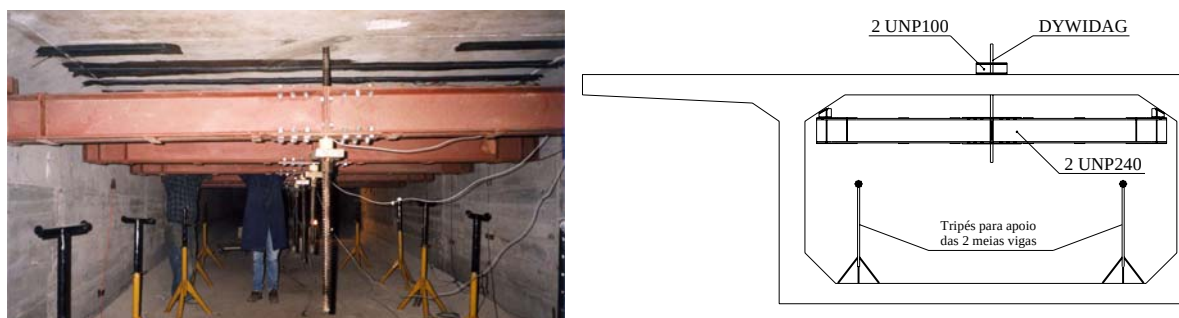


Figura 5.28 - Esquema utilizado nos ensaios de carga.

As vigas introduzidas no interior do caixão foram as mesmas que se utilizaram no refecimento das fendas, aquando da realização do reforço experimental [Silva et al., 2003-a]. No entanto, devido às reduzidas dimensões da abertura de acesso ao interior do caixão, foi necessário seccionar as vigas iniciais em duas partes. Posteriormente, e já no interior do caixão, as duas metades foram ligadas por parafusos e restabelecida a funcionalidade. Para além das alterações nas vigas existentes foi, ainda, necessário executar umas peças especiais para apoiar as vigas nos esquadros de reforço da ligação da laje à parede que se podem visualizar no Anexo C.

Com a finalidade de distribuir a acção pelos quatro sistemas de reforço, utilizaram-se cinco vigas metálicas, encontrando-se estas afastadas entre si de 1.5 m, limitando, desse modo, cada sistema de reforço. Na Figura 5.29 esquematiza-se a disposição das vigas metálicas.

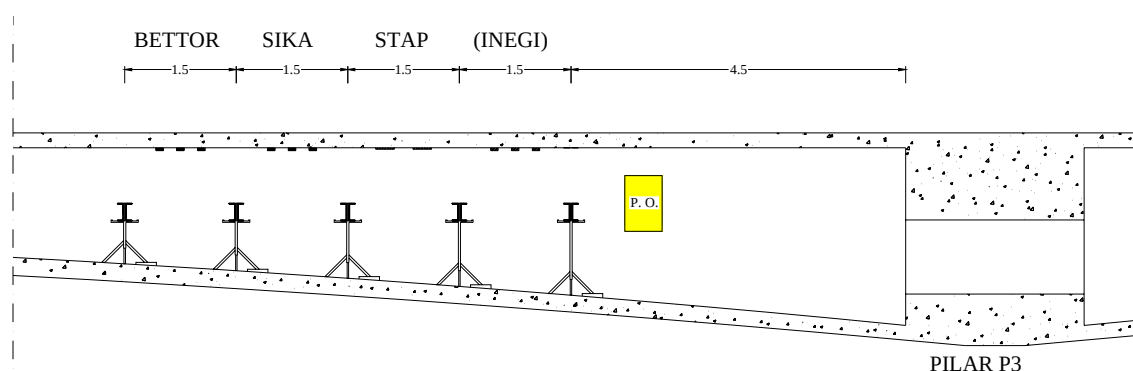


Figura 5.29 - Alçado esquemático do posicionamento das vigas metálicas.

Os procedimentos para a execução de um ensaio de carga dividiram-se em quatro fases:

- Fase 1 - Introdução de cinco varões Dywidag na laje superior do tabuleiro.
- Fase 2 - Elevação das cinco vigas metálicas por aperto dos varões Dywidag até as extremidades encostarem na laje superior do tabuleiro.

- Fase 3 - Aplicação das cargas individualmente em cada viga e em vários incrementos até atingirem o valor máximo, previamente estabelecido, permanecendo essa carga aplicada por algum tempo.
- Fase 4 - Descarga da força aplicada às vigas de forma incremental. Em seguida, as vigas eram descidas até à sua posição inicial e os varões Dywidag retirados.

5.6.1 - Modelação numérica e experimental dos ensaios de carga

Como se referiu, o ensaio de carga consistiu na acção de cinco forças verticais afastadas entre si de 1.5 m. Estes ensaios visaram a observação do comportamento dos quatro sistemas e, simultaneamente, do elemento reforçado, quando solicitados por uma acção correspondente à acção dos rodados do veículo-tipo (RSAEEP). Esta acção caracteriza-se por uma carga por eixo de 200 kN, com o afastamento de 2 m entre rodados e uma distância entre eixos de 1.5 m.

Tendo em consideração que a acção foi aplicada por intermédio de cinco pontos de carga, determinou-se, recorrendo ao art. 103º do REBAP, a largura efectiva das cargas concentradas. Assim, a carga referente a um dos alinhamentos dos rodados do veículo ($3 \times 100 = 300$ kN) equivale a uma acção de 61 kN/m distribuída numa largura de, aproximadamente, 4.95 m [Silva et al., 2002]. Como a largura da faixa reforçada foi de 1.5 m (por sistema) e o reforço (duplicando a resistência) foi executado, apenas, num metro dessa faixa, a carga máxima fixada foi de 75 kN ($61 \text{ kN} \times 1 \text{ m} + 30.5 \text{ kN} \times 0.5 \text{ m} \approx 76$ kN).

Recorrendo à modelação numérica e ao modelo elástico de elementos finitos de 10 m de comprimento de tabuleiro, descrito anteriormente e representado na Figura 5.9, foi possível simular o ensaio de carga a realizar na ponte. A carga considerada em cada varão, nesta modelação, foi de 75 kN.

Na Figura 5.30 ilustra-se a distribuição de momentos flectores prevista elasticamente para os ensaios ‘*in situ*’ e na Figura 5.31 estão representados os deslocamentos verticais previstos.

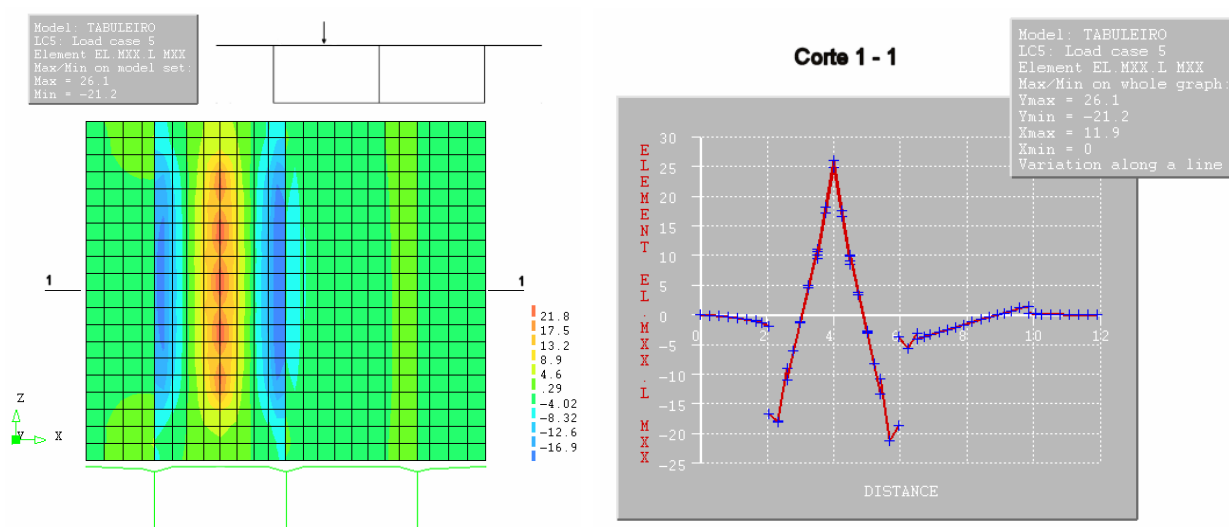


Figura 5.30 - Momentos flectores transversais previstos para o ensaio de carga.

Em seguida, efectuou-se uma análise de secção com o intuito de antever o comportamento do reforço experimental da laje superior do tabuleiro, tendo-se adoptado uma secção transversal rectangular com 1 metro de largura e 0.20 m de espessura ($d=0.17$ m) reforçada com um sistema CFRP do tipo pré-fabricado (laminado). Nesta modelação, para simular o comportamento da secção não fendilhada, admitiu-se uma resistência média do betão à tracção de 2.8 MPa (f_{ctm}), mas para a secção fendilhada considerou-se nula essa resistência ($f_{ctm} = 0.0$ MPa). Na Figura 5.32 esquematiza-se a secção transversal considerada neste estudo. O modelo computacional utilizado pressupõe a aderência perfeita entre todos os materiais que compõem a secção. No Quadro 5.7 resumem-se os valores admitidos para as principais propriedades dos materiais. A resistência à tracção, “ f_{fm} ”, adoptada para os laminados obteve-se considerando uma deformação efectiva máxima de 6.5%.

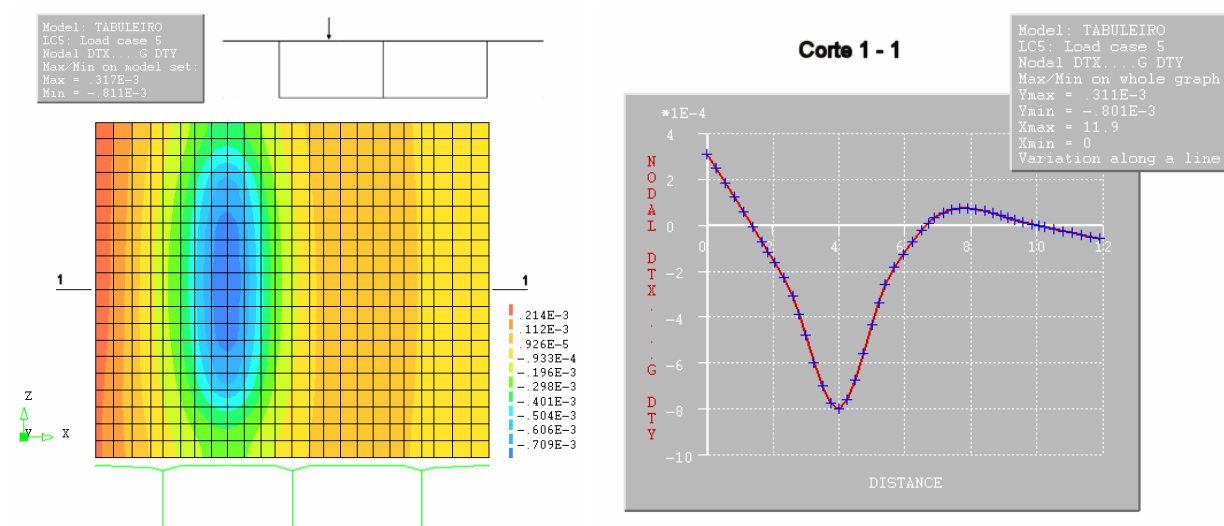


Figura 5.31 – Deslocamentos verticais da laje superior previstos para o ensaio de carga.

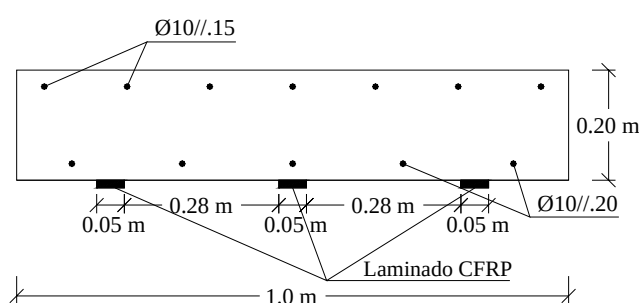


Figura 5.32 – Secção reforçada da laje superior do caixão considerada na modelação numérica.

Quadro 5.7 – Propriedades mecânicas dos materiais usados na modelação numérica.

Betão	Aço	Laminado
$f_{cm} = 38$ MPa	$f_{sym} = 348$ MPa	
$E_c = 32$ GPa	$f_{s1} = 400$ MPa	$f_{fm} = 975$ MPa
$f_{ctm} = 2.8$ MPa	$E_s = 200$ GPa	$E_f = 150$ GPa
	$E_{s1} = 20$ GPa	

Os resultados obtidos permitiram traçar diagramas de momentos flectores *versus* extensões nos diversos materiais (betão, aço e sistemas compósitos). Na Figura 5.33 ilustra-se, num diagrama, a relação entre os momentos flectores e as extensões no CFRP.

Com base nos momentos flectores, obtidos numericamente (Figura 5.30), e na resposta da secção transversal reforçada, obtida nesta análise em termos da relação momentos-extensões no CFRP, foi possível estimar as deformações que os materiais compósitos poderiam experimentar nos ensaios de carga a executar.

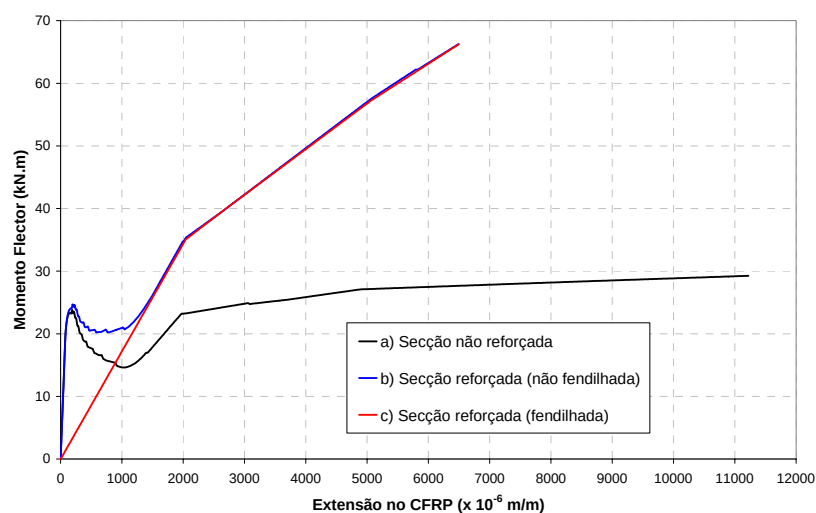


Figura 5.33 – Diagrama de momento flector vs extensão no compósito.

Como se viu no capítulo anterior, o grupo de lajes à escala real (*Modelo FS*) era constituído por seis lajes com as mesmas características da laje superior do caixão (espessura de 0.2 m, armadura $\phi 10/0.20$ na face inferior, 96 centímetros de largura e 2.85 m de comprimento).

Tirando, então, partido desse programa experimental, decidiu-se realizar dois ensaios de flexão, de modo a avaliar a resposta da laje reforçada quando solicitada por uma acção equivalente à que foi aplicada durante os ensaios na Ponte N.S. Guia (75 kN/por varão). O modelo seleccionado foi o FSBM1 reforçado com mantas MBrace C1-20 (esquematizado no capítulo anterior na Figura 4.2). Como o esquema de ensaio em laboratório diferiu do ensaio realizado em obra, optou-se por utilizar como critério os momentos flectores previstos na modelação numérica. Assim, o carregamento efectuado deveria instalar na secção de meio vão um momento flector de 18 kN.m (carga total de 38 kN). O esquema de ensaio constou na aplicação de duas cargas afastadas entre si de 0.80 m (ver Figura 4.2). Estas forças foram aplicadas de forma monotónica até se atingir a carga pretendida. Essa carga foi depois mantida constante durante 1 hora, aproximadamente, procedendo-se em seguida à diminuição da carga até esta, praticamente, se anular.

Os resultados destes ensaios podem ser visualizados na Figura 5.34 e na Figura 5.35. Na primeira destas figuras, apresenta-se a distribuição de extensões ao longo dos sistemas de CFRP durante a realização

do ensaio e a relação entre os momentos flectores e as extensões no CFRP. A segunda figura mostra a influência da fendilhação na distribuição das extensões no compósito.

Da observação destes resultados, foi possível antever e validar a grandeza dos momentos flectores instalados nas diferentes secções instrumentadas " M_{num} ", das correspondentes extensões nos sistemas de CFRP " ϵ_{CFRP} ", e da flecha esperada " δ_v ", resumidas no Quadro 5.8.

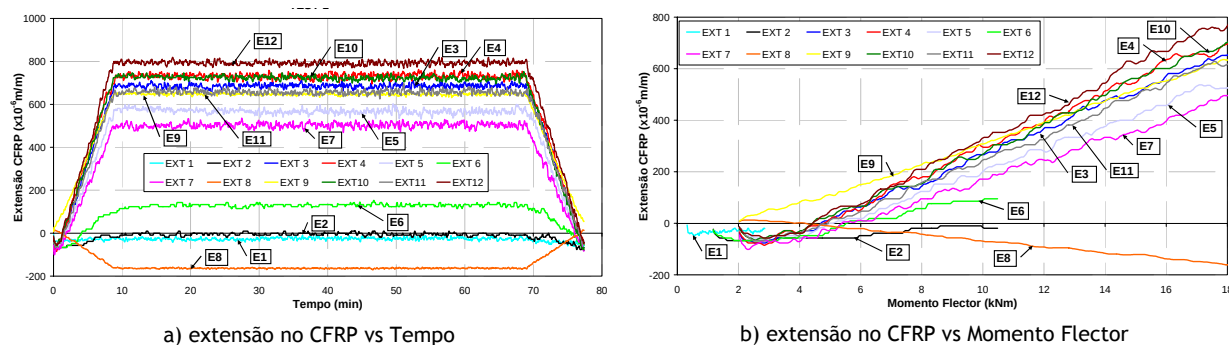


Figura 5.34 – Resultados do 1º ensaio de simulação dos ensaios de carga.

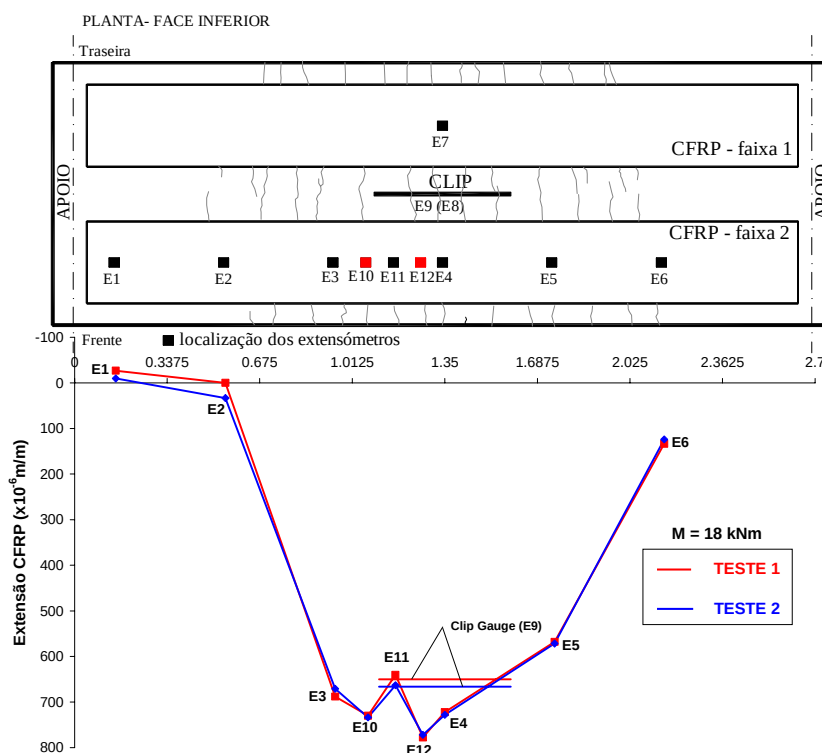


Figura 5.35 – Extensões no CFRP ao longo do compósito para um momento flector de 18 kNm.

5.6.2 - Apresentação dos resultados

Os resultados dos ensaios experimentais realizados na Ponte N.S. Guia serão apresentados sob a forma de gráficos, sendo complementados por quadros, sempre que isso beneficie a clareza com que se pretendem transmitir os resultados deste estudo.

Quadro 5.8 – Resumo de algumas grandezas obtidas da modelação dos ensaios de carga.

Sensor	Posição	Secção	Modelos				
			Numéricos			FSBM1	
			M_{num} (kN.m/m)	$\delta_v^{(*)}$ (mm)	$\varepsilon_{CFRP}^{[1]}$ (‰)	M_{exp} (kN.m/m)	ε_{CFRP} (‰)
EC1, EC5	1.22 m	Fendilhada	18.0	0.67	1.05	18.0	0.74
EC3, EC7	1.12 m	Fendilhada	15.0	0.63	0.87	15.0	0.59
EC2, EC6	0.31 m	Não fendilhada	-4.5	0.28	-	-	-
EC4, EC8	0.23 m	Não fendilhada	-8.0	0.23	-	-	-
EC9, EC11	1.00 m	Não fendilhada	12.5	0.60	0.05	12.5	0.35
EC10, EC12	0.92 m	Não fendilhada	10.0	0.57	0.04	10.0	0.24

(*) valor calculado subtraindo-lhe o deslocamento vertical sofrido pelas almas (≈ 0.1 mm); [1] obtida da análise de secção.

Durante os ensaios de carga, foram obtidos os seguintes resultados: a força aplicada, as extensões experimentadas pelos sistemas de reforço “ ε_{CFRP} ”, e pelas armaduras ordinárias “ ε_s ”, as aberturas de algumas fendas “ w_m ” e os deslocamentos verticais “ δ_v ” em algumas posições da zona reforçada. O Quadro 5.9 resume todos os ensaios realizados, indicando a data e os parâmetros registados em cada.

Quadro 5.9 – Resumo dos ensaios de carga realizados.

Designação	Data	Frequência de Leitura	Parâmetros Registados			
			ε_{CFRP}	ε_s	w_m	δ_v
Carga1	10/01/02	30 seg	Sim	Não	Não	Não
Carga2	25/01/02	30 seg	Sim	Não	Não	Não
Carga3	19/02/02	20 seg	Sim	Não	Sim	Sim
Carga4	20/02/02	20 seg	Sim	Não	Não	Não
Carga5	13/05/02	20 seg	Sim	Não	Sim	Sim
Carga6	10/10/02	15 seg	Sim	Não	Sim	Sim
Carga7	17/12/02	15 seg	Sim	Não	Sim	Sim
Carga8	13/06/03	15 seg	Sim	Não	Sim	Sim
Carga9	24/09/03	15 seg	Sim	Sim	Não	Sim
Carga10	04/11/03	15 seg	Sim	Sim	Sim	Sim

O último ensaio de carga realizado, designado de “Carga10”, servirá para exemplificar o tipo de medições registadas, representando-se na Figura 5.36 os referidos resultados.

Os resultados obtidos nos restantes ensaios de carga estão organizados de modo idêntico, encontrando-se expostos no relatório técnico de Silva et al. (2003-c).

5.6.3 - Discussão e interpretação dos resultados

Atendendo à diversidade da informação recolhida e à complexidade decorrente do seu tratamento, procura-se sintetizar nos próximos itens os aspectos mais relevantes que se puderam extrair dessa campanha de ensaios. Será efectuada a comparação entre as respostas dos vários sistemas com a consequente interpretação das medições efectuadas.

Os ensaios “Carga1” e “Carga4” não foram incluídos nesta discussão. O primeiro ensaio consistiu num ensaio exploratório que serviu de verificação e controlo dos procedimentos previamente estabelecidos e, por essa razão, optou-se por excluí-lo deste tratamento de resultados. O mesmo aconteceu com o quarto ensaio que serviu de ensaio de demonstração dos estudos que estavam a ser desenvolvidos perante os membros das empresas envolvidas e de outros técnicos interessados.

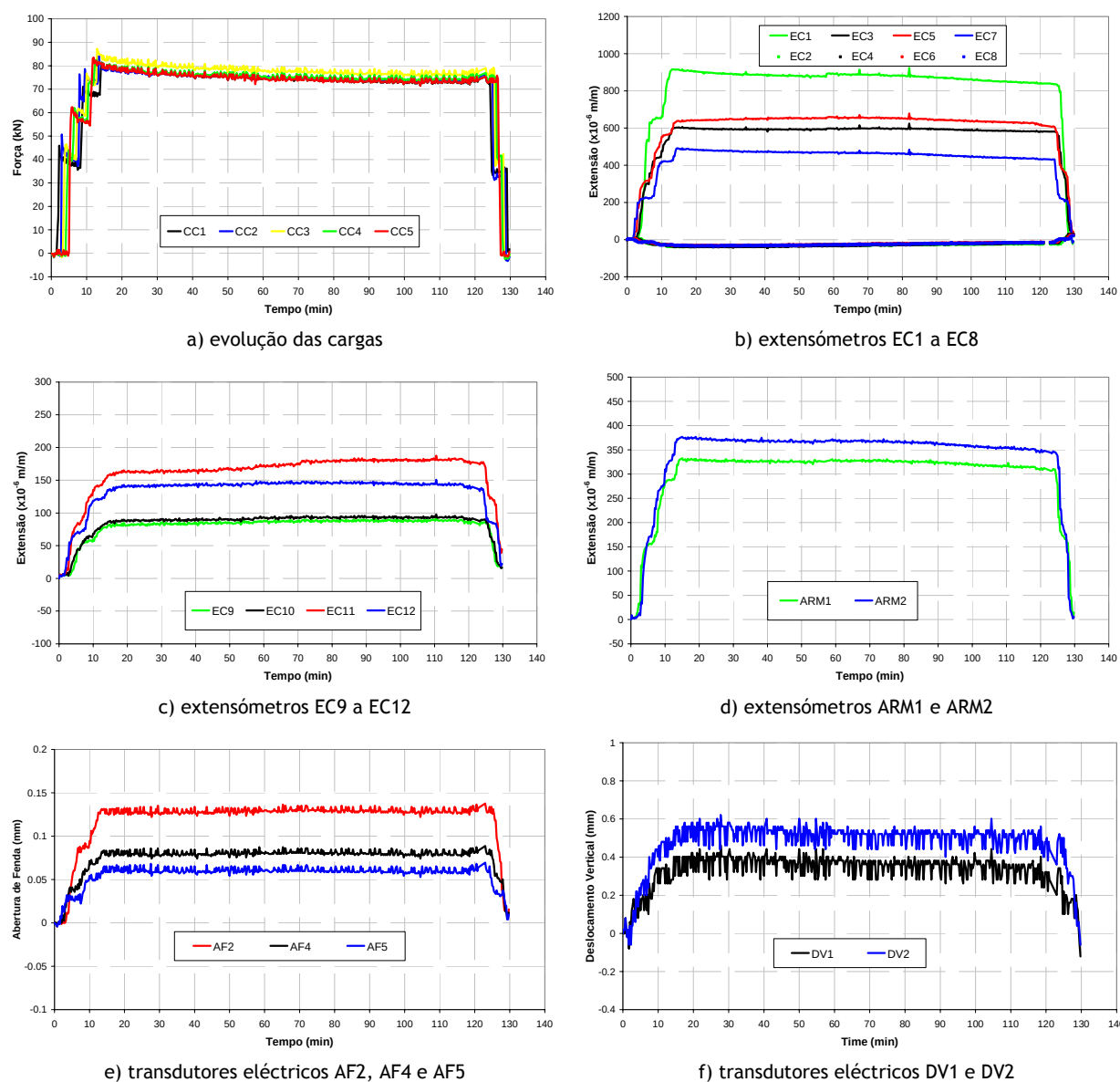


Figura 5.36 - Resultados das medições do ensaio de carga “Carga10”.

5.6.3.1 - Comportamento previsto vs experimental

O procedimento adoptado na tentativa de explicar algumas das observações anotadas engloba, inicialmente, a confrontação dos dados provenientes da campanha de ensaios realizada com os resultados obtidos nos modelos de previsão (numéricos) e de validação (experimental - laje FSBM1). No Quadro 5.10, resumem-se os registos obtidos na execução do ensaio de carga designado de “Carga10”, nomeadamente, as extensões dos compósitos na zona central da laje “ ε_{CFRP} ”, as extensões na armadura ordinária “ ε_s ”, as aberturas de fendas “ w_m ” e os deslocamentos verticais “ δ_v ”. A última linha do quadro contém a média dos registos obtidos para cada parâmetro. As medições seleccionadas correspondem à leitura efectuada 70 minutos após o início do ensaio. A carga média total registada nesse instante foi de 76.4 kN, distribuída numa largura de 1.5 m, que é equivalente a uma carga de 50.9 kN/m, próxima da admitida no modelo numérico.

Quadro 5.10 - Parâmetros registados no decurso do ensaio “Carga10”.

Extensões (‰)		Deslocamentos (mm)		Cargas (kN/1.5m)	
Sistemas de CFRP - ε_{CFRP}		Armadura - ε_s	Aberturas de Fendas - w_m	Flechas - δ_v	Células de Carga
Fendilhada	Não fendilhada				
EC1 = 0.89	EC9 = 0.09	ARM1 = 0.33	AF2 = 0.134	DV1 = 0.402	CC1 = 75.4
EC3 = 0.60	EC10 = 0.09	ARM2 = 0.37	AF4 = 0.085	DV2 = 0.561	CC2 = 76.2
EC5 = 0.65	EC11 = 0.17		AF5 = 0.064	DV3 = 0.703	CC3 = 78.9
EC7 = 0.46	EC12 = 0.14				CC4 = 76.1
					CC5 = 75.3
$\varepsilon_{fm,cr} = 0.65$	$\varepsilon_{fm} = 0.12$	$\varepsilon_{sm} = 0.35$	$w_m = 0.094$	$\delta_m = 0.555$	$P_m = 76.4$

Recorde-se que os extensómetros EC1, EC3, EC5 e EC7 se encontram em secção fendilhada, que os extensómetros EC2, EC4, EC6 e EC8 se localizam na extremidade dos vários sistemas compósitos e que os extensómetros EC9, EC10, EC11 e EC12 se encontram em secção não fendilhada.

A extremidade do compósito foi solicitada, durante a realização de um ensaio de carga, por momentos flectores negativos (-4.5 a -8 kNm/m de acordo com o modelo numérico) de reduzido valor, resultando, por isso, na compressão da fibra inferior. Devido à pequena grandeza desses esforços e extensões, como se constata na Figura 5.36b (extensómetros EC2, EC4, EC6 e EC8), optou-se por não considerar esses extensómetros nesta interpretação.

Englobando todos os registos obtidos nos restantes sete ensaios e procedendo a idêntico tratamento obteve-se, para os cinco parâmetros, os valores médios representados no Quadro 5.11. Os resultados de todos os ensaios encontra-se representado no Anexo C, de modo idêntico ao efectuado para o ensaio “Carga10”.

Quadro 5.11 – Resumo dos valores médios dos parâmetros quantificados na campanha de ensaios.

Ensaio	Valores Médios					
	Extensões no CFRP - $\varepsilon_{\text{CFRP}}$ (‰)		Extensão na Armadura ε_s (‰)	Abertura de Fendas w_m (mm)	Flecha δ_v (mm)	Carga (kN/1.5m)
	Fendilhada	Não fendilhada				
Carga2	0.59	-	-	-	-	70.0
Carga3	0.59	-	-	0.076	-	73.9
Carga5	0.75	-	-	0.081	0.617	75.1
Carga6	0.69	0.12	-	0.095	0.673	71.4
Carga7	0.59	0.10	-	0.097	0.572	78.6
Carga8	-	-	-	0.097	-	69.0
Carga9	0.53	-	0.35	-	0.642	80.7
Carga10	0.65	0.12	0.35	0.094	0.555	76.4
Média	0.63	0.12	0.35	0.090	0.612	73.6
CV (%)	11.7	13.4	1.7	10.1	8.0	6.2

Comparando os valores médios dos ensaios de carga com a modelação feita, Quadro 5.12, foi possível constatar que o ensaio de flexão realizado em laboratório forneceu uma estimativa satisfatória para as deformações do CFRP em secção fendilhada, enquanto para as outras secções se obtiveram valores quase duplos dos obtidos. A previsão numérica, por sua vez, apontou para valores, em secção não fendilhada, sensivelmente metade dos registados, mas em secção fendilhada a previsão excedeu os valores registados. Quanto à flecha medida, ela foi muito próxima do valor obtido no modelo numérico. No entanto, deve salientar-se que a consideração, no modelo numérico, das cinco cargas localizadas em outros tantos elementos finitos pode ter agravado a flecha na zona sob a carga (deformação localizado nesses elementos finitos), ver Figura 5.31.

Quadro 5.12 – Resumo dos registos médios dos ensaios de carga e dos valores obtidos nos modelos.

Parâmetros	Ensaio de Carga	Modelos	
		Numéricos	FSBM1
Força (kN) ^[1]	73.6 kN/1.5m	75.0 kN/1.5m	38.0 kN/m
Extensão no CFRP (Não fendilhada)(‰)	0.12	0.04 ÷ 0.05	0.24 ÷ 0.35
Extensão no CFRP (Fendilhada)(‰)	0.63	0.87 ÷ 1.05	0.59 ÷ 0.74
Flecha (mm)	0.612	0.67	-

[1] O valor da força apesar de diferente (ensaio e modelos) refere-se a um momento flector próximo de 18 kNm/m.

Estas observações porém resultam de comparações realizadas a partir de valores médios. No entanto, ao se analisar, pormenorizadamente, os resultados provenientes das medições efectuadas no ensaio “Carga10”, no Quadro 5.10, foi possível assinalar alguma dispersão nos registos das extensões dos vários sistemas de CFRP, quer em secção fendilhada, quer em secção não fendilhada. Esta ocorrência

pode ter sido resultado da combinação de diversos factores que dificultaram a interpretação. Podem-se enumerar os seguintes: i) a força que solicitou cada sistema compósito não foi correctamente quantificada e não foi constante para todos os sistemas, ii) as diferenças de comportamento existentes entre os diversos sistemas compósitos, iii) a actividade distinta das fendas, iv) a influência da proximidade do pilar P3, v) a altura variável das paredes do caixão e, vi) os modelos numéricos utilizados.

5.6.3.2 - Principais obstáculos à interpretação

Com o objectivo de avaliar a importância de alguns desses factores que poderão influenciar o comportamento dos sistemas de reforço, realizaram-se algumas análises numéricas, tendo-se recorrido a modelos elásticos em pórtico plano e a modelos elásticos baseados no método de elementos finitos.

Num primeiro estudo adoptaram-se dois modelos em pórtico plano. Num admitiu-se 1.1 m de altura para as paredes do caixão e no outro essa altura foi de 2.1 m. Esta análise permitiu verificar que a variação da altura da parede se traduziu num acréscimo do momento flector positivo de 2 kNm/m (11%) para uma carga aplicada de 50 kN/m. Como a altura das paredes do caixão, na zona reforçada experimentalmente, varia de 1.6 m a 2.1 m, então a influência deste parâmetro é muito pequena (5%). Como tal, nas interpretações este factor foi desprezado.

A influência do pilar P3 foi também objecto de análise através de uma simulação do ensaio de carga. Recorrendo ao programa FEMIX, definiram-se duas malhas de elementos finitos. Numa menos refinada (com 1750 elementos de casca de 8 nós) discretizou-se meia ponte e noutra mais refinada (com 1600 elementos de casca de 8 nós) modelou-se, apenas, 10 m do tabuleiro. Na primeira modelação foram considerados os pilares e os respectivos maciçamentos através do aumento da espessura dos elementos envolventes, enquanto na segunda modelação simulou-se uma parcela do tabuleiro. A carga considerada foi a correspondente a cinco forças concentradas afastadas 1.5 m entre si, sendo o valor de cada força de 75 kN. Esta análise permitiu verificar que os momentos flectores obtidos nas duas modelações eram, praticamente, semelhantes. Donde se pode concluir que a proximidade do pilar P3 não exerceu influência significativa no comportamento da laje, na zona reforçada.

Convém recordar que o modelo numérico utilizado contém várias aproximações ao comportamento real da estrutura reforçada, admite, entre outras, que a aderência entre todos os materiais é perfeita. No entanto, é esperado que entre o compósito de carbono e o betão se manifestem deslocamentos relativos (escorregamentos). No comportamento do sistema de CFRP reside o maior grau de incerteza, pois que o tratamento superficial (existência de primário), o tipo de resina, a sua espessura e largura ao longo da colagem do sistema afectam a distribuição de esforços e deformações no compósito, sendo extremamente difíceis de reproduzir nos modelos numéricos. Por outro lado, a grandeza das deformações registadas foi inferior a 1‰, o que limitou o campo de previsão do comportamento estrutural à fase inicial da resposta de alguns dos materiais envolventes. Desse modo, qualquer

imprecisão nas leis constituintes dos materiais ou no valor das suas propriedades afecta o estado de deformação dos materiais e o consequente equilíbrio da secção. Por último, poderá existir, também, uma certa imprecisão no valor do momento previsto numericamente, devido à localização aproximada dos extensómetros. Como se verifica da observação da Figura 5.30, a distribuição dos momentos flectores apresenta o valor máximo positivo numa zona reduzida do vão, sob a carga concentrada, decrescendo rapidamente nas secções imediatas. Assim, um erro de alguns centímetros na localização dos extensómetros poderá resultar num decréscimo de 1 ou 2 kNm/m no valor dos momentos flectores previstos.

Devido a estes factores, foi notória a dificuldade em estimar, partindo de modelos numéricos (teóricos), a grandeza das extensões do CFRP, em secção não fendilhada. Em secção fendilhada ainda mais complexa se torna essa tarefa, pois, para além dos anteriores factores, acrescem, ainda, o padrão de fendilhação do betão superficial e os mecanismos responsáveis pela retenção de tensões na fenda, entre outros. Naturalmente, utilizando modelos mais sofisticados, com leis constitutivas não-lineares, os resultados poderiam ser mais próximos. Por outro lado, o uso de modelos de aplicação simples que permitam estimar com eficácia o funcionamento estrutural, confirmar possíveis interpretações ou indicar novas directrizes para uma melhor compreensão do comportamento estrutural, também devam ser incentivados. Foi essa, igualmente, a finalidade desta modelação numérica.

Refira-se, por fim, que a consideração inicial de modelos elásticos na determinação da distribuição de esforços de um elemento fendilhado de betão armado apresenta um significativo grau de incerteza, pois não contempla a provável redistribuição de esforços ao longo do elemento.

Uma forma de validar as medições efectuadas consiste na avaliação da grandeza de um determinado parâmetro, fazendo intervir nessa aferição valores de outros parâmetros registados. Por exemplo, pode avaliar-se a variação da abertura de fendas, “ Δw_m ”, conhecida a distância média entre fendas, “ s_{rm} ”, e a variação da extensão média das armaduras que atravessam a fenda, “ $\Delta \epsilon_{sm}$ ”.

A distância média entre fendas “ s_{rm} ”, medida em obra, foi de 25 cm, enquanto, a extensão média da armadura registada “ $\Delta \epsilon_{sm}$ ” foi de 349.8×10^{-6} m/m. Com estes valores foi possível estimar a variação média da largura de fendas “ Δw_m ”:

$$\Delta w_m = s_{rm} \Delta \epsilon_{sm} = 0.087 \text{ mm} \quad (5.1)$$

A variação média da abertura de fendas, “ Δw_m ”, obtida nos oito ensaios de carga considerados foi de 0.090 mm (Quadro 5.11) que não diferiu muito do valor obtido pela expressão (5.1), denotando-se a existência de coerência entre estas medições.

Uma outra apreciação pode ser efectuada com as deformações registadas nas armaduras e nos compósitos, em secção fendilhada, permitindo estimar o momento flector que lhes deu origem. Esse valor pode, então, ser comparado com o valor obtido, pelo mesmo processo, mas a partir das previsões

numéricas. No entanto, deve-se salientar que os valores das extensões nas armaduras foram obtidos em “pontos” afastados cerca de 30 cm dos sistemas de CFRP (Figura 5.24), dependendo localmente do movimento dessa fissura. Daí que estes valores possam ser diferentes dos experimentados pelas armaduras nas várias secções ao longo da mesma fenda.

Conhecida a posição do eixo neutro na secção transversal, pode-se estabelecer o equilíbrio estático entre as forças instaladas nos diferentes materiais. Supondo um estado de flexão simples o momento flector pode ser avaliado através da seguinte expressão:

$$M = F_s \times z_s + F_f \times z_f \quad (5.2)$$

em que, “ F_s ” representa a força de tracção instalada na armadura ordinária, “ F_f ” a força de tracção no CFRP, “ z_s ” a distância entre a força resultante na armadura e a força resultante de compressão no betão e “ z_f ” a distância entre a força resultante no CFRP e a força resultante de compressão no betão. As forças de tracção podem ser quantificadas através das seguintes relações:

$$F_s = \varepsilon_s \times E_s \times A_s \quad (5.3)$$

$$F_f = \varepsilon_f \times E_f \times A_f \quad (5.4)$$

onde intervêm as extensões no aço e no carbono, “ ε_s ” (0.35‰) e “ ε_f ” (0.63‰), respectivamente, os módulos de elasticidade do aço, “ E_s ” (200 GPa), e do sistema de CFRP, “ E_f ” (150 GPa), e as áreas correspondentes às secções transversais da armadura ordinária, “ A_s ” (3.93 cm²), e do sistema compósito, “ A_f ” (2.10 cm²). Admitindo que a distância “ z_s ” é aproximadamente:

$$z_s \cong 0.9 \times d_s \cong 0.9 \times 0.17 \cong 0.153 \text{ m} \quad (5.5)$$

pode-se determinar a distância “ z_f ”, obtendo-se o valor 0.179 m.

Deste cálculo aproximado, verificou-se que o momento flector estimado a partir dos valores obtidos experimentalmente, 8.0 kNm/m, foi muito inferior comparativamente com o momento estimado com base nos valores numéricos. A explicação para esta diferença não se poderá atribuir, unicamente, às imprecisões referentes ao modelo numérico adoptado e anteriormente enumeradas. Como tal, tudo leva a crer que os momentos positivos actuantes na laje superior do tabuleiro sejam inferiores aos previstos numericamente. Com a informação disponível, nesta fase, enunciaram-se quatro hipóteses que podiam justificar este comportamento. Duas dessas possibilidades (consideradas como mais improváveis) resultaram da análise dos procedimentos de ensaios e do valor registado em alguns dos parâmetros aferidos, nomeadamente no valor da carga aplicada e da extensão na armadura ordinária. Assim, foi posta em causa a calibração das células de carga (admitir um determinado valor de carga aplicado e na realidade ter sido aplicado um valor inferior) e o valor da extensão obtida nas armaduras ordinárias ($\varepsilon_s = 0.35\text{‰}$) pois os modelos numéricos anteriores apontavam para um valor de “ ε_s ” de

0.87%. Há, ainda, a possibilidade de as fendas existentes não possuírem grande profundidade, o que significa que a rigidez da laje pouco terá variado, logo o betão, mesmo o que se encontra em tracção, contribui ainda para a resistência da laje e não pode ser desprezado como foi admitido no cálculo, expressão (5.2). Por fim, a última possibilidade (mais plausível) relaciona-se ainda com a fendilhação existente na laje. É provável também que essa fendilhação tenha produzido uma diminuição da rigidez à flexão da zona central do vão, o que originou uma redistribuição de esforços, diminuindo na região degradada e aumentando na região da ligação da laje com as paredes do caixão. Esta última hipótese poderá ser válida atendendo a que a flecha prevista numericamente poderá ter sido sobrestimada, como já se referiu no ponto 5.6.3.1.

5.6.3.3 - Análise individual dos parâmetros aferidos

Terminada a fase em que se procurou reduzir o número de factores que tornariam mais complexa a interpretação das medições existentes, proceder-se-á à análise individual de cada parâmetro aferido.

O primeiro comentário que apraz fazer é relativo à flecha. Foi possível constatar, durante os vários ensaios, que os transdutores DV2 e DV3 (Figura 5.25) foram, geralmente, os que registaram maiores deslocamentos. Possivelmente, esse facto deveu-se à sua localização entre os pontos de aplicação de carga, enquanto os outros dois transdutores se situaram para além da zona reforçada e, portanto, sujeitos a uma carga menor. Em termos médios a flecha registada foi de 0.612 mm e a flecha obtida no modelo numérico foi de 0.67 mm, ou seja, a rigidez da laje simulada foi praticamente idêntica. Deve, no entanto, ter-se em atenção que durante a operação de aplicação dos sistemas de CFRP procedeu-se, com o auxílio de um sistema de cargas, ao refechamento das fendas (aspecto não modelado), de modo a tirar partido dessas armaduras adicionais para as cargas de serviço. Contudo, os sistemas de CFRP não introduzem acréscimo significativo de rigidez à estrutura de betão.

Depreende-se de todos os valores medidos da abertura das fendas que a tendência verificada foi a crescente abertura das mesmas com a proximidade da zona central do tramo, ou seja, o transdutor AF5 registou, frequentemente, o valor mais baixo e o transdutor AF1 um valor superior (Figura 5.25). O valor mais elevado foi medido sempre pelo transdutor AF2 devido à sua localização junto do ponto de aplicação de uma das cargas. Relevante, também, foi o facto de todas as fendas instrumentadas terem reagido, prontamente, à acção aplicada e de, praticamente, retomarem a deformação inicial com a cessação da carga. As fendas manifestaram aberturas diferentes, possivelmente devido à diferença de carga que as solicitou, ao comportamento diferente dos sistemas de CFRP que se opuseram, distintamente, aos movimentos e à actividade de cada uma das fendas, dependente da sua profundidade. Quanto à eficácia desta técnica de reforço na limitação da abertura de fendas nada se pode concluir, pois não se conheceu a sua actividade para o mesmo nível de carga, antes de se ter efectuado o reforço.

Quanto às extensões das armaduras ordinárias, estas foram recolhidas em secções fendilhadas,

situadas entre dois sistemas de reforço. Saliente-se, porém, que na colocação dos extensómetros nos varões foi destruído um comprimento de aderência significativo (10 a 15 cm), logo conduzindo ao registo de menores deformações e dificultando a sua interpretação. A resposta à acção aplicada denotou um comportamento elástico com a recuperação da deformação, após a descarga da estrutura, o que não impede que as armaduras possam ter plastificado anteriormente, num determinado momento da vida útil da estrutura, em consequência de uma acção mais elevada. O valor médio registado (0.35‰) foi ligeiramente inferior a metade do estimado no modelo numérico (0.87‰). No entanto, foi condizente com a abertura de fendas registada (0.090 mm), como se constatou por aplicação da expressão (5.1). Estes registos foram importantes indicadores, responsáveis pela formulação da possibilidade de redistribuição de esforços na estrutura.

Por último, resta tecer algumas considerações sobre as extensões registadas nos compósitos. Em secção fendilhada o comportamento dos sistemas foi, em termos gerais, idêntico. A principal diferença foi a grandeza das deformações. Assim, o sistema A (laminado), mais afastado do pilar P3, foi o mais deformável e o sistema D (laminado), mais próximo do pilar P3, o mais rígido, tendo os sistemas B (laminado) e C (manta) demonstrado comportamentos semelhantes. Saliente-se a correspondência entre a abertura de fendas e a extensão sofrida pelo sistema, pois a abertura de fendas aumenta à medida que nos deslocamos do sistema D em direcção ao sistema A. A explicação para esta diferença deve-se, provavelmente, ao diferente comportamento dos sistemas de CFRP combinado com a diferente actividade das fendas. Comparando a extensão média registada nos 4 sistemas (0.63‰) com a resultante dos modelos numéricos e experimentais ($0.87 \div 1.05\%$) observou-se uma diferença de, aproximadamente, 0.2‰. Atendendo a que os modelos numéricos não reproduziram as deformações relativas entre o compósito e o betão (pressupõem aderência perfeita) pode dizer-se que a força no compósito, na previsão numérica, foi superior à registada, o que condiz com o resultado obtido anteriormente ao estabelecer-se o equilíbrio de forças na secção transversal (momento actuante inferior ao previsto). Foi, então, tida como provável a ocorrência numa redistribuição de esforços na estrutura, não excluindo, também, a possibilidade de ter ocorrido, em simultâneo, a destruição parcial da aderência entre o betão e as armaduras ordinárias, na região vizinha à fenda, provocando um acréscimo de deformação no compósito.

Em secção não fendilhada foi evidente que os sistemas A e B (laminados) foram sempre os menos deformáveis, registando, normalmente, cerca de metade das deformações sofridas pelos sistemas C (manta) e D (laminado). A diferença evidenciada entre o valor médio registado (0.12‰) e o valor numérico (0.05‰) pode ser devida às imprecisões relativas aos modelos numéricos, referidas anteriormente, entre elas, a consideração de aderência perfeita entre os materiais.

Note-se que o estado de tensão inicial da laje, no início de cada ensaio de carga, é um factor importante para a compreensão destes resultados.

Em jeito de balanço, pode dizer-se que o comportamento distinto dos diversos sistemas (em termos quantitativos) se deveu, essencialmente, à variabilidade da força que solicitou cada sistema compósito e à sua difícil quantificação, às diferenças de comportamento existentes entre os diversos sistemas compósitos (sobretudo a aderência na interface betão-compósito) e à diferente actividade das fendas. Em termos quantitativos a diferença na grandeza dos parâmetros registados e dos previstos pressupôs uma possível redistribuição de esforços na estrutura, apesar das imprecisões existentes nos modelos numéricos adoptados e nos valores registados nas células de carga (erro médio de 10%).

5.6.3.4 - Análise comparativa entre sistemas de CFRP

Seleccionou-se o ensaio “Carga10” para efectuar a comparação da resposta dos quatro sistemas compósitos, em secção fendilhada e secção não fendilhada. Esta análise foi efectuada recorrendo a cinco registos das extensões dos compósitos durante a fase de aplicação da carga. Na Figura 5.37, é possível constatar que o comportamento dos sistemas em secção fendilhada difere do comportamento em secção não fendilhada, como era esperado. Observa-se que os sistemas mais deformáveis sobre a fenda nem sempre o são em secção não fendilhada.

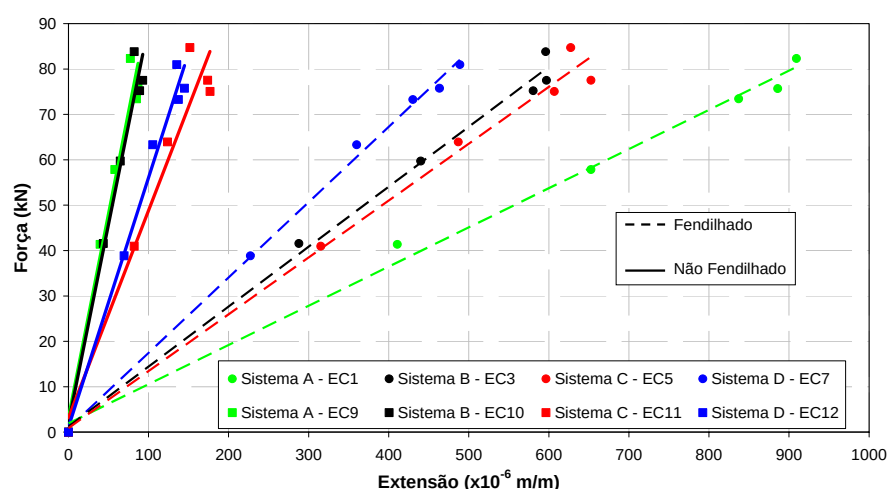


Figura 5.37 - Comparação do comportamento dos sistemas compósitos.

Numa segunda fase, analisou-se o comportamento dos diversos sistemas compósitos ao longo do período de realização dos ensaios, para uma carga média aplicada, aproximadamente, igual a 71.4 kN/1.5m. Naturalmente que as condições diárias, nomeadamente, a temperatura registada durante a execução de cada ensaio de carga influenciou a resposta dos diversos sistemas. Nesse sentido, apresenta-se no Quadro 5.13 o valor médio registado no dia de realização dos ensaios.

Na Figura 5.38 e na Figura 5.39, relacionam-se as temperaturas médias registadas durante os vários ensaios com a variação da extensão em secção fendilhada e na extremidade dos sistemas, respectivamente. Nestes gráficos foi possível observar que a resposta dos sistemas para a mesma carga apresentou flutuações, sendo o valor das extensões, geralmente, menor no Inverno e maior no Verão. A

variação da resposta dos sistemas evidenciou uma correspondência com a variação da temperatura, com excepção do sistema A, em secção fendilhada, que não seguiu a mesma tendência. Este sistema demonstrou, também, ser o mais sensível, com valores extremos oscilando entre o mais e o menos deformável. Por outras palavras, destacou-se por ser um sistema que respondeu de forma mais evidente a qualquer alteração das condições de ensaio (carga, temperatura).

Quadro 5.13 – Temperaturas registadas durante os ensaios de carga realizados.

Designação	Data	TE_m (°C)	TI_m (°C)	TB_m (°C)	ΔT_m (°C)
Carga1	10/Jan/02	11.1	8.1	-	-
Carga2	25/Jan/02	14.1	12.8	-	-
Carga3	19/Fev/02	15.3	13.6	-	-
Carga5	13/Mai/02	15.8	15.8	-	-
Carga6	10/Out/02	15.2	16.1	18.0	1.9
Carga7	17/Dez/02	16.7	14.1	14.9	0.8
Carga8	13/Jun/03	30.6	29.2	39.6	10.4
Carga9	24/Set/03	24.5	23.2	29.0	5.8
Carga10	04/Nov/03	14.2	16.6	18.4	1.8

TE_m - temperatura média exterior; TI_m - temperatura média interior; TB_m - temperatura média da face superior da laje sob o tapete betuminoso; $\Delta T_m = TB_m - TI_m$.

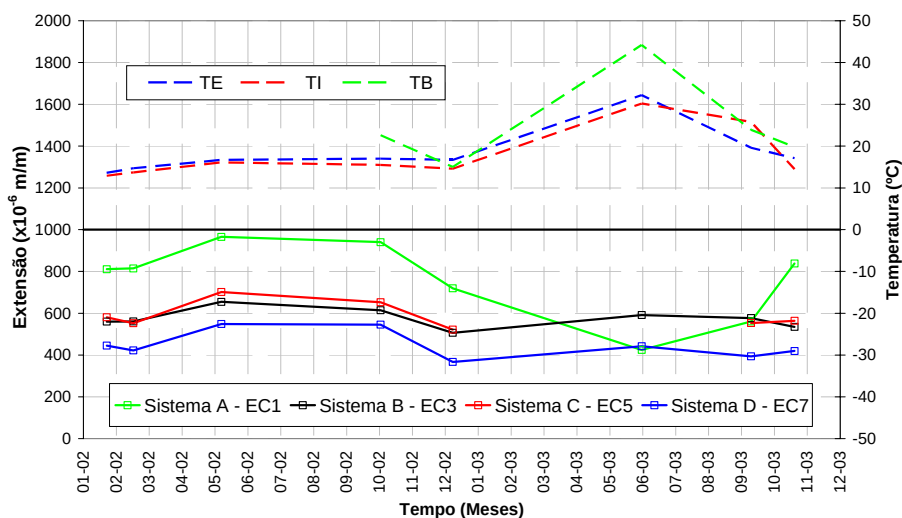


Figura 5.38 - Variação da extensão para uma carga constante, em secção fendilhada.

O estado de deformação “ ϵ_0 ”, no início de cada ensaio, relativamente à fibra extrema traccionada pode justificar as flutuações nas extensões medidas ao longo dos vários ensaios realizados. As variações sazonais de temperatura, como veremos mais adiante, são responsáveis pela introdução de deformações significativas na laje do tabuleiro que se traduzem num aumento de tracção na fibra inferior durante o Verão e, obviamente, numa diminuição durante o Inverno. Será, portanto, admissível que as extensões resultantes da realização do ensaio de carga traduzam a variação da

deformação existente (ϵ_0) na face traccionada da laje devida às variações sazonais de temperatura. Por outro lado, aquando da execução do reforço, foi aplicado um sistema de carga com vista a anular a flecha residual e o refechação das fendas durante a operação de colagem. Este procedimento provocou alterações nos estados de deformação do betão e das armaduras ordinárias, quer em secção fendilhada, quer em secção não fendilhada, introduzindo, também, uma deformação inicial nos sistemas compósitos.

Importa referir, também, que os diversos sistemas de CFRP, apesar das flutuações verificadas nos valores das extensões, não denotaram, ao longo do tempo e para as acções aplicadas, alterações significativas no que concerne a efeitos diferidos.

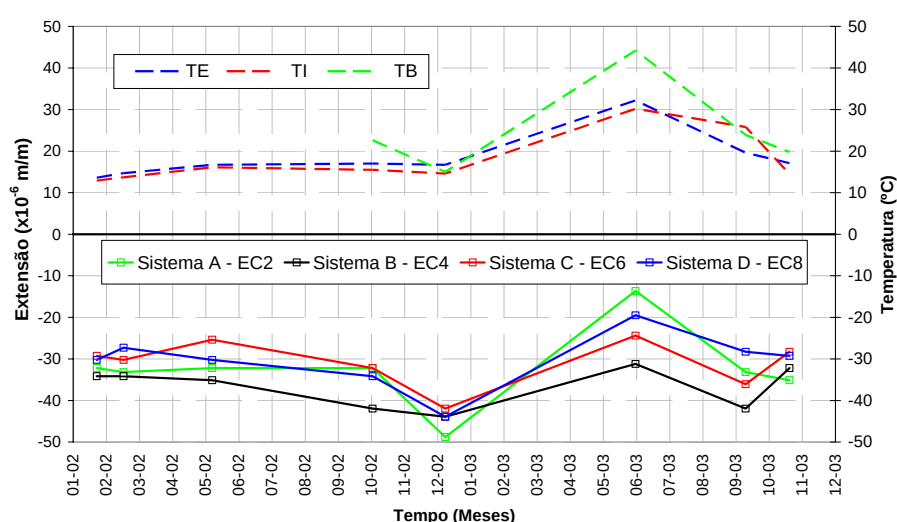


Figura 5.39 - Variação da extensão para uma carga constante, na extremidade dos sistemas.

5.6.4 - Conclusões

A realização da campanha de ensaios de carga, para a avaliação do comportamento em serviço de uma região da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, reforçada por colagem exterior de sistemas de CFRP, foi uma válida contribuição para o esclarecimento de variados aspectos.

Os objectivos propostos para esta parte do programa experimental foram, na sua maioria, atingidos. Nos pontos anteriores, foram avançadas as possíveis justificações para os registos obtidos. Destacam-se agora os aspectos mais significativos:

- Os sistemas de CFRP apresentaram, entre si, diferenças de comportamento, quer em secção fendilhada, quer em secção não fendilhada.
- A diminuição de rigidez da laje em virtude da fendilhação existente foi pouco significativa.
- Os registos obtidos sugerem uma possível redistribuição de esforços na estrutura.
- Na secção fendilhada, as deformações registadas foram sensíveis aos movimentos sofridos pela fenda;

- A deformação inicial, “ ε_0 ”, instalada, aquando da execução do reforço e antes da realização de cada ensaio de carga, teve influência na dispersão das deformações registadas ao longo do período em que decorreu a campanha de ensaios.

5.7 - Monitorização do comportamento do reforço

Com o intuito de clarificar o conhecimento sobre o comportamento do reforço experimental em condições de serviço da estrutura, procedeu-se à medição dos seguintes parâmetros: i) temperatura; ii) extensões nos sistemas compósitos de carbono e nas armaduras ordinárias principais; e iii) deslocamentos relativos entre faces de algumas fendas (abertura de fendas).

O programa de monitorização foi estabelecido tendo como objectivos:

- Quantificar a amplitude térmica diária.
- Avaliar a resposta dos sistemas de reforço às solicitações diárias existentes.
- Analisar a actividade das fendas existentes na face inferior da laje superior do tabuleiro às solicitações diárias existentes.

Este programa permitiu, também, avaliar a fiabilidade de todo o sistema de medição instalado.

A monitorização do comportamento do reforço compreendeu três períodos de observação. O primeiro período ocorreu entre as 16 horas do dia 27 de Julho de 2001 e as 8 horas do dia 16 de Novembro de 2001. Neste período, o intervalo de medições foi de 4 horas. As medições realizadas consistiram nas extensões dos compósitos de CFRP, nomeadamente, nos extensómetros EC1 a EC8 e na temperatura ambiente em dois locais (um exterior, TE, e um localizado no interior da célula, TI).

O segundo período de monitorização iniciou-se às 18 horas do dia 10 de Janeiro de 2002 e decorreu até às 12 horas do dia 20 de Fevereiro de 2002. Este período de observações subdividiu-se em dois intervalos. No primeiro, de 10 de Janeiro a 25 de Janeiro, as medições foram espaçadas de 6 horas e os parâmetros registados mantiveram-se como no 1º período. O segundo decorreu de 8 de Fevereiro a 20 de Fevereiro e o intervalo de medições foi de 1 hora. Pela primeira vez registaram-se os valores das aberturas de fendas (AF2, AF4 e AF5).

O terceiro e último período de observação reúne a informação mais relevante. Este facto resulta de ser o período mais longo e do conjunto de parâmetros registados ser mais vasto. Teve início no dia 13 de Maio de 2002 pelas 15 horas e terminou no dia 2 de Março de 2004 pelas 15 horas. As medições realizaram-se com um intervalo de 3 horas. Nas medições da temperatura, para além dos registos da temperatura exterior (TE) e da temperatura interior (TI), registou-se, desde o dia 30 de Julho de 2002, a temperatura na face superior da laje do tabuleiro (TB). Neste período, a medição da abertura de fendas (AF2, AF4 e AF5) decorreu entre os dias 30 de Julho de 2002 e 10 de Outubro de 2002. Já as extensões dos compósitos de CFRP passaram, também, a ser registadas pelos extensómetros EC9 a

EC12 a partir de 30 de Julho de 2002. Ainda, neste período, se obtiveram medições das extensões das armaduras ordinárias (ARM1 e ARM2), tendo-se iniciado a aquisição em 13 de Junho de 2003.

Saliente-se que com os intervalos utilizados entre medições (com variação de 1 a 4 horas) não foi possível estimar o efeito proveniente do tráfego intenso que se fez sentir, em especial, nos dias úteis. Logo, as medições efectuadas permitiram, unicamente, relacionar as extensões e as aberturas de fendas com a variação da temperatura, não afastando, contudo, a hipótese de existirem, em algumas das leituras registadas, os efeitos da humidade (parâmetro não quantificado).

5.7.1 - Apresentação dos resultados

Nesta secção são apresentados os resultados das medições efectuadas no terceiro e último período considerado. Esta apresentação far-se-á em separado para cada parâmetro observado, iniciando-se com os resultados das medições da temperatura, seguindo-se os resultados das medições das extensões nos compósitos, os resultados das extensões nas armaduras ordinárias e, por último, os resultados das medições das aberturas de fendas. Neste período os extensómetros EC5, EC7 e EC11 apresentaram alguns problemas com a aquisição de sinal.

Os diagramas que se seguem reportam-se à duração total do período de observação, podendo ser consultada, no relatório técnico de Silva et al. (2003-c), a restante informação relativa aos outros períodos de observação, mas de forma mais detalhada.

Na Figura 5.40 ilustram-se as temperaturas registadas neste período, enquanto na Figura 5.41 apresentam-se as extensões registadas nos sistemas de CFRP na zona central da laje, em secção fendilhada (EC1, EC3, EC5 e EC7).

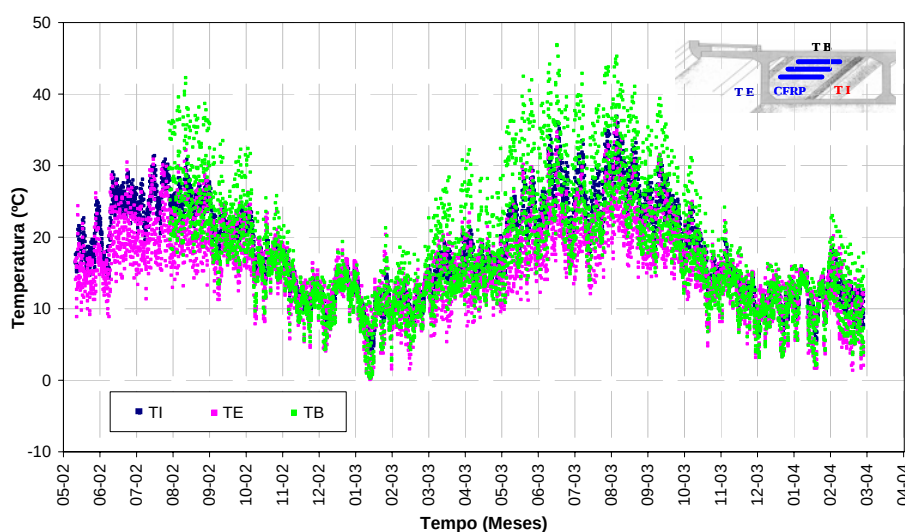


Figura 5.40 – Evolução da temperatura.

As extensões adquiridas nas extremidades dos sistemas compósitos (EC2, EC4, EC6 e EC8) estão representadas na Figura 5.42, ao passo que as extensões na zona central, mas em secção não

fendilhada (EC9, EC10, EC11 e EC12), podem ser visualizadas na Figura 5.43.

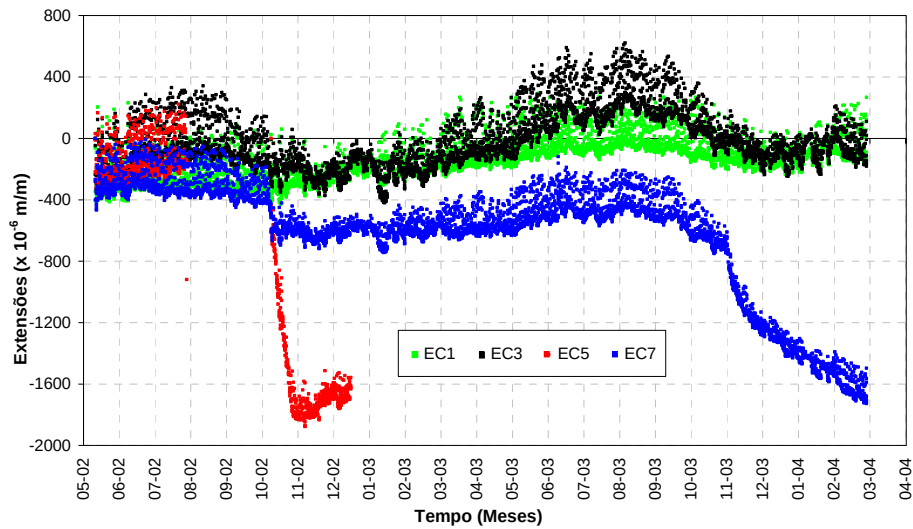


Figura 5.41 – Evolução das extensões nos compósitos de CFRP, na zona central, em secção fendilhada.

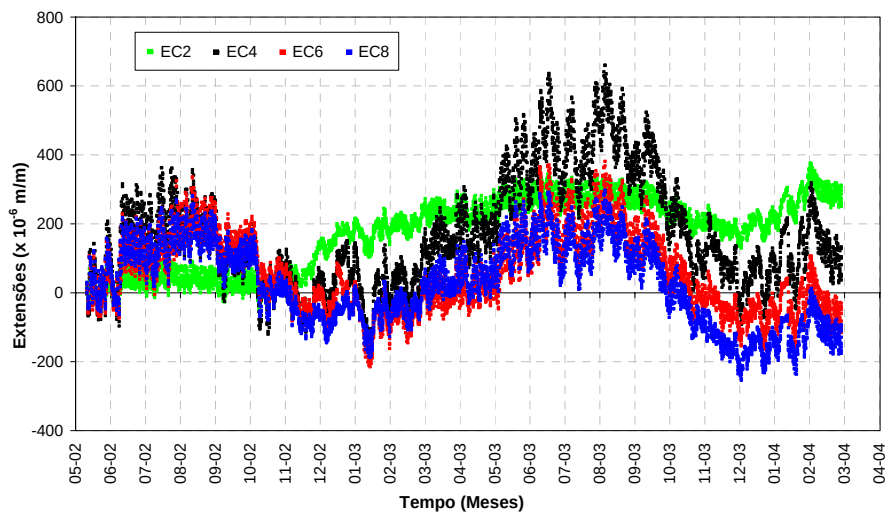


Figura 5.42 – Evolução das extensões na extremidade dos compósitos de CFRP.

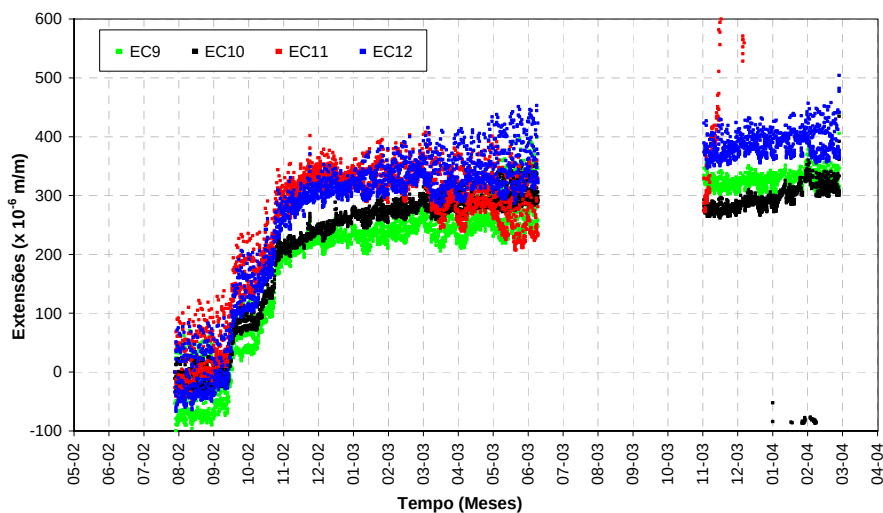


Figura 5.43 – Evolução das extensões nos compósitos de CFRP, em secção não fendilhada.

Por fim, observam-se, na Figura 5.44 e na Figura 5.45, as medições das extensões nas armaduras ordinárias (ARM1 e ARM2) e das aberturas de fendas (AF2, AF4 e AF5), respectivamente.

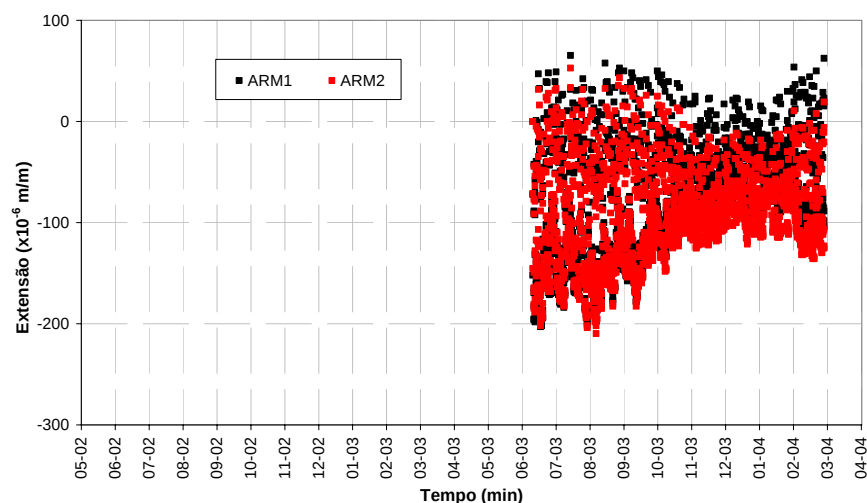


Figura 5.44 - Evolução das extensões nas armaduras ordinárias.

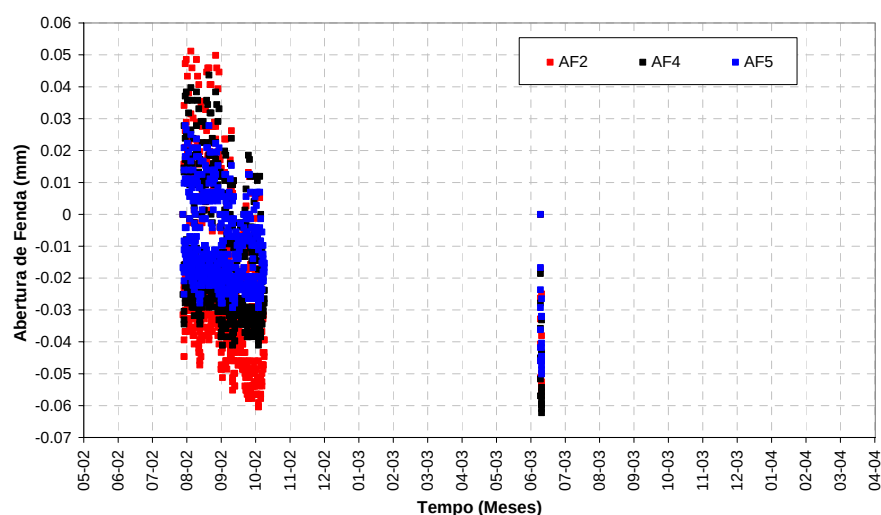


Figura 5.45 - Evolução da abertura de fendas.

5.7.2 - Discussão e interpretação dos resultados

A evolução da temperatura e os efeitos que daí advêm vão ser, nesta secção, objecto de análise. Para tal, optou-se por realizar, em primeiro lugar, a análise dos registos da temperatura. Assim, vão identificar-se os valores extremos registados nos diversos sensores e no último período de observação e, também, os gradientes de temperatura verificados na laje superior do tabuleiro e na parede exterior de uma das células que compõem a secção em caixão da ponte.

Após a observação das temperaturas, analisa-se a evolução das extensões nos compósitos, identificando, de igual modo, os valores extremos medidos nos vários extensómetros.

Posteriormente, examinar-se-ão os resultados obtidos para as extensões das armaduras ordinárias e

para as aberturas de fenda.

Finalmente, procurar-se-á interpretar a relação entre a variação da temperatura e as variações das extensões e das aberturas de fendas.

5.7.2.1 - Análise das temperaturas

Como se referiu anteriormente, durante este intervalo de tempo que englobou o Verão de 2002 até praticamente ao final do Inverno de 2003/2004, obtiveram-se, também, registos da temperatura da face superior da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia (sensor TB). Após as análises da evolução da temperatura nos dois primeiros períodos, julgou-se importante instalar o sensor de temperatura TB, pois a maior insolação e absorção de calor a que está sujeito o pavimento betuminoso do tabuleiro, deve originar um gradiente térmico na laje superior diferente do calculado até essa altura. Por outro lado, este gradiente térmico tem influência significativa no comportamento estrutural da laje superior do caixão.

Os valores máximos registados nas temperaturas foram de 36.2°C para a temperatura máxima exterior (7 de Agosto de 2003), de 36.9°C para a temperatura máxima interior (8 de Agosto de 2003) e de 46.9°C para a temperatura máxima na face superior da laje (19 de Junho de 2003). Os valores mínimos foram de 0.1°C para a temperatura mínima exterior (14 de Janeiro de 2003), de 3.8°C para a temperatura mínima interior (15 de Janeiro de 2003) e de 0.3°C para a temperatura mínima na face superior da laje (14 de Janeiro de 2003). Estes valores podem ser consultados nos gráficos representados na Figura 5.46 onde se pode constatar, também, que as temperaturas máximas e mínimas TE e TB são, aproximadamente, iguais durante a época Outono/Inverno, mas que na Primavera/Verão as temperaturas na face superior da laje (TB) são superiores às temperaturas exteriores (TE). Daí decorre que os gradientes térmicos calculados na laje sejam superiores aos calculados nas paredes, ver Figura 5.47, confirmando o que se previa.

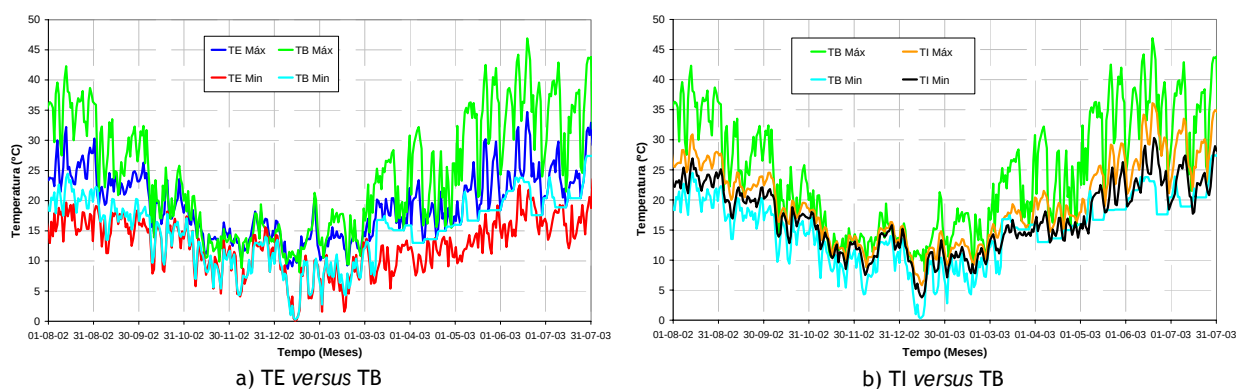


Figura 5.46 - Evolução das temperaturas extremas, durante o período de um ano.

Comparando os gradientes térmicos calculados na parede e na laje, Figura 5.47, observou-se que no Inverno estes foram bastante próximos, em consequência da menor exposição solar do pavimento

betuminoso. Nas restantes estações climatéricas, o aquecimento da face superior da laje relativamente ao interior do caixão foi responsável pelo acréscimo das tracções nas fibras inferiores da laje, contribuindo, desse modo, para a actividade da fendilhação existente. No decorrer da Primavera/Verão de 2003 (período de 183 dias) a variação diferencial da temperatura (TB-TI) na laje superior do tabuleiro atingiu os 17°C (27 de Maio de 2003), tendo alcançado valores superiores a 12.5°C, em 44 desses dias. O gradiente térmico, no mesmo elemento estrutural, registou o valor mínimo de -6.6°C, no dia 26 de Agosto de 2003.

De forma a simplificar a interpretação dos resultados, optou-se por seleccionar duas semanas, em períodos climatéricos distintos, de modo a observar a evolução destas três temperaturas. Assim, na Figura 5.48, é possível examinar que no período mais quente a amplitude térmica diária no betuminoso foi superior à registada na parede exterior do caixão (não exposta directamente ao sol). No entanto, na época mais fria essas amplitudes foram sensivelmente iguais.

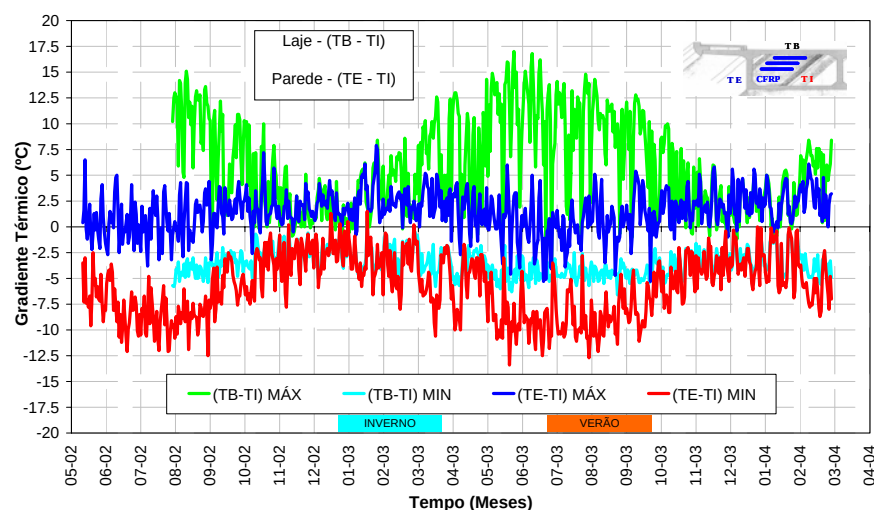


Figura 5.47 - Envolvente dos gradientes térmicos na laje superior e na parede do caixão

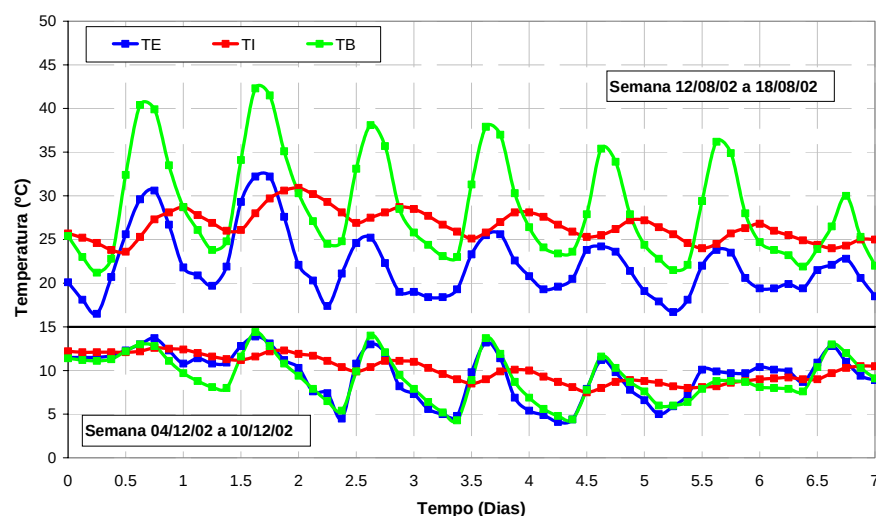


Figura 5.48 - Evolução das temperaturas em duas semanas (uma no Verão outra no Inverno).

Uma outra constatação muito interessante, relativamente à semana de Verão, teve a ver com a evolução da temperatura interior *versus* a temperatura exterior do caixão. Observou-se que a amplitude térmica diária no interior do caixão foi pequena, ou seja, o interior dissipou pouca temperatura, enquanto que a temperatura exterior variou consideravelmente. Destas observações conclui-se que a laje e as paredes de betão que constituem a secção da ponte, durante este período climatérico, conferem ao interior um funcionamento de “estufa”, conservando a temperatura no interior e possibilitando, desse modo, que esta possa ser, durante alguns dias, superior à temperatura exterior.

5.7.2.2 - Análise das extensões

Esta análise compreendeu as extensões medidas nos sistemas compósitos e nas armaduras ordinárias. Em primeiro lugar, examinaram-se as extensões dos quatro sistemas de CFRP, em três secções distintas: uma contendo uma fenda no betão situada muito próximo do meio vão da laje; outra localizada numa secção próxima do meio vão e, aparentemente, não fendilhada; e, finalmente, uma terceira situada numa das extremidades do compósito. Seguidamente, analisaram-se as extensões das armaduras ordinárias.

Não esquecer que os registos obtidos forneceram, unicamente, a variação da extensão de determinado sistema de reforço, numa determinada secção, a partir do primeiro registo. Admitiram-se, ainda, variações independentes por período de observação, ou seja, o primeiro registo não foi o mesmo para toda a campanha de monitorização. Essa variação foi determinada pela diferença entre o registo de cada leitura e o seu valor inicial. Assim, para os extensómetros EC1 a EC8, a variação das extensões foi determinada no derradeiro período, tendo por referência a leitura das 15 horas do dia 13 de Maio de 2002. Daí decorre que, se a variação foi positiva, ocorreu um alongamento no material. Mas, se pelo contrário foi negativa, deu-se um encurtamento no material.

Importa referir, também, que durante os dois anos e meio de monitorização, três dos extensómetros evidenciaram problemas de funcionamento. As razões que determinaram esse mau funcionamento não foram totalmente claras, podendo ter sido resultantes da própria instalação, pois os critérios que presidiram a essa instalação pressupunham um menor período para a duração da campanha de monitorização e/ou talvez da campanha de ensaios de carga, na qual o método de aplicação da carga aliado às condições geométricas da secção transversal da ponte, nomeadamente à altura reduzida no interior do caixão, propiciavam o possível contacto físico entre os operadores e os referidos extensómetros.

O sistema B (laminado) foi o seleccionado para se proceder à esquematização da evolução das extensões. Da Figura 5.49 à Figura 5.51 apresentam-se, para os extensómetros EC3, EC4 e EC10, respectivamente, os registos obtidos neste período.

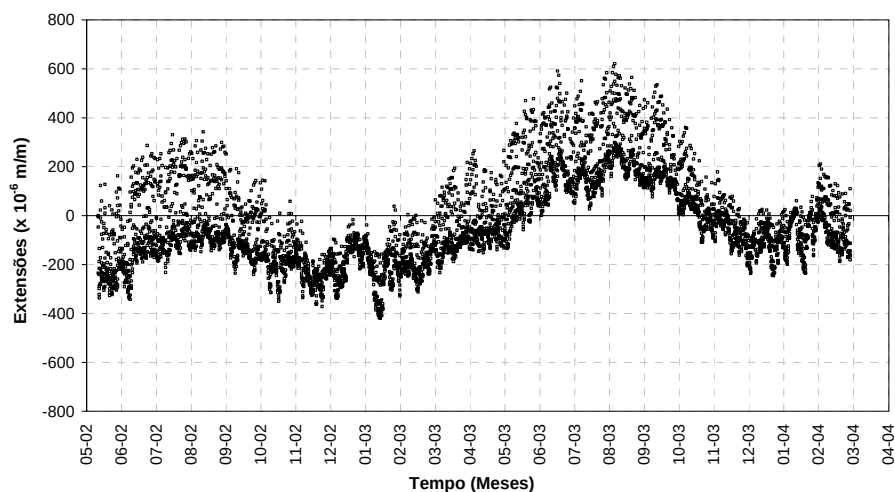


Figura 5.49 - Evolução das extensões registradas no extensômetro EC3 (secção fendilhada).

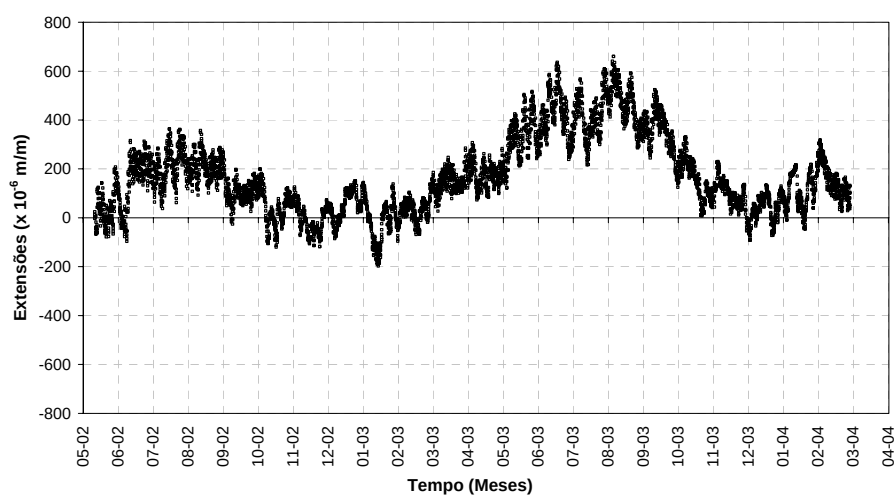


Figura 5.50 - Evolução das extensões registradas no extensômetro EC4 (extremidade).

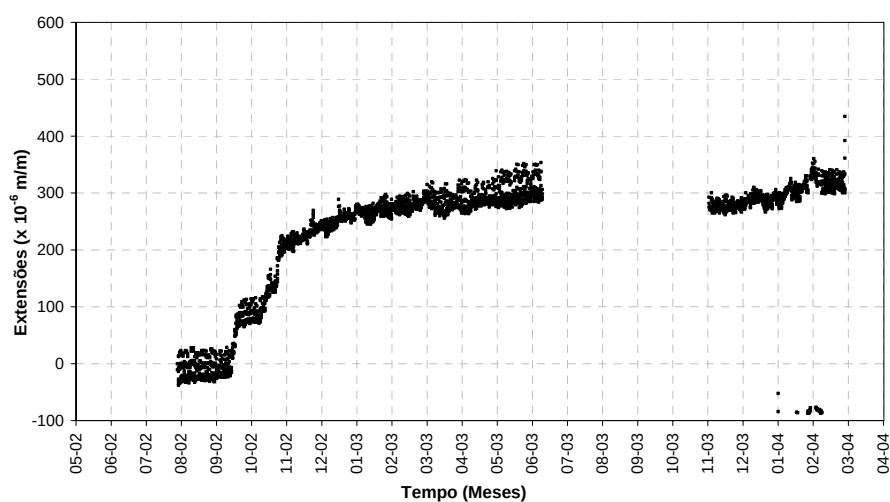


Figura 5.51 - Evolução das extensões registradas no extensômetro EC10 (secção não fendilhada).

Da observação dessas figuras, foi possível constatar que em secção fendilhada os registos diários apresentaram maior dispersão quando comparados com os registos obtidos na secção extrema dos

sistemas compósitos. Na secção não fendilhada próxima do meio vão da laje também se verificou alguma dispersão nas medições.

Analisando o sistema B (laminado), verificou-se que para este período climatérico as extensões variaram, em termos médios, na secção fendilhada, cerca de 1‰ e, na extremidade dos reforços de carbono, de 0.86‰.

Os valores extremos registados das extensões nos quatro sistemas de CFRP encontram-se resumidos no Quadro C.16 do Anexo C.

Face aos registos obtidos neste intervalo de tempo, pôde observar-se, no sistema B (laminado), variações negativas das extensões (encurtamento) superiores na secção fendilhada, enquanto as variações positivas (alongamento) foram ligeiramente superiores na extremidade do compósito.

Neste período o comportamento dos sistemas não foi idêntico. Observando a Figura 5.41 e a Figura 5.42, verifica-se que em secção fendilhada, o extensómetro EC7, registou, unicamente, variações negativas da extensão (encurtamento) e na extremidade dos sistemas compósitos constatou-se que os registos do extensómetro EC2 traduziram, maioritariamente, variações positivas da extensão (alongamentos).

Relativamente às armaduras ordinárias, as medições tiveram início no dia 13 de Junho de 2003 e os extensómetros ARM1 e ARM2 registaram valores muito semelhantes. O valor mínimo no ARM1 foi de -0.20‰ e o máximo atingiu os 0.07‰. No extensómetro ARM2 os valores extremos registados foram muito idênticos, com o mínimo de -0.20‰ e o máximo de 0.05‰. A variação média das extensões nas armaduras ordinárias foi de 0.27‰, tendo-se verificado que o extensómetro ARM1 sofreu alongamentos ligeiramente superiores ao ARM2. De modo idêntico ao observado nos sistemas compósitos, também as armaduras ordinárias, em secção fendilhada, apresentaram no período Verão/Outono maior dispersão nos valores das extensões registadas, enquanto no Inverno se verificou uma maior concentração dos valores medidos. A Figura 5.52 ilustra a evolução das extensões no extensómetro ARM1.

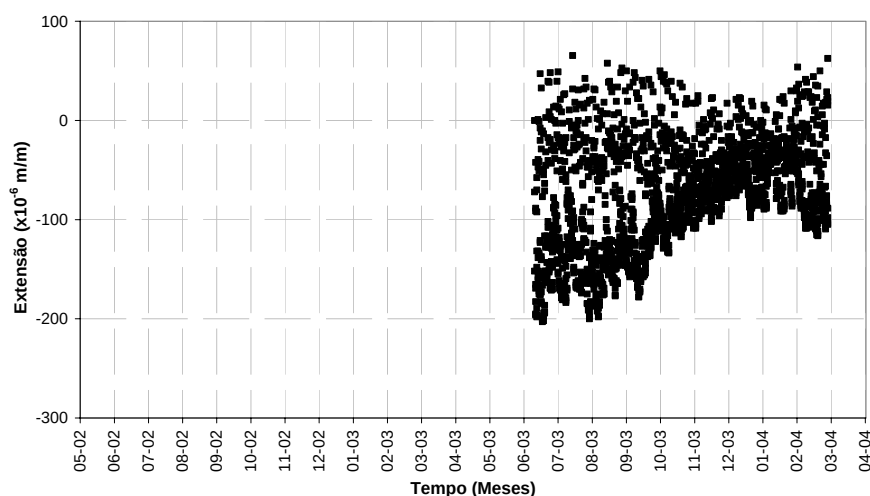


Figura 5.52 - Evolução das extensões registadas no extensómetro ARM1.

5.7.2.3 - Análise das aberturas de fendas

A medição da abertura de fendas decorreu no segundo período de observação, entre as 15 horas do dia 8 de Fevereiro de 2002 e as 12 horas do dia 20 do mesmo mês, e no último período de observação, desde o dia 30 de Julho de 2002 pelas 18 horas até ao dia 10 de Outubro de 2002 pelas 9 horas. No último conjunto de registos utilizaram-se os transdutores AF2, AF4 e AF5.

Os resultados obtidos permitiram observar que o transdutor AF2 registou sempre os valores mais elevados e o AF5 os valores mais reduzidos. As medições efectuadas possibilitaram a avaliação dos deslocamentos sofridos pelas faces de uma fenda. Tendo por referência o primeiro registo, foi possível observar a actividade de uma fenda, isto é, se a variação da abertura foi negativa significou que a fenda estava a fechar, mas se, pelo contrário, a variação foi positiva indicou que a fenda estava a abrir. A diferença entre o registo actual e o registo inicial permitiu estimar o valor actual da abertura de fenda desde o início das medições.

O transdutor AF2 registou variações de aberturas de fenda entre -0.06 mm e 0.051 mm, no AF4 os valores oscilarem entre -0.041 mm e cerca de 0.044 mm e no transdutor AF5 a variação foi entre -0.029 mm e 0.028 mm. A Figura 5.53 ilustra a evolução da abertura de fendas do transdutor AF2, no último período de observação.

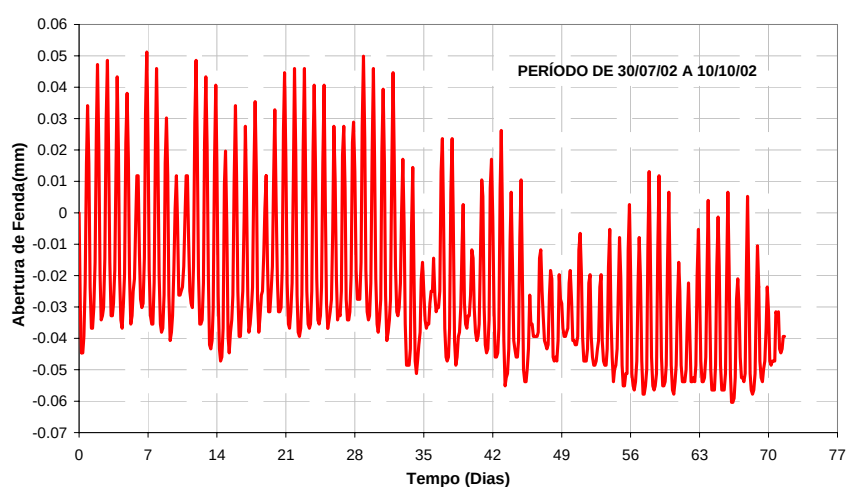


Figura 5.53 - Evolução das aberturas de fendas registadas no transdutor AF2 (Verão/Outono).

5.7.2.4 - Efeito da temperatura no comportamento do reforço

Como se viu anteriormente, no ponto 5.3.1, aquando da análise do efeito da temperatura, o aquecimento da face superior da laje relativamente à fibra inferior origina, devido à hiperstaticidade da estrutura, flexão na laje que, por sua vez, é responsável pela introdução de tracções nas fibras inferiores. Se, pelo contrário, a temperatura mais elevada se localizar na face inferior, então as tracções surgirão na fibra superior da laje, ou seja, na face oposta. Os momentos flectores actuantes são maioritariamente positivos, localizando-se o valor máximo sobre a parede interior do caixão

(Figura 5.15). Na secção de continuidade entre a laje e a parede interior a rotação é praticamente nula, mas a temperatura uniforme provoca um alongamento da laje.

Considerando um gradiente térmico de 10°C na laje superior do tabuleiro, obtêm-se momentos flectores de grandeza idêntica à obtida na análise efectuada sobre os ensaios de carga. Em secção fendilhada os momentos estimados são de 10.4 kNm/m, enquanto que na secção situada na extremidade do reforço os momentos estimados são de 15.1 kNm/m.

Foi, ainda, efectuada uma simulação teórica, considerando como solicitação apenas variações uniformes de temperatura (impossíveis de ocorrer sem as correspondentes variações diferenciais). Desse modo, admitiu-se uma temperatura uniforme de 20°C para as consolas, de 30°C para a laje superior, de 15°C para a laje inferior, de 15°C para a parede exterior não exposta directamente à radiação solar, de 25°C para a parede interior e de 20°C para a parede exterior mais exposta à radiação solar. A deformada do caixão, resultante desta solicitação, está representada na Figura 5.54, onde foi possível observar-se a existência de flexão na laje superior e inferior e nas paredes do caixão.

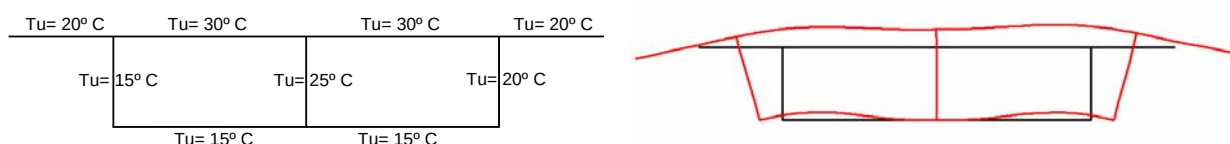


Figura 5.54 - Deformada do caixão devida a variações uniformes de temperatura.

Estas duas análises numéricas tiveram por finalidade destacar o efeito da acção da temperatura numa estrutura com secção transversal em caixão. Como é frequente, a acção da temperatura pode ser decomposta numa parcela uniforme e numa parcela diferencial. A existência de diferentes variações uniformes de temperatura nos vários elementos estruturais provoca, juntamente com o aumento ou diminuição do comprimento das barras, a rotação das mesmas. A essas deformações acrescem-se as produzidas pelas variações diferenciais de temperatura que são, essencialmente, devidas à rotação das secções das barras.

É importante reter que as deformações medidas (devidas à acção da temperatura), quer tenham sido aberturas de fendas, quer tenham sido as demais extensões que ainda não foram expostas, resultaram da deformação produzida pela variação uniforme da temperatura e da deformação gerada pela variação diferencial da temperatura. Os sensores de temperatura utilizados não permitiram aferir a temperatura em todos os elementos constituintes do caixão (paredes e lajes), impossibilitando a identificação, mais realista, da relação entre a acção da temperatura (simétrica ou assimétrica) e as deformações na laje superior do tabuleiro. Por outras palavras, pode-se dizer que as deformações registadas nos sistemas compósitos de CFRP, nas armaduras ordinárias e nas fendas, não foram originadas unicamente pela distribuição de temperatura na laje superior do caixão, mas pela distribuição da temperatura em todos os elementos estruturais que compõem o caixão. Por esta razão, as interpretações estarão condicionadas pelos dados existentes.

Uma outra noção que é preciso ter presente prende-se com o comportamento de dois materiais aderentes sujeitos a uma variação uniforme de temperatura. Admitindo que a sua deformação não está restringida por ligações exteriores e que a aderência entre eles é perfeita, então a deformação resultante deve-se ao comportamento térmico dos materiais. Portanto, se ambos possuem o mesmo coeficiente de dilatação térmica, ambos sofrem o mesmo deslocamento e não ficam sujeitos a forças internas. Todavia, se os coeficientes de dilatação térmica forem diferentes, então o deslocamento final será o mesmo (em virtude da aderência), mas essa compatibilidade de deformação gera forças interiores auto-equilibradas. Esta última noção é importante, pois os sistemas compósitos de CFRP colados ao betão deverão “acompanhar” a deformação do betão, admitindo-se que em serviço o escorregamento entre o compósito e o betão é diminuto.

Como se referiu no início desta secção, o programa de monitorização permitiu estimar a amplitude térmica diária na laje superior do tabuleiro e numa das paredes exteriores do caixão. Foi possível registar, também, o efeito da temperatura na resposta dos vários sistemas compósitos de CFRP.

Com vista a uma mais simples compreensão dos registos efectuados, apresentar-se-ão as evoluções da temperatura interior (TI), da temperatura na face superior da laje (TB), da variação diferencial de temperatura na laje (TB-TI) em correspondência com as evoluções das aberturas de fendas, das extensões nos sistemas de CFRP e nas armaduras ordinárias, para as duas semanas consideradas anteriormente (Figura 5.48).

Na Figura 5.55, pôde comprovar-se que as fendas respondem, principalmente, à variação diferencial (TB-TI) existente na laje. Um gradiente térmico crescente provocou o aumento da abertura da fenda e um decréscimo do gradiente resultou numa diminuição da abertura. Estes resultados validaram, também, a análise feita na secção anterior, pois a grandeza dos deslocamentos das faces da fenda aumentou, também, segundo o padrão observado nos ensaios de carga, isto é, $AF2 > AF4 > AF5$. Note-se que uma variação diferencial próxima dos $+15^{\circ}\text{C}$ (temperatura uniforme média de 25°C) produziu uma variação na abertura da fenda de aproximadamente 0.047 mm, sensivelmente metade do valor médio obtido nos ensaios de carga (0.09 mm).

Em secção fendilhada (EC1, EC3, EC5 e EC7) a actividade das fendas, como se disse anteriormente, foi responsável por efeitos localizados que se repercutiram na deformação do compósito (acentuando a extensão do sistema na secção da fenda). Como as fendas foram sensíveis à variação da temperatura diferencial existente na laje superior, era de esperar que a evolução das extensões, em secção fendilhada, traduzisse igualmente essa variação. Na Figura 5.56 pode comprovar-se esse comportamento da secção fendilhada.

Na secção situada entre fendas (EC9, EC10, EC11 e EC12), junto da secção fendilhada, a evolução das extensões dos reforços reproduziu a evolução das extensões em secção fendilhada e, concomitantemente, a evolução das variações diferenciais de temperatura, Figura 5.57. A diferença evidente foi a grandeza das variações nas extensões que traduziu a maior rigidez dessa zona.

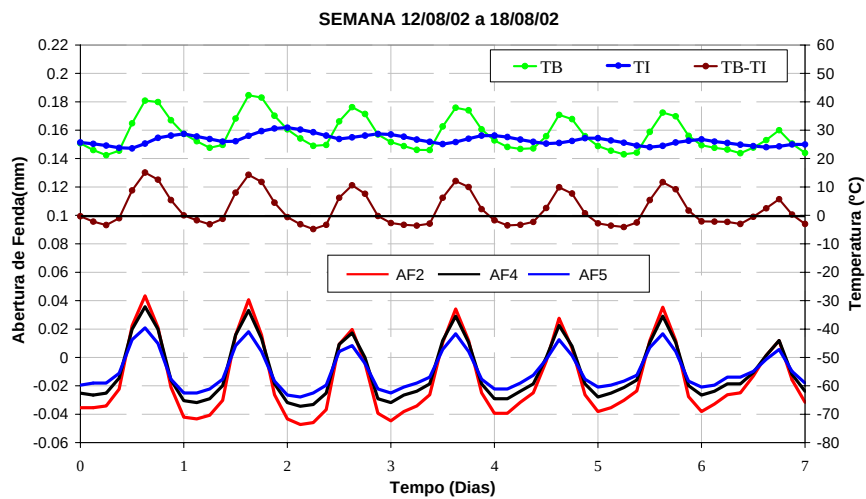


Figura 5.55 - Interação da temperatura na abertura de fendas.

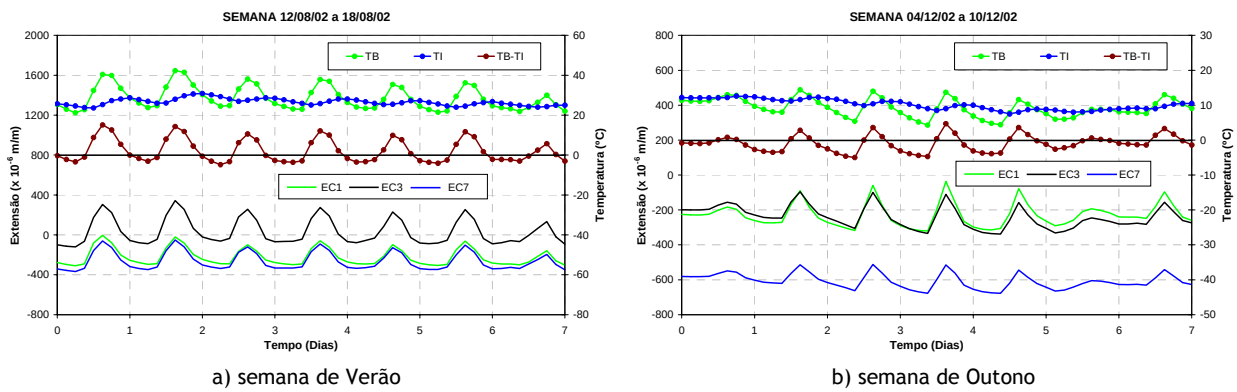


Figura 5.56 - Interação da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, em secção fendilhada.

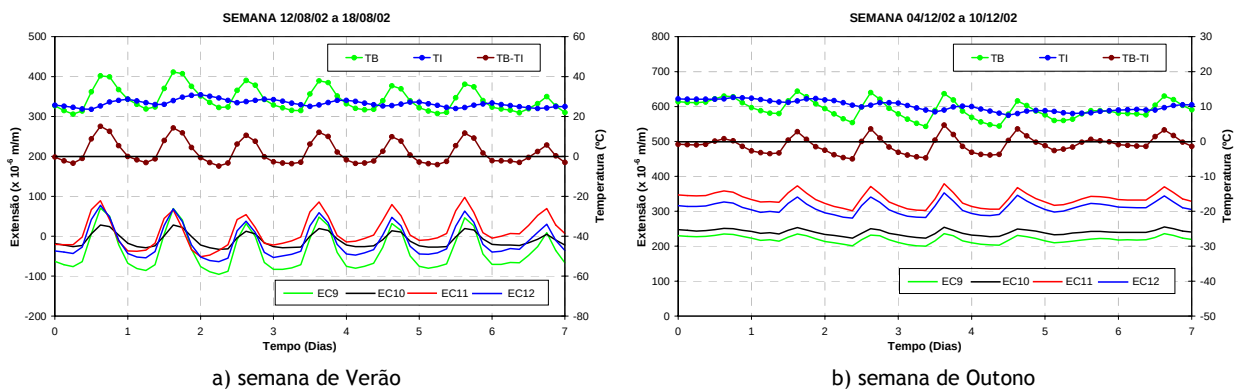


Figura 5.57 - Interação da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, em secção não fendilhada.

A extremidade dos sistemas de CFRP (EC2, EC4, EC6 e EC8) também reproduziu a variação diferencial de temperatura, ver Figura 5.58. Porém, ao contrário das precedentes secções, esta foi mais sensível à variação da temperatura uniforme (directamente relacionada com a temperatura interior do caixão) como se observa no diagrama da Figura 5.58b.

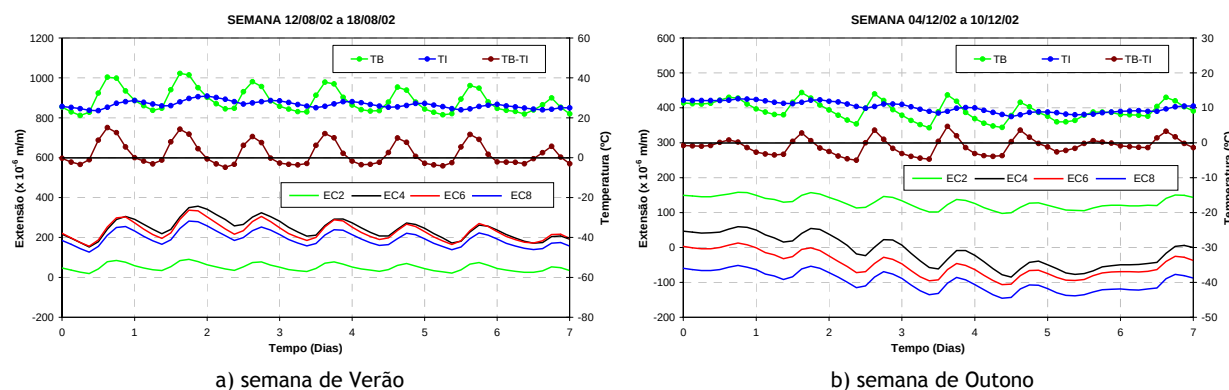


Figura 5.58 - Interação da temperatura nas extensões dos sistemas compósitos, extremidade.

Após a análise destas figuras, é inquestionável a interacção da temperatura nas aberturas de fendas e nas extensões registadas ao longo desta campanha de monitorização. É provável que as deformações medidas não se devam unicamente à acção da temperatura, mas com o espaçamento (3 a 6 horas) entre leituras quase pontuais a amplitude térmica diária foi, praticamente, a única acção avaliada. Através da grandeza das extensões registadas, foi possível obter uma correspondência entre as temperaturas e as deformações. Assim, seleccionaram-se dois períodos de tempo, para cada uma das semanas analisadas, e avaliou-se a variação de temperatura e a variação das deformações registadas. Essa informação encontra-se resumida no Quadro 5.14. Dos valores apresentados, foi possível depreender que para uma variação diferencial de aproximadamente $+15^{\circ}\text{C}$ a variação da extensão do CFRP, em secção fendilhada, foi quase metade da registada nos ensaios de carga $\varepsilon_{\text{CFRP}} = 0.63\%$ (Quadro 5.11). Todavia, em secção não fendilhada a extensão no compósito aproximou-se mais do valor médio registado nos ensaios de carga $\varepsilon_{\text{CFRP}} = 0.12\%$. A abertura de fendas teve um comportamento idêntico ao apresentado para as extensões do compósito pois, como foi exposto anteriormente, esta extensão foi sensível aos movimentos das faces da fissura. Esta análise, juntamente, com os resultados apresentados no ponto 5.7.2.2 indicam que a temperatura é uma acção que não deve ser negligenciada.

Quadro 5.14 - Correspondência entre a variação da temperatura e as deformações médias.

Valores Médios dos Sensores							
Data	Temperatura (°C)			Extensões no CFRP (‰)			Abertura de Fendas (mm)
	TB	TI	$\Delta(TB-TI)$	Fendilhado	Não fendilhado	Extremidade	
	$TB_1 ; TB_2$	$TI_1 ; TI_2$	$(TB_2-TI_2)-(TB_1-TI_1)$				
12-08-02	22.8 ; 40.4	23.8 ; 25.3	15.1+1.0 = 16.1	0.31	0.10	0.12	0.049
15-08-02	23.0 ; 37.9	25.9 ; 25.8	12.1+2.9 = 15.0	0.26	0.09	0.08	0.046
05-12-02	8.0 ; 14.4	11.3 ; 11.6	2.8+3.3 = 6.1	0.15	0.03	0.03	-
08-12-02	4.4 ; 11.6	8.1 ; 8.0	3.6+3.7 = 7.3	0.18	0.04	0.04	-
TB - temperatura na face superior da laje; TI - temperatura na face inferior da laje; $\Delta(TB-TI)$ - variação da temperatura diferencial entre dois períodos de tempo (t_1 e t_2).							

5.7.3 - Conclusões

A observação do comportamento do reforço experimental realizado num troço do tabuleiro da Ponte N.S. Guia teve por objectivos avaliar o comportamento, ao longo do tempo, dos sistemas de CFRP, registar a actividade das fendas e quantificar a amplitude térmica diária na laje superior do tabuleiro. Com esta observação contínua, foi possível entender alguns aspectos relacionados com o comportamento em serviço do reforço experimental.

Em termos gerais, pode-se afirmar que a monitorização veio validar algumas das explicações adiantadas aquando da interpretação dos resultados dos ensaios de carga. Assim, a actividade das fendas foi idêntica à ocorrida durante os testes de carga, registando-se as maiores aberturas nos transdutores mais afastados do pilar P3. Essa actividade teve influência directa nas extensões na secção da fenda e nas secções adjacentes. A dispersão de valores nas extensões, em secção fendilhada, foi a prova dessa mesma actividade.

Quanto à extremidade dos compósitos, foi possível verificar que estas secções apresentavam uma deformação semelhante à ocorrida em secção fendilhada, mas com uma menor dispersão de valores. A proximidade da parede interior do caixão conferiu, a essa secção, uma maior rigidez, restringindo, consideravelmente, as rotações. Daí o comportamento evidenciado indicar uma sensibilidade às oscilações da temperatura interior, directamente ligadas à temperatura média instalada na secção transversal da laje superior. A deformação da fibra inferior da laje induziu ao sistema de reforço uma deformação semelhante, dependente das características de cada sistema e da rigidez de cada secção transversal do tabuleiro (altura variável). Assim, foi possível constatar que o sistema A (laminado) ficou sujeito a maiores alongamentos que o sistema D (laminado), o qual registou maiores encurtamentos.

Foi, também, observado que o comportamento dos sistemas compósitos de CFRP, neste período de cerca de três anos, não registou alterações significativas no que concerne a efeitos diferidos.

As extensões registadas nas armaduras ordinárias não foram muito diferentes das obtidas nos ensaios de carga ($\approx 0.25\%$ e $\approx 0.35\%$ nos testes de carga). Este indicador pode significar que o reforço efectuado produziu uma maior redistribuição de forças pelos diversos materiais constituintes da secção e, consequentemente, um aumento da resistência.

5.8 - Considerações finais

A Ponte N.S. Guia, mais concretamente, a laje superior do tabuleiro foi objecto de estudo neste capítulo. Assim, após uma breve descrição da obra, identificaram-se as principais avarias e procurou-se avaliar as causas que lhes estavam associadas.

Constatada a necessidade de reforçar a laje, foi proposto e descrito um reforço experimental executado numa região limitada do tabuleiro da ponte.

O comportamento do reforço executado foi analisado com o auxílio de um conjunto de ensaios de carga realizados '*in situ*' e com um programa de monitorização da zona reforçada.

Em termos gerais, pode-se afirmar que os resultados obtidos foram satisfatórios, constituindo, assim, uma contribuição válida com vista a um maior entendimento sobre esta técnica de reforço, nomeadamente, no comportamento em serviço, a curto e a médio prazo.

Os objectivos foram, na sua maioria, atingidos, possibilitando uma compreensão mais ampla sobre o comportamento estrutural do elemento reforçado. Ao longo deste capítulo, foram avançadas as possíveis justificações para os registos obtidos. Destacam-se agora os aspectos mais significativos:

- Os sistemas de CFRP apresentaram, entre si, diferenças de comportamento, quer em secção fendilhada, quer em secção não fendilhada, durante os ensaios de carga.
- A perda de rigidez da laje não foi significativa, mas terá provocado, aparentemente, uma redistribuição de esforços na estrutura.
- Na secção fendilhada, as deformações registadas foram sensíveis aos movimentos sofridos pela fenda.
- A deformação inicial, " ϵ_0 ", instalada, aquando da execução do reforço e antes da realização de cada ensaio de carga, teve influência na dispersão das deformações registadas ao longo do período em que decorreu a campanha de ensaios.
- A acção térmica diária na laje superior do tabuleiro e os efeitos por ela produzidos foram quantificados.
- Os diversos sistemas de CFRP apresentaram poucas diferenças de comportamento quando submetidos à acção da temperatura.
- As lajes e paredes de betão que constituem a secção transversal da ponte permitem a conservação da temperatura interior, originando pequenas amplitudes térmicas diárias interiores.
- O gradiente térmico da laje superior atingiu um valor máximo de 17°C, tendo por várias vezes alcançado valores superiores a 12.5°C.
- A secção da extremidade do compósito, junto da parede interior do caixão, apresentou uma deformação semelhante à ocorrida em secção fendilhada devido ao efeito combinado da temperatura uniforme e diferencial.
- Foi possível correlacionar as variações de temperatura com as deformações nos sistemas de CFRP, indicando que a acção da temperatura, nesta obra, não deve ser negligenciada.

A informação obtida neste programa experimental, detalhada em Silva et al. (2005-a; 2005-b), constitui uma mais valia para a elaboração de um projecto de reforço da laje, mais concretamente, para a definição dos procedimentos de selecção dos sistemas de CFRP e de aplicação em obra, como se verá no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 6

DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

6 - DESENVOLVIMENTO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

6.1 - Considerações gerais

A aplicação da técnica EBR no reforço à flexão de lajes de betão armado tem sido objecto de análise ao longo deste trabalho, sempre com o propósito de fundamentar, o melhor possível, as opções a tomar na definição de uma solução de reforço para a laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia.

Vários têm sido os aspectos analisados desde os efeitos inequívocos da humidade e da temperatura na resistência da interface betão-compósito até à obtenção de dados que caracterizam, quer em serviço, quer próximo do colapso, o comportamento de lajes reforçadas com sistemas CFRP. Válida foi, também, a contribuição das medições efectuadas na Ponte N.S. Guia, durante os diversos ensaios de carga e durante a monitorização no tempo dos diferentes sistemas de CFRP experimentalmente aplicados. Mas resta, ainda, propor uma solução de reforço para a laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia.

O aspecto mais importante na concepção de qualquer solução é garantir um nível de segurança satisfatório. No presente caso, consiste em assegurar um nível de segurança aceitável através da definição de uma solução por colagem exterior de compósitos de CFRP. Este aspecto relaciona-se, em certa medida, com o grau de confiança que existe, actualmente, nas propostas “regulamentares” da FIB [Bulletin 14, 2001], do ACI [ACI 440, 2002] e do CNR [CNR, 2004]. Serão demasiado conservadoras? Existe alguma possibilidade do factor de segurança da solução não ser suficiente? Este será afinal um dos temas de fundo deste capítulo.

Justificado o estado actual da laje superior do tabuleiro, no capítulo anterior, sobretudo as causas das patologias existentes e demonstrada a necessidade de efectuar um reforço à flexão da laje, estão reunidas as condições para a concepção de uma solução por colagem exterior de compósitos unidireccionais de CFRP.

Neste capítulo pretende-se, então, descrever os principais aspectos relacionados com a definição da solução de compósitos para reforçar a laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Não obstante, far-se-á, na secção 6.2, o resumo de algumas propostas elaboradas, anteriormente, para a referida obra, por diferentes técnicos, mas que, por diversas razões, não foram executadas. Ainda nesta mesma secção apresentam-se duas propostas desenvolvidas como alternativa à solução de compósitos, realçando aspectos relacionados com o correspondente pré-dimensionamento, com a identificação das principais vantagens e desvantagens, com os respectivos custos e prazos de execução.

Na secção 6.3, resumem-se os critérios de dimensionamento e de verificação de segurança propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001], pelo ACI [ACI 440, 2002] e pelo CNR [CNR, 2004] para o desenvolvimento de soluções por colagem exterior de sistemas de CFRP. A secção 6.4 destina-se à análise da solução por

colagem exterior de FRP. O desenvolvimento da solução será realizado, inicialmente, atendendo às orientações de dimensionamento propostas nesses documentos técnicos. As soluções obtidas são em seguida comparadas, identificando os critérios mais condicionantes. A parte final desta secção prende-se com os aspectos relativos à execução desta técnica, nomeadamente, com os principais detalhes a incluir em peças desenhadas, com os critérios técnicos a estabelecer e com os mais relevantes procedimentos de controlo de qualidade. Finalmente, é discutido um plano de monitorização a longo prazo de modo a acompanhar o comportamento e desempenho do elemento estrutural reforçado.

O capítulo termina com a síntese das principais conclusões retiradas sobre a fase de dimensionamento de uma solução de reforço à flexão de uma laje de betão pela técnica EBR.

6.2 - Em busca de uma solução

A combinação das várias acções previstas no RSAEEP evidenciou a insuficiência de armadura transversal na zona inferior da laje superior do tabuleiro para resistir aos esforços que nela se desenvolvem. Assim, de modo a repor o nível de segurança da laje, é necessário reforçar, transversalmente, este elemento estrutural.

Desde Agosto de 1980 (entrada da ponte em serviço) até Fevereiro de 1984, foram propostas várias soluções de reforço da laje da Ponte N.S. Guia, não tendo a Junta Autónoma de Estradas adjudicado nenhuma delas. Algumas dessas propostas serão descritas ao longo dos próximos pontos. Em seguida, serão expostas duas outras alternativas desenvolvidas no âmbito do protocolo estabelecido entre a Estradas de Portugal (EP) e a FEUP - “Programa de Cooperação no âmbito do Reforço do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia”.

6.2.1 - Primeiras propostas

Em 9 de Julho de 1980, o projectista enviou à JAE um documento contendo os cálculos relativos a quatro possíveis soluções de reforço designadas pelo próprio por: 1-bandas metálicas coladas com resina epóxy; 2- sistema de carlingas e longarinas; 3- prumos tubulares e 4- carlingas suportadas por escoras [JAE, 1980-c], esta última representada na Figura 6.1. No final do documento conclui: “(...) *Parece-me que a única solução que merece credibilidade é a primeira (...)*”. Esta solução de reforço (novidade na época), ilustrada na Figura 6.2, consiste na colagem, em toda a extensão plana dos tectos do caixão, de chapas com 4 mm de espessura, com 250 mm de largura e espaçadas entre eixos de 500 mm.

Uma carta do projectista ao Chefe da Divisão de Construção da Direcção dos Serviços de Pontes da Junta Autónoma de Estradas [JAE, 1980-d], datada de 14 de Agosto de 1980, informava que “(...) *Das várias soluções estudadas uma apenas merecia o meu acordo: substituição das armaduras em falta por chapas de aço de 4 mm, coladas na face inferior da laje superior do tabuleiro com colas epóxy*”. Mais

adiante, no mesmo documento, o projectista referia ainda “(...) Não tendo essa solução sido aceite pela Direcção dos Serviços de Pontes, devido ao preço da sua execução (cerca de 10 000 contos), e dada a delicadeza do problema e a urgência da sua resolução, entendi solicitar o apoio do Senhor Professor Edgar Cardoso, que pronta e gentilmente acedeu a procurar uma solução capaz. (...)”.

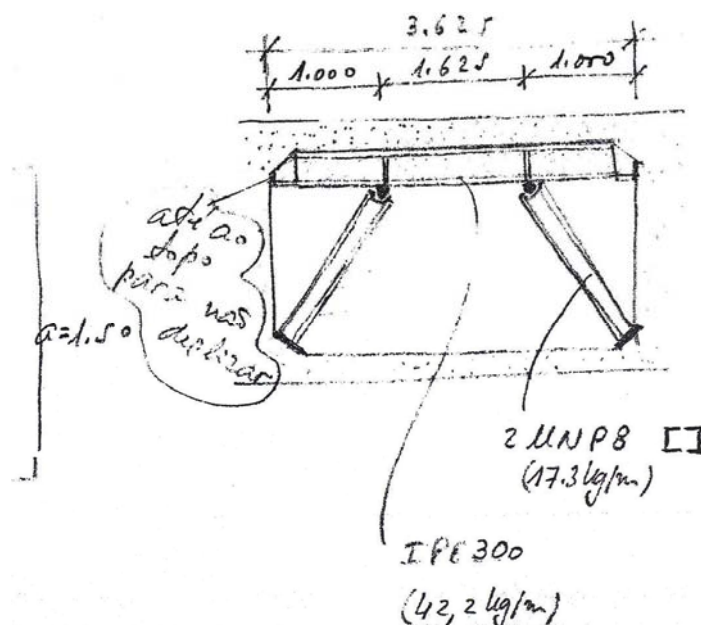


Figura 6.1 - Solução de reforço de carlingas suportadas por escoras [JAE, 1980-c].

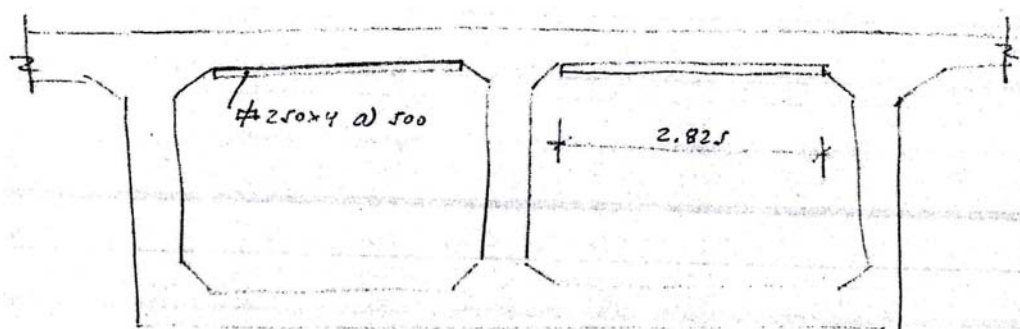


Figura 6.2 - Solução de reforço por colagem de chapas de aço [JAE, 1980-c].

A informação nº 222/80 da JAE [JAE, 1980-a], de 9 de Outubro de 1980, revela que foram desenvolvidas várias soluções, mas que algumas foram abandonadas devido a impossibilidade de execução dentro do caixão tabuleiro (altura variável de 2.7 m a 1.0 m). Realça ainda que, mesmo sem possuir desenhos de pormenor, a solução de Edgar Cardoso parecia ser uma hipótese que resolvia os problemas com a vantagem de não condicionar o espaço no interior do caixão.

Em Abril de 1983, noutra missiva à Divisão de Construção da Direcção dos Serviços de Pontes da Junta Autónoma de Estradas [JAE, 1983-c] o projectista propunha uma outra alternativa de reforço (ver Figura 6.3), em que considera duas longarinas fixadas à laje (terços do vão) e apoiadas em prumos

telescópicos afastados de 1.5 m. No caso dos prumos serem inclinados, previa-se uma travessa superior formando um pórtico.

Realizados os ensaios de carga, em 4 de Agosto de 1983, a Divisão de Construção decidiu, em 16 de Dezembro de 1983, retirar as limitações de carga existentes [JAE, 1983-b]. Neste mesmo documento é referido que “(...) várias hipóteses de reforço foram desenvolvidas tendo sido adoptado um tipo de reforço baseado na técnica de preesforçamento de superfícies (...)”, solução proposta por Edgar Cardoso.

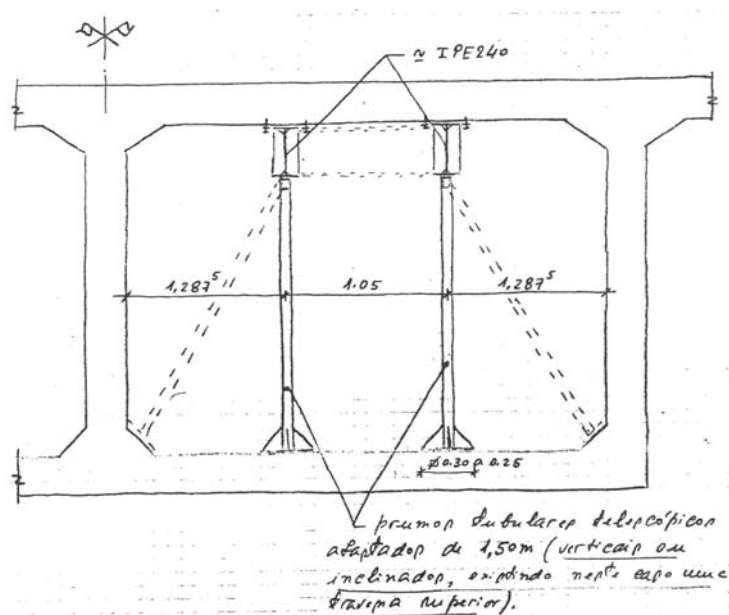


Figura 6.3 - Solução de reforço por longarinas suportadas por prumos telescópicos [JAE, 1983-c].

Por último, na informação nº 32/84 da JAE [JAE, 1984], de 13 de Fevereiro de 1984, o Director de obra relata que “Na sequência da recusa do Prof. Edgar Cardoso em prestar assistência técnica ao seu projecto de reforço do tabuleiro da ponte (...) houve que proceder (...) ao estudo de uma outra solução”. Faz saber ainda que, devido aos resultados dos ensaios de carga realizados na ponte terem sido satisfatórios, reexaminaram a solução baseada em chapas metálicas coladas com resina epoxídica, tendo sido alteradas algumas disposições construtivas. No final, a nova proposta consistia em chapas de 3 mm de espessura, 2.82 m de comprimento e 250 mm de largura espaçadas de 0.50 m. Cada chapa dispunha de 8 parafusos Hilti com bucha química HVA. O custo total para a execução estava estimado em 16 000 contos.

6.2.1.1 - Solução de Edgar Cardoso

Como se referiu, no ponto anterior, os projectistas da Ponte N.S. Guia solicitaram a colaboração de Edgar Cardoso para encontrar uma solução capaz para o problema em questão.

Em 10 de Agosto de 1980, Edgar Cardoso expressava a sua opinião sobre o assunto numa carta,

sugerindo que num curto prazo de tempo se executasse [JAE, 1980-d]:

- “Uma grelha de arames de aço de alta resistência de Φ entre 1 e 2 mm, em preesforço aderente à face inferior da laje do caixão bicelular totalizando por metro 20 a 30 tf, nas zonas entre esquadros, fazendo-se a aderência por colagem com resinas epoxi de endurecimento rápido, por aquecimento a 80-100°C”.
- “Uma série de pequenos esquadros de betão armado colados a epoxi sob os actuais esquadros de concordância da laje superior com as nervuras do caixão bicelular, a fim da laje ficar com maior altura útil e reduzir as tensões nas armaduras superiores, além de beneficiar ainda as zonas médias dos vãos da laje entre nervuras. Admite-se que estes esquadros fiquem equidistantes de cerca de 1 m, que tenham de comprimento entre 50 a 80 cm e de largura 15 a 20 cm”.

No entanto, esta solução, inicialmente proposta, sofreu algumas alterações, em Março de 1981, quando foi elaborada a memória descritiva e justificativa do “Projecto de reforço da laje dum tabuleiro de ponte, tipo caixão bicelular, pela técnica de preesforçamento das suas superfícies” [JAE, 1981-b]. Mas, como já se referiu, Edgar Cardoso, em 1984, recusou prestar a assistência técnica a este projecto, acabando esta solução, também, por não se executar.

Pela especificidade, originalidade e inovação da solução proposta, ilustrada esquematicamente na Figura 6.4, far-se-á seguidamente a sua descrição. Julga-se mesmo que na época em que foi concebida seria provavelmente uma solução inédita. Na exposição que se segue, optou-se por fazer citações alargadas da memória descritiva da solução por se achar que o conteúdo deva ser partilhado conforme foi descrito pelo próprio autor.

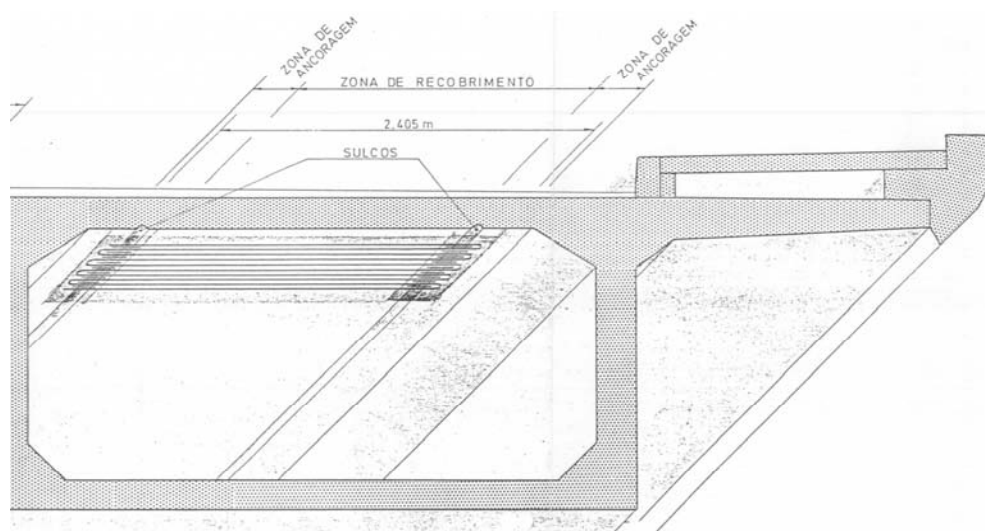


Figura 6.4 - Esquema mostrando a zona a pré-esforçar [JAE, 1981-b].

Na referida memória descritiva [JAE, 1981-b], o autor começa por descrever a técnica de preesforçamento de superfícies que tem vindo a desenvolver:

“(...) Para se aumentar a capacidade de resistência da tal laje vai aplicar-se a técnica que

estamos desenvolvendo e que designamos por preesforçamento de superfícies, neste caso a superfície inferior da laje (...). Consiste tal técnica em colar uma grelha neste caso unidireccional, fortemente traccionada à superfície traccionada da laje a reforçar e depois da cola estar suficientemente endurecida e resistente retirar o “sistema” que pôs essa grelha em tracção. Aliviando esse sistema de traccionamento o esforço deste passará, ou será transmitido para a superfície da laje, preesforçando-a nessa direcção.

Assim, desde que se garanta que não há, ou não tem significado, a relaxação dessa grelha (...) e que a colagem é garantida, sem escorregamentos entre a cola e os fios de aço e sem que o betão rompa por tracção ou corte, o “processo” é inteiramente válido e eficiente.

A colagem faz-se à base de resinas epoxi já hoje de aplicação vulgarizada na Engenharia Civil e que nós próprios utilizámos em larga escala na importante ponte de ligação de Macau à ilha da Taipa (...).

No caso específico de superfícies de betão, prova a experiência e demonstra-se pelo cálculo, que uma boa epoxi, com ou sem carga, colada a essa superfície, ao romper (por arranque) o “conjunto”, o que rompe é a superfície de betão e não a cola. Agarrada à cola vem uma película de pasta de cimento, trazendo ainda grãos de areia. (...) a segurança fica limitada à capacidade de resistência dessa pasta superficial de cimento, que como se sabe é muito pequena, inferior a uma ou duas dezenas de kgf/cm^2 , à tracção.

Para garantirmos a mais alta resistência “controlada” da colagem, sem o citado perigo de arranque - portanto com o grau de segurança desejado - haverá que tomar outras disposições.”

Essas disposições, a que o autor faz referência, reportam-se ao “sistema” de ancoragem dos fios de aço pré-esforçados e também ao processo de aplicação e transmissão do pré-esforço.

No caso da ancoragem, o autor demonstra a sua eficácia através do cálculo. Na Figura 6.5, reproduz-se um esquema idealizado pelo autor para justificar o comportamento na zona de ancoragem.

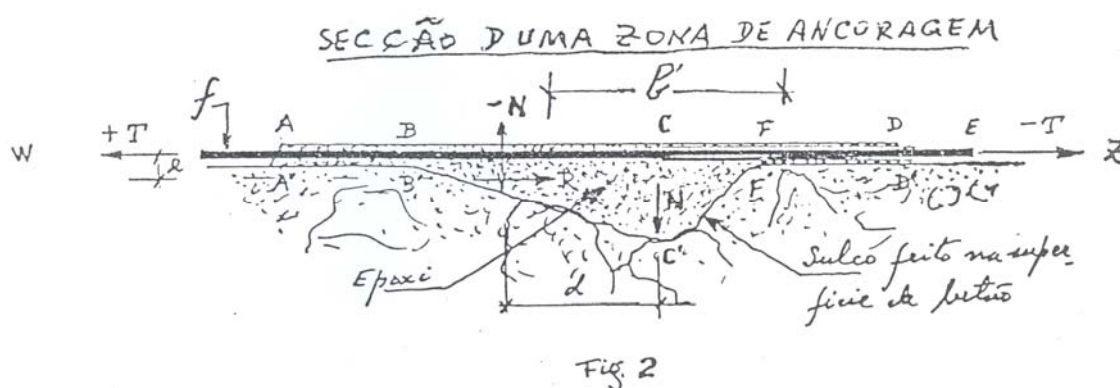


Figura 6.5 - Esquema de funcionamento da ancoragem dos fios de aço pré-esforçados [JAE, 1981-b].

Reproduz-se em seguida, quase na íntegra, a explicação sobre o funcionamento do sistema de ancoragem realizado à base da resina epóxida.

“Consideremos a Fig.2 que representa um corte do betão da laje em que se fez na sua superfície $A'B'F'D'$ um sulco $B'C'F'$ que muito provavelmente já apanhou algumas pedras (brita do betão), superficial sobre a qual se colocou um fio ou varão de aço f de alta resistência, fortemente tenso (traccionado) por um qualquer sistema exterior e independente da laje de betão, de força T , entre W e Z .

Imaginemos que envolvemos o fio ou varão traccionado f por um induto ou tubo na extensão CD de modo a que nesse comprimento haja livre deslizamento do fio ou varão.

Com o fio ou varão traccionado, na posição indicada da figura, façamos uma colagem ao betão, com resina epoxi, na extensão $ABCFD$, ocupando a resina todo o espaço limitado por $ABCFDD'F'C'B'A'A$, portanto enchendo também o sulco aberto no betão e de modo a envolver o comprimento do fio ou varão tenso f incluindo o induto ou tubo na extensão CD ; a cola, ou resina, aderirá não só ao betão mas também ao fio f , mas apenas na extensão ABC já que na extensão CD ele está “isolado” da cola pelo induto ou tubo.

Consideremos agora, depois da resina endurecer - o que não levará mais de meia hora se assim o desejarmos, por aquecimento adequado - que o fio f na sua extremidade esquerda W está fixado à laje (...) e que retiramos do fio f o “sistema” tensor. Então o fio, como está colado à laje na extensão AC e sua simétrica do lado W , transmitirá à superfície da laje o preesforço T . E como a aderência da resina epoxi na extensão ABC do fio ou varão f é suficiente para evitar o escorregamento (...) ele não escorrega ao longo do envolvimento (da resina). Ao longo da extensão CD o citado induto ou tubo permite que o fio ou varão f encurte deixando portanto de estar tenso pela anterior força T imposta pelo sistema tensor exterior; mas continua a ser envolvido pela epoxi.

Assim, as tensões entre o fio f e a resina epoxi só existirão a partir do ponto C até A .

Segundo o esquema dessa mesma Fig. 2 a força $+T$ do preesforço está fora da superfície apresentando portanto uma pequena excentricidade, pelo menos igual a meio diametro do fio ou varão f . O bloco de resina epoxi, mesmo desprezando a favor da segurança as extensões AB e FD , portanto só considerando o bloco $BCFF'C'B'B$ reage à força T pela reacção horizontal $R=-T$, com a excentricidade e . Gera-se portanto o momento $M=Te$ que tende a levantar o bloco de epoxi na zona CC' , segundo a força N e a baixá-lo na zona próxima de B (...), segundo a força de compressão $-N$, contra o betão. Terá então que ser $M=Te=Nd$.

(...) como na prática podemos dar a d o valor que quisermos e N se distribui por uma largura b' apreciável a tensão de tracção N/b' manter-se-á sempre, em cálculo correcto, inferior à resistência à tracção da cola epoxi à superfície do betão do sulco (...).

Julgámos, por evidente, haver que isolar o fio f , da epoxi, na extensão CD , para que a reacção se faça na zona do sulco, já que de contrário a epoxi na zona D tenderia a separar-se do betão se aí o fio f estivesse traccionado, como muito bem se sabe.

(...) Resta finalmente dizer que depois de soltarmos a ponta do fio DE, na direcção Z é esta ponta colada (e envolvida por cola epoxi) à superfície de betão aumentando-se a resistência da “ancoragem” e simultaneamente protegendo-a contra a corrosão do ambiente.”

Na Figura 6.6, apresenta-se um excerto da peça desenhada do projecto de reforço que pormenoriza em corte e em planta a ancoragem.

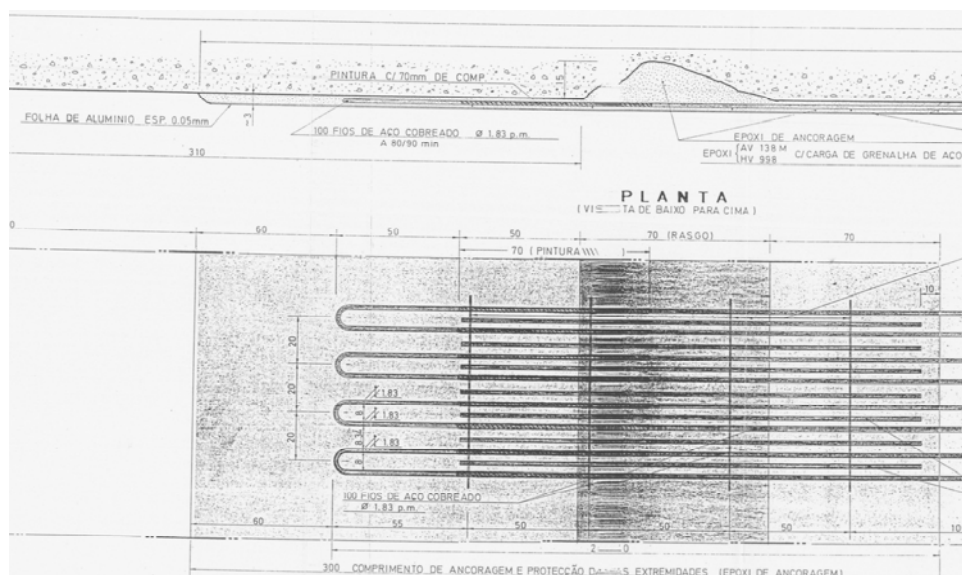


Figura 6.6 - Pormenor da zona de ancoragem dos fios de aço pré-esforçados [JAE, 1981-b].

Falta ainda desvendar o sistema engendrado por Edgar Cardoso para tensionar os fios de aço, ilustrado na Figura 6.7, explicando ‘ipsis verbis’ o seu modo de funcionamento.

“(…) Em esquema, o sistema é formado, como se indica na Fig. 3, por duas peças A e B, soldadas nos seus lados *aa'* e *bb'* a uma barra K em forma de U, tendo a fechar superiormente esse U uma outra peça composta CD, também soldada nas suas extremidades às peças A e B. Essa peça composta CD tem intercalado entre as suas extremidades C e D um anel dinamométrico G provido de um deflectómetro de centésimos de milímetro e um parafuso tensor T ou macaco, hidráulico ou pneumático.

Cada uma das peças A e B possui nas suas zonas inclinadas *ij* e *i'j'* uma série de pernes onde é tecida a grelha unidireccional do fio de aço f de preesforço (...).

Uma vez tecido o fio de preesforço (...) com o número de voltas que se queira, dependente da largura *ii'* das peças e afastamento dos fios, actuando sobre o parafuso ou macaco tensor T introduzir-se-á nos fios de preesforço f o preesforço que se queira, sob o controle do anel dinamométrico G.

(...) Apenas como nota se evidencia que antes de se “tecerem” os fios f (...) colocar-se-ão a forrar as superfícies superiores das peças A e B folhas de alumínio de espessura reduzida (da ordem de 0.05 de mm) para que a resina epoxi com que se recobrem aí os fios (imediatamente antes da sua aplicação sobre as superfícies de betão) não adira a essas peças A e B. E ainda

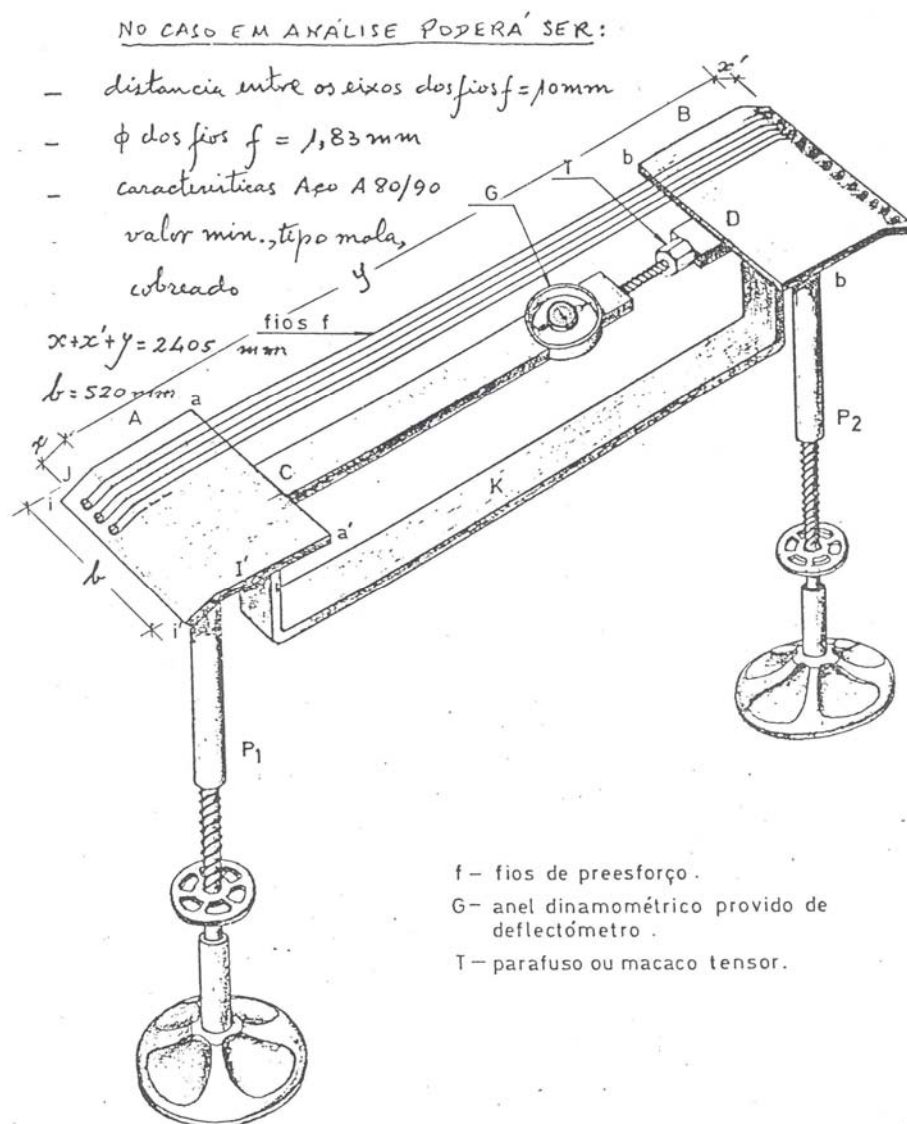


Fig. 3

Figura 6.7 - Sistema de pré-esforço e colagem dos fios de aço [JAE, 1981-b].

como nota, a seguir à colocação dessas folhas de alumínio e antes de se tecerem os fios f (...) colocar-se-ão sobre essas folhas alguns arames t paralelos aos lados aa' e ii' das peças A e B para garantir que os fios f (...) fiquem recobertos pela resina epoxi da espessura correspondente ao diâmetro desses arames t .

As peças A e B que na sua parte superior são de aço têm na sua face inferior uma resistência eléctrica devidamente isolada destinada a aquecer as chapas de aço de modo a mantê-las aquecidas a temperatura desejada a fim de transmitir o calor à resina epoxi. Em princípio, para a epoxi indicada, a temperatura deverá ser da ordem dos 70 a 90° centígrados, actuando durante cerca de meia hora.

Resta dizer que o "sistema" é provido de pés telescópicos P1 e P2 que permitem o fácil ajuste das peças A e B à posição da face da laje que se pretende preesforçar. Estes pés deverão ser

suficientemente resistentes para bem apertarem as peças A e B contra a laje, devendo actuar nos seus centros.”

No final, a solução avançada por Edgar Cardoso, indicada na Figura 6.8, consistia em introduzir na face inferior da laje superior do caixão um pré-esforço de 20 tf/m ($\approx 200 \text{ kN/m}$) na largura central (2.40 m) de cada célula. Para o efeito, seriam utilizados 100 fios de aço de alta resistência (cobreado) por metro de comprimento da ponte, de 1.83 mm de diâmetro, de tensão de rotura 100-120 kgf/mm² que seriam traccionados a 80 kgf/mm².

A referida memória descritiva e justificativa continha, ainda, indicações sobre o prazo de execução da obra (previa 100 dias), a mão-de-obra necessária (uma brigada de 10 operários) e o custo estimado (15 500 contos). Quanto à forma de executar os trabalhos, passa-se a citar Edgar Cardoso *“Dado o aspecto singular, tanto quanto se julga até ao presente ainda não realizado em qualquer parte do mundo, entendemos que a forma mais razoável de executar os trabalhos é a dos mesmos serem entregues à firma que construiu a ponte “à percentagem” por contrato directo, sem concurso, já que quanto saibamos tem corpo técnico e pessoal especializado facilmente adaptável ao género singular da obra idealizada”*.

Este projecto de reforço contém, ainda, as especificações técnicas, o mapa de medições e a estimativa orçamental, sobre os quais não se vai fazer nenhuma alusão neste trabalho.

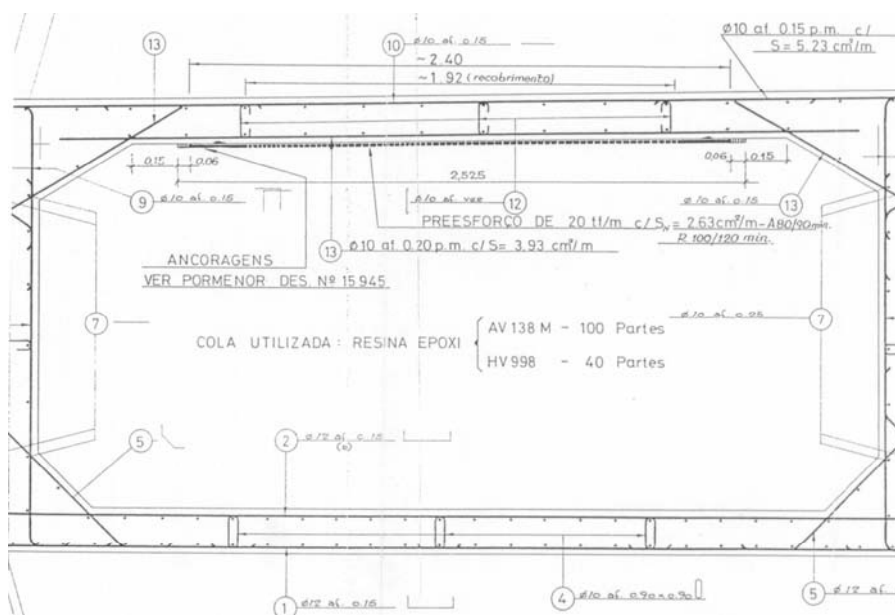


Figura 6.8 - Extracto do desenho das armaduras de pré-esforço [JAE, 1981-b].

6.2.1.2 - Comentário às soluções

Nesta secção, foram expostas diversas soluções de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. A análise detalhada das várias propostas não faz parte do âmbito deste estudo. Contudo, algumas considerações serão efectuadas sobre elas.

Para avaliar a eficácia de cada uma das soluções, seria necessário proceder à sua modelação numérica e consequente análise de resultados, de modo a aferir, para cada solução, as alterações introduzidas no comportamento da laje superior e do próprio tabuleiro. Na ausência desses dados, far-se-á uma apreciação qualitativa.

Atendendo à exequibilidade das várias propostas apresentadas, podem-se antever alguns dos motivos que conduziram ao abandono de algumas delas. A altura variável no interior do caixão e particularmente reduzida na zona central dos vãos, associada à dificuldade existente na introdução, no caixão, de elementos metálicos com as dimensões propostas, inviabilizaram, certamente, as soluções que necessitariam da execução de carlingas, longarinas, prumos tubulares ou escoras inclinadas (três das soluções expostas). Qualquer uma destas soluções tinha, ainda, o inconveniente de aumentar a acção permanente no tabuleiro, devido ao peso próprio dos elementos metálicos. A redução do vão ou a mudança no funcionamento da laje superior seria obtida com um acréscimo de rigidez da secção transversal do tabuleiro, alterando, desse modo, o seu comportamento global.

As restantes soluções de reforço, chapas metálicas coladas com resina epoxídica e o preesforçamento de superfícies, tinham a vantagem de não afectar a acessibilidade e a circulação no interior do tabuleiro. No entanto, a proposta de Edgar Cardoso, apesar de engenhosa, seria de difícil viabilidade prática, pois o sistema idealizado para a aplicação do pré-esforço e colagem dos fios de aço seria, significativamente, complicado de implementar (previsão de 100 dias para executar a obra com uma brigada de 10 operários), e bastante oneroso (15 500 contos). É de salientar que esta solução necessitaria de preparação e colagem contínua em toda a superfície da laje e, ainda, da realização de sulcos no betão para acomodação das zonas de ancoragem. Refira-se, também, que a aplicação de pré-esforço ao sistema de reforço colado é, no presente caso, de execução difícil e de eficiência duvidosa na compressão da face inferior da laje. Por sua vez, a solução das chapas metálicas (precursora da solução de colagem de compósitos) seria, de todas as propostas, a mais exequível. Provavelmente, seria necessário proceder a um ligeiro alargamento da abertura de acesso ao interior do caixão, de forma a introduzir as chapas no seu interior. Recorde-se que o custo de execução desta solução estava estimado em 16 000 contos. Admitindo que o custo da solução não inviabilizaria a sua execução o que teria então justificado a sua rejeição? Provavelmente algum aspecto relacionado com a execução da solução. A preparação da superfície de betão antes da colagem das chapas seria, possivelmente, a tarefa mais trabalhosa, atendendo aos equipamentos existentes na época e à necessária ventilação/aspiração forçada. Também seria verosímil a existência de alguma desconfiança sobre a técnica de colagem exterior de chapas de aço, pois tratava-se de uma tecnologia recente, ainda, sem experiência de aplicação a nível nacional.

6.2.2 - Novas alternativas

Na fase de Ante-projecto realizada no âmbito do protocolo estabelecido entre a Estradas de Portugal (EP) e a FEUP - “Programa de Cooperação no âmbito do Reforço do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia”,

foram analisadas três soluções possíveis, identificando-se para cada, as vantagens e os inconvenientes. A descrição e justificação de cada solução podem ser consultadas no trabalho de Silva et al. (2006), apresentando-se nos próximos pontos apenas os aspectos mais significativos de cada uma das alternativas de reforço.

A reposição do nível de segurança da laje pode ser alcançada a partir de três conceitos simples e intuitivos:

- 1 - a insuficiência de armadura transversal, na zona inferior, pode ser superada com a adição de armadura suplementar;
- 2 - a armadura transversal existente, na zona inferior, pode ser suficiente se o vão de cálculo da laje for reduzido;
- 3 - a armadura transversal presente na zona inferior da laje pode ser suficiente se, nessa direcção, se reduzirem as tracções.

A concretização de cada um destes princípios resulta em possíveis soluções de reforço.

No primeiro conceito, a adição de armadura poderá ser efectuada através de três técnicas distintas:

- Execução de uma camada de betão projectado, armado e, eventualmente, reforçado com fibras. No entanto, esta técnica é trabalhosa e condiciona, significativamente, a utilização das obras durante as operações de reparação.
- Fixação e colagem exterior de chapas de aço. Esta solução é simples e eficiente no que se refere ao custo e desempenho mecânico, mas sofre de várias desvantagens, nomeadamente a corrosão das chapas e resultante deterioração da aderência, as dificuldades de manipulação e os comprimentos limitados, resultando na necessidade de emendas para reforços longos. Actualmente, esta técnica tem vindo a ser substituída com vantagem pela técnica indicada a seguir.
- Colagem exterior de sistemas de CFRP unidireccionais. Esta solução técnica é cada vez mais adoptada devido às propriedades mecânicas das fibras (elevada resistência e rigidez e baixo peso) e, sobretudo, à facilidade de aplicação [Juvandes, 2002].

A solução de reforço proposta, com base neste primeiro conceito, consiste na colagem externa (técnica EBR) de sistemas compósitos com fibras de carbono (CFRP), pré-fabricados (laminados). Refira-se, apenas, que os sistemas de CFRP serão aplicados na direcção transversal da laje superior do tabuleiro (ambas as células) e ao longo de todo o comprimento da ponte, como se representa na Figura 6.9, com excepção das zonas próximas dos pilares. Esta solução será analisada mais à frente neste capítulo.

O segundo conceito (redução do vão da laje) pode ser alcançado a partir da execução, no interior do caixão, em cada uma das células, de uma estrutura suplementar que divida o vão transversal em dois vãos de igual comprimento. Esta estrutura, esquematizada na Figura 6.10, é composta por uma viga metálica longitudinal (longarina), fixada à face inferior da laje (no interior do caixão), na secção de

meio vão, por intermédio de buchas metálicas. Essa viga, por sua vez, apoia em escoras espaciais que se fixam nos esquadros de betão na ligação da laje inferior com as almas do caixão.

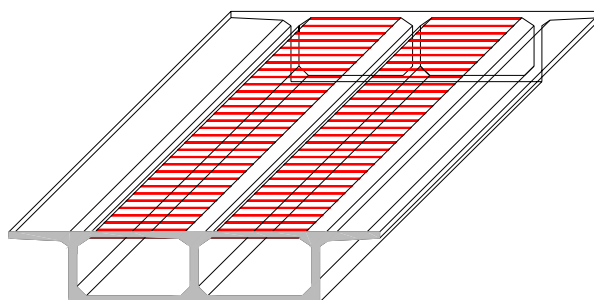


Figura 6.9 - Reforço por colagem de sistemas compósitos de CFRP unidireccionais.

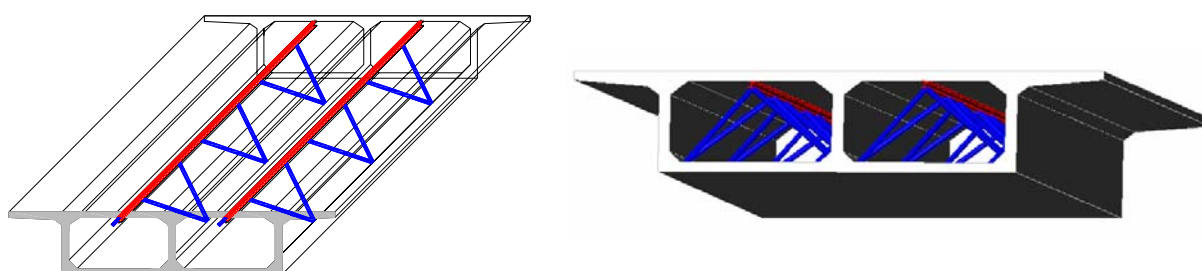


Figura 6.10 - Reforço por execução de uma estrutura metálica interior.

Finalmente, pode-se satisfazer o terceiro conceito (redução das tracções na zona inferior da laje), simplesmente, com a aplicação de uma compressão transversal. Essas forças transversais de compressão podem ser aplicadas por intermédio de pré-esforço exterior adicional por meio de varões metálicos, como se ilustra na Figura 6.11.

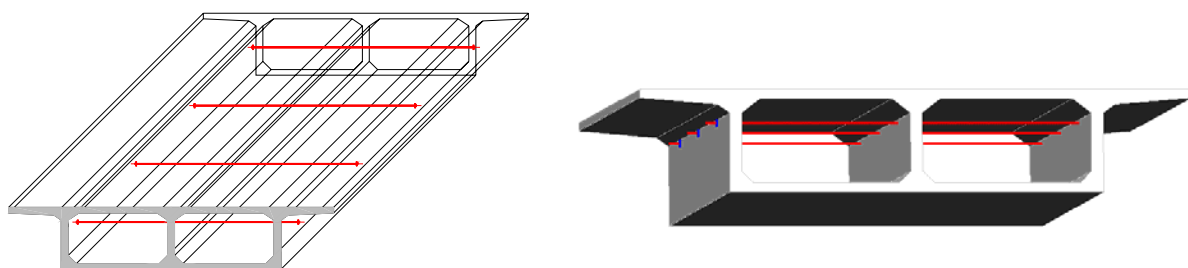


Figura 6.11 - Reforço por aplicação transversal de pré-esforço exterior.

Estas duas alternativas à técnica EBR com compósitos serão analisadas sucintamente realçando os aspectos mais significativos. O estudo dessas soluções foi efectuada com base num modelo elástico de elementos finitos, recorrendo ao programa DIANA 9.0.

6.2.2.1 - Estrutura metálica treliçada no interior do caixão

A primeira solução alternativa consiste na execução de uma estrutura suplementar em aço no interior de cada célula do caixão. Esta estrutura é composta, em cada célula do caixão, por uma viga metálica

fixada à laje superior, na secção de meio vão, por intermédio de buchas metálicas. Por sua vez, esta viga encontra-se ligada a um conjunto de bielas que se desenvolvem dos esquadros de reforço inferiores. Para além da redução do vão transversal da laje a função destes elementos estruturais é redistribuir parte das acções actuantes na laje superior do tabuleiro para outros elementos constituintes do tabuleiro, como a laje de fundo e as almas. Este tipo de solução afecta, também, o comportamento longitudinal do tabuleiro, uma vez que os elementos estruturais a executar vão alterar a distribuição de rigidez e de esforços, previamente idealizada, no projecto de execução da ponte. Contudo, avaliou-se, apenas, o comportamento transversal do tabuleiro, decorrendo dessa análise o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (viga principal e bielas) que compõem essa estrutura suplementar.

O modelo estrutural adoptado consistiu na introdução de algumas modificações no modelo de elementos finitos descrito no Capítulo 5 (secção 5.3.1), aquando da avaliação das necessidades de reforço da laje. Para tal, recorreu-se a elementos finitos do tipo viga para a modelação da viga principal e a elementos finitos do tipo barra para a definição das bielas. Na Figura 6.12, encontra-se esquematizada a malha de elementos finitos adoptada. Refira-se que os nós dos elementos de viga são coincidentes com os nós dos elementos de casca da laje superior, exactamente a meio vão e que a correspondente rigidez da secção composta (laje e viga) se encontra condensada nos referidos nós. Na Figura 6.12, apresenta-se um esquema do modelo numérico no qual não se considerou a malha de elementos finitos da laje superior com a finalidade de se visualizar melhor a estrutura metálica. Refira-se que as ligações da estrutura metálica aos esquadros de reforço inferiores são realizadas sempre por intermédio de duas bielas (ver pormenor 1). No entanto, devido às dimensões do modelo de elementos finitos (10 m de tabuleiro) considerou-se, junto das secções extremas, apenas uma biela na ligação aos esquadros inferiores.

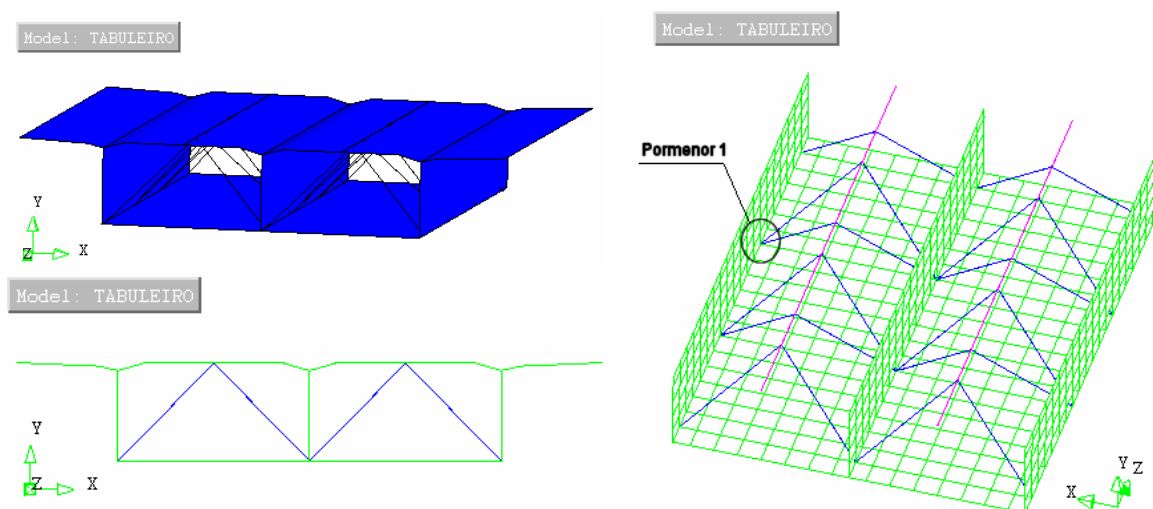


Figura 6.12 - Modelo de elementos finitos adoptado.

A eficiência desta solução dependerá muito da deformabilidade das bielas ligadas à viga metálica. O incremento de rigidez na zona de meio vão da laje é, por isso, conseguido através da reduzida deformação das bielas, já que a fixação da viga metálica à laje tem, apenas, a função de distribuir, longitudinalmente, pela laje, o efeito pontual de rigidez e de apoio, introduzido pelas bielas.

Assim, o pré-dimensionamento das bielas e das vigas foi efectuado atendendo à rigidez que se necessitava introduzir na secção transversal do tabuleiro, de modo a diminuir os esforços na laje superior. A estrutura idealizada é constituída por vigas em perfis laminados do tipo HE160B e bielas em secção tubular TRS114.3, com uma espessura de parede de 8 mm e uma área de 26.7 cm², como se esquematiza na Figura 6.13.

O modelo estrutural idealizado para o reforço da laje foi então analisado, encontrando-se esquematizada, na Figura 6.14, a distribuição de momentos flectores de cálculo para a combinação de acções mais gravosa ($M_{Sd}^+ \approx M_{Rd}^+ \approx 22.2$ kNm/m).

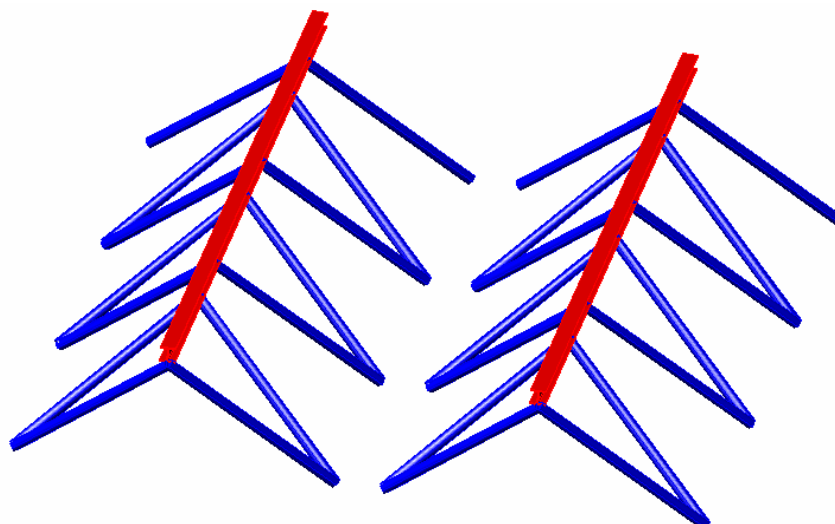


Figura 6.13 - Estrutura metálica pré-dimensionada.

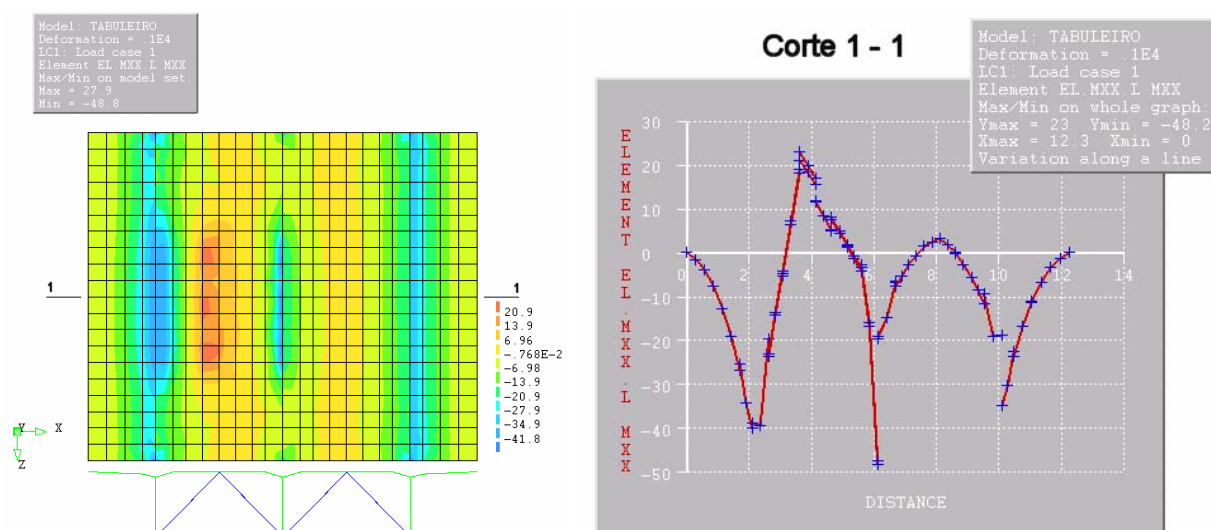


Figura 6.14 - Momentos flectores transversais de cálculo, na laje superior (combinação mais gravosa).

Outro aspecto importante nesta solução de reforço relaciona-se com o acréscimo de esforços de tracção que se podem desenvolver nas almas e na laje inferior do tabuleiro, em virtude da deformação ocorrida nas bielas de aço. Comparada a distribuição de tensões na laje inferior do caixão, antes e após a execução da estrutura metálica, foi possível constatar que o aumento das tensões de tracção não foi significativo [Silva et al., 2006].

Como se referiu anteriormente, o facto de o pré-dimensionamento ter como pressuposto principal o acréscimo de rigidez conduziu a que as tensões e correspondentes esforços instalados nas bielas e nas vigas principais fossem diminutas.

Em Estado Limite de Utilização (SLS), mais concretamente, em estado limite de curta duração (combinações frequentes: $G + 0.4VT + 0.3T$) pretendeu-se avaliar os deslocamentos verticais da laje (ver Figura 6.15), e a distribuição de momentos flectores ao longo da mesma. Nessa análise considerou-se o efeito da temperatura.

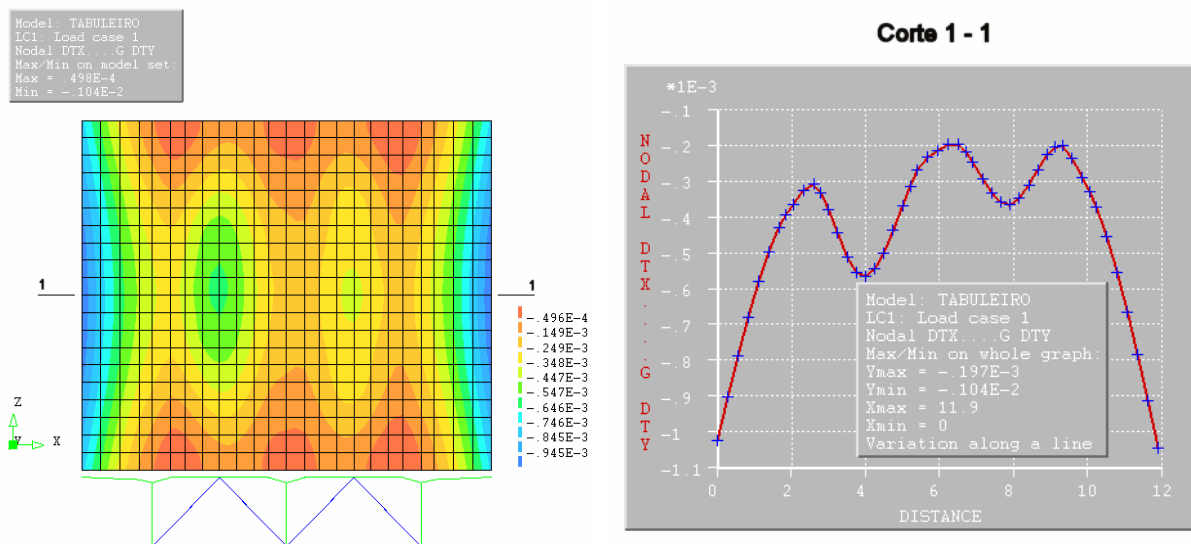


Figura 6.15 - Deslocamentos verticais na laje superior, para a combinação frequente.

A grandeza dos momentos flectores na laje superior do tabuleiro, para a combinação frequente de acções, foi aceitável. Relativamente aos deslocamentos verticais, obteve-se uma flecha máxima de, aproximadamente, 3 mm, cuja grandeza se encontra dentro dos valores admissíveis. Porém, as condições fronteira consideradas no modelo numérico, simultaneamente com a reduzida porção de tabuleiro modelada (10 m de desenvolvimento), podem, de algum modo, influenciar as deformações devidas à temperatura.

Finalmente, na Figura 6.16, apresenta-se a solução de reforço com base na execução de uma estrutura metálica suplementar com a finalidade de reduzir os esforços de tracção na laje.

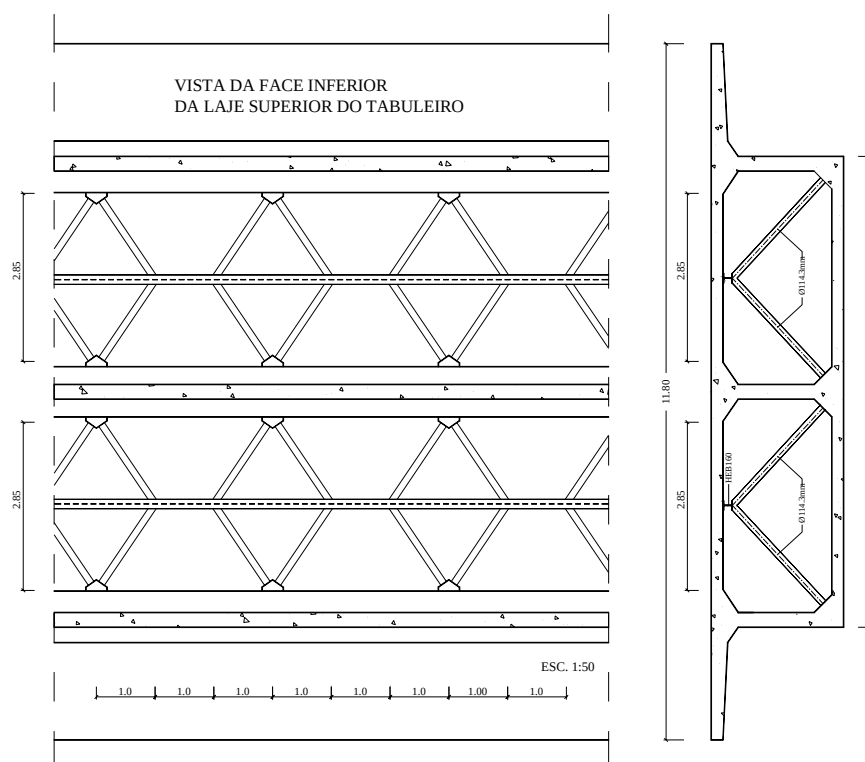


Figura 6.16 - Solução de reforço por execução de uma estrutura metálica no interior do caixão.

6.2.2.2 - Pré-esforço exterior transversal

A segunda solução de reforço proposta baseia-se na técnica de pré-esforço exterior. Como se mencionou, anteriormente, a redução das tensões de tracção que se desenvolvem na direcção transversal pode ser conseguida através da aplicação, nessa direcção, de forças de compressão. A forma mais simples de o conseguir será através da introdução de varões de aço de pré-esforço em furos previamente executados nas almas, por forma a que os pontos de aplicação das forças se situem nas paredes exteriores das células que compõem o caixão e, desse modo, comprimam transversalmente a laje superior do tabuleiro. Os varões deverão situar-se próximo dos esquadros de reforço na transição entre a laje superior e as almas do caixão. O afastamento entre varões foi obtido com base na optimização das quantidades dos materiais, na minimização do número de furos a executar para a colocação dos varões e na verificação das tensões localizadas junto dos dispositivos de amarração. A força útil de pré-esforço considerada foi de 480 kN, sendo de 3 metros o afastamento entre varões (1 varão por aduela). Esta solução corresponde à adopção de varões de diâmetro Ø32 com uma tensão útil de cálculo de 600 MPa, ver Figura 6.17.

A análise desta proposta de reforço foi realizada com o mesmo modelo de elementos finitos descrito no Capítulo 5 (secção 5.3.1), aquando da avaliação das necessidades de reforço da laje. Para tal, substituíram-se os varões de pré-esforço pela respectiva acção equivalente que, neste caso, se caracteriza, apenas, por forças horizontais de compressão.

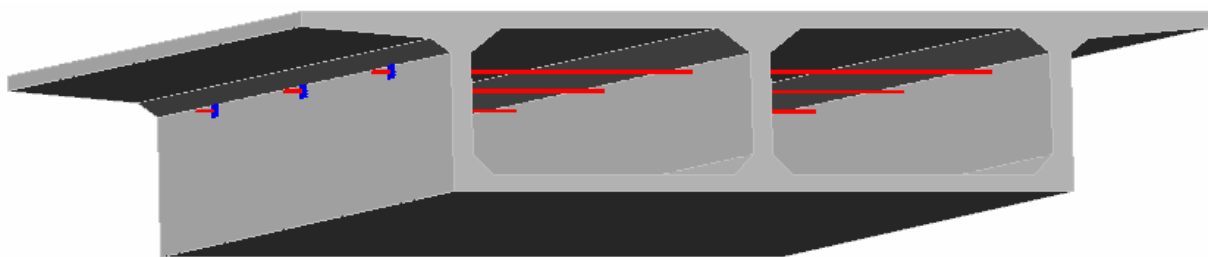


Figura 6.17 - Distribuição dos varões de pré-esforço ao longo do tabuleiro.

Na Figura 6.18, é possível observar a distribuição de momentos flectores de cálculo na laje superior do tabuleiro, para a combinação de acções mais gravosa. Como se constata, o efeito proveniente da flexão introduzida na laje devido à excentricidade dos varões é reduzido, pois a redução do momento flector foi muito pequena, passando de 44 kNm/m para 41 kNm/m. Todavia, a compressão transmitida à laje pelo pré-esforço é mais eficaz, variando entre 130 kN/m e 160 kN/m, como se vê na Figura 6.19.

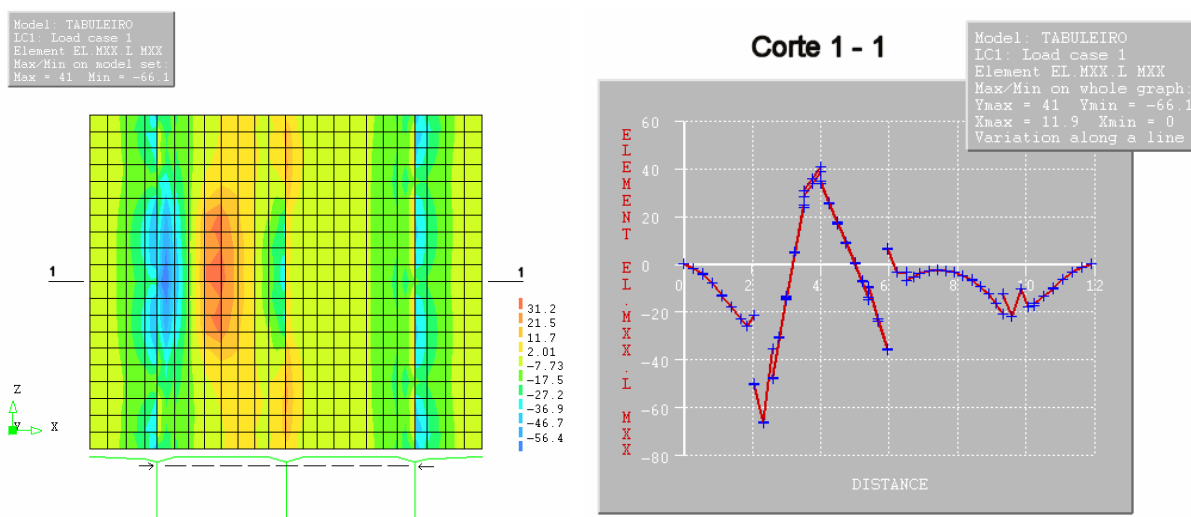


Figura 6.18 - Momentos flectores transversais de cálculo, na laje superior (combinação mais gravosa).

Outro aspecto importante nesta solução de reforço relaciona-se com a verificação das tensões introduzidas nas paredes do caixão, junto aos dispositivos de ancoragem dos varões. Comparada a distribuição de tensões na parede do caixão, antes e depois da aplicação do pré-esforço, foi possível constatar que o aumento das tensões se localizava, praticamente, nessa zona (região de aplicação do pré-esforço) [Silva et al., 2006].

Em Estado Limite de Utilização (SLS), mais concretamente, em estado limite de curta duração (combinações frequentes: $G+P+0.4VT+0.3T$) pretendeu-se, apenas, verificar a deformação da laje e correspondente distribuição de esforços. Também nesta análise se considerou o efeito da temperatura. Na Figura 6.20, apresentam-se os deslocamentos verticais na laje.

A grandeza dos momentos flectores na laje superior do tabuleiro, para a combinação frequente de acções, foi aceitável uma vez que as tracções na fibra inferior eram reduzidas (1 MPa). Relativamente aos deslocamentos verticais obteve-se uma flecha máxima de, aproximadamente, 2.2 mm, cuja

grandeza se encontra dentro dos valores admissíveis.

Finalmente, na Figura 6.21, apresenta-se em planta a solução de pré-esforço exterior.

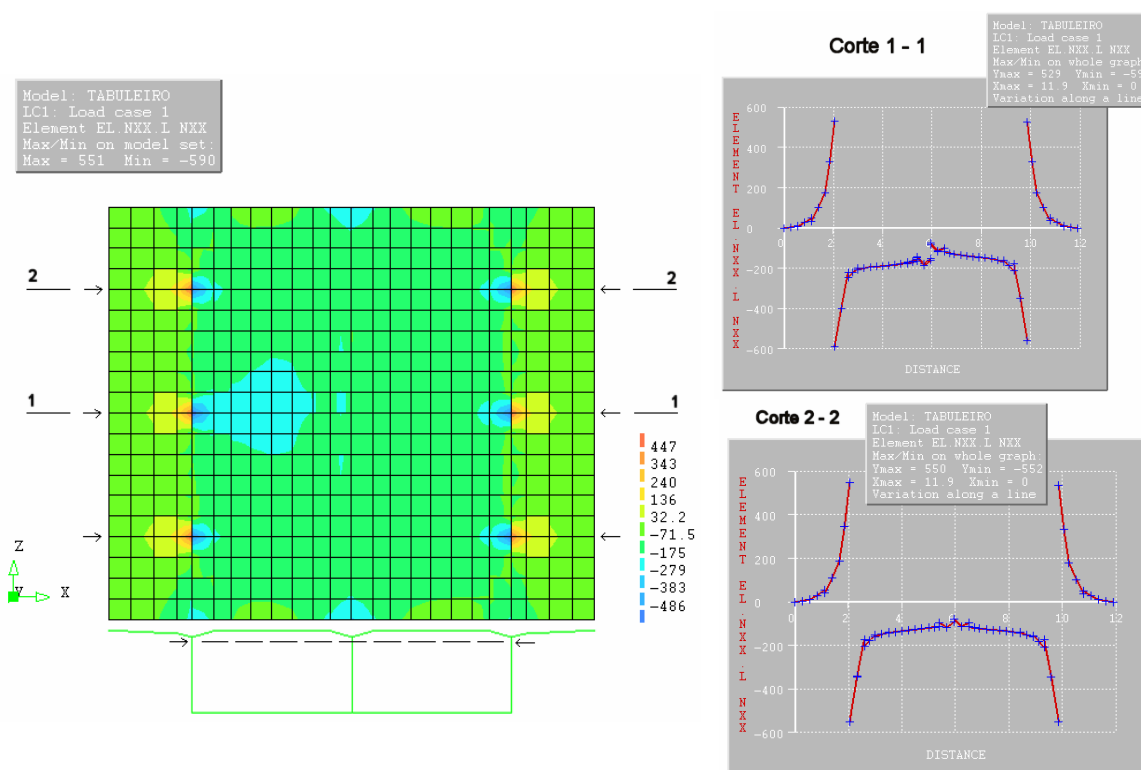


Figura 6.19 - Distribuição dos esforços axiais transversais na laje superior (combinação mais gravosa).

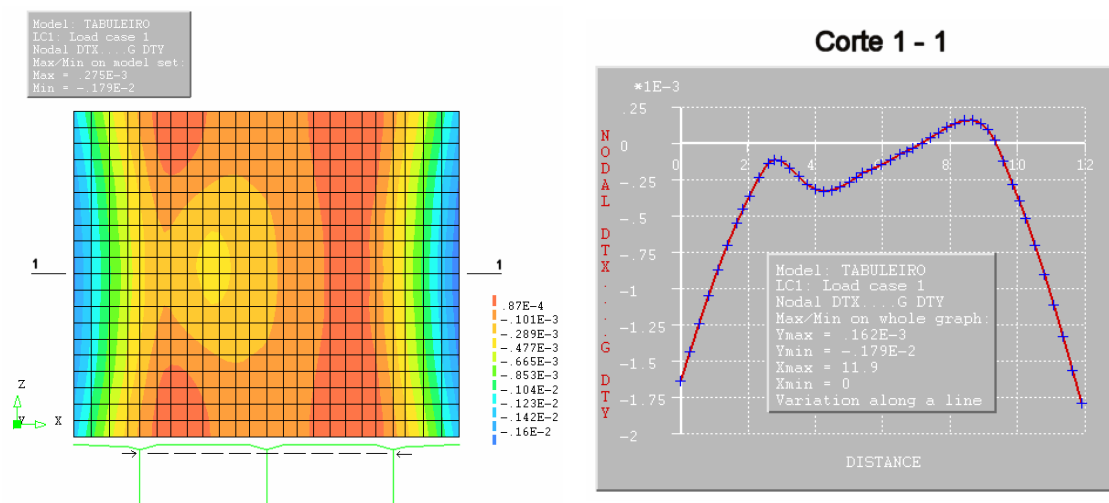


Figura 6.20 - Deslocamentos verticais na laje superior, para a combinação frequente.

6.2.2.3 - Comparação entre as duas soluções

As duas soluções idealizadas possuem evidentemente vantagens e desvantagens, quando comparadas entre si. Nesta secção, pretende-se identificar alguns desses benefícios e inconvenientes, assim como apresentar, para cada uma das soluções, os meios necessários (materiais e humanos) à sua execução,

uma estimativa de custo e uma duração média para a sua realização.

Assim, resumem-se no Quadro 6.1 as informações mais relevantes sobre cada uma das soluções estabelecidas.

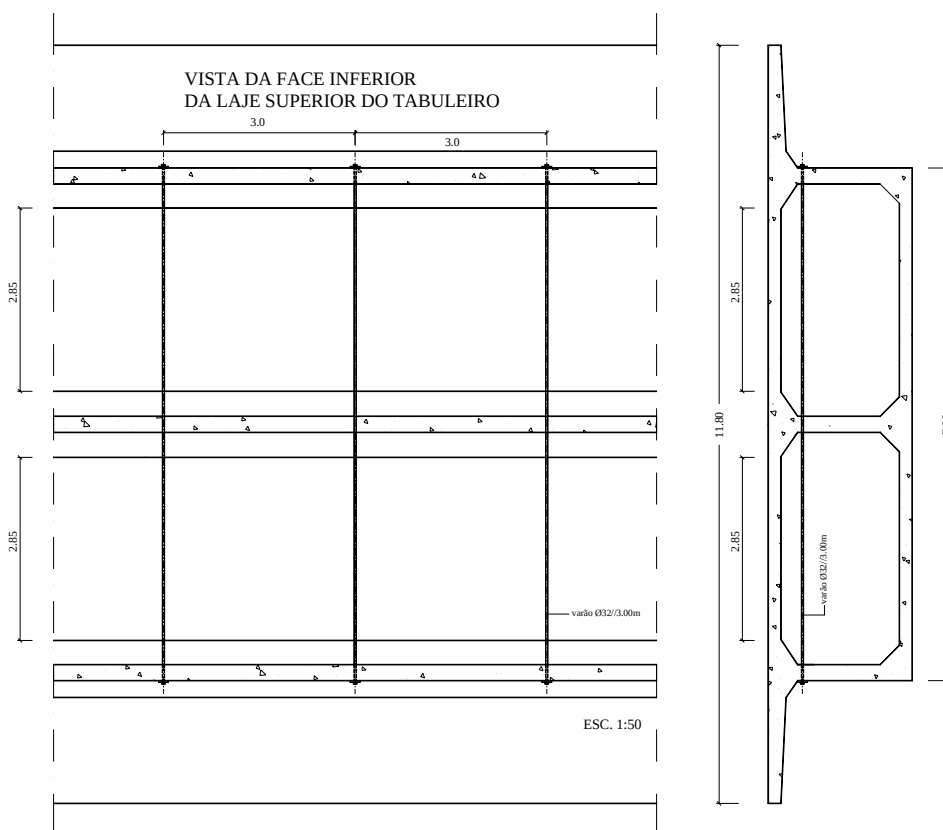


Figura 6.21 - Solução de reforço por aplicação de pré-esforço exterior transversal.

Quadro 6.1 - Aspectos relacionados com cada solução de reforço da laje do tabuleiro.

Parâmetro	Solução Metálica	Solução de Pré-esforço
Mão-de-obra	4 Equipas de 2 homens	Execução dos furos (4 homens) Operações de pré-esforço (4 homens)
Estaleiro	Necessidade de alargar as aberturas de acesso ao interior do caixão	Necessidade de executar os furos e aplicar o pré-esforço
Duração da obra	12 semanas	10 semanas ^(*)
Custo global	182 000 €	110 000 € ^(*)

(*) Este prazo e custo têm em conta a incerteza associada à identificação da posição onde é possível executar os furos devido à existência de cabos de pré-esforço nas almas, assim como os riscos associados a esta operação.

Uma constatação natural relaciona-se com a acessibilidade e circulação no interior do tabuleiro que, no caso destas duas soluções (com varões pré-esforçados ou com os perfis metálicos), fica de algum modo condicionada. Neste caso a solução de sistemas compósitos de FRP, que veremos em seguida, destaca-se das demais pois não introduz alterações significativas na geometria original da secção transversal do tabuleiro.

Um outro ponto penalizador na solução de pré-esforço refere-se ao facto de se desconhecer a localização dos cabos de pré-esforço existentes ao longo das almas da secção o que dificulta a realização dos furos para colocação dos varões. Desse modo, terá que proceder-se, previamente, a um mapeamento das referidas almas para detecção dos cabos de pré-esforço. Outro inconveniente será o provável condicionamento do trânsito na ponte, aquando das operações de aplicação do pré-esforço e selagem das cabeças de amarração dos varões, uma vez que estes trabalhos serão realizados a partir da zona superior do tabuleiro com o auxílio de uma plataforma telescópica em bailéu. Por fim, também o aspecto exterior da ponte vai sofrer alterações, pois os dispositivos de amarração dos varões pré-esforçados, localizados no exterior do tabuleiro, vão produzir um certo impacto visual. A principal vantagem desta solução prende-se com o comportamento em serviço, nomeadamente, com o controlo mais eficaz da fendilhação existente em virtude da compressão introduzida na laje.

A solução metálica, comparada com as outras duas, é a mais “pesada”, na verdadeira acepção da palavra, pois introduz um acréscimo na acção permanente na ponte. Por outro lado, como se referiu anteriormente, a alteração de rigidez da secção também é mais acentuada nesta alternativa de reforço. Esta mudança de rigidez tem consequências na distribuição de esforços em ambas as direcções, transversal e longitudinal.

A execução da estrutura metálica envolve também um grande conjunto de operações, em especial ligações, quer na laje superior, quer nos esquadros de reforço inferiores, quer mesmo entre elementos metálicos. Por outro lado, a introdução dos elementos metálicos (do tipo HEB e perfis tubulares) no interior do caixão apresenta alguma dificuldade, pois a reduzida dimensão da abertura que conduz ao interior do caixão condiciona o seu comprimento. Admitindo-se um comprimento médio de 3 metros (comprimento de uma aduela), para esses elementos terá que se proceder ao alargamento das aberturas existentes em cada uma das extremidades de cada célula do caixão.

Com base nos dados disponíveis relativamente ao custo de cada uma das duas soluções, observa-se, facilmente, que a solução da estrutura metálica é mais dispendiosa, quase o dobro da solução de pré-esforço transversal.

Caso sejam avaliados outros factores de importância significativa, como seja a interrupção do trânsito e uso de soluções mais intrusivas ao projecto original, então pode-se avançar que a solução correspondente à aplicação da técnica EBR - colagem exterior de sistemas de CFRP - é a mais adequada, em virtude das condições particulares desta obra.

6.3 - Modelos de dimensionamento e de verificação de segurança

Para o desenvolvimento de soluções por colagem exterior de sistemas de CFRP, existem várias especificações técnicas. No presente trabalho, procurou-se avaliar as soluções resultantes da aplicação dos critérios de dimensionamento preconizados em algumas dessas especificações técnicas. Assim, far-se-á, inicialmente, uma revisão aos principais documentos propostos.

A crescente utilização dos compósitos reforçados com fibras de carbono (CFRP), no reforço e reabilitação de estruturas de betão (edifícios e pontes), é uma realidade, apesar do conhecimento sobre o comportamento do reforço, ao longo do período de vida útil da estrutura, não ser ainda o desejável. Este módico sucesso é, em grande parte, fruto do esforço humano despendido pelos produtores, construtores/aplicadores e investigadores de muitas instituições, patenteado e disponibilizado em diversos documentos publicados em revistas, palestras e actas de congressos, conferências, seminários e workshops, resumindo os aspectos mais relevantes dos seus estudos (experimentais e analíticos). As informações técnicas fornecidas nesses artigos, coadjuvadas com a experiência adquirida na aplicação destes sistemas compósitos em alguns projectos pioneiros de demonstração, proporcionaram o aparecimento de alguns “manuais” de dimensionamento e de execução, quase sempre aliados a um determinado fornecedor de sistema [Replark, 1997; MBrace, 1998; DIBt, 1998; Rostásy, 1998; Sika, 2002-a; Sika, 2002-b]. As investigações, que entretanto se realizaram, a observação e acompanhamento das primeiras aplicações práticas da técnica EBR e a experiência adquirida com o reforço de diversas estruturas, possibilitaram a sistematização de modelos de dimensionamento, critérios de verificação de segurança e procedimentos de execução e controlo de qualidade. Essa cooperação deu origem a vários documentos contendo orientações para projecto, donde se destacam:

- *Federation Internationale de Beton (FIB) - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures* (Europa);
- *American Concrete Institute (ACI) - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* (Estados Unidos da América);
- *Japan Society of Civil Engineers (JSCE) - Recommendations for the Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets* (Japão);
- *Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS) Design Manual No. 4 - Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers* (Canadá);
- *The Concrete Society - Technical Report 55 e Technical Report 57* (Grã-Bretanha);
- *Italian National Research Council (CNR) - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures* (Itália).

Para além destes documentos, há, ainda, referências na literatura técnica a outras duas propostas com recomendações para projecto: a Sueca [Täljsten, 2003-b] e a Suíça [Vogel et al., 2003]. Porém, conforme consta da revisão do estado da arte realizada pelo ACI Committee 440 [ACI 440.XR, 2006], existem já dois regulamentos em vigor sobre esta técnica de reforço: o canadiano (*The Canadian CSA S806 Code*) e o egípcio (*The Egyptian FRP Code*). Nesta secção não vão ser analisados todos esses documentos, tendo-se dedicado especial atenção às propostas da FIB [Bulletin 14, 2001], do ACI [ACI 440, 2002] e do CNR [CNR, 2004].

6.3.1 - Disposições relativas aos sistemas de FRP

Após a verificação de aplicabilidade da técnica EBR (analisada mais adiante), deve-se proceder à selecção, ainda que prévia, dos produtos e sistemas de FRP que poderão conduzir à melhor solução (ver Capítulo 2, secção 2.6.2).

A reduzida deformação, em serviço, de elementos de betão armado submetidos à flexão condiciona a escolha dos materiais a utilizar no sistema de reforço. Para que o acréscimo de resistência, conseguido por aplicação do sistema de reforço, seja efectivo em condições de serviço, é necessário que as deformações do sistema compósito sejam compatíveis com as do elemento de betão e que, simultaneamente, se traduzam na absorção de uma parte significativa das tensões de tracção instaladas. Daí a escolha recair, geralmente, nos sistemas compósitos de fibras de carbono (maior resistência e maior módulo de elasticidade).

A disposição das fibras depende, principalmente, da distribuição das tensões de tracção no elemento a reforçar. Se estas se distribuírem, essencialmente, numa única direcção, será mais eficaz a utilização de um sistema unidireccional, aplicado segundo essa direcção. Por esta razão se consideram os compósitos de FRP como materiais não homogéneos e anisotrópicos.

Seleccionado o tipo e disposição das fibras, é necessário escolher o tipo de sistema (laminado ou manta ou tecido) e, conseqüentemente, o seu modo de aplicação (necessidade de um adesivo ou de uma resina de saturação).

Os sistemas pré-fabricados (*prefabricated* ou *precured*) - laminados - são obtidos por um processo de pultrusão com controlo da espessura e da largura. Por serem produtos finalizados de FRP, as suas características mecânicas e físicas apresentam pouca dispersão de valores. A sua colagem ao betão é realizada através da utilização de um adesivo epoxídico. O agente adesivo (ou cola) é um material distinto do compósito.

Por sua vez, os sistemas curados "*in situ*" (*wet lay-up* ou *prepeg*) - mantas ou tecidos - resultam da aplicação de feixes de fibras contínuas em estado seco ou pré-impregnado, sobre um adesivo epoxídico, previamente espalhado na superfície a reforçar. O adesivo (resina de saturação) tem as funções de impregnar o grupo de fibras, proporcionar a polimerização do conjunto num compósito de FRP e, por fim, desenvolver propriedades de aderência na ligação do FRP ao material existente. Segundo o conceito de FRP, este sistema só o será fisicamente após a execução do reforço, isto é, polimerizado ou endurecido "*in situ*". Por ser um sistema produzido em obra, as suas características mecânicas e físicas estarão dependentes das condições de aplicação (controlo de qualidade), apresentando, por isso, uma maior dispersão de valores. A sua correcta caracterização deve reportar-se a ensaios de provetes executados nas condições de aplicação "*in situ*" (semelhantes aos realizados no Capítulo 3).

A escolha dos materiais e sistemas é essencial para a obtenção dos valores das suas propriedades de modo a avançar-se no dimensionamento da solução.

O projectista, para efectuar o dimensionamento da solução, necessita da caracterização de diversas propriedades dos compósitos de FRP. O módulo de elasticidade do compósito e a sua resistência à tracção podem ser calculados, aproximadamente, a partir dos valores característicos das propriedades direccionais e da percentagem de combinação (em peso ou volume) dos constituintes na mistura (fibra e matriz), pela aplicação da *regra das misturas* [Moura et al., 2005]. No entanto, todas as propriedades dos compósitos de FRP e das resinas/adesivos devem ser determinadas por via experimental através de ensaios normalizados (ver no Capítulo 3, os Quadros 3.1 a 3.4).

Admitindo, contudo, que o projectista detém o conhecimento dos valores característicos (quantilho de 5%), o passo seguinte é a definição de coeficientes parciais de segurança para os materiais (betão, aço, resina/adesivo, FRP). Estes coeficientes devem atender à dispersão no valor das propriedades a curto prazo e também à provável alteração dessas propriedades ao longo da vida útil do elemento reforçado. Em relação ao betão e ao aço (armaduras ordinárias) os coeficientes parciais a considerar estão definidos no Eurocódigo 2 (2004). Para os compósitos de FRP expõem-se em seguida várias propostas.

i) Documento da FIB [Bulletin 14, 2001]

Este documento (capítulo 3) propõe para o FRP um comportamento linear à tracção. Para verificações em Estados Limites de Utilização (SLS), utilizam-se as propriedades mecânicas do compósito com os seus valores característicos. A relação constitutiva do FRP é equacionada do seguinte modo:

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \quad (6.1)$$

em que “ σ_f ” representa o valor da tensão de tracção do FRP, “ E_f ” o valor do módulo de elasticidade do FRP e “ ε_f ” o valor da extensão do FRP.

Mas as verificações em Estados Limites de Últimos (ULS) já são realizadas adoptando uma outra lei constitutiva linear traduzida por:

$$\sigma_f = E_{fu} \varepsilon_f \leq f_{fd} \quad (6.2)$$

onde “ E_{fu} ” representa o valor do módulo de elasticidade do FRP calculado da seguinte forma:

$$E_{fu} = \frac{f_{fk}}{\varepsilon_{fuk}} \quad (6.3)$$

em que “ f_{fk} ” simboliza o valor característico da resistência à tracção do FRP e “ ε_{fuk} ” o valor característico da extensão longitudinal do FRP na rotura.

A tensão máxima de tracção do FRP obtida pela equação (6.2) está, contudo, limitada pelo valor de cálculo da resistência à tracção, “ f_{fd} ”. Este valor é, normalmente, obtido pela divisão do valor

característico da resistência à tracção por um coeficiente parcial de segurança, “ γ_f ”:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (6.4)$$

O valor de cálculo da extensão máxima do FRP, “ ε_{fd} ”, determina-se a partir do valor de cálculo da resistência à tracção do FRP e do valor do módulo de elasticidade, ou seja:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{fu}} \quad (6.5)$$

Os valores propostos para o coeficiente parcial de segurança, “ γ_f ”, dependem do tipo de fibras e do tipo de compósito de FRP. Este coeficiente pretende traduzir a diferença entre o comportamento a curto e a longo prazo e também a influência do método de aplicação no valor das propriedades dos sistemas de FRP. No Quadro 6.2 resumem-se esses valores.

Quadro 6.2 - Coeficiente parcial de segurança para o FRP [Bulletin 14, 2001].

Tipo de Fibra	Tipo de FRP	
	Pré-fabricado	Curado “in situ”
Carbono	1.20	1.35
Aramida	1.25	1.45
Vidro	1.30	1.50

ii) Documento do ACI [ACI 440, 2002]

A metodologia proposta para a obtenção do valor de cálculo da resistência à tracção do FRP, “ f_{fu} ”, é muito semelhante à da FIB, bastando apenas multiplicar o valor característico da resistência à tracção, “ f_{fu}^* ”, por um factor de redução “ C_E ”, ver equação (6.6). Este factor traduz os efeitos da exposição ambiental que conduzem à redução das propriedades do FRP. O valor de cálculo da extensão máxima do FRP, “ ε_{fu} ”, é determinado de modo idêntico pela equação (6.7), em que “ ε_{fu}^* ” representa o valor característico da extensão máxima do FRP. Estes valores são, também, utilizados nas verificações dos Estados Limites de Utilização (SLS).

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (6.6)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (6.7)$$

Ainda no capítulo 8 deste documento, se encontra a expressão que permite obter o módulo de

elasticidade do compósito, “ E_f ”:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (6.8)$$

O valor estabelecido para o factor de redução C_E varia em função do tipo de fibra e das condições de exposição ambiental. No Quadro 6.3, encontram-se tabelados os valores propostos para os compósitos de fibras de carbono.

Quadro 6.3 - Factor de redução C_E para o CFRP [ACI 440, 2002].

Condições de Exposição	CFRP
Ambientes interiores	0.95
Ambientes exteriores (pontes, pilares e parques de estacionamento a descoberto)	0.85
Ambientes agressivos (instalações químicas, estações de tratamento de águas residuais)	0.85

Quanto aos valores característicos “ f_{fu}^* ” e “ ε_{fu}^* ”, o ACI propõe que sejam obtidos a partir de resultados de ensaios experimentais normalizados pela subtracção dos respectivos valores médios por três vezes o desvio padrão, de acordo com as seguintes expressões:

$$f_{fu}^* = \overline{f_{fu}} - 3\sigma \quad (6.9)$$

$$\varepsilon_{fu}^* = \overline{\varepsilon_{fu}} - 3\sigma \quad (6.10)$$

iii) Documento do CNR [CNR, 2004]

A proposta do CNR começa por fazer uma distinção entre as dificuldades em se obterem as propriedades para os sistemas de FRP curados “*in situ*” relativamente aos do tipo pré-fabricado. Essa diferença deve-se, fundamentalmente, ao processo de produção de cada um desses tipos de sistemas. Por exemplo, enquanto a secção transversal de um laminado (pré-fabricado) apresenta variações desprezáveis de espessura e de largura, o mesmo não se passa com uma manta (curado “*in situ*”) onde haverá umas zonas com mais resina que outras. Por este motivo, é proposto no dimensionamento de laminados unidireccionais que se utilizem os valores característicos das propriedades mecânicas obtidos de ensaios normalizados, disponibilizados pelo fornecedor, assim como o valor da espessura e da largura do laminado.

Contudo, no dimensionamento de mantas unidireccionais, deve ser considerada a largura da manta, “ b_f ”, e calculada uma espessura equivalente, “ t_{eq} ”, de acordo com a expressão (3.1), anteriormente apresentada (Capítulo 3). Ainda para este tipo de sistemas de FRP, o CNR propõe dois factores de

segurança, um para a rigidez “ α_{fE} ” e outro para a resistência “ α_{ff} ”, de modo a ter em consideração no compósito (após a impregnação) o efeito da resina. Estes factores devem ser disponibilizados pelo fornecedor do sistema. Se tal não for possível, pode adoptar-se, para ambos, um valor sempre inferior a 0.90. A rigidez do compósito será então,

$$A_f E_{fk} = \alpha_{fE} t_{eq} b_f E_{fib} \quad (6.11)$$

onde “ E_{fib} ” representa apenas o módulo de elasticidade das fibras. O valor característico do módulo de elasticidade do FRP, “ E_{fk} ”, será então o produto do factor de segurança “ α_{fE} ” por “ E_{fib} ”.

Através de uma expressão semelhante determina-se a resistência:

$$A_f f_{fk} = \alpha_{ff} t_{eq} b_f f_{fib} \quad (6.12)$$

em que “ f_{fib} ” representa o valor característico da resistência à tracção das fibras. O valor característico da resistência à tracção do FRP, “ f_{fk} ”, resulta do produto do factor de segurança “ α_{ff} ” por “ f_{fib} ”.

Conhecidos os valores característicos da resistência à tracção do compósito, “ f_{fk} ”, e da extensão máxima, “ ε_{fk} ”, facilmente se obtêm os correspondentes valores de cálculo através da seguinte expressão:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (6.13)$$

Assim, o valor de cálculo de uma determinada propriedade “ X_d ” resulta do produto de um factor correctivo “ η ” pelo quociente entre o valor característico dessa propriedade “ X_k ” e um coeficiente parcial de segurança do material “ γ_m ”. Este coeficiente parcial é definido em função do modo de ruína do FRP e do tipo de sistema de FRP. Quanto a este último aspecto, o documento estabelece dois tipos de aplicações. O “*Tipo A*” abrange os sistemas de reforço em que cada componente e o produto final aplicado a um determinado substrato estão certificados. Por sua vez, o “*Tipo B*” refere-se aos sistemas em que apenas cada uma das componentes está certificada. Os valores propostos para o coeficiente parcial “ γ_m ” estão indicados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Coeficiente parcial de segurança material para o FRP [CNR, 2004].

Modo de Ruína	Coeficiente Parcial	Sistema	
		Tipo A	Tipo B
Rotura do FRP	γ_f	1.10	1.25
Destacamento do FRP	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

O factor correctivo “ η ” está, por sua vez, subdividido em dois. O factor correctivo “ η_a ” (aplicado em ULS) pretende traduzir os efeitos das condições ambientais (ambiente alcalino, humidade, temperatura e ciclos térmicos, ciclos de gelo/degelo e radiação ultravioleta), enquanto o outro factor, “ η_l ”, está relacionado com a degradação das propriedades dos FRP a longo prazo devido a efeitos de fluência e relaxação e de fadiga. Este último factor aplica-se em SLS.

O factor “ η_a ” é exactamente idêntico ao factor de redução “ C_E ” do ACI, adoptando os mesmos valores do Quadro 6.3. Já o factor “ η_l ” assume os valores apresentados no Quadro 6.5, sendo adoptado o produto destes no caso do elemento reforçado estar submetido a uma combinação de ambos os tipos de carregamentos.

Quadro 6.5 - Factor correctivo para o FRP por efeitos a longo prazo [CNR, 2004].

Acção	Tipo de FRP	η_l
Permanente (fluência e relaxação)	Carbono	0.80
	Aramida	0.50
	Vidro	0.30
Cíclica (fadiga)	Todos	0.50

6.3.2 - Estados limites

Como é sabido, os modelos correntes de verificação de segurança das estruturas baseiam-se na ocorrência de Estados Limites (Últimos e de Utilização) e pressupõem a utilização de coeficientes de segurança aplicados a determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das acções e das propriedades dos materiais [RSAEEP, 1983].

A verificação de segurança de elementos estruturais de betão armado reforçados pela técnica EBR deve ser efectuada, entre outros, para os seguintes Estados Limites Últimos (ULS) [Monteiro, 1999]:

- **Resistência** - insuficiência da capacidade resistente de uma ou várias secções críticas, quer por rotura, quer por deformação plástica excessiva. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado.
- **Fadiga** - rotura de um ou mais materiais do elemento reforçado por efeito de fadiga, após a acção de cargas repetidas. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado.
- **Aderência** - rotura da ligação por aderência entre as armaduras (ordinárias e/ou compósitos) e o betão. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado.
- **Amarração** - rotura da ligação de extremidade entre as armaduras (ordinárias e/ou compósitos) e o betão e/ou em dispositivos de amarração. É estudado ao nível da zona local de amarração.

O funcionamento em serviço e a durabilidade do elemento reforçado são salvaguardados pela verificação dos seguintes Estados Limites de Utilização (SLS) [Monteiro, 1999]:

- *Deformação* - valores máximos de flechas e rotações no elemento reforçado. É estudada ao nível da estrutura ou do elemento reforçado.
- *Fendilhação* - ocorrência e largura máxima de fendas no elemento reforçado. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado.
- *Limitação das tensões* - valor máximo da tensão de compressão no betão de modo a prevenir a fendilhação longitudinal e a deformação excessiva por fluência. Valor máximo da tensão de tracção nas armaduras ordinárias de forma a evitar a sua plastificação. Valor máximo da tensão de tracção no compósito para evitar a deformação excessiva ou mesmo a rotura por fluência do compósito.

É comum realizar estas verificações através da comparação de esforços actuantes com esforços resistentes ou de outras grandezas como as tensões, as deformações, níveis de dano, etc.

6.3.2.1 - Estados Limites Últimos (ULS)

Seleccionados os materiais e produtos e definidos os correspondentes coeficientes parciais, é altura de passar ao dimensionamento da solução, tarefa de cálculo que permite obter a secção de FRP (largura e espessura). Esse dimensionamento é realizado, inicialmente, através da verificação de segurança em relação ao ULS e, posteriormente, satisfazendo os critérios de verificação dos SLS. O procedimento de cálculo da área necessária de FRP para que a estrutura cumpra as novas exigências tem por princípios:

- Hipótese de Euler-Bernoulli - secções inicialmente planas mantêm-se planas após a deformação.
- Equilíbrio de forças na secção.
- Perfeita compatibilidade de deformações entre materiais - diagrama linear de extensões ao longo de toda a secção reforçada.
- Resistência à tracção do betão desprezável.
- Comportamento linear elástico do FRP até à rotura.

A verificação da segurança ao ULS de resistência pressupõe o controlo do modo de ruína do elemento reforçado, podendo este ocorrer de diversas formas de acordo com o exposto no Capítulo 2 (secção 2.3.1 - modos de ruína).

Em regra, todos os documentos analisados subscrevem estas considerações gerais. No entanto, diferem entre si nos critérios estabelecidos para a verificação da segurança. Na exposição que se segue, analisam-se estas diferentes propostas, tendo-se transcrito os aspectos essenciais desses documentos.

i) Documento da FIB [Bulletin 14, 2001]

A verificação aos ULS (capítulo 4) está subdividida em função dos possíveis modos de ruína.

Inicialmente, consideram-se os modos de rotura em que é válida a hipótese de ligação perfeita entre o compósito e o betão e determina-se a área necessária de FRP que verifica o seguinte critério de segurança:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \quad (6.14)$$

onde “ M_{Rd} ” representa o valor de cálculo do momento flector resistente e “ M_{Sd} ” traduz o valor de cálculo do momento flector actuante. O valor do momento flector resistente está condicionado pelas máximas deformações dos diferentes materiais (betão, aço e FRP). Considera-se esgotada a resistência da secção quando um dos materiais atingir a sua máxima deformação. No entanto, a extensão máxima a adoptar para o compósito é a questão mais complexa, pois para cada modo de rotura possível tem-se uma extensão máxima no compósito.

Como se viu no Capítulo 2 (secção 2.4 - comportamento de lajes), os modos de ruína relacionados com o destacamento do FRP pela interface betão-compósito são os tipos de roturas mais frequentes. A avaliação da segurança em relação ao destacamento do FRP é tratada neste documento através da verificação de quatro condições: destacamento devido a movimentos em fendas de corte; destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão; destacamento motivado pela formação de uma fenda de corte; e destacamento causado por irregularidades na superfície de betão. Em relação a este último tipo de destacamento, a FIB sugere a adopção de critérios de controlo de qualidade na preparação da superfície de betão de modo a evitar ou reduzir essas irregularidades.

O destacamento devido a movimentos em fendas de corte ainda não está devidamente analisado, apesar de ser proposta uma metodologia desenvolvida por Blascko (1997). Contudo nos elementos com suficiente armadura de corte, interna ou externa, assim como em lajes, o efeito dos movimentos verticais da fenda é desprezável [Bogas, 2003].

O aumento da capacidade resistente à flexão do elemento reforçado conduz por vezes a roturas por corte. Este tipo de destacamento, motivado pela formação de uma fenda de corte, é mais comum em vigas do que em lajes. O modelo apresentado baseia-se no conceito de vão fictício de corte, sendo de aplicação bastante simples.

Resta portanto analisar as condições de verificação da segurança referentes ao destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão. Neste caso, são propostas três metodologias:

- *Proposta 1* - verificação da zona de ancoragem por limitação da deformação no FRP.
- *Proposta 2* - verificação através da evolução das tensões no FRP ao longo do elemento reforçado.
- *Proposta 3* - verificação da zona de ancoragem e da transferência de forças do FRP para o betão.

A “Proposta 1” envolve a verificação da zona de ancoragem através de uma relação constitutiva para a interface betão-compósito e impõe, também, uma extensão limite no FRP, “ $\varepsilon_{f,lim}$ ”, de modo a evitar que o seu destacamento ocorra em zonas afastadas da ancoragem. O valor da extensão limite a considerar, “ $\varepsilon_{f,lim}$ ”, baseia-se na possível rotura por concentração de tensões em fendas de flexão, sugerindo que se situe entre 6.5‰ e 8.5‰ [DIBt, 1998].

A metodologia para a verificação da zona de ancoragem foi proposta por Neubauer e Rostásy (1997) e baseia-se no modelo de Holzenkämpfer (ver Capítulo 2, secção 2.3.3 - modelos de comportamento). As expressões deduzidas permitem quantificar a força máxima de tracção no compósito, responsável pelo seu destacamento, e o comprimento efectivo de aderência da ligação betão-compósito. Através destas expressões, será possível prevenir o destacamento do FRP, limitando a força de tracção instalada no compósito ao valor máximo que será possível transferir para o betão através do comprimento de aderência disponível na estrutura reforçada.

O valor de cálculo da máxima força no FRP “ $N_{fad,max}$ ” que pode ser amarrada sem recurso a sistemas de ancoragem adicionais é:

$$N_{fad,max} = \alpha c_1 k_c k_b b_f k_T \sqrt{E_f t_f f_{ctd}} \quad (N) \quad (6.15)$$

em que “ α ” é um factor de redução para atender à influência de possíveis fendas na tensão de aderência ($\alpha = 0.9$ em vigas correntes e $\alpha = 1.0$ em lajes); “ c_1 ” é uma constante que deve ser calibrada em ensaios experimentais ($c_1 = 0.50$ para o CFRP); “ k_c ” é um factor que depende da qualidade do betão e do controlo de qualidade da técnica de colagem ($k_c = 1$); “ k_b ” é um factor geométrico obtido pela expressão:

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/400}} \geq 1, \text{ com } b_f/b \geq 0.33 \quad (6.16)$$

onde “ b ” é a largura da secção transversal do betão ou o afastamento médio entre eixos de faixas coladas (em mm); “ b_f ” é a largura colada do FRP (em mm); “ k_T ” representa a influência da temperatura do substrato de betão na aderência ($k_T = 1$ para elementos interiores e $k_T = 0.9$ para os exteriores); “ E_f ” é o módulo de elasticidade do FRP (em MPa); “ t_f ” é a espessura total do FRP (em mm); e “ f_{ctd} ” é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão (em MPa). Em relação a este último parâmetro Matthys (2000) sugere a adopção do valor da resistência à tracção da camada superficial do betão determinada pelos ensaios de “Pull-off”.

No caso de lajes maciças, de acordo com Rostásy (1998), deve proceder-se a uma redução na força “ $N_{fad,max}$ ” através de um coeficiente de redução de 1.2.

A verificação ao efeito de “*peeling-off*” (possível modo de rotura frágil) considera-se satisfeita se a força de cálculo no FRP, na secção de dispensa, “ N_{fad} ”, for inferior à máxima força no FRP que pode ser amarrada a partir daí sem recurso a sistemas de ancoragem, “ $N_{fad,max}$ ”. A força “ N_{fad} ” obtém-se a partir do momento actuante “ M_E ” na secção situada à distância “ x_E ” do apoio (secção de dispensa do compósito), mediante o equilíbrio de forças que se desenvolvem nos diferentes materiais constituintes dessa secção. Um valor aproximado pode ser determinado pela expressão:

$$N_{fad} = \frac{M_E}{z(1 + A_s E_s / A_f E_f)} \quad (6.17)$$

em que, “ z ” é o braço do binário das forças ($z \cong 0.9 d$); “ A_s ” é a secção da armadura ordinária; “ E_s ” é o módulo de elasticidade do aço; “ A_f ” é a secção do sistema de FRP; e “ E_f ” é o módulo de elasticidade do sistema de FRP.

O comprimento máximo de ancoragem, “ $\ell_{b,max}$ ”, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\ell_{b,max} = \alpha \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (6.18)$$

em que, “ c_2 ” deve ser calibrado mediante ensaios experimentais, podendo ser adoptado, para o CFRP, o valor 2. Os restantes parâmetros intervenientes na expressão possuem o significado anteriormente atribuído. A este comprimento de ancoragem deve, ainda, ser adicionado um comprimento “ a_ℓ ” que corresponde ao valor médio da altura útil da secção relativamente às forças na armadura ordinária e no compósito ($a_\ell = (d_s + d_f)/2$). No caso do comprimento de ancoragem existente “ ℓ_b ” ser inferior ao máximo comprimento de ancoragem “ $\ell_{b,max}$ ” então será necessário corrigir a máxima força que pode ser amarrada “ $N_{fad,max}$ ” através da expressão:

$$N'_{fad,max} = N_{fad,max} \frac{\ell_b}{\ell_{b,max}} \left(2 - \frac{\ell_b}{\ell_{b,max}} \right) \quad (6.19)$$

A “*Proposta 2*” corresponde à metodologia desenvolvida por Niedermeier (ver no Capítulo 2 a secção 2.3.3 - modelos de comportamento) e que envolve a comparação entre a variação de tensão no FRP entre duas fendas consecutivas e a máxima variação de tensão admissível no FRP. Não se apresentam os procedimentos de verificação relativos a esta metodologia por esta não ter sido aplicada no presente trabalho.

Por último, a “*Proposta 3*” da autoria de Matthys (ver no Capítulo 2 a secção 2.3.3 - modelos de comportamento) envolve duas condições: a zona da ancoragem deve ser verificada de acordo com a metodologia proposta por Neubauer e Rostásy (1997) e deve, também, ser garantido que a tensão de

corte na interface, “ τ_b ”, seja inferior à resistência do betão, “ f_{cbd} ”, isto é:

$$\tau_b \leq f_{cbd} \quad (6.20)$$

Esta verificação deve ser efectuada em duas regiões distintas: a primeira define a zona onde a armadura ordinária se encontra em regime elástico ($\varepsilon_s < \varepsilon_{syd}$) e a segunda constitui a zona onde a armadura ordinária se encontra plastificada ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$). As expressões são as seguintes:

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{syd} \quad \frac{V_{sd}}{0.95 d b_f (1 + A_s E_s / A_f E_f)} \leq f_{cbd} \quad (6.21)$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd} \quad \frac{V_{sd}}{0.95 d b_f} \leq f_{cbd} \quad (6.22)$$

em que “ V_{sd} ” representa o esforço transversal na secção onde ocorre a plastificação das armaduras ordinárias. O valor de cálculo da tensão de aderência, “ f_{cbd} ”, obtém-se por:

$$f_{cbd} = 1.8 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (6.23)$$

em que “ f_{ctk} ” representa a resistência característica do betão à tracção (em MPa).

A solução deverá satisfazer, ainda, um critério de ductilidade (capítulo 3), de modo que a rotura ocorra com plastificação das armaduras ordinárias. O critério de ductilidade proposto está equacionado de diversas formas, em função: da profundidade do eixo neutro, “ ξ ”, da extensão máxima do FRP, “ ε_{fu} ”, da extensão máxima da armadura ordinária, “ ε_{su} ”, e do índice de ductilidade, “ $\delta_{\chi, min}$ ”. Como exemplo, apresenta-se o critério expresso em função da extensão na armadura ordinária, “ ε_{su} ”:

$$\varepsilon_{su} \geq 0.0043 \quad \text{para betões com } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \quad (6.24)$$

$$\varepsilon_{su} \geq 0.0065 \quad \text{para betões com } f_{ck} > 35 \text{ MPa} \quad (6.25)$$

ii) Documento do ACI [ACI 440, 2002]

Na verificação aos ULS (capítulo 9), consideram-se todos os modos de rotura possíveis. A determinação da área necessária de FRP é efectuada admitindo-se a hipótese de ligação perfeita entre o compósito e o betão através da verificação de um critério de segurança semelhante ao definido pela FIB:

$$\phi M_{Rd} \geq M_{sd} \quad (6.26)$$

em que “ ϕ ” representa um factor de redução da resistência da secção reforçada de modo a penalizar

as secções menos dúcteis. Os restantes parâmetros intervenientes na expressão possuem o significado anteriormente atribuído.

Este documento considera que um elemento possui adequada ductilidade se a extensão máxima na armadura ordinária, “ ε_s ”, for pelo menos 5‰, na sua secção crítica e no instante da rotura. O factor de redução “ ϕ ” é, então, obtido em função do valor da extensão máxima da armadura ordinária, “ ε_s ”, e da extensão de cedência da armadura, “ ε_{sy} ”, pelas relações seguintes:

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (6.27)$$

Contudo, este documento recomenda, ainda, a redução, através de um outro coeficiente “ ψ ” ($\psi = 0.85$), da força de tracção resultante no compósito, “ F_f ”, interveniente no cálculo do momento flector resistente de cálculo, “ M_{Rd} ”.

De modo idêntico à FIB, as máximas deformações dos diferentes materiais (betão, aço e FRP) condicionam a rotura e, conseqüentemente, o valor do momento flector resistente. Porém, a metodologia adoptada nesta proposta é bastante diferente da anterior na medida em que não estabelece critérios de aderência da ligação betão-compósito e de avaliação do comprimento de ancoragem necessário à transferência da força do compósito para o betão. Em vez disso, recomenda a limitação da extensão máxima no FRP, “ ε_{fu} ”, pela adopção de um coeficiente “ κ_m ”, obtendo, assim, uma extensão efectiva, “ ε_{fe} ”,

$$\varepsilon_{fe} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad (6.28)$$

Este coeficiente pretende traduzir a ocorrência de roturas prematuras e depende do módulo de elasticidade do FRP, “ E_f ” (em N/mm²), da sua espessura, “ t_f ” (em mm), e do número de camadas, “ n ”, no caso das mantas. A quantificação do coeficiente “ κ_m ” é feita pela expressão:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000} \right) \leq 0.90 & \text{para } nE_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{para } nE_f t_f > 180000 \end{cases} \quad (6.29)$$

iii) Documento do CNR [CNR, 2004]

A metodologia proposta pelo CNR (capítulo 4) é, em teoria, muito semelhante à da FIB, existindo alterações na forma como são quantificados os parâmetros intervenientes. Admitindo a hipótese de

ligação perfeita entre o compósito e o betão, determina-se a área necessária de FRP através da verificação do mesmo critério (6.14) proposto pela FIB. No entanto, na determinação do momento flector resistente de cálculo, “ M_{Rd} ”, o documento recomenda a limitação da extensão máxima de cálculo do FRP “ ε_{fd} ”, sendo o valor de cálculo a adoptar obtido pela expressão:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (6.30)$$

em que “ ε_{fk} ” simboliza a extensão máxima do FRP, “ η_a ” representa o factor correctivo que traduz os efeitos das condições ambientais, “ γ_f ” é o coeficiente parcial de segurança (ver Quadro 6.4) e “ ε_{fdd} ” representa o valor de cálculo da extensão correspondente ao início do destacamento do FRP determinado pela equação:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \quad (6.31)$$

em que “ E_f ” é o módulo de elasticidade do FRP (em MPa) e “ $f_{fdd,2}$ ” representa o valor de cálculo da tensão de tracção no FRP, obtida a partir do produto de um coeficiente “ k_{cr} ” ($k_{cr} = 3$) pela tensão máxima de cálculo no FRP, “ f_{fdd} ”, ($f_{fdd,2} = k_{cr} f_{fdd}$).

A verificação de segurança proposta para o destacamento do FRP pela interface betão-compósito é efectuada através de critérios referentes ao destacamento na zona de ancoragem e à concentração de tensões em fendas de flexão. A metodologia é semelhante à “*Proposta 1*” da FIB, isto é, a verificação da zona de ancoragem é feita através da limitação da tensão máxima no compósito e pela avaliação do comprimento efectivo de aderência da ligação betão-compósito. A tensão de tracção instalada no compósito deve estar limitada ao seguinte valor de cálculo:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d} \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{fk}}{t_f}} \quad (6.32)$$

em que “ $\gamma_{f,d}$ ” é o coeficiente parcial de segurança (ver Quadro 6.4), “ γ_c ” é o coeficiente parcial de segurança para o betão ($\gamma_c = 1.5$), “ E_f ” é o módulo de elasticidade do FRP (em MPa), “ t_f ” é a espessura total do FRP (em mm) e “ Γ_{fk} ” representa o valor característico da energia de fractura da interface betão-compósito (em MPa) obtida do seguinte modo:

$$\Gamma_{Fk} = 0.03k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad (6.33)$$

em que “ f_{ck} ” representa o valor característico da resistência à compressão do betão, “ f_{ctm} ” simboliza o valor médio da resistência à tracção do betão e “ k_b ” é um factor geométrico obtido pela expressão:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/400}} \geq 1 \text{ e } b_f/b \geq 0,33 \quad (6.34)$$

onde “ b ” é a largura da secção transversal do betão (em mm) e “ b_f ” é a largura do FRP (em mm).

O comprimento máximo de ancoragem, “ ℓ_e ”, é determinado pela seguinte expressão:

$$\ell_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (6.35)$$

onde os parâmetros intervenientes possuem o significado anteriormente atribuído. No caso do comprimento de ancoragem existente, “ ℓ_b ”, ser inferior ao máximo comprimento de ancoragem, “ ℓ_e ”, então deve-se reduzir a tensão máxima de cálculo no FRP, “ $f_{fdd,rid}$ ”, através da expressão:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{\ell_b}{\ell_e} \left(2 - \frac{\ell_b}{\ell_e} \right) \quad (6.36)$$

A secção crítica reforçada deverá, ainda, satisfazer um critério de ductilidade, de modo que a rotura ocorra com plastificação das armaduras ordinárias. O critério de ductilidade proposto está equacionado em função da profundidade do eixo neutro ($\xi = x/d$), e depende da extensão máxima do betão à compressão, “ ε_{cu} ”, e da extensão de cedência das armaduras ordinárias “ ε_{sy} ”:

$$\xi \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad (6.37)$$

6.3.2.2 - Estados Limites de Utilização (SLS)

A solução que satisfaz todas as condições de verificação dos ULS deve, agora, ser avaliada em relação aos SLS. Como se referiu no início desta secção, os SLS a considerar são o de deformação, fendilhação e limitação de tensões nos diferentes materiais. De um modo geral, todos os documentos analisados subscrevem estes SLS, remetendo para os regulamentos nacionais de estruturas de betão armado em vigor em cada país.

Antes de se proceder a uma descrição sumária sobre estas propostas, deve-se salientar que estas verificações são efectuadas, normalmente, admitindo um comportamento elástico para todos os materiais, quer na análise em secção fendilhada (onde se despreza a contribuição do betão à tracção) quer em secção não fendilhada.

i) Documento da FIB [Bulletin 14, 2001]

Relativamente à verificação do Estado Limite de Deformação é proposto, para avaliar as deformações, o método bilinear definido pelo CEB [MC90, 1993]. Quanto aos valores limites das deformações o EC2 especifica que estes devem ser estabelecidos para cada caso, em função do tipo de estrutura. Mas especifica, também, que a deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correcto funcionamento ou ao seu aspecto. Por esta razão, é comum considerar que o aspecto e as condições de utilização de uma viga ou laje são alterados quando a flecha “a” causada por combinação de acções quase-permanentes for superior à relação $\ell / 250$.

O método bilinear estabelece que a flecha “a” resulta da combinação de uma parcela de deformação “a_I”, estimada em secção não fendilhada, com a parcela de deformação “a_{II}”, calculada em secção fendilhada. As correspondentes parcelas de deformação dependem do coeficiente de distribuição de tensões “ ζ ” (que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas). A expressão resultante é a seguinte:

$$a = a_I(1 - \zeta) + a_{II}\zeta \quad (6.38)$$

O coeficiente de distribuição “ ζ ” é dado pelas relações,

$$\begin{aligned} \zeta &= 0 & \text{se } M_k < M_{cr} \\ \zeta &= 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n & \text{se } M_k > M_{cr} \end{aligned} \quad (6.39)$$

em que “ M_{cr} ” representa o momento de fendilhação, “ M_k ” o momento flector actuante, “ β ” é um coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento ($\beta = 1.0$ para carregamento de curta duração e “ β ” = 0.5 para carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos) e a potência “n” toma o valor 2 para betões correntes e 3 para betões de elevada resistência.

Relativamente à verificação do Estado Limite de Fendilhação, a FIB sugere que o valor característico da largura de fendas, “ w_k ”, seja avaliado de acordo com os métodos especificados no EC2 [Eurocódigo 2, 2004]. Nesta especificação, o controlo da fendilhação é verificado de acordo com a classe de exposição do elemento estrutural em análise, mediante a limitação da largura de fendas para a combinação quase-permanente de acções (ver o Capítulo 4, secção 4.3.4.1). Por outro lado, este mesmo documento apresenta uma outra metodologia, sugerindo que a quantificação do valor característico da largura de fendas, “ w_k ”, seja efectuado de acordo com a expressão:

$$w_k = \beta s_{rm} \zeta \epsilon_2 \quad (6.40)$$

em que “ β ” representa um coeficiente que relaciona o valor médio e o valor característico da largura de fendas ($\beta = 1.7$), “ ζ ” é o coeficiente de distribuição de tensões, “ ε_2 ” traduz a deformação da armadura em regime fendilhado e “ s_{rm} ” é a distância média entre fendas, calculada de acordo com o proposto por Rostásy et al. (1996):

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm}A_{c,eff}}{\tau_{fm}u_f} \frac{\xi_b E_f A_f}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (6.41)$$

onde “ f_{ctm} ” traduz a resistência média do betão à tracção, “ τ_{fm} ” é a tensão de aderência média do FRP ($\tau_{fm} = 1.25 f_{ctm}$), “ u_f ” é o perímetro de aderência do FRP, “ A_f ” é a secção transversal do FRP, “ E_f ” é o módulo de elasticidade do FRP, “ A_s ” é a área de armadura ordinária, “ E_s ” é o módulo de elasticidade do aço, “ ξ_b ” é um parâmetro de aderência e “ $A_{c,eff}$ ” é a área efectiva de betão à tracção determinada por:

$$A_{c,eff} = \min \left\{ 2.5(h-d)b, (h-x)b/3 \right\} \quad (6.42)$$

em que “ h ” é a altura da secção de betão, “ d ” a altura útil da secção de betão, “ b ” é a largura da secção de betão e “ x ” é a distância da fibra extrema mais comprimida ao eixo neutro determinada em secção fendilhada.

O parâmetro de aderência “ ξ_b ” é determinado através da equação:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f 4t_f} \quad (6.43)$$

em que “ τ_{sm} ” é a tensão de aderência média das armaduras ordinárias ($\tau_{sm} = 1.8 f_{ctm}$), “ d_s ” é o diâmetro médio dos varões da armadura ordinária e “ t_f ” é a espessura do FRP.

Deve, também, ser prevenida a fendilhação na interface betão-compósito. Apesar da FIB sugerir uma metodologia desenvolvida por Roberts (1989) para este efeito, Neubauer e Rostásy (1997) demonstraram que só para larguras de fendas iguais ou superiores a 0.45 mm é que existe o perigo de ocorrerem destacamentos localizados na zona das fendas. Segundo o EC2 [Eurocódigo 2, 2004], a máxima largura de fendas permitida é de 0.4 mm (ambientes X0 e XC1), não sendo, portanto necessário efectuar-se esta verificação.

As verificações dos níveis de tensão no betão e nas armaduras de aço, em condições de serviço, devem ser realizadas de acordo com o estabelecido no EC2 [Eurocode 2, 2005]. Assim, a tensão de compressão no betão está limitada a:

$$\sigma_c \leq 0.60f_{ck} \quad (\text{para combinação rara de acções}) \quad (6.44)$$

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck} \quad (\text{para combinação quase-permanente de acções}) \quad (6.45)$$

e a tensão de tracção na armadura deve satisfazer o critério:

$$\sigma_{s1} \leq 0.80f_{syk} \quad (\text{para combinação rara de acções}) \quad (6.46)$$

$$\sigma_{s2} \leq f_{syk} \quad (\text{tensão devida a uma deformação imposta}). \quad (6.47)$$

O FRP, por sua vez, deve possuir uma tensão que verifique a condição:

$$\sigma_f \leq 0.80f_{fk} \quad (\text{para combinação quase-permanente de acções}). \quad (6.48)$$

ii) Documento do ACI [ACI 440, 2002]

O documento do ACI reserva cerca de uma página aos SLS. As verificações ao E. L. de Deformação e ao E. L. de Fendilhação são remetidas para as disposições contidas no regulamento ACI 318M-05 [ACI 318M, 2004]. Convém referir, apenas, que este regulamento propõe que a verificação da deformação a curto prazo seja efectuada com base no cálculo de um momento de inércia efectivo para a secção transversal do elemento estrutural, “ I_e ”, que traduz a diminuição de rigidez devido à fendilhação. Esse momento de inércia efectivo é sempre inferior ao momento de inércia da secção transversal não fendilhada, “ I_g ”, podendo ser quantificado pela expressão:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (6.49)$$

em que “ M_{cr} ” representa o momento de fendilhação, “ M_a ” o momento flector actuante e “ I_{cr} ” é momento de inércia da secção transversal calculado em secção fendilhada.

A quantificação da deformação a longo prazo é efectuada adicionando ao valor da deformação a curto prazo a parcela correspondente à deformação por fluência obtida através da multiplicação do valor da deformação a curto prazo por um factor “ λ_Δ ”, determinado do seguinte modo:

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (6.50)$$

onde “ ρ' ” representa a percentagem de armadura de compressão na secção crítica e “ ξ ” é um factor que depende da duração da carga permanente ($\xi = 2.0$ para uma duração de cinco ou mais anos; $\xi = 1.4$ para durações superiores a um ano; $\xi = 1.2$ para durações superiores a meio ano; e $\xi = 1.0$ para durações superiores a três meses).

A deformação máxima admissível em edifícios, sob acção das sobrecargas de utilização, depende do tipo de elemento estrutural variando desde $\ell / 180$ até $\ell / 480$ [ACI 318M, 2004].

Este documento estabelece, ainda, uma limitação para a tensão de tracção na armadura. A condição é exactamente igual à definida pela inequação (6.46). Por último, deve-se ainda limitar a tensão de tracção no compósito no caso do elemento reforçado estar sujeito a cargas com carácter de permanência mais cargas repetidas que provoquem fadiga. Para sistemas compósitos de CFRP a tensão máxima em serviço, “ $f_{f,s}$ ”, não deve ultrapassar 0.55 da tensão máxima de cálculo “ f_{fu} ”.

iii) Documento do CNR [CNR, 2004]

Por sua vez, este documento também envia para os regulamentos nacionais italianos a verificação aos E. L. de Deformação e Fendilhação.

No que respeita à limitação de tensões o CNR estabelece, apenas, uma condição para o compósito de FRP, remetendo o controlo das tensões no betão e no aço para outros regulamentos. Esta condição consiste na limitação da tensão de tracção no FRP para a combinação quase-permanente de acções através do critério:

$$\sigma_f \leq \eta f_{fk} \quad (6.51)$$

onde “ η ” representa o factor correctivo apresentado na secção 6.3.1.

Para as verificações em SLS, é sugerido o princípio da sobreposição de efeitos. Assim, as tensões e deformações são calculadas, inicialmente, para a secção não reforçada (fendilhada ou não fendilhada, conforme o caso), admitindo como acções as que se prevêem como actuates aquando da aplicação do reforço. Em seguida, são adicionadas as correspondentes variações de tensão e deformação calculadas admitindo a secção reforçada (fendilhada ou não fendilhada, conforme o caso), mas sujeita, apenas, ao acréscimo das acções actuates existentes após a execução do reforço.

Finalmente, este documento estabelece uma condição para a limitação das tensões na interface betão-compósito de modo a evitar concentrações de tensão que provoquem destacamentos localizados do FRP. Esta verificação deve ser efectuada para as combinações raras e frequentes de acções. O critério a satisfazer é o seguinte:

$$\tau_{b,e} \leq f_{bd} \quad (6.52)$$

em que “ $\tau_{b,e}$ ” representa a tensão “equivalente” de corte instalada na interface e “ f_{bd} ” é o valor de cálculo da resistência da ligação betão-compósito (aderência). Esta última tensão é determinada através da seguinte relação:

$$f_{bd} = k_b \frac{f_{ctk}}{\gamma_b} \quad (6.53)$$

em que “ k_b ” é um factor geométrico obtido pela expressão (6.34), “ f_{ctk} ” é o valor característico da resistência à tracção do betão e “ γ_b ” é um coeficiente parcial de segurança que toma o valor 1.0 para a combinação rara e 1.2 para a combinação frequente.

Por sua vez a tensão “equivalente de corte” é definida por:

$$\tau_{b,e} = k_{id} \tau_m \quad (6.54)$$

onde “ k_{ib} ” é um coeficiente que traduz a concentração de tensões junto da extremidade do compósito e “ τ_m ” é a tensão média de corte. Esta tensão é calculada através da expressão:

$$\tau_m = \frac{V_{(z=a)} t_f (h - x_e)}{I_c / n_f} \quad (6.55)$$

em que “ $V_{(z=a)}$ ” é o valor do esforço transversal na secção correspondente à extremidade do FRP, “ t_f ” é a espessura do FRP, “ h ” é a altura da secção de betão, “ x_e ” é a distância da fibra extrema mais comprimida ao eixo neutro, “ I_c ” é o momento de inércia total da secção e “ n_f ” é a razão entre o módulo de elasticidade do FRP e o módulo de elasticidade do betão (E_f / E_c).

O coeficiente “ k_{ib} ” é determinado através da expressão:

$$k_{id} = (k_\sigma^{1.5} + 1.15 k_\tau^{1.5})^{2/3} \geq 1.0 \quad (6.56)$$

e os coeficientes “ k_σ ” e “ k_τ ” por:

$$k_\sigma = k_\tau \beta t_f \quad (6.57)$$

$$k_\tau = 1 + \alpha a \frac{M_{(z=a)}}{V_{(z=a)} a} \quad (6.58)$$

em que “ $M_{(z=a)}$ ” é o valor do momento flector na secção correspondente à extremidade do FRP, “ $V_{(z=a)}$ ” é o valor do esforço transversal na secção correspondente à extremidade do FRP, “ a ” representa a distância da extremidade do FRP ao apoio mais próximo, “ α ” e “ β ” são dois parâmetros que dependem das características da interface:

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_1}{E_f t_f}} \quad (6.59)$$

$$\beta = \left(\frac{b_f 2.30 K_1}{4 E_f I_f} \right)^{1/4} \quad (6.60)$$

onde “ b_f ” é a largura do FRP, “ I_f ” é o momento de inércia do FRP em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da secção do FRP e é paralelo a “ b_f ” e “ K_1 ” representa o declive do troço ascendente do modelo bilinear adoptado por Holzenkämpfer (1994). Os restantes parâmetros intervenientes na expressão possuem o significado anteriormente atribuído.

A quantificação do declive “ K_1 ” depende das espessuras do adesivo, “ t_a ”, e da camada superficial de betão (valores correntes entre 20 e 30 mm), “ t_c ”, e do módulos de distorção do adesivo, “ G_a ”, e do betão, “ G_c ”. A expressão que relaciona esses parâmetros é a seguinte:

$$K_1 = \frac{1}{t_a / G_a + t_c / G_c} \quad (6.61)$$

6.4 - Reforço por colagem exterior de sistemas de CFRP

Das várias soluções equacionadas para a realização do reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, destacou-se a solução de reforço por colagem exterior de sistemas de CFRP unidireccionais. No desenvolvimento da solução de compósitos estiveram sempre presentes as diversas etapas que compõem a fase de dimensionamento enunciadas no Capítulo 2 (Figura 2.25). Assim, após a avaliação do estado actual da laje superior do tabuleiro - Capítulo 5 (secção 5.2.2) - e da identificação das causas das patologias existentes - Capítulo 5 (secção 5.3) - ficou demonstrada a necessidade de efectuar um reforço à flexão da laje.

Nesta secção, procuraram-se comparar as soluções resultantes da aplicação dos critérios de dimensionamento preconizados nas três especificações técnicas, resumidas na secção anterior, tendo-se desenvolvido uma solução de acordo com o preconizado no Bulletin 14 (2001) - Solução FIB, outra segundo as propostas do ACI Committee 440 (2002) - Solução ACI e uma terceira solução desenvolvida através dos critérios estabelecidos pelo CNR (2004) - Solução CNR.

Para se efectuar o dimensionamento da solução de compósitos, foi necessário, obviamente, quantificar as diversas acções intervenientes, inclusive os efeitos das condições ambientais da obra, de modo a estimar a grandeza dos esforços actuantes. Esse cálculo foi efectuado no capítulo anterior, resumindo-se, em seguida, a informação essencial para a prossecução do processo de dimensionamento.

As propriedades dos materiais constituintes da laje consideradas na determinação dos esforços actuantes e na avaliação da resistência das secções foram obtidas admitindo um betão da classe C35/45 e uma armadura de aço da classe A400. Os materiais compósitos unidireccionais, considerados nesta solução, são constituídos à base de fibras de carbono (CFRP).

Os esforços actuantes foram obtidos de acordo com o preconizado no RSAEEP e encontram-se sintetizados, juntamente com os esforços resistentes, no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 - Esforços máximos actuantes e esforços resistentes.

Estado Limite	Secção	Momento Actuante	Momento Resistente Actual
Utilização(*) (Comb. quase-permanente)	A - Meio vão	$M_{Sk}^+ = 13.0 \text{ kNm/m}$	$M_{Ryk}^+ = 26.0 \text{ kNm/m}$
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sk}^- = 6.9 \text{ kNm/m}$	$M_{Ryk}^- = 65.8 \text{ kNm/m}$
Utilização(*) (Comb. rara)	A - Meio vão	$M_{Sk}^+ = \mathbf{38.0 \text{ kNm/m}}$	$M_{Ryk}^+ = 26.0 \text{ kNm/m}$
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sk}^- = 18.7 \text{ kNm/m}$	$M_{Ryk}^- = 65.8 \text{ kNm/m}$
Último	A - Meio vão	$M_{Sd}^+ = \mathbf{44.0 \text{ kNm/m}}$	$M_{Rd} = 22.2 \text{ kNm/m}$
		$V_{Sd} = 64.2 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 131.3 \text{ kN/m}$
	D - Junto ao esquadro	$M_{Sd}^- = 37.8 \text{ kNm/m}$	$M_{Rd}^- = 56.4 \text{ kNm/m}$
		$V_{Sd} = 106.5 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 131.3 \text{ kN/m}$

(*) contabilizou-se a acção da temperatura.

A tarefa seguinte consiste na avaliação preliminar (Capítulo 2, Figura 2.25), ou seja, na avaliação da aplicabilidade dos compósitos pela técnica EBR.

6.4.1 - Análise da viabilidade de reforço

Esta avaliação preliminar é realizada a partir da informação recolhida na fase de diagnóstico e dos critérios estabelecidos para o nível de segurança desejado para a reparação, considerando-se nesta verificação as novas condições de carga e as condições ambientais previstas.

A resistência à tracção directa e/ou ao corte do substrato de betão deve ser a primeira avaliação a efectuar. O ensaio mais utilizado é o de arrancamento por tracção directa (*Pull-off test*) que permite a caracterização da tensão de tracção superficial do betão. Como se referiu no Capítulo 3, a aplicabilidade da técnica de reforço está deste modo dependente da tensão de tracção superficial do betão. Os valores médios de tensão de tracção superficial do betão obtidos no ensaio de “*Pull-off*” são aceitáveis se forem iguais ou superiores a 1.4 MPa, segundo o ACI (capítulo 1) [ACI 440, 2002], e a 1.5 MPa, de acordo com o preconizado pela FIB (capítulo 8) [Bulletin 14, 2001] e pelo CNR (capítulo 4) [CNR, 2004]. Caso contrário, não será conveniente o reforço exterior com a técnica de colagem.

A aplicação da técnica EBR no reforço à flexão de elementos de betão armado com compósitos de FRP pode, ainda, estar sujeita a algumas limitações. Essas restrições visam garantir a segurança da estrutura reforçada para a eventualidade de ocorrerem actos de vandalismo, fogo, ou outras causas que poderão originar o destacamento ou a rotura dos sistemas de FRP. São, frequentemente, formuladas através de condições que determinam a capacidade resistente máxima do elemento a reforçar e de condições que definam o nível de segurança do elemento a reforçar, em determinadas condições de serviço.

O documento proposto pela FIB (capítulo 3) [Bulletin 14, 2001] preconiza que a segurança do elemento reforçado, relativamente à perda do reforço por acção de vandalismo, fogo ou acidente, deve ser verificada em Estados Limites Últimos (ULS) para combinações de acções para situações de projecto acidentais, de acordo com os EC0 - Eurocódigo 0 (2004) e EC2 - Eurocódigo 2 (2004).

Uma das recomendações existentes na literatura técnica [DIBt, 1998; Rostásy, 1998] estabelece que o aumento de resistência à flexão de elementos de betão, por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, deverá ser limitado ao dobro da resistência do elemento não reforçado, ou seja, a condição de reforço máximo pode ser expressa por:

$$R = \frac{M_{Sdf}}{M_{Rd0}} \leq 2 \quad (6.62)$$

em que “ M_{Sdf} ” representa o valor de cálculo do momento actuante no elemento reforçado e “ M_{Rd0} ” traduz o valor de cálculo do momento resistente do elemento não reforçado.

O valor obtido para o parâmetro “R” permite concluir sobre a necessidade e sobre a possibilidade de reforçar. Se $R \leq 1$, não é necessário reforçar à flexão, pois o elemento estrutural possui, ainda, capacidade resistente para suportar as novas cargas. Se $1 \leq R \leq 2$, a intervenção de reforço é necessária e viável, uma vez que se respeita o limite de segurança de não reforçar acima do dobro da capacidade resistente do elemento estrutural original. Para valores $R \geq 2$, ultrapassa-se o limite de segurança e, por isso, esta intervenção deixa de ser viável.

Por sua vez, o documento italiano (capítulo 3) [CNR, 2004] sugere que a aplicação do FRP não deve conduzir a uma capacidade de carga 60% superior à do elemento não reforçado.

O acréscimo máximo da capacidade de carga de um elemento a reforçar pode estar, também, limitado por critérios que visam garantir a segurança do elemento reforçado no caso de danos no sistema compósito de FRP por actos de vandalismo, acidente ou fogo. A proposta do ACI (capítulo 8) [ACI 440, 2002] estabelece que o elemento não reforçado deve possuir resistência suficiente para a seguinte combinação de acções:

$$1.2 S_{DL} + 0.85 S_{LL} \quad (6.63)$$

em que “ S_{DL} ” e “ S_{LL} ” representam, respectivamente, as acções permanentes e variáveis consideradas no dimensionamento do reforço (novas condições de carga).

O documento do ACI (capítulo 8) [ACI 440, 2002] recomenda, ainda, que o nível de resistência ao fogo “ R_{n0} ” do elemento não reforçado deve verificar a seguinte condição:

$$(R_{n0}) \geq S_{DL} + S_{LL} \quad (6.64)$$

em que “ S_{DL} ” e “ S_{LL} ” traduzem, respectivamente, as acções permanentes e variáveis actuantes no elemento não reforçado.

Por sua vez, o documento italiano (capítulo 3) [CNR, 2004] sugere a utilização de sistemas de protecção para os compósitos de FRP. Apesar disso, estabelece que o elemento não reforçado deve possuir um nível de segurança capaz de assegurar que a estrutura não atinja o colapso, em caso de perda total do compósito. No caso de fogo, a capacidade resistente do elemento antes de ser executado o reforço deve ser reduzida para atender aos efeitos da duração da exposição ao fogo. Em ambas as situações, a condição pode ser definida por uma equação do tipo:

$$\theta = \frac{M_{Rk0}}{M_{skf}} > 1 \quad (6.65)$$

em que “ M_{Rk0} ” representa o valor característico do momento resistente do elemento não reforçado (reduzido no caso do fogo) e “ M_{skf} ” simboliza o valor do momento actuante correspondente à combinação quase-permanente de acções previsto para o elemento a reforçar.

Para concluir a tarefa de avaliação preliminar, pode, ainda, proceder-se a uma última verificação. Juvandes (2002) sugere a verificação, em Estados Limites Últimos (ULS), da resistência à compressão das bielas de betão devido ao esforço transversal, pois a sua resistência pode limitar o acréscimo de acções no elemento a reforçar. Esta condição aplica-se a qualquer técnica de reforço, uma vez que o pretendido é saber se as novas condições de carga do elemento a reforçar são consentâneas com a sua resistência máxima ao corte. A verificação é facilmente definida pela inequação [Eurocódigo 2, 2004]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (6.66)$$

em que “ V_{Ed} ” representa o valor de cálculo do esforço transversal actuante no elemento a reforçar e “ $V_{Rd,max}$ ” simboliza o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das bielas comprimidas.

6.4.1.1 - Viabilidade do reforço da Ponte N.S. Guia

A aplicabilidade da técnica de colagem exterior de compósitos de FRP no reforço à flexão da laje superior do tabuleiro da ponte foi avaliada através da verificação de algumas das condições mencionadas no ponto anterior. Apresentam-se, em seguida, essas verificações.

i) Verificação da resistência do substrato de betão

Como se observou no Capítulo 5, o substrato de betão da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia satisfaz este requisito, pois apresentou uma resistência média à tracção por arrancamento directo de 2.7 MPa, quer nos ensaios de “Pull-off” realizados pela OZ (1998), aquando da caracterização do estado actual do betão, quer nos ensaios de “Pull-off” efectuados pela FEUP/LABEST sobre os quatro sistemas compósitos que constituíram o reforço experimental executado numa zona do tabuleiro da ponte.

ii) Verificação da condição de máximo reforço

Das várias recomendações existentes, optou-se, para a obra em questão, pela especificação alemã/suíça [DIBt, 1998; Rostásy, 1998] definida pela expressão (6.62). Neste caso, como se pode comprovar, a condição é verificada:

$$R = \frac{44}{22.2} = 1.98 \leq 2 \quad (\text{O.K.}) \quad (6.67)$$

iii) Verificação da condição de reserva de segurança

A condição definida pela equação (6.65) pretende assegurar que, em caso de perda total do compósito, a estrutura não atinja o colapso. Considerou-se que a condição de serviço a assegurar é a correspondente à combinação quase-permanente de acções. Com base nos valores dos esforços actuantes e resistentes, listados no Quadro 6.6, obteve-se

$$\theta = \frac{26}{13} = 2 > 1 \quad (\text{O.K.}) \quad (6.68)$$

sendo, portanto, satisfeita a condição. Refira-se que também foi satisfeita a condição de serviço relativa à combinação frequente de acções ($M_{Skf} = 19 \text{ kNm/m}$).

No presente caso, apenas será necessário verificar estas três condições, pois como se observou no Quadro 6.6, a laje superior do tabuleiro verifica a condição de resistência ao corte. Deste modo, está demonstrado que o processo de dimensionamento pode ser continuado. É, portanto, viável a colagem exterior de compósitos no reforço à flexão da laje.

6.4.2 - Selecção dos materiais

Verificada a aplicabilidade da técnica de reforço, é altura de seleccionar, ainda que previamente, os produtos e sistemas de FRP que poderão conduzir à melhor solução. Este passo é essencial para a obtenção dos valores das propriedades dos diversos materiais adoptados.

Na fase de estudo prévio [Silva et al., 2003-a] foram pré-dimensionadas algumas soluções de reforço por colagem de sistemas de CFRP do tipo laminado e do tipo manta. Da análise efectuada a essas soluções preliminares, constatou-se que, por metro de reforço de laje, a largura das faixas de manta seria entre 0.5 e 0.6 m, enquanto as faixas de laminado teriam uma largura total máxima de 0.2 m. Como uma das etapas de execução do reforço é a preparação da superfície de betão (remoção da camada superficial de betão) concluiu-se que, na solução de mantas, esta operação seria mais demorada e onerosa relativamente à solução de laminados, pois envolveria a preparação de uma maior superfície. Por outro lado, a configuração da secção do tabuleiro (dificuldade em operar determinados equipamentos no interior do caixão devido ao seu reduzido espaço) e a sua fraca ventilação

contribuíram para a selecção do tipo de sistemas de CFRP que deveria ser aplicado. Por outro lado, como se viu no Capítulo 2, as etapas de aplicação de sistemas do tipo manta exigem diferentes procedimentos de controlo de qualidade, nomeadamente, na satisfação da rugosidade máxima da superfície de betão (menor que no caso de laminados) e na completa impregnação das faixas de fibras. Por estas razões, a solução com recurso a laminados revelou-se como sendo a mais económica.

A solução que em seguida se propõe considera, unicamente, a utilização de compósitos unidireccionais de carbono do tipo laminado. Os sistemas de CFRP serão aplicados na direcção transversal da laje superior do tabuleiro (ambas as células) e ao longo de todo o comprimento da ponte com excepção das zonas próximas dos pilares, como se ilustrou na Figura 6.9.

Analizadas as características de três tipos de sistemas compósitos de FRP, Quadro 6.7, recolhidas na literatura técnica [Bettor, 2003; Mapei, 2003; Sika, 2002-c] disponibilizada por cada fabricante, optou-se por utilizar, no dimensionamento do número de faixas de laminados a aplicar, um módulo de elasticidade de 150 GPa e uma largura de 50 mm.

Quadro 6.7 - Principais características dos sistemas laminados de CFRP.

Sistema de CFRP		Valores Característicos			
		Resistência à Tracção (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Extensão na Ruptura (%)	Espessura (mm)
Laminado	Sika CarboDur S512	>2800	165	17	1.2 ou 1.4
	Mbrace Laminado LM	>2800	150	14	1.2 ou 1.4
	Mapei Carboplate E170	>3100	170	20	1.4

6.4.3 - Deformação inicial na laje

O estado de deformação na superfície onde vai ser colado o reforço de FRP “ ϵ_{b0} ” não deve ser ignorado, uma vez que a face a reforçar já se encontra com deformações, a menos que a estrutura seja aliviada de todas as cargas (incluindo peso próprio) no momento de aplicação do reforço. No presente caso, a redução da deformação durante a colagem dos sistemas compósitos será vantajosa. As mais valias dessa operação consistem, por um lado, na redução da largura das fendas, melhorando a durabilidade do elemento estrutural (retardando a possível corrosão das armaduras) e, por outro lado, na mobilização da resistência e da rigidez dos sistemas compósitos para uma carga de serviço permanente, contribuindo para a limitação da abertura das fendas e redistribuindo parte da tensão das armaduras de aço para os sistemas compósitos. Assim, será desejável recorrer a um sistema estrutural amovível que, durante a operação de colagem dos sistemas de CFRP, permita anular uma parcela da carga actuante, com vista à redução da largura das fendas e a evitar que a cura do adesivo seja afectada pelos movimentos das faces das fendas. Essa estrutura provisória deverá aplicar na face inferior da laje uma carga total correspondente à parcela devida à acção permanente (peso próprio).

Um esquema estrutural possível para a operação de refecimento das fendas encontra-se representado na Figura 6.22 (informação esquemática, sem dimensões estruturais). De acordo com este esquema, a carga total a aplicar na face inferior da laje será de, aproximadamente, 12 kN/m. A aplicação da carga será efectuada, com chave dinamométrica, por aperto de um elemento roscado, ver Figura 6.22. O dimensionamento deste sistema deverá ficar a cargo da empresa que executar a obra de reforço.

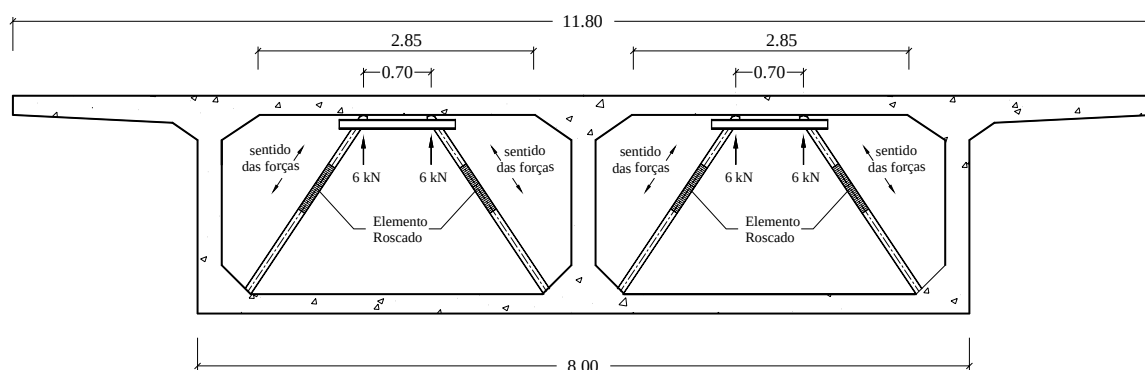


Figura 6.22 - Possível esquema estrutural para a operação de refecimento das fendas.

Para a determinação da extensão inicial na face de betão armado onde irá ser colado o reforço, “ ε_{b0} ”, pode-se recorrer às equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformação entre os materiais (Resistência de Materiais). O nível de deformação no FRP “ ε_f ” é, então, resultado da subtracção entre o valor da extensão no substrato (calculado por compatibilidade de deformações) e a extensão inicial. Admitindo que não se realizaria nenhuma operação de refecimento das fendas e, consequentemente, de alívio das cargas actuantes na estrutura, aquando da aplicação do reforço, a deformação inicial na face a reforçar, “ ε_{b0} ”, devida aos momentos flectores “ M_{gk0} ” (< 9.0 kN.m/m) previstos, seria:

$$\varepsilon_{b0} < 0.859\text{‰} \text{ (secção fendilhada)} \quad (6.69)$$

Com base no sistema de refecimento das fendas proposto, aplicação de uma carga de 12 kN/m, a deformação inicial na face a reforçar, “ ε_{b0} ”, devida aos momentos flectores “ M_{gk0} ” (< 3.0 kN.m/m) previstos, será:

$$\varepsilon_{b0} < 0.286\text{‰} \text{ (secção fendilhada)} \quad (6.70)$$

6.4.4 - Verificação da segurança

No dimensionamento de um reforço através da técnica de colagem exterior de sistemas de FRP, devem-se investigar os diferentes modos de ruína possíveis e os estados limites relevantes.

Os procedimentos de dimensionamento permitem estimar uma secção preliminar de CFRP que verifique os Estados Limites Últimos (ULS), assumindo aderência perfeita entre os materiais. Esta secção inicial de CFRP pode, em seguida, sofrer alterações de modo a satisfazer os critérios de ductilidade e as verificações de segurança (ULS) relativamente aos mecanismos de perda de aderência na interface betão-compósito. Posteriormente, serão realizadas as verificações aos Estados Limites de Utilização (SLS).

Nos próximos pontos, far-se-á o dimensionamento de cada uma das soluções referidas anteriormente: a Solução FIB, a Solução ACI e a Solução CNR. As três soluções são em seguida analisadas tendo em atenção alguns dos resultados mais significativos deste trabalho.

6.4.4.1 - Solução FIB

A primeira solução de compósitos vai ser desenvolvida com base no conceito de dimensionamento proposto pelo Bulletin 14 (2001), decompondo esse cálculo em quatro partes: 1- definição das características dos sistemas de CFRP; 2- verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de resistência (ULS); 3- verificação da relação aos Estados Limites Últimos (ULS) de aderência e amarração para evitar roturas prematuras; 4- verificação da segurança em relação aos Estados Limites Utilização (SLS).

i) Características dos sistemas de CFRP

Como se referiu anteriormente, as expressões (6.3), (6.4) e (6.5) permitiram estabelecer a relação tensão-extensão do FRP. Da aplicação dessas expressões obteve-se, para todos os sistemas de reforço considerados, uma deformação máxima no CFRP, " ε_{fd} ", superior a 14‰. No entanto, a extensão máxima a adoptar para o compósito é a questão mais complexa, pois a cada modo de rotura possível corresponde uma extensão máxima no compósito. Alguns documentos [Neubauer et al., 1997; DIBt, 1998; Bulletin 14, 2001] fornecem uma estimativa semi-empírica para o valor da extensão limite, " $\varepsilon_{f,lim}$ ", a considerar. Esta proposta baseia-se na possível rotura por concentração de tensões em fendas de flexão, sugerindo que " $\varepsilon_{f,lim}$ " se situe entre 6.5‰ e 8.5‰. No desenvolvimento desta solução, adoptou-se uma deformação efectiva no CFRP de 6.5‰. Recorde-se que o reforço das lajes à escala real (para o dobro da capacidade), ensaiadas no Capítulo 4, foi dimensionado impondo idêntico valor de extensão limite, tendo-se comprovado uma adequada capacidade resistente. Os valores de cálculo obtidos por imposição desta extensão limite encontram-se sintetizados no Quadro 6.8.

ii) Estados limites últimos de resistência (ULS)

O cálculo da área necessária de FRP para que a estrutura cumpra as novas exigências é feito, inicialmente, para ULS procurando que o sistema compósito seja aproveitado na sua capacidade

máxima. Assim, procura-se que o modo de ruína da estrutura reforçada seja a “rotura por flexão-tracção do FRP”. O pré-dimensionamento é feito impondo como modo de ruína a rotura do FRP e a consequente cedência da armadura de aço de tracção. Conhecido o momento actuante de cálculo M_{sdf} (44 kNm/m), determina-se, de forma iterativa, a área de FRP ($A_{f,nec}$) necessária para reforçar o elemento estrutural, obedecendo às equações de equilíbrio de forças internas e de compatibilidade de deformações admitindo as hipóteses de cálculo com os seguintes perfis de deformação:

$$\begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_s &\leq 10\% \\ 0 \leq \varepsilon_c &\leq 3.5\% \\ \varepsilon_f &= \varepsilon_{f,lim} = 6.5\% \end{aligned} \quad (6.71)$$

Quadro 6.8 - Valores limites de cálculo das principais características dos sistemas laminados de CFRP.

		Valores Limites de Cálculo		
Sistema de CFRP		Resistência à Tracção (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Extensão na Rotura (‰)
Laminado	Sika CarboDur S512	1073	165	6.5
	Mbrace Laminado LM	975	150	6.5
	Mapei Carboplate E170	1105	170	6.5

No Quadro 6.9, apresentam-se as características geométricas da solução pré-dimensionada, em que “ E_f ” representa o módulo de elasticidade, “ $\varepsilon_{f,lim}$ ” a extensão limite no compósito, “ $A_{f,nec}$ ” a área mínima de FRP, “ b_f ” a largura total adoptada para o FRP, “ t_f ” a espessura do FRP, “ n_{bf} ” o número de faixas de laminado, “ $A_{f,final}$ ” a área de FRP adoptada e “ M_{rdf} ” o valor de cálculo do momento flector resistente.

Quadro 6.9 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (FIB).

Sistema	Cálculo				Solução			
	E_f (GPa)	$\varepsilon_{f,lim}$ (‰)	$A_{f,nec}$ (mm ²)	b_f (mm)	t_f (mm)	n_{bf}	$A_{f,final}$ (mm ²)	M_{rdf} (kNm/m)
Laminado	150	6.5	130	150	1.2	3	180	54.3

Com base nestes resultados, definiu-se como solução inicial a adopção, por metro, de 3 laminados de 1.2 mm de espessura e 50 mm de largura.

Esta solução deverá, agora, satisfazer um conjunto de requisitos. A primeira verificação tem a ver com a ductilidade da solução, cujo principal objectivo é garantir que as armaduras ordinárias se encontrem plastificadas ao se atingir o ULS de resistência à flexão dos elementos reforçados.

O Bulletin 14 (2001) propõe um critério de ductilidade e apresenta-o em função de diversos parâmetros. Neste caso adoptou-se o critério expresso em função da extensão na armadura ordinária, “ ε_s ”, ver expressão (6.24). Assim, consegue-se uma secção com ductilidade adequada se a extensão no aço no momento da ruína, seja ela por esmagamento do betão ou ruína do FRP (incluindo delaminação ou destacamento), for no mínimo 4.3‰ (para betões de classe igual ou inferior à C35/45). No presente caso, a secção pode considerar-se dúctil já que se obteve o seguinte valor:

$$\varepsilon_s = 5.6\text{‰} > 4.3\text{‰} \text{ (OK)} \quad (6.72)$$

iii) Estados limites últimos de aderência e amarração (ULS)

Neste ponto do dimensionamento, será ainda necessário proceder a algumas verificações de modo a evitar roturas prematuras. As principais ruínas prematuras devem-se ao destacamento do compósito por efeito de “*peeling-off*”. Este assunto é tratado no Bulletin 14 (2001) através da verificação de quatro condições: destacamento devido a movimentos em fendas de corte; destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão; destacamento motivado pela formação de uma fenda de corte; e destacamento causado por irregularidades na superfície de betão.

No caso específico da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, não são de prever ruínas prematuras relacionadas com efeitos de corte, quer devido a movimentos de fendas de corte, quer por formação de uma fenda de corte. O possível destacamento por irregularidades na superfície de betão pode ser evitado através do controlo de qualidade na preparação dessa superfície, aspecto que será tratado nas condições técnicas a incluir no caderno de encargos.

Assim, resta verificar o possível destacamento na zona de ancoragem e proceder ao controlo da força de transferência compósito-betão, com vista a evitar eventuais ruínas prematuras do CFRP.

Verificação na zona de ancoragem

A zona de amarração da extremidade do CFRP será verificada através do controlo da força máxima de ancoragem e do comprimento de amarração, de acordo com a *Proposta 1* da FIB [Bulletin 14, 2001], por aplicação das expressões (6.15) até (6.19).

A verificação ao efeito de “*peeling-off*” considera-se satisfeita se a força de tracção de cálculo no CFRP, na secção situada à distância “ x_E ” do apoio (secção de dispensa do compósito), “ N_{fad} ”, for inferior à máxima força de cálculo que pode ser amarrada a partir daí sem recurso a sistemas de ancoragem, “ $N_{fad,max}$ ”, ou seja:

$$N_{fad} \leq N_{fad,max} \quad (6.73)$$

O comprimento de ancoragem “ $\ell_{b,max}$ ” correspondente à força “ $N_{fad,max}$ ” foi calculado pela expressão (6.18), tendo-se obtido um valor de 0.25 m. Como esse valor é superior ao comprimento de ancoragem existente ($\ell_b = 0.20$ m) foi necessário corrigir a máxima força que pode ser amarrada “ $N_{fad,max}$ ” através da expressão (6.19). A este comprimento de ancoragem deve, ainda, ser adicionado um comprimento “ a_ℓ ” que corresponde ao valor médio da altura útil da secção relativamente às forças na armadura ordinária e no compósito ($a_\ell = (d_s + d_f)/2 = 0.185$ m). Os valores obtidos para os parâmetros envolvidos nesta verificação foram:

$$N_{fad,max} = 34.5 \text{ kN/m}; \quad \ell_b = 0.20 \text{ m}; \quad (6.74)$$

$$x_E = 0.385 \text{ m}; \quad M_E = 17 \text{ kNm/m}; \quad N_{fad} = 25.6 \text{ kN/m} \quad (6.75)$$

Estes resultados advêm da aplicação directa da metodologia proposta pelo Bulletin 14 (2001). Porém, de acordo com especificações alemãs [DIBt, 1998] procedeu-se a uma redução na força “ $N_{fad,max}$ ” através de um coeficiente de redução de 1.2, por se tratar de uma lajes maciça. Realizada esta correcção, obteve-se,

$$N_{fad} = 25.6 \text{ kN/m} < N_{fad,max} = 28.7 \text{ kN/m} \quad (\text{OK}) \quad (6.76)$$

O comprimento total do sistema de reforço foi estimado pelo somatório da distância entre as secções de momento igual a 17 kNm/m com duas vezes o valor de “ a_ℓ ” (0.185 m), com duas vezes o valor de “ $\ell_{b,max}$ ” (0.20 m). Neste caso, o comprimento mínimo foi de 2.77 m. Observe-se, porém, que a laje superior, em cada célula, possui um vão com 2.85 m em espessura constante. Se a esse comprimento descontamos 2.5 cm em ambas as extremidades, para atender a pequenas irregularidades de execução que possam existir, obtemos um comprimento livre de 2.80 m.

Controlo da força de transferência compósito-betão

Com o objectivo de se evitar a rotura frágil por destacamento na interface betão-compósito, a FIB [Bulletin 14, 2001] propõe, ainda, que se limite a tensão de corte, “ τ_b ”, nessa interface, a um valor igual ou inferior ao valor de cálculo da tensão de aderência “ f_{cbd} ” determinado pela expressão (6.23). Esta verificação deve ser efectuada em duas regiões distintas: a primeira define a zona onde a armadura ordinária se encontra em regime elástico ($\varepsilon_s < \varepsilon_{syd}$) e a segunda constitui a zona onde a armadura ordinária se encontra plastificada ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$).

No cálculo da tensão de aderência “ f_{cbd} ”, optou-se por considerar o valor médio da tensão de tracção obtida nos ensaios de “Pull-off” ($f_{ctm,p} = 2.7$ MPa) por este ser inferior ao valor de “ f_{ctm} ” (3.2 MPa). Obteve-se, assim, uma tensão de aderência “ f_{cbd} ” de 3.24 MPa.

Avaliado o momento de plastificação da armadura ordinária “ M_{yd} ” e localizada a secção onde ocorreu esse momento, determinou-se, numa secção afastada “0.9d” da secção de momento “ M_{yd} ”, o valor de cálculo do esforço transversal “ V_{yd} ”. Com o valor de “ V_{yd} ” calcula-se pelas expressões (6.21) e (6.22) a tensão de corte “ τ_b ” instalada na interface e compara-se com o valor de cálculo da tensão de aderência, “ f_{cbd} ”. A solução de reforço definida cumpre esta verificação como se mostra em seguida:

- Zona em que $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$:

$$\begin{aligned} M_{yd} &= 32.0 \text{ kNm/m;} \\ V_{Syd} &= 90 \text{ kN/m;} \\ \tau_b &= 3.3 \text{ MPa} \\ \tau_b &\approx f_{cbd} \text{ (OK)} \end{aligned} \tag{6.77}$$

- Zona em que $\varepsilon_s < \varepsilon_{syd}$:

$$\begin{aligned} V_{Syd} &= 152.5 \text{ kN/m;} \\ \tau_b &= 1.53 \text{ MPa} \\ \tau_b &\leq f_{cbd} \text{ (OK)} \end{aligned} \tag{6.78}$$

iy) Estados limites de utilização (SLS)

Nesta fase do dimensionamento, estão salvaguardadas as verificações correspondentes aos Estados Limites Últimos. Contudo, o desempenho em serviço da estrutura reforçada é um aspecto fundamental, devendo ser controlado através da verificação de alguns critérios, normalmente, relacionados com o controlo da deformação, o controlo da fendilhação e a limitação de tensões. Em alguns casos o dimensionamento pode ser condicionado por este tipo de requisitos.

Controlo da deformação

A técnica de reforço por colagem exterior de FRP resulta, na maioria das vezes, na aplicação de uma reduzida quantidade de compósito ($A_f = 180 \text{ mm}^2$) à secção transversal do elemento estrutural a reforçar. Por esse motivo, também o acréscimo de rigidez é reduzido, ($E_f A_f$), revelando que esta técnica não é a mais aconselhável quando se pretende reduzir as deformações de um dado elemento (somente se for aplicado um pré-esforço aos laminados).

Relativamente à verificação do Estado Limite de Deformação, a FIB [Bulletin 14, 2001] propõe, para avaliar as deformações, o método bilinear definido pelo CEB [MC90, 1993]. É comum considerar que o

aspecto e as condições de utilização de uma viga ou laje são alterados quando a flecha “a” causada por combinação de acções quase-permanentes for superior à relação $\ell / 250$.

A consulta efectuada à memória descritiva e justificativa do projecto [JAE, 1973] revelou a inexistência de requisitos que atendessem aos limites de deformação a respeitar pela estrutura.

Refira-se, no entanto, que a laje em análise não apresenta problemas de deformação excessiva, mesmo nas condições actuais. Logo, esta verificação, não sendo condicionante, serve unicamente para validar a correspondente especificação regulamentar.

O valor estimado para a flecha da laje, em cada célula do caixão, resulta da adopção de um modelo simplificado (viga bi-encastada) e da consideração de algumas hipóteses introduzidas no cálculo. Por um lado, a utilização do modelo de viga bi-encastada, de 1 m de largura e 3 m de vão, resulta da semelhança de comportamento entre uma faixa de um metro de largura de laje e uma viga com as mesmas dimensões e por se considerar que as rotações da laje estão praticamente impedidas na zona de ligação com as almas do caixão (esquadros).

A quantificação da flecha devido à actuação de um momento flector de serviço “ M_k ” inferior ao momento flector que provoca a fendilhação “ M_{cr} ” é muito simples. No caso de uma laje de betão armado, a flecha elástica é determinada considerando a rigidez em secção, não fendilhada, “ $EI_{0,g}$ ” (incluindo a rigidez da armadura ordinária). No caso de uma laje de betão armado reforçada com compósitos de FRP pela técnica EBR, também se deve contabilizar a rigidez do compósito no cálculo da rigidez da secção, não fendilhada, “ $EI_{r,g}$ ”.

Por sua vez, se na secção actuar um momento flector de serviço “ M_k ” superior ao momento flector que provoca a fendilhação “ M_{cr} ”, o valor da flecha, obtido de acordo com o EC2, resulta da combinação de uma parcela de deformação elástica “ a_I ” (admitindo a rigidez da secção, não fendilhada, “ $EI_{0,g}$ ”), com a parcela de deformação “ a_{II} ” (calculada, em secção fendilhada, “ $EI_{0,cr}$ ”). As correspondentes parcelas de deformação dependem do coeficiente de distribuição de tensões “ ζ ” (que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas), ver expressão (6.39).

Um procedimento semelhante pode ser aplicado no caso de uma laje de betão armado reforçada com sistemas de FRP, pela técnica EBR. Através do princípio de sobreposição de efeitos elásticos, é possível adicionar a flecha existente aquando da execução do reforço (calculada com a rigidez efectiva da secção não reforçada “ EI_0 ”), provocada pelo momento flector “ M_0 ”, com a deformação que entretanto ocorreu devido ao acréscimo de momento flector “ ΔM ” ($\Delta M = M_k - M_0$). Esta última parcela da deformação deve ser quantificada utilizando a rigidez efectiva da secção reforçada “ EI_r ”.

A principal dificuldade de aplicação desta metodologia reside, por um lado, na quantificação da rigidez efectiva do elemento não reforçado “ EI_0 ”, (valor entre a rigidez, em secção não fendilhada, “ $EI_{0,g}$ ” e a rigidez, em secção fendilhada, “ $EI_{0,cr}$ ”) e, por outro lado, da rigidez efectiva depois de reforçado o

elemento “ EI_r ” (valor entre a rigidez da secção reforçada, não fendilhada, “ $EI_{r,g}$ ” e a rigidez da secção reforçada fendilhada “ $EI_{r,cr}$ ”). Por esta razão, o procedimento de cálculo teve que ser ajustado, ilustrando-se, na Figura 6.23, a metodologia utilizada.

Em termos gerais, a metodologia idealizada consiste na determinação da rigidez efectiva da laje antes do reforço “ EI_0 ” e depois de reforçada “ EI_r ”. Assim, para o momento flector de serviço actuante “ M_k ” e de acordo com a expressão (6.38) determina-se a flecha para a laje não reforçada “ $a_{0,k}$ ”. De igual modo, calcula-se a flecha para a laje reforçada “ $a_{r,k}$ ”. Refira-se que esta flecha foi calculada admitindo que a laje se encontrava reforçada desde o início do carregamento, obtendo-se assim uma flecha que resultou da combinação da rigidez da laje reforçada, em secção não fendilhada, “ $EI_{r,g}$ ” com a rigidez da laje reforçada, em secção fendilhada, “ $EI_{r,cr}$ ”.

A simplificação introduzida na determinação de “ $a_{r,k}$ ” é tanto mais válida quanto menor for a deformação existente na laje aquando da aplicação do reforço.

Obtidos os dois valor de flecha “ $a_{0,k}$ ” (laje não reforçada) e “ $a_{r,k}$ ” (laje reforçada) e admitindo por hipótese que as armaduras ordinárias não se encontram em cedência, será aceitável considerar que a flecha varia proporcionalmente com o momento flector aplicado (até ao valor “ M_k ”), conforme se esquematiza, na Figura 6.23, pelos dois troços rectos a linha contínua (verde e vermelho).

A relação entre o valor de “ $a_{0,k}$ ” e de “ $a_{r,k}$ ” pode ser expressa por:

$$a_{r,k} = \frac{EI_0}{EI_r} a_{0,k} \quad (6.79)$$

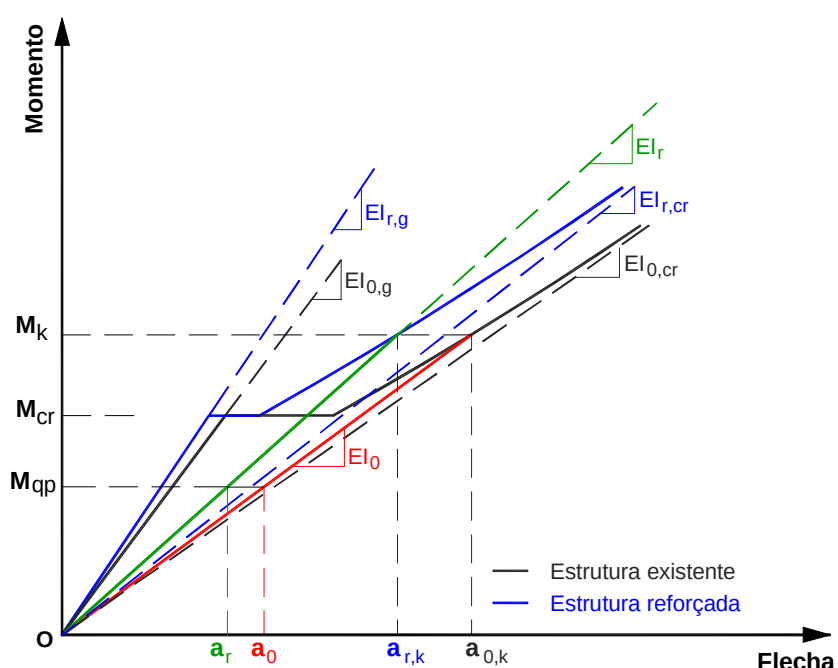


Figura 6.23 - Metodologia usada na quantificação da flecha máxima da laje.

No presente caso, a laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia encontra-se fendilhada aquando da execução do reforço e a combinação quase-permanente a considerar para a verificação do E. L. de Deformação produz um momento flector inferior ao que promoveu a fendilhação.

Assim, procurou-se estimar, inicialmente, o valor da flecha a longo prazo para o momento flector ($M_{cr} = 19.0 \text{ kNm/m}$) que terá provocado a fendilhação da laje de betão armado. Por aplicação da expressão do EC2 obteve-se:

$$a_{0,k} = 1.02 \text{ mm} \quad (6.80)$$

Em seguida, procurou-se avaliar a contribuição, introduzida pelo reforço, na redução da deformação da laje. Para tal, admitiu-se, por hipótese, que o reforço havia sido aplicado quando a secção não se encontrava fendilhada e, através do anterior procedimento de cálculo, procedeu-se à quantificação da flecha a longo prazo para o mesmo momento que promoveu a fendilhação ($M_{cr} = 19.0 \text{ kNm/m}$), obtendo-se:

$$a_{r,k} = 0.76 \text{ mm} \quad (6.81)$$

A redução da flecha ficou a dever-se, essencialmente, à diferença registada na parcela de deformação “ a_{II} ” calculada, em secção fendilhada ($EI_{0,cr} = 1.79 \text{ mm}$ e $EI_{r,cr} = 1.28 \text{ mm}$), pois a parcela de deformação elástica “ a_I ” foi muito semelhante ($EI_{0,g} = 0.25 \text{ mm}$ e $EI_{r,g} = 0.24 \text{ mm}$).

Por fim, adoptando este valor de flecha e admitindo que a deformação varia linearmente com a carga aplicada foi possível estimar a flecha correspondente ao momento máximo actuante para a combinação quase-permanente ($M_{Skf,qp} = 13.0 \text{ kNm/m}$) e, assim, proceder ao controlo da deformação, limitando esse valor da flecha a $\ell / 250$:

$$a_r = 0.52 \text{ mm} < \frac{\ell}{250} = 12.00 \text{ mm (OK)} \quad (6.82)$$

Controlo da fendilhação

Relativamente à verificação do Estado Limite de Fendilhação, a FIB [Bulletin 14, 2001] sugere que o valor característico da largura de fendas, “ w_k ”, seja avaliado de acordo com os métodos especificados no EC 2 [Eurocódigo 2, 2004]. Neste documento, o controlo da fendilhação depende da classe de exposição do elemento estrutural em análise. À laje a reforçar foi-lhe, então, atribuída a classe designada por XC1 (corrosão induzida por carbonatação com ambiente seco ou permanentemente húmido). Atendendo a esta classe de exposição, é estabelecido que o valor limite de largura de fendas, no elemento estrutural, não ultrapasse 0.3 mm, para a combinação de acções quase-permanente.

Recorrendo a um raciocínio análogo ao estabelecido na verificação da deformação, procedeu-se, inicialmente, ao cálculo da largura de fendas da laje de betão armado quando solicitada pelo momento

flector responsável pela formação das fendas ($M_{cr} = 19.0$ kNm/m). Deste modo, obteve-se uma distância média entre fendas “ $s_{r,max}$ ” de 0.35 m e uma largura de fendas de,

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 352.1 \times 9.0 \times 10^{-4} = 0.32 \text{ mm} \quad (6.83)$$

Em seguida, para o mesmo momento flector ($M_{cr} = 19.0$ kNm/m), avaliou-se a largura de fendas que ocorreria se a laje de betão armado fosse reforçada antes da existência de fendilhação, admitindo-se, também, que as fendas se formariam com espaçamento médio igual ao obtido no modelo anterior (0.35 m). Determinada a tensão instalada na armadura e no compósito resultante da aplicação do momento, foi possível estimar, de acordo com o EC2, a largura de fendas:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 352.1 \times 6.07 \times 10^{-4} = 0.21 \text{ mm} \quad (6.84)$$

Como se referiu no Capítulo 5, a laje superior do tabuleiro apresenta, na face inferior, fendas afastadas entre si de 25 a 30 cm e com aberturas entre 0.2 e 0.5 mm. Todavia, antes da colagem dos sistemas compósitos de CFRP deve-se proceder, inicialmente, a uma preparação cuidada do substrato de betão. A FIB [Bulletin 14, 2001] recomenda que as fendas com largura superior a 0.2 mm sejam injectadas com resina de modo a reduzir o risco de corrosão das armaduras, a impedir o escoamento de água e a evitar concentração de tensões na interface betão-adesivo-CFRP que poderão originar destacamentos prematuros do compósito.

Esta verificação do Estado Limite de Largura de Fendas pressupõe que, antes da colagem dos sistemas de FRP, se procederá a uma redução prévia da largura das fendas através de uma operação de refecimento das fendas. Considerando que é possível anular a largura das fendas, é razoável admitir-se que essa largura aumente, linearmente, com o incremento do momento aplicado até se atingir um valor próximo de 0.21 mm para um momento de cerca de 19.0 kNm/m.

Deste modo, a largura de fendas estimada segundo o EC 2 [Eurocódigo 2, 2004], para o momento correspondente à combinação quase-permanente de acções ($M_{skf,qp} = 13.0$ kNm/m), foi de:

$$w_k = 0.14 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm (OK)} \quad (6.85)$$

Por outro lado, a FIB [Bulletin 14, 2001] propõe, ainda, outra metodologia, sugerindo que o controlo da fendilhação seja efectuado de acordo com a expressão (6.40). Considerando a secção reforçada e um momento flector actuante de 19.0 kNm/m (M_{cr}) obteve-se uma largura de fendas idêntica à estimada pelo EC2 (0.21 mm):

$$w_k = \beta s_{rm} \zeta \varepsilon_z = 1.7 \times 240.2 \times 0.5 \times 10.7 \times 10^{-4} = 0.22 \text{ mm} \quad (6.86)$$

A distância média entre fendas “ s_{rm} ” foi calculada de acordo com o proposto por Rostásy et al. (1996), através da expressão (6.41). Consequentemente, a largura de fendas estimada para o momento correspondente à combinação quase-permanente de acções é cerca de 0.14 mm.

Controlo de tensões

Quando é preciso reforçar um elemento sujeito a esforços de flexão, é importante determinar os efeitos que o aumento da capacidade resistente vai ter nas tensões e deformações em serviço. Por isso, é importante assegurar que as tensões em serviço não ultrapassem determinados valores, de modo a que se mantenham níveis de ductilidade e resposta perante acções cíclicas adequados. Particularmente, deve ser assegurado que o aço não entre em cedência sob a acção de cargas de serviço para que se evitem deformações plásticas.

O Bulletin 14 (2001) indica que a verificação dos níveis de tensão no betão e nas armaduras de aço, em condições de serviço, deve ser realizada de acordo com o estabelecido no EC2 [Eurocode 2, 2004]. Os critérios a satisfazer foram definidos, anteriormente, da relação (6.44) à (6.48).

A secção de meio vão da laje reforçada foi analisada, obtendo-se o nível de tensões previstas em serviço para os três materiais. Como se observa os diversos materiais respeitam essas limitações para a combinação rara:

- Compressão no betão:

$$M_{Skf,r} = 38.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow \sigma_c = 13.8 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.87)$$

- Tracção nas armaduras:

$$M_{Skf,r} = 28.0 \text{ kNm/m (s/temperatura)} \Rightarrow \sigma_{s1} = 324 \text{ MPa} \cong 320 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.88)$$

$$M_{Skf,r} = 38.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow \sigma_{s2} = 393 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.89)$$

São também satisfatórias as tensões no betão e no CFRP para a combinação quase-permanente:

- Compressão no betão:

$$M_{Skf,qp} = 13.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow \sigma_c = 5.2 \text{ MPa} \leq 20.3 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.90)$$

- Tracção no CFRP:

$$M_{Skf,qp} = 13.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow \sigma_f = 126.3 \text{ MPa} \leq 780 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.91)$$

A solução final de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, de acordo com a especificação da FIB [Bulletin 14, 2001], caracteriza-se por laminados de 50 mm de largura, 1.2 mm de espessura e 2.80 m de comprimento, espaçados de 0.30 m.

6.4.4.2 - Solução ACI

A segunda solução de compósitos vai ser dimensionada com base nas recomendações estabelecidas pelo ACI [ACI 440, 2002].

Algumas verificações aos Estados Limites de Utilização (SLS) são remetidas para outros regulamentos do ACI em vigor no país de origem (Estados Unidos da América). No presente trabalho apenas serão analisados os requisitos que constam do documento do ACI relativo à aplicação de compósitos pela técnica EBR.

i) Características dos sistemas de CFRP

A metodologia proposta para a obtenção do “valor de cálculo” das propriedades do CFRP baseia-se na multiplicação dos valores característicos das propriedades por um factor de redução “ C_E ” (ver Quadro 6.3). O valor estabelecido para esse factor de redução varia em função do tipo de fibra e das condições de exposição ambiental, assumindo neste caso o valor 0.95. No Quadro 6.10, resumem-se os valores característicos da resistência à tracção e da extensão máxima do compósito e, também, os respectivos valores de cálculo. Porém, a extensão máxima no FRP, “ ε_{fu} ”, está limitada a uma extensão efectiva, “ ε_{fe} ”, igualmente representada no Quadro 6.10, obtida através do coeficiente “ κ_m ” que depende da rigidez do CFRP.

Quadro 6.10 - Valores característicos e de cálculo das principais propriedades do CFRP (ACI).

Espessura	Sistema de CFRP	Valores Característicos			Parâmetros		Valores de Cálculo		
		f_{fu}^* (MPa)	ε_{fu}^* (‰)	E_f (GPa)	$E_f t_f$ (kN/m)	$\kappa_m^{[1]}$	$f_{fu}^{[2]}$ (MPa)	$\varepsilon_{fu}^{[3]}$ (‰)	$\varepsilon_{fe}^{[4]}$ (‰)
1.2 mm	Sika CarboDur S512	2800	17.0	165	198000	0.469	2660	16.2	7.6
	Mbrace Laminado LM	2100	14.0	150	180000	0.626	1995	13.3	8.3
1.4 mm	Sika CarboDur S512	2800	17.0	165	231000	0.402	2660	16.2	6.5
	Mbrace Laminado LM	2100	14.0	150	210000	0.537	1995	13.3	7.1
	Mapei Carboplate E170	3100	18.2	170	238000	0.365	2945	17.3	6.3

[1] obtido da expressão (6.29); [2] obtido da expressão (6.6); [3] obtido da expressão (6.7); [4] obtido da expressão (6.28).

Os valores de cálculo obtidos para estes sistemas de CFRP, por imposição da limitação da extensão, são aproximadamente iguais aos propostos pela FIB (entre 6.5‰ e 8.5‰).

Para os cálculos imediatos, admitiu-se, para os sistemas laminados de CFRP, uma extensão efectiva de 8.3‰, um módulo de elasticidade de 150 GPa e uma largura de 50 mm. O valor considerado para a deformação inicial na face a reforçar “ ε_{b0} ” foi o exposto na expressão (6.70).

ii) Estados limites últimos de resistência (ULS)

Na verificação aos Estados Limites Últimos (ULS), o ACI propõe, ainda, a minoração do valor de cálculo do momento flector resistente através da adopção de um factor de minoração “ ϕ ”, definido pela

expressão (6.27), que visa penalizar as secções menos dúcteis. Este factor varia entre 0.7 (rotura frágil) e 0.9 (rotura dúctil). Este documento considera que um elemento possui adequada ductilidade se a extensão máxima na armadura ordinária, “ ε_s ”, for pelo menos 5‰, no instante da rotura.

Na avaliação do momento flector resistente de cálculo, “ M_{Rd} ”, o ACI recomenda, ainda, a adopção de um coeficiente “ ψ ” ($\psi = 0.85$) que pode ser compreendido como um factor de segurança aplicado ao material, responsável pela redução da força de tracção resultante no compósito. Assim, a determinação da área necessária de FRP será efectuada admitindo a hipótese de aderência perfeita entre o compósito e o betão e adoptando um factor de redução “ ϕ ” de 0.90. As características da solução pré-dimensionada estão sintetizadas no Quadro 6.11.

Quadro 6.11 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (ACI).

Sistema	Cálculo					Solução		
	E_f (GPa)	ε_{fe} (‰)	$A_{f,nec}$ (mm ²)	b_f (mm)	t_f (mm)	n_{bf}	$A_{f,final}$ (mm ²)	ϕM_{rdf} (kNm/m)
Laminado	150	8.3	138	150	1.2	3	180	51.6

Estes resultados conduziram a uma solução inicial, por metro, de 3 laminados de 1.2 mm de espessura e 50 mm de largura.

Antes das verificações aos Estados Limites de Utilização (SLS), é necessário confirmar o valor admitido para o factor de redução, “ ϕ ”. Para tal, é necessário avaliar a extensão no aço no momento da ruína. O factor de redução “ ϕ ” vale 0.90 se a extensão no aço for no mínimo 5.0‰. No presente caso, a secção pode considerar-se dúctil, confirmando-se o valor de “ ϕ ” (0.90) já que se obteve a seguinte extensão na armadura:

$$\varepsilon_s = 7.1‰ > 5.0‰ \text{ (OK)} \quad (6.92)$$

iii) Estados limites de utilização (SLS)

Neste ponto apenas se dará atenção à limitação das tensões de tracção na armadura e no compósito, uma vez que as verificações ao E. L. de Deformação e ao E. L. de Fendilhação devem ser efectuadas de acordo com as disposições contidas em outros regulamentos do ACI.

A armadura ordinária não deve plastificar em condições de serviço, devendo limitar-se a tensão de tracção a 80% do seu valor característico, ou seja:

$$f_{s,s} \leq 0.80f_y \quad (\text{para combinação rara de acções}) \quad (6.93)$$

Por sua vez, o FRP não deve ser sujeito, em serviço, a uma tensão de tracção superior a 55% do valor

de cálculo da sua resistência à tracção de modo a evitar uma possível rotura por fluência. Esta condição traduz-se por:

$$f_{f,s} \leq 0.55f_{fu} \quad (6.94)$$

Como a solução pré-dimensionada é idêntica à encontrada pela aplicação das disposições da FIB, o nível de tensões previstas para a armadura ordinária é igual ao calculado anteriormente:

$$M_{sk,r} = 38.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow f_{s,s} = 393 \text{ MPa} > 320 \text{ MPa (KO)} \quad (6.95)$$

Como se observa, o valor da tensão na armadura ordinária não satisfaz o critério estabelecido, apesar da tensão no compósito ser aceitável. Admitindo a combinação frequente de acções obtém-se:

$$M_{sk,fr} = 19.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \Rightarrow f_{f,s} = 185 \text{ MPa} \leq 685 \text{ MPa (OK)} \quad (6.96)$$

Se fosse considerado o momento correspondente à combinação rara de acções ($M_{sk,r} = 38.0 \text{ kNm/m}$), a tensão máxima no compósito seria de 307 MPa (aceitável), apesar de corresponder a um estado limite de muito curta duração (não considerado para efeitos diferidos).

Para que seja respeitado o nível de tensão de tracção na armadura ordinária (320 MPa), serão necessários, por metro, 4 laminados de 1.4 mm de espessura. Esta alteração conduz a um aumento no valor de cálculo do momento flector resistente do elemento ($\phi M_{rdf} = 68.9 \text{ kNm/m}$) sem modificação do tipo de rotura, pelo FRP com ductilidade ($\varepsilon_s = 7.0\%$). Neste caso, foram os critérios de verificação aos Estados Limites de Utilização (SLS) que condicionaram a solução.

A solução final de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, de acordo com a especificação do ACI [ACI 440, 2002], caracteriza-se por laminados de 50 mm de largura, 1.4 mm de espessura espaçados de 0.25 m e com 2.80 m de comprimento, definido com base nas disposições construtivas contidas no capítulo 12 do ACI.

6.4.4.3 - Solução CNR

A última solução de compósitos vai ser desenvolvida com base no preconizado no documento italiano proposto pelo CNR (2004). Especial atenção será dada à definição das características dos materiais e aos critérios de verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de resistência (ULS). No final serão apresentadas algumas considerações sobre a verificação da segurança em relação aos Estados Limites Utilização (SLS).

i) Características dos sistemas de CFRP

No dimensionamento desta solução, consideraram-se os três sistemas de FRP seleccionados anteriormente (ver Quadro 6.7).

Conhecidos os valores característicos da resistência à tracção do compósito “ f_{fk} ” e do módulo de elasticidade “ E_f ”, determinou-se a extensão máxima “ ε_{fk} ”, para cada sistema, através da seguinte relação:

$$\varepsilon_{fk} = \frac{f_{fk}}{E_f} \quad (6.97)$$

Em seguida, procedeu-se à quantificação dos valores de cálculo da extensão máxima do FRP “ ε_{fd} ”, sendo o valor de cálculo a adoptar obtido pela expressão (6.30). Nesta quantificação considerou-se um factor correctivo “ η_a ” de 0.95 característico de ambientes interiores (ver Quadro 6.3). Já o valor do coeficiente de segurança “ γ_f ” depende do tipo e do modo de ruína do FRP (ver Quadro 6.4). Relativamente ao modo de ruína, admitiu-se que seria por destacamento, por ser o mais comum, mas em relação ao tipo de sistema optou-se por considerar ambos os tipos (“*Tipo A*” e “*Tipo B*” definidos na secção 6.3.1), de modo a poder avaliar as implicações resultantes da adopção de cada um deles.

O valor de cálculo da extensão “ ε_{fdd} ” foi quantificado para cada tipo de sistema de acordo com as expressões (6.31), (6.32), (6.33), e (6.34), apresentadas anteriormente. Admitiu-se um valor unitário para o coeficiente “ k_b ” porque nesta fase ainda não se conhece a largura “ b_f ” do FRP.

No Quadro 6.12, encontram-se resumidos os parâmetros necessários à quantificação das propriedades envolvidas no dimensionamento da solução de compósitos, admitindo que esses sistemas são do “*Tipo A*”. De modo semelhante apresentam-se, no Quadro 6.13, os valores encontrados para os mesmos parâmetros, mas admitindo, desta feita, que os sistemas compósitos são do “*Tipo B*”.

Quadro 6.12 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima do laminado “*Tipo A*” (CNR).

Espessura	Sistema de CFRP	Parâmetros									
		f_{fk} (MPa)	E_f (GPa)	ε_{fk} (‰)	$\eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$ (‰)	k_b	Γ_{fk} (MPa)	f_{fdd} (MPa)	$f_{fdd,2}$ (MPa)	$\eta_l \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$ ^[1] (‰)	ε_{fdd} (‰)
1.2 mm	Sika CarboDur S512	2800	165	17.0	14.7	1.0	0.28	188.7	566.1	7.4	3.4
	Mbrace Laminado LM	2100	150	14.0	12.1			180.0	540.0	6.1	3.6
1.4 mm	Sika CarboDur S512	2800	165	17.0	14.7			174.7	524.1	7.4	3.2
	Mbrace Laminado LM	2100	150	14.0	12.1			166.6	500.0	6.1	3.3
	Mapei Carboplate E170	3100	170	18.2	15.7			177.4	532.2	7.9	3.1

[1] adoptou-se o valor 0.48 para o coeficiente correctivo “ η_l ” para atender aos efeitos de fadiga; “ γ_f ” = 1.1; “ $\gamma_{f,d}$ ” = 1.2.

Da observação de qualquer um dos dois quadros, constatou-se que o valor de cálculo da extensão máxima do FRP “ ε_{fd} ” foi condicionado pela deformação “ ε_{fdd} ” (correspondente ao início do

destacamento do FRP), sendo esta muito reduzida. Uma extensão máxima no FRP limitada a valores de 2.9‰ a 3.3‰ conduzirá, por um lado, a uma solução com modo de ruína frágil, praticamente sem ductilidade e, por outro lado, o compósito estará sujeito a deformações e tensões muito reduzidas. A solução também não será muito económica quando comparada com as anteriores soluções, pois será necessária uma maior secção de FRP.

Quadro 6.13 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima do laminado “Tipo B” (CNR).

Espessura	Sistema de CFRP	Parâmetros									
		f_{fk} (MPa)	E_f (GPa)	ε_{fk} (‰)	$\eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$ (‰)	k_b	Γ_{fk} (MPa)	f_{fdd} (MPa)	$f_{fdd,2}$ (MPa)	$\eta_l \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} [1]$ (‰)	ε_{fdd} (‰)
1.2 mm	Sika CarboDur S512	2800	165	17.0	12.9	1.0	0.28	151.0	453.0	6.5	2.7
	Mbrace Laminado LM	2100	150	14.0	10.6			144.0	432.0	5.4	2.9
1.4 mm	Sika CarboDur S512	2800	165	17.0	12.9			139.8	419.4	6.5	2.5
	Mbrace Laminado LM	2100	150	14.0	10.6			133.3	400.0	5.4	2.7
	Mapei Carboplate E170	3100	170	18.2	13.8			141.9	425.7	7.0	2.5

[1] adoptou-se o valor 0.48 para o coeficiente correctivo “ η_l ” para atender aos efeitos de fadiga; “ γ_f ” = 1.25; “ $\gamma_{f,d}$ ” = 1.5.

A metodologia proposta para o cálculo da extensão “ ε_{fdd} ” penaliza demasiado a rigidez do compósito, pois nas expressões propostas intervêm a espessura e o módulo de elasticidade.

Considere-se, por exemplo, o sistema de CFRP curado “*in situ*” Mbrace Manta C1-20. O valor característico da resistência à tracção das fibras é de 3800 MPa, o módulo de elasticidade das fibras é de 240 GPa e a espessura equivalente da manta é de 0.117 mm [Bettor, 2003]. Estes valores devem ser afectados de um factor de segurança proposto pelo CNR de modo a ter em consideração, no compósito, o efeito da resina (após a impregnação). É adoptado um valor de 0.90 para ambos os factores de segurança: para a rigidez “ α_{fE} ” e para a resistência “ α_{ff} ”. Os valores obtidos por aplicação da metodologia anterior encontram-se sintetizados no Quadro 6.14 em função do tipo de sistema (“Tipo A” e “Tipo B”) e do número de camadas de manta, “ n_f ”.

Quadro 6.14 - Parâmetros necessários para a obtenção da extensão máxima de mantas de CFRP (CNR).

Tipo	Sistema de CFRP	Parâmetros										
		f _{fk}	E _f	ε _{fk}	n _f	η _a $\frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$	k _b	Γ _{fk}	f _{fdd}	f _{fdd,2}	η _l $\frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$ [1]	ε _{fdd}
		(MPa)	(GPa)	(‰)		(‰)			(MPa)	(MPa)	(MPa)	(‰)
A	Mbrace Manta C1-20	3420	216	15.8	1	13.6	1.0	0.28	691.8	2075.5	6.9	9.6
					2				489.2	1467.6		6.8
B					1	12.0			553.5	1660.4	6.1	7.7
									2	391.4		1174.1

[1] o coeficiente correctivo “ η_l ” foi considerado com o valor 0.48 para atender aos efeitos de fadiga.

Quando nos sistemas do tipo manta se utiliza apenas uma camada, o valor da extensão máxima “ ε_{fdd} ” é condicionado pela rotura da manta (considerando o efeito da fadiga). Porém, quando se adoptam duas camadas nos sistemas do tipo manta (maior rigidez) o destacamento do CFRP condiciona o valor máximo da extensão “ ε_{fdd} ”. De qualquer modo, a extensão máxima “ ε_{fdd} ” neste tipo de sistema é sempre superior ao dos sistemas do tipo laminado.

De salientar que estes valores servem, apenas, como dados iniciais para o procedimento de dimensionamento. Assim, de forma iterativa procedeu-se à determinação da secção necessária de CFRP, “ $A_{f,nec}$ ”, e adoptou-se um área de CFRP “ $A_{f,final}$ ”. Com este valor, recalculou-se o factor geométrico “ k_b ” e o novo valor de cálculo da extensão máxima do FRP, “ ε_{fd} ”. Estes passos são repetidos até que o factor “ k_b ” permaneça inalterado.

Para os cálculos subsequentes, admitiu-se que os sistemas laminados de CFRP são do “Tipo A”, com um módulo de elasticidade de 150 GPa e uma largura de 50 mm. O valor considerado para a deformação inicial na face a reforçar, “ ε_{b0} ”, foi o exposto na expressão (6.70).

ii) Estados limites últimos (ULS)

No Quadro 6.15, apresentam-se as características geométricas da solução pré-dimensionada, de modo idêntico ao adoptado para as anteriores soluções.

Quadro 6.15 - Propriedades geométricas e mecânicas do sistema de reforço escolhido (CNR).

Iteração	Cálculo					Solução					
	E_f (GPa)	k_b	f_{fdd} (MPa)	ε_{fd} (‰)	$A_{f,nec}$ (mm ²)	b_f (mm)	t_f (mm)	n_{bf}	n_{lf}	$A_{f,final}$ (mm ²)	M_{rdf} (kNm/m)
1	150	1.00	180.0	3.6	244	200	1.2	4	1	240	-
2	150	1.06	185.3	3.7	231	200	1.2	4	1	240	45.1

Com base nestes resultados, definiu-se como solução inicial a adopção, por metro, de 4 laminados de 1.2 mm de espessura e 50 mm de largura.

Este documento não sugere nenhum critério de ductilidade, estabelecendo, apenas, uma verificação da profundidade do eixo neutro ($\xi = x/d$) de modo a evitar que a ruína ocorra sem a cedência das armaduras ordinárias. No presente caso, a secção reforçada apresenta menor ductilidade já que se obteve o seguinte valor para a extensão na armadura:

$$\varepsilon_s = 3.2\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.7\text{‰} \text{ (OK)} \quad (6.98)$$

Por fim, deve ainda ser verificada a zona de amarração da extremidade do CFRP. A metodologia proposta para esta verificação consiste na limitação da tensão máxima no compósito “ f_{fdd} ” e pela avaliação do comprimento efectivo de aderência da ligação betão-compósito “ ℓ_e ”. Nos cálculos destes parâmetros, aplicaram-se as expressões (6.32), (6.33), (6.34) e (6.35).

O valor de cálculo da tensão de tracção máxima no FRP “ f_{fdd} ” foi 185.3 MPa (Quadro 6.15). Esta será a máxima tensão que é possível transferir para o betão através do comprimento de ancoragem “ ℓ_e ”. Este comprimento máximo foi calculado pela expressão (6.35). Por aplicação dessa equação, obteve-se um comprimento efectivo de ancoragem de 0.176 m. Deve ser adicionado, a este comprimento de ancoragem, o comprimento “ a_ℓ ” determinado anteriormente ($a_\ell = 0.185$ m).

A tensão instalada no compósito, na secção situada à distância “ x_E ” do apoio (secção de dispensa do compósito), foi cerca de 106.6 MPa. A verificação de segurança relativa ao destacamento por “*peeling-off*” do compósito na zona de amarração está deste modo garantida:

$$x_E = 0.361 \text{ m}; \quad 106.6 \text{ MPa} < 185.3 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \quad (6.99)$$

Neste caso, o comprimento mínimo de cada faixa de laminado é de 2.73 m.

iii) Estados limites de utilização (SLS)

A verificação aos Estados Limites de Utilização (SLS) consiste no controlo da deformação, da fendilhação e na limitação das tensões em serviço. Relativamente aos E. L. de Deformação e de Fendilhação, o documento do CNR remete para os regulamentos nacionais (italianos).

O controlo do nível de tensões em serviço deve ser efectuado para os três materiais: betão, aço e compósito. No entanto, este documento apenas estabelece critérios de limitação de tensões para o compósito. Uma das verificações propostas destina-se à prevenção de fissuras na interface betão-compósito originadas pela concentração de tensões próximo de fendas de corte ou junto às extremidades do compósito.

Atendendo a que a laje em análise possui continuidade (a extremidade do compósito está sujeita a momentos flectores negativos que a comprimem) e suficiente resistência ao corte, julga-se desnecessário efectuar esta verificação.

A outra verificação consiste na limitação das tensões no CFRP, para a combinação quase-permanente de acções, ver inequação (6.51). Esta limitação deve-se à possível degradação das propriedades do compósito a longo prazo devido a efeitos de fluência e de fadiga.

O valor característico da tensão máxima de tracção no CFRP “ f_{fk} ” obteve-se do valor de cálculo da extensão máxima “ ε_{fd} ”, considerada nas verificações aos Estados Limites Últimos (ULS), multiplicando-o pelo correspondente coeficiente de segurança “ γ_f ” ($\gamma_f = 1.2$) e pelo módulo de

elasticidade do compósito “ E_f ”. A tensão máxima admissível foi de:

$$\eta f_{fk} = \eta \varepsilon_{fd} \gamma_f E_f = 0.4 \times 3.7 \times 1.2 \times 150 = 266.4 \text{ MPa} \quad (6.100)$$

Como se observa, o nível de tensões previstas em serviço para o compósito respeita a limitação preconizada:

$$M_{skf,qp} = 13.0 \text{ kNm/m (c/temperatura)} \quad \sigma_f = 111.0 \text{ MPa} \leq 266.4 \text{ MPa (OK)} \quad (6.101)$$

A solução final de reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, de acordo com a especificação do CNR [CNR, 2004], caracteriza-se por laminados de 50 mm de largura, 1.2 mm de espessura e 2.80 m de comprimento, espaçados de 0.25 m.

6.4.5 - Análise das soluções

A aplicação das três propostas de “regulamentação” (FIB, ACI e CNR) no dimensionamento da solução de reforço à flexão da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia por colagem exterior de compósitos de CFRP conduziu a três soluções distintas.

Neste ponto, procura-se confrontar alguns dos critérios usados na verificação aos Estados Limites Últimos (ULS) e aos Estados Limites de Utilização (SLS), dedicando especial atenção às verificações que foram coincidentes às três soluções. Essa comparação será realizada em separado. Primeiro para os ULS e posteriormente para os SLS.

Antes, porém, resumem-se no Quadro 6.16 as três soluções encontradas identificando o estado limite (ULS ou SLS) que determinou cada uma delas.

Quadro 6.16 - Soluções admissíveis para o reforço à flexão da laje do tabuleiro.

Proposta	Descrição da Solução				Estado Limite
	Nº de Faixas de Laminado por Metro	Largura (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (m)	
FIB	3	50	1.2	2.80	ULS
ACI	4	50	1.4	2.80	SLS
CNR	4	50	1.2	2.80	ULS

O número de faixas e a espessura dos laminados nas soluções da FIB e do CNR foram condicionados pela condição de verificação ao E. L. Último de Resistência (ULS). Em ambos os casos, o modo de ruína previsto pelo cálculo correspondeu ao destacamento do FRP, pois foi a extensão máxima de cálculo do FRP a mais condicionante dos três materiais (betão, aço e compósito). Quanto à quantificação do valor da extensão máxima no FRP, a proposta do CNR revelou-se a mais conservadora (comparativamente às outras propostas), penalizando demasiadamente os sistemas do tipo pré-fabricado (laminado). A proposta da FIB recomenda valores entre 6.5% e 8.5% (adoptou-se 6.5%). O ACI conduziu a valores

semelhantes, que variaram de 6.3‰ a 8.3‰ (admitiu-se 8.3‰). Pelo contrário, o CNR limitou a extensão a valores compreendidos entre 3.1‰ e 3.6‰ (tomou-se 3.6‰). A limitação da deformação máxima no compósito representa um dos parâmetros determinantes no dimensionamento da solução.

Relativamente aos ULS, as três soluções satisfizeram os critérios de ductilidade sugeridos por cada uma das metodologias analisadas. A proposta do CNR mostra ser a menos limitativa das três, estabelecendo, apenas, que na rotura do elemento a armadura ordinária deve encontrar-se plastificada.

Ainda sobre os ULS, a FIB e o CNR determinam a verificação ao E. L. Último de Aderência e de Amarração. As condições apresentadas têm por finalidade a prevenção de ruínas por destacamento do FRP pela sua extremidade (*peeling-off*) ou devido à concentração de tensões junto de fendas de flexão e/ou corte. O cumprimento dessas condições conduziu à definição dos comprimentos de amarração dos laminados, permitindo, desse modo, fixar o comprimento total de cada faixa de laminado. Sobre este aspecto, o ACI define um conjunto de regras práticas que visam a pormenorização da disposição das faixas de FRP, possibilitando a definição do comprimento dessas faixas.

Analisando, agora, as verificações aos SLS, foi evidente que os critérios de limitação de tensões para os materiais intervenientes (betão, aço e FRP) foram, de algum modo, difíceis de satisfazer. A solução inicial obtida na verificação dos ULS de acordo com o ACI teve que ser alterada durante as verificações aos SLS. O critério de limitação das tensões máximas de tracção nas armaduras ordinárias, em condições de serviço, foi condicionante para o estabelecimento da solução final. Neste caso, a limitação das tensões nas armaduras ordinárias foi o requisito determinante, pois ao contrário da FIB este documento não diferencia as tensões induzidas por deformações impostas das tensões geradas pelas cargas. Apesar dessa diferenciação, os critérios de limitação das tensões de tracção nas armaduras ordinárias definidos pela FIB foram cumpridos, mas mesmo à justa. Deve-se, ainda, salientar que este critério de limitação de tensões adquire maior relevância sempre que a percentagem de armadura ordinária do elemento a reforçar for reduzida.

Os critérios de controlo das tensões em serviço, quer no betão, quer no FRP, propostos em qualquer um dos três documentos analisados, não foram condicionantes para o caso prático em estudo.

Por último, deve-se ainda referir que a metodologia preconizada pela FIB para as verificações aos E. L. de Deformação e de Fendilhação é de aplicação directa nos casos em que o elemento estrutural reforçado não se apresenta fendilhado, sendo, portanto, mais simples a quantificação da rigidez e das tensões instaladas nos diversos materiais. Mas, se o elemento a reforçar já se encontrar fendilhado, surgem algumas dificuldades na aplicação desta metodologia. Mesmo recorrendo ao Princípio de Sobreposição de Efeitos é complicada a quantificação da rigidez antes e após a execução do reforço (sem o auxílio de ensaios experimentais), assim como a previsão dos níveis de tensão instalada nos diferentes materiais. Estas contrariedades conduzem ao aparecimento de diversos pressupostos que, por sua vez, resultam na simplificação da aplicação da metodologia, motivada pela adopção de condições particulares, como aconteceu no presente estudo.

Com base no conhecimento adquirido sobre a técnica EBR e sobre a aplicação de compósitos de CFRP no reforço à flexão de elementos de betão armado, concluiu-se que a solução da FIB é a que se encontra mais bem justificada, sendo assim adoptada como solução final.

Terminada a fase de cálculo e de escolha da solução, é altura de proceder à elaboração das condições técnicas de execução e das peças desenhadas, elementos essenciais para a garantia de qualidade na execução do reforço.

6.4.6 - Condições técnicas de execução

Após a verificação aos Estados Limites Últimos (ULS) e aos Estados Limites de Utilização (SLS) será, então, necessário proceder a algumas verificações de conformidade no dimensionamento, isto é, controlando, sobretudo, se as dimensões e a disposição do sistema de FRP são exequíveis na laje é admissível e se a resina/adesivo associado ao sistema de FRP possui uma temperatura de transição vítrea “ T_g ” compatível com as condições ambientais da estrutura.

A solução estabelecida para o reforço da laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia satisfaz todas as verificações de conformidade (dimensões e disposição). Contudo, na escolha do adesivo dever-se-á ter especial atenção aos valores da temperatura ambiente no interior do tabuleiro (recorde-se que foram registadas no interior do tabuleiro temperaturas superiores a 35°C, como se referiu no Capítulo 5). A FIB [Bulletin 14, 2001] recomenda que o adesivo deverá possuir uma temperatura de transição vítrea “ T_g ” superior à temperatura máxima ambiente (à sombra) acrescida de 20°C. Juvandes et al. (2008) analisou diversos registos de temperatura observados em diferentes tipos de substrato de obras em Portugal, de modo a poder compará-los com o valor da temperatura de transição vítrea “ T_g ” de algumas resinas/adesivos comerciais. Em algumas obras de betão, registaram-se temperaturas superiores a 40°C. Atendendo aos valores obtidos no programa de monitorização realizado (descrito no capítulo anterior), estabeleceu-se que o valor mínimo da temperatura de transição vítrea do adesivo a aplicar deverá ser de 60°C.

A fase de dimensionamento termina com a elaboração do documento contendo as condições técnicas de execução, especificando as características dos produtos e sistemas que deverão ser utilizados, definindo os procedimentos de execução dos trabalhos e estabelecendo requisitos de controlo de qualidade que devem ser incluídos no caderno de encargos da obra.

Decidiu-se aplicar um primário epoxídico, na fase de preparação da superfície de betão, de modo a melhorar a aderência entre o betão e o compósito e a reduzir a porosidade da superfície de betão, retardando, assim, os efeitos da humidade no comportamento da interface (ver Capítulo 3).

O bom desempenho dos sistemas de CFRP depende, em grande medida, da qualidade com que a obra for executada. Por este motivo, os procedimentos de execução e de controlo e garantia de qualidade devem ser cuidadosamente definidos. Nos pontos seguintes, expõem-se os aspectos mais relevantes da elaboração das condições técnicas para o projecto de execução do reforço da laje superior do

tabuleiro da Ponte N.S. Guia [Silva et al., 2006]. Refira-se, ainda, que na definição dos requisitos teve-se em consideração o estabelecido na norma EN1504 e o exposto no Capítulo 2, secção 2.6.3.1.

i) Selecção de materiais e produtos de CFRP

Dos vários materiais e produtos a empregar na execução do reforço da laje pela técnica EBR, estabeleceram-se requisitos técnicos a que o primário epoxídico, a resina/adesivo epoxídico e o CFRP devem obedecer. Alguns requisitos foram comuns ao primário e à resina/adesivo epoxídico, nomeadamente, no que se refere ao modo como estes devem ser fornecidos, às suas embalagens e ao seu armazenamento. Foram, também, estabelecidos os valores mínimos das características técnicas que os diversos materiais deverão satisfazer (ver Capítulo 2, Quadro 2.4).

Para a selecção do primário epoxídico e da resina/adesivo epoxídico, foram estabelecidos requisitos mínimos relativamente ao seu comportamento à tracção (resistência, extensão na rotura e módulo de elasticidade), à flexão (resistência e módulo de elasticidade), à compressão (resistência e módulo de elasticidade), ao corte (resistência), à sua temperatura de transição vítrea (no mínimo 60°C), à sua tixotropia e retracção máxima e à sua aderência ao betão.

Foram, ainda, definidos os critérios referentes à recepção e armazenamento dos produtos de CFRP. Quanto às suas características técnicas estabeleceram-se, essencialmente, requisitos quanto ao seu comportamento à tracção (resistência, extensão na rotura e módulo de elasticidade).

ii) Execução do reforço

A execução do reforço envolve diversas tarefas, como se referiu no Capítulo 2 (secção 2.6.3), das quais se destacam a preparação da superfície de betão e a colagem do CFRP. No entanto, incluída na etapa de preparação da superfície de betão, considerou-se, ainda, como acção a realizar o mapeamento das anomalias e, particularmente, para caso concreto da laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia decidiu-se utilizar um sistema de refechamento de fendas. Expõem-se, em seguida, algumas das condições técnicas especificadas no projecto para esta tarefa.

O construtor, no início dos trabalhos e durante os primeiros 15 dias da empreitada, deverá realizar um mapeamento geral das anomalias da laje. O objectivo deste mapeamento consiste, em validar, actualizar e, eventualmente, corrigir o mapeamento já realizado e constante aquando da execução do projecto de reforço e obter, ainda, uma avaliação mais precisa das quantidades estimadas dos trabalhos de reparação. Os mapeamentos a realizar constarão de peças desenhadas e de relatório. Nesse relatório, será incluído um mapa de medições corrigido, se necessário. As anomalias a mapear constarão no mínimo, das seguintes patologias: fissuras com abertura superior a 0.2 mm, armaduras expostas ou corroídas, delaminação, vazios / segregação do betão / descasques e betão degradado ou com deficiências.

Em seguida, todas as superfícies que sejam objecto de intervenção de reforço deverão ser preparadas de forma a remover a leitada superficial do cimento até que a superfície fique lisa, regulável, sem partículas soltas e exponha os agregados. Posteriormente, todas as superfícies deverão ser de forma a remover as substâncias estranhas. No final, o controlo da regularidade da superfície deverá ser feito de acordo com o tipo de produto de CFRP. Assim, para laminados com espessura superior a 1 mm e numa extensão de 2 m a irregularidade não deve ser superior a 10 mm. Este valor é de 6 mm para laminados com espessura inferior a 1 mm e se o sistema for curado “*in situ*” o valor decresce para os 4 mm.

Para a execução da colagem, foram especificados as condições ambientais a respeitar: o substrato dos elementos a reforçar deverá ter uma humidade nunca superior a 4%, a temperatura ambiente deverá encontrar-se entre os 10°C e os 30°C e a humidade relativa ambiente deverá ser sempre inferior a 80%. Dever-se-á garantir que o substrato a reforçar possua uma temperatura 5°C acima do ponto de orvalho. Preparada e limpa a superfície, deverá ser, de seguida, aplicado o primário de resina epoxídica, respeitando os tempos de utilização (*pot-life*) e o seu consumo.

Após a limpeza dos laminados, o adesivo deverá ser aplicado sobre ambas as superfícies a colar em forma de cúpula, ou seja, a zona interior deverá exibir uma espessura maior que a exterior, para que se reduza o risco de aprisionamento de ar durante a junção do CFRP com o substrato. Após a aplicação do adesivo no laminado, o conjunto adesivo/laminado deverá ser aplicado na superfície, no máximo, no tempo de utilização (*pot-life*) especificado para o adesivo e antes que seja ultrapassado o tempo de ligação estabelecido pela especificação técnica do primário, disponibilizada pelo fornecedor.

Deverá ser respeitado o tempo de cura do adesivo especificado pelo fornecedor, com o mínimo de 48 horas (o aconselhável serão sete dias), podendo este ser reajustado em função das condições higrotérmicas do ambiente.

No caso de mantas de CFRP, a resina de saturação deverá ser aplicada, uniformemente, nas faixas de manta com a ajuda de um rolo. Após a impregnação, a faixa de manta deverá ser imediatamente aplicada na superfície receptora.

No caso da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia será necessário proceder à transferência de carga da laje superior do tabuleiro, de forma a permitir o refechamento das fendas (ver secção 6.4.3) durante o período exigido para o tempo de cura do sistema de reforço. Foi exigido um coeficiente de segurança de 1.1 sobre o valor do esforço necessário (mínimo 12 kN/m) para o levantamento da laje. Por fim, o construtor deverá indicar a forma como será efectuado o controlo das operações de refechamento de fendas e o faseamento de execução.

iii) Controlo de qualidade

As condições técnicas relativas à execução do reforço reúnem, também, critérios de controlo de qualidade na recepção (comprovar que os materiais condizem com as especificações técnicas e que não apresentam defeitos) e no armazenamento dos materiais (comprovar que os materiais são

armazenados em lugar fresco e seco e nas embalagens originais fechadas). Foram ainda definidos critérios de controlo das resinas/adesivos misturados, do tipo de CFRP e da aderência entre os materiais ligados, resumindo-se, em seguida, esses requisitos.

Relativamente ao controlo das resinas/adesivos misturados, a fiscalização deverá solicitar a um laboratório credenciado a recolha e realização de ensaios de controlo das propriedades dos materiais aplicados. Durante as misturas das resinas (primário, adesivo) usadas nos sistemas de CFRP, deverão ser recolhidas, pelos técnicos do laboratório, placas de amostragem com dimensões 300 x 400 x 4 mm³. As placas de amostragem deverão ser recolhidas à razão de uma para cada resina aplicada (primário, adesivo) em cada uma das células do caixão e para cada vão do tabuleiro. As amostras recolhidas destinam-se à quantificação da resistência à tracção, do módulo de elasticidade à tracção e da temperatura de transição vítrea das resinas aplicadas. O grau de cura da resina/adesivo deverá ser aferido em obra através da determinação da *Dureza Barcol*. (com Durómetro Barcol) As amostras devem possuir uma espessura mínima de 4 mm e devem curar em obra (junto ao local onde foi aplicada a resina/adesivo) pelo menos durante 24 horas.

Para o controlo da aderência entre os materiais ligados, a fiscalização deverá solicitar a um laboratório credenciado a realização de ensaios de controlo da aderência da interface betão-adesivo-compósito. Durante a execução do reforço, o construtor deverá realizar zonas de amostragem, em zonas contíguas às do reforço aplicado, sem danificar este, com o objectivo de realizar ensaios representativos da aderência (*Pull-off*), de acordo com a norma EN 1542.

As amostras deverão ser tiras de 20 cm de compósito instalado sobre uma zona contígua da laje e com as mesmas características e tratamento que a destinada a receber o reforço, empregando as mesmas porções de mistura de resina/adesivo. Dever-se-ão realizar três ensaios por cada 100 metros de compósito instalado. A tensão de aderência deverá ser superior a 1.5 MPa e pelo menos 90% dos pontos de rotura deverão ser roturas coesivas do betão.

Após a conclusão dos reforços, o construtor deverá verificar as dimensões dos sistemas de CFRP aplicados e o seu espaçamento e efectuar a comprovação da presença de zonas ocas (*tap-test*), mediante golpe de batidas continuado com martelo metálico. As zonas ocas são identificadas pelo som surdo ao impacto, devendo ser assinaladas. No caso de detecção de zonas com falha de aderência nos compósitos, dever-se-á proceder à reparação destes por injecção ou, se necessário, repetir o processo de aplicação.

6.4.7 - Peças desenhadas

As peças desenhadas são outro importante elemento no sentido de garantir a boa execução da técnica de reforço, devido à sua extensa consulta em obra. Estes elementos, parte integrante de um projecto, juntamente com as condições técnicas especiais, constituem o primeiro requisito de controlo e garantia de qualidade. Desse modo, será desejável dotar esses elementos de toda a informação

necessária à execução desta técnica, nomeadamente, ilustrações relativas aos procedimentos de execução (tratamento das superfícies, aplicação de primário, etc), pormenores referentes a situações particulares de projecto, identificação de todos os materiais a empregar, indicação de todas as dimensões necessárias à aplicação dos sistemas compósitos e informações sobre limitações de cargas e/ou deformações no elemento a reforçar, durante a fase de colagem.

Na Figura 6.24, representa-se parte de uma das peças desenhadas, contendo ilustrações referentes ao processo de execução do caso em estudo. Por sua vez, na Figura 6.25, apresenta-se mais uma fracção de uma peça desenhada que contém o pormenor em que se localiza a região a reforçar e as dimensões dos sistemas de CFRP a aplicar. Todas as peças desenhadas incluem a caixa de texto, representada na Figura 6.25, em que se especificam as principais propriedades dos materiais de reforço.

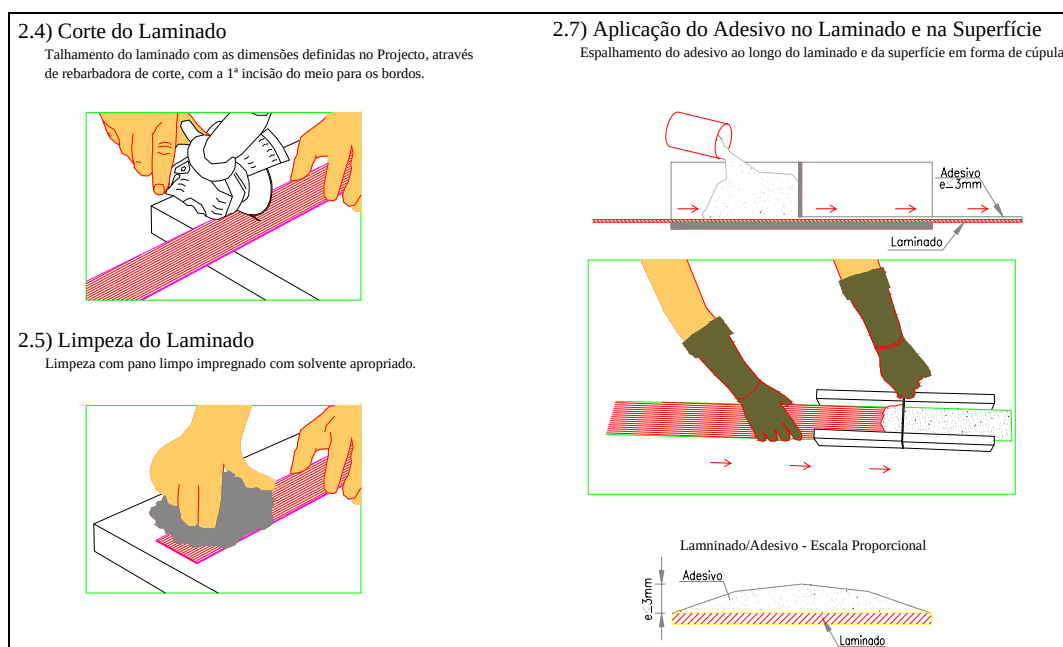


Figura 6.24 - Excerto da peça desenhada que ilustra os procedimentos de execução do reforço (LEB - Consultoria em Betões e Estruturas, Lda).

6.4.8 - Observação e monitorização a longo prazo

A durabilidade do betão armado e a durabilidade dos FRP estão bem documentadas na literatura técnica. Contudo, a utilização da recente técnica (EBR) de colagem exterior de sistemas compósitos de CFRP aplicada a elementos de betão armado ou pré-esforçado revelou a existência de legítimas preocupações relativamente ao comportamento a longo prazo do elemento reforçado.

A interface betão-adesivo-CFRP é o alvo principal das investigações, pois é considerada a zona crítica do elemento reforçado, em virtude do papel que desempenha na transferência de tensões do betão para o FRP, aspecto vital para a eficácia desta técnica de reforço. A investigação científica por via experimental tem demonstrado que nem sempre se obtém a aderência necessária na ligação betão-

CFRP. Está também identificado que a qualidade da ligação betão-CFRP é influenciada pela qualidade do betão existente, pela preparação da superfície no substrato de betão, pelo controlo da qualidade na aplicação dos sistemas de FRP, pela qualidade do próprio CFRP e pela durabilidade da resina/adestivo (como ficou patente nos resultados da avaliação dos efeitos higrotérmicos apresentados no Capítulo 3).



Figura 6.25 - Excerto da peça desenhada com a localização do reforço e dimensões do CFRP [Silva et al., 2006].

Mas a aderência na ligação betão-CFRP pode vir a decrescer a longo prazo, por acção de um conjunto variado de agentes que podem actuar “*de per se*” ou combinados. Podem enumerar-se alguns desses agentes, sendo os principais a temperatura, a humidade, a exposição a raios ultra-violetas (UV), a exposição a ambientes ácidos/alcalinos, a fluência, a fadiga e as acções de impacto.

Em virtude do estado de conhecimento actual, relativamente ao comportamento a longo prazo dos elementos reforçados por aplicação desta técnica, é comum, em documentos ainda em discussão, como o do ACI [ACI 440, 2002] ou o da FIB [Bulletin 14, 2001], estabelecerem-se critérios de dimensionamento baseados em factores de redução ou limitações no valor de cálculo da resistência à tracção e/ou no valor de cálculo da extensão do FRP, como se referiu anteriormente.

É, portanto, desejável que as recentes aplicações desta técnica de reforço, nomeadamente o reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia, sejam monitorizadas de forma a melhor se compreender o seu comportamento a longo prazo e, deste modo, contribuir para o reajuste dos critérios de dimensionamento de modo a torná-los menos conservadores e generalistas.

Assim, resume-se, neste ponto, a proposta para um “Plano de Observação Após o Reforço da Laje do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia” [Silva et al., 2006]. Este será constituído por um conjunto de tarefas que o LABEST se propõe efectuar e cujo objectivo principal será o de observar o comportamento da

laje durante um período mínimo de 2 anos. A observação será efectuada através da instalação, em obra, de transdutores eléctricos ligados a um sistema automático de aquisição, armazenamento e processamento de informação que permita medir, em permanência, grandezas consideradas relevantes e definidoras do comportamento do elemento estrutural.

Com base na interpretação das medições realizadas, será possível detectar divergências ao comportamento inicialmente esperado e promover atempadamente eventuais correcções ou reparações, aumentando deste modo a vida útil da obra.

É um destes sistemas de monitorização, de funcionamento autónomo (programável) e com capacidade de comunicação com o exterior, por exemplo com uma estação remota localizada na FEUP, que se pretende aplicar na observação da laje reforçada.

O programa de observação a definir poderá incluir a geração de alarmes, assim que a medição de determinadas grandezas ultrapassem valores previamente definidos.

Por fim, refira-se que o plano idealizado prevê a instrumentação do reforço em 4 secções distintas de um mesmo tramo (4 laminados de CFRP) com 16 extensómetros eléctricos, a colocação de 3 sensores de temperatura e de 1 sensor de humidade, conectados a um equipamento de aquisição de dados.

6.5 - Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas diversas soluções de reforço da laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia que, até à data, foram desenvolvidas e propostas por diferentes projectistas, mas que, por diversas razões, não foram executadas.

No início, descreveram-se algumas soluções de reforço idealizadas pelos técnicos que elaboraram o projecto de execução da Ponte N.S. Guia. Uma solução desenvolvida por Edgar Cardoso, baseada na técnica de pré-esforço, surpreendeu pelo seu engenho e inovação mas revelou-se de difícil viabilidade prática.

Posteriormente, foram expostas duas outras alternativas desenvolvidas durante o presente trabalho no âmbito do protocolo estabelecido entre a Estradas de Portugal (EP) e a FEUP - “Programa de Cooperação no âmbito do Reforço do Tabuleiro da Ponte N.S. Guia”. Essas duas soluções foram analisadas, realçando aspectos relacionados com o correspondente pré-dimensionamento, com a identificação das principais vantagens e desvantagens, com os respectivos custos e prazos de execução. A solução de pré-esforço exterior transversal seria aparentemente a indicada. No entanto, apresenta um grau de incerteza e risco acrescido, quer em termos de custo, quer no prazo de execução, em virtude da dificuldade de identificação da posição onde se poderão executar os furos, devido à existência de vários cabos de pré-esforço nas paredes do caixão.

A definição da solução de compósitos para reforçar a laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia constituiu a alternativa mais adequada. O desenvolvimento da solução foi realizado atendendo às

orientações de dimensionamento propostas pela FIB, pelo ACI e pelo CNR. Foram analisados diferentes critérios para a verificação dos Estados Limites Últimos (ULS) e dos Estados Limites de Utilização (SLS). A metodologia proposta pela FIB para a verificação dos Estados Limites de Deformação e de Fendilhação teve que ser ajustada, em virtude da fendilhação existente na laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia.

A aplicação das três propostas de “regulamentação” (FIB, ACI e CNR) conduziu a três soluções distintas, todas elas caracterizadas pela colagem exterior de laminados unidireccionais de CFRP. Essas três soluções de compósitos foram em seguida comparadas, identificando os critérios mais condicionantes. A limitação da deformação máxima no compósito, nas verificações em ULS, representou um dos parâmetros determinantes no dimensionamento da solução de reforço. O critério de limitação das tensões máximas de tracção nas armaduras ordinárias, em condições de serviço (SLS), foi condicionante para o estabelecimento de uma das soluções.

A parte final do capítulo destinou-se à definição das condições técnicas de execução da solução do reforço da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. Assim, foram expostos os aspectos mais relevantes da elaboração dessas condições técnicas, nomeadamente, os requisitos a que devem obedecer o primário epoxídico, a resina/adesivo epoxídico, o CFRP, os requisitos relativos à execução desta técnica (mapeamento das anomalias existentes, preparação da superfície de betão, colagem do CFRP e sistema de refechamento de fendas). Foram, também, propostos critérios de controlo de qualidade para os adesivos e resinas misturados, para o tipo de CFRP e para a aderência da interface betão-compósito.

Por último, discutiram-se os principais detalhes a incluir em peças desenhadas e foi proposto um plano de monitorização a longo prazo de modo a avaliar o comportamento e desempenho da laje reforçada.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 - Considerações gerais

A primeira aplicação de materiais compósitos de CFRP no reforço à flexão de pontes em betão armado registou-se em 1987 (Meyer e Rostasy). Desde essa época até aos nossos dias, muitos progressos ocorreram. O número de aplicações de colagem exterior de compósitos (técnica EBR) tem vindo a aumentar ao longo dos anos, assim como a diversidade de elementos estruturais a reforçar. Esse facto é, em grande parte, fruto do esforço humano dispendido pelos produtores, construtores/aplicadores e investigadores de muitas instituições, patenteado e disponibilizado em diversos documentos publicados em revistas, palestras e actas de congressos, conferências, seminários e workshops, resumindo os aspectos mais relevantes dos seus estudos (experimentais e analíticos). Essa cooperação deu origem a vários documentos contendo orientações actuais para projecto (FIB, ACI e CNR). Porém, a utilização dos compósitos de FRP na indústria da construção civil não é ainda o ambicionado.

É notória a desconfiança em relação a vários aspectos relacionados com o comportamento a longo prazo desta técnica, contribuindo também o facto de ser ainda uma técnica relativamente recente (20 anos). A informação disponível é insuficiente para que se possa concluir sobre o seu desempenho no tempo e, desse modo, validar muitos dos dados experimentais obtidos de ensaios acelerados, efectuados em laboratório. No entanto, para que se alcance um desejado conhecimento relativamente à aplicação destes novos materiais será necessário interligar, cada vez mais, os programas de investigação com a aplicação prática de novas soluções estruturais ou de técnicas de reabilitação e/ou reforço que envolvam os FRP's.

A técnica de colagem exterior de compósitos de CFRP, usada no reforço à flexão de lajes de betão armado, tem sido objecto de análise ao longo deste trabalho, em parte, com o propósito de fundamentar as opções a tomar na definição de uma solução de reforço para a laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia.

Segundo Branco (2001) a importância da manutenção/reabilitação das pontes em relação à construção de novas pontes está a gerar grande preocupação nos sectores nacionais responsáveis pela sua manutenção. A Ponte N.S. Guia não é a única obra de arte que necessita de intervenção, de modo a apresentar um nível de segurança satisfatório. Nesta ponte, é necessário executar um reforço à flexão da laje superior do tabuleiro. A elaboração, no âmbito do presente trabalho, do projecto de reforço por colagem exterior de compósitos de CFRP é já uma contribuição válida no sentido de aumentar a confiança no uso destes materiais.

Para a presente dissertação, foram equacionados objectivos que durante vários programas de trabalho procuraram ser alcançados, culminando em várias conclusões gerais e algumas recomendações. No

entanto, durante este trabalho, surgiram problemas e questões relacionadas com os diversos assuntos tratados, aos quais se procurou dar resposta. Contudo, como nem todas as dúvidas foram dissipadas, serão inevitáveis futuros desenvolvimentos. Assim, nos pontos seguintes, apresentam-se as conclusões gerais, as recomendações e os desenvolvimentos futuros.

7.2 – Conclusões gerais

O trabalho de investigação exposto cumpriu genericamente os objectivos estabelecidos. Os diversos aspectos analisados ao longo do trabalho, apesar de terem sido formulados a partir do objectivo central que era o reforço da laje do tabuleiro, contribuíram para a compreensão da técnica de reforço com compósitos e para a sistematização de procedimentos com vista à elaboração de um projecto de reforço à flexão de lajes de betão armado, por colagem exterior de compósitos de CFRP. Tendo por referência os cinco domínios de análise delineados, as conclusões mais relevantes extraídas do presente trabalho podem ser sumariadas assim:

i) Materiais e comportamento da ligação betão-compósito

- A resistência à tracção e a extensão máxima dos sistemas de CFRP do tipo laminado, obtidos através de ensaios de tracção, foram sempre inferiores aos valores indicados nas fichas técnicas desses produtos.
- O valor obtido experimentalmente para o módulo de elasticidade dos sistemas do tipo laminado foi, em alguns sistemas, diferente do valor indicado nas fichas, atribuindo-se essa variação à diferença de espessura entre os valores constatados nos laminados e os indicados nas fichas. O valor do módulo de elasticidade assume um papel importante no comportamento de estruturas de betão reforçadas à flexão por colagem exterior de sistemas de CFRP porque, em geral, não se verifica a mobilização da resistência máxima dos sistemas.
- Nos sistemas de CFRP do tipo manta os valores experimentais dizem respeito ao compósito curado (fibras+resina). Contudo, a sua resistência e extensão máxima à tracção foram determinadas admitindo uma espessura equivalente (fibra seca), o que conduziu a valores próximos dos indicados nas fichas técnicas (fibra seca). Embora se trate de um ensaio de um compósito de FRP, conclui-se que as suas propriedades mecânicas são semelhantes às da fibra seca, em virtude da reduzida proporção da resina no compósito.
- Os ensaios de DMTA mostraram que a temperatura de transição vítrea, “ T_g ”, da generalidade das resinas/adesivos, curadas à temperatura ambiente, oscilou entre os 53°C e os 60°C. Todavia, registou-se um valor mínimo próximo dos 42°C. A cura de adesivos à

temperatura de 80°C, durante 2 horas, conduziu a acréscimos de “ T_g ” entre 10% e 25% relativamente aos valores obtidos nos mesmos adesivos com cura à temperatura ambiente.

- As resinas (para mantas) expostas a ambientes com uma temperatura de 30°C e a uma humidade relativa máxima de 87% absorveram 1.5% de massa de água, enquanto nos adesivos (para laminados) se registou uma massa de água de 0.5%. A humidade e a temperatura foram responsáveis por um aumento máximo de 23% da temperatura de transição vítrea das resinas/adesivos, indicando uma possível pós-cura do polímero.
- Em termos de propriedades mecânicas e para as anteriores condições de exposição, registaram-se, nas resinas, reduções máximas de 32% na resistência à flexão e de 42% na sua deformação máxima, quando comparadas com as características exibidas em condições de referência (conservados a 20°C de temperatura e 50% de humidade relativa). Os valores obtidos para os adesivos não evidenciaram nenhuma tendência e foram difíceis de interpretar.
- De um modo geral, a absorção de água nas resinas/adesivos imersas em água a 30°C foi de cerca de 3%, havendo, contudo, a registar um valor máximo de 6.4%. Em algumas resinas/adesivos, a humidade e a temperatura provocaram reduções da “ T_g ” (inferiores a 22%), da resistência à flexão (superiores a 50%), do módulo de elasticidade (inferiores 56%) e acréscimos de deformação na rotura até 47%, sugerindo uma provável plastificação do polímero.
- Os ensaios de aderência em flexão realizados em quatro tipos de sistemas de CFRP (mantas e laminados), 198 dias após a sua imersão em água a diferentes temperaturas (18°C e 30°C), demonstraram que a humidade foi responsável pela alteração do modo de ruína que passou da superfície de betão para a interface betão-adesivo ou adesivo-FRP.
- A carga máxima (rotura) medida no ensaio de aderência à flexão dos modelos imersos em água decresceu cerca de 40% nos laminados e de 55% nas mantas, em relação à registada nos modelos de referência (conservados a 20°C de temperatura e 50% de humidade relativa), o que evidencia a existência de degradação da interface betão-compósito.
- A aplicação de um primário epoxídico, durante a preparação da superfície de betão num sistema do tipo manta, conduziu a uma menor degradação da interface betão-compósito, pelo facto da carga máxima (rotura) registada nos modelos imersos em água ter sido, apenas, 10% inferior à medida nos modelos de referência.

ii) Comportamento à flexão de lajes reforçadas com compósitos de CFRP pela técnica EBR

- Os ensaios cíclicos (5000 ciclos de carga - $0.20P_{ult}$ a $0.60P_{ult}$) realizados em laboratório sobre lajes de betão armado (escala real) reforçadas por colagem exterior de sistemas de CFRP demonstraram que o controlo da fendilhação foi mais eficaz nos modelos reforçados com

sistemas do tipo mantas de CFRP, pois foi notória a maior distribuição das fendas (10 a 13 cm) e, conseqüentemente, valores inferiores de abertura de fendas (0.1 a 0.2 mm) e de tensões nas armaduras ordinárias.

- Durante a aplicação dos 5000 ciclos de carga, a deformação média registada nos sistemas compósitos do tipo manta foi de 2.8‰ e no tipo laminado foi de 2.0‰, não violando os limites propostos pela FIB [Bulletin 14, 2001] e pelo ACI [ACI 440, 2002] para condições de serviço.
- Os ensaios de fluência realizados sobre lajes de betão armado (escala reduzida) reforçadas por colagem exterior de mantas de CFRP mostraram que o comportamento no tempo destes modelos foi significativamente influenciado pelo valor da carga aplicada (50% da carga de rotura) que foi ligeiramente superior à carga de fendilhação, colocando a peça no estado instável e progressivo de formação de fendas. As lajes reforçadas com mantas de CFRP mostraram, até à estabilização da fendilhação, alguma diferença de comportamento à fluência, mas daí em diante o comportamento foi muito semelhante ao das lajes de betão armado. A flecha média das lajes praticamente duplicou durante os 307 dias de ensaio. Nestas lajes registou-se uma variação da deformação do compósito de CFRP de 1.0‰ para 2.3‰ e no betão à compressão a deformação passou de -0.4‰ para -1.0‰.
- O pré-dimensionamento do compósito, admitindo como pressuposto um valor máximo de extensão no CFRP de 6.5‰, revelou-se um critério satisfatório de segurança, pois foi possível duplicar a capacidade resistente de ambos os modelos de lajes de betão armado (à escala real e à escala reduzida).
- As lajes, à escala real, reforçadas com mantas ultrapassaram em média 33% a capacidade de carga projectada e as lajes reforçadas com laminados exibiram uma capacidade de carga muito próxima do valor pretendido. O modo de ruína das lajes reforçadas (ambas as escalas) surgiu, maioritariamente, por destacamento parcial das faixas dos sistemas de CFRP. Esse destacamento teve início junto à secção de aplicação das cargas (a mais esforçada).
- Nas lajes à escala real, as medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações máximas nos laminados ligeiramente superiores a 4.5‰, enquanto nas mantas pouco ultrapassam os 7.0‰.
- Nos modelos à escala reduzida, as medições das extensões no CFRP apontam, em média, para deformações máximas nos dois sistemas de CFRP (laminados e mantas) ligeiramente superiores a 5.5‰.
- Comparando os resultados dos dois grupos de lajes (escala real e escala reduzida), concluiu-se que as dimensões dos modelos conduziram a diferentes valores de espaçamento e abertura de fendas. Contudo, a razão entre a carga de plastificação das armaduras e a carga máxima registada foi muito semelhante em ambos os modelos.

- Foi possível constatar nos modelos reforçados (ambas as escalas) que, após a plastificação das armaduras, subsistiu, ainda, uma capacidade resistente nas lajes capaz de suportar um acréscimo de aproximadamente 20% da carga de plastificação. Este dado poderá ser útil para possíveis critérios de dimensionamento, pois poderá ser encarado como a margem de segurança existente após a plastificação das armaduras ordinárias.
- A previsão de comportamento das lajes à escala real através da aplicação de modelos de dimensionamento (admitindo aderência perfeita) foi satisfatória quando se considerou uma extensão máxima de 7.5‰ para as mantas e de 5‰ para os laminados. Por sua vez, nos modelos à escala reduzida, a extensão máxima considerada em ambos os tipos de sistemas (laminados e mantas) foi de 5.5‰.

iii) Desempenho da técnica de colagem de compósitos de CFRP em condições de serviço

- A campanha de 10 ensaios de carga (simulação da acção do veículo-tipo) realizada numa região da laje superior do tabuleiro da Ponte N.S. Guia mostrou que a diminuição de rigidez da laje, em virtude da fendilhação existente, foi pouco significativa. Os registos obtidos sugerem uma possível redistribuição de esforços na estrutura e, em secção fendilhada, as deformações registadas nos compósitos (0.63‰ em média) foram sensíveis aos movimentos sofridos pelas fendas.
- A deformação inicial, “ ϵ_0 ”, instalada, aquando da execução do reforço e antes da realização de cada ensaio de carga, teve influência na dispersão das deformações registadas ao longo do período em que decorreu a campanha de ensaios.
- O programa de monitorização da zona reforçada do tabuleiro da Ponte N.S. Guia permitiu quantificar a acção térmica diária na laje superior do tabuleiro e os efeitos por ela produzidos. O gradiente térmico da laje superior atingiu um valor máximo de 17°C, tendo por várias vezes excedido os 12.5°C.
- A secção da extremidade do compósito, junto da parede interior do caixão, apresentou uma variação média de deformação (0.9‰) semelhante à ocorrida em secção fendilhada (1.0‰), próximo do meio vão, devido ao efeito combinado da temperatura uniforme e diferencial.
- O comportamento dos sistemas compósitos de CFRP, neste período de cerca de três anos, não registou alterações significativas no que concerne a efeitos diferidos.
- Foi possível correlacionar as variações de temperatura com as deformações nos sistemas de CFRP, indicando que a acção da temperatura, nesta obra, não deve ser negligenciada.

iv) Critérios de dimensionamento e verificação de segurança no reforço à flexão

- Para além da solução de reforço por colagem exterior de compósitos, foram também previstas duas outras alternativas (solução de pré-esforço exterior e execução de uma

estrutura metálica treliçada no interior do caixão) para o reforço da laje do tabuleiro da Ponte N.S. Guia. A solução de pré-esforço exterior transversal seria aparentemente a indicada. No entanto, apresenta um grau de incerteza e risco acrescido, quer em termos de custo, quer no prazo de execução, em virtude da dificuldade de identificação da posição onde se poderão executar os furos devido à existência de vários cabos de pré-esforço nas paredes do caixão. A solução metálica introduz um acréscimo na acção permanente na ponte e uma alteração mais acentuada da rigidez da secção. A solução de compósitos destaca-se das demais, pois não introduz alterações significativas na geometria original da secção transversal do tabuleiro, constituindo a alternativa mais adequada atendendo às condições particulares desta obra.

- No desenvolvimento da solução de compósitos de CFRP (laminados), aplicaram-se as orientações de dimensionamento propostas pela FIB, pelo ACI e pelo CNR, obtendo-se três soluções distintas. Em todos os casos, o modo de ruína previsto pelo cálculo correspondeu ao destacamento do FRP, isto é, por limitação da deformação máxima no compósito. Aplicando a proposta da FIB, adoptou-se o valor limite de deformação de 6.5‰, por se tratar de um laminado (valores recomendados entre 6.5‰ e 8.5‰). Aplicando a metodologia do ACI a diversos sistemas do tipo laminado de CFRP, determinou-se um intervalo de valores semelhante ao proposto pela FIB (deformação de 6.3‰ a 8.3‰), tendo-se assumido o valor 8.3‰ por corresponder às características do sistema laminado seleccionado. O critério do CNR revelou-se o mais conservador, penalizando demasiadamente os sistemas do tipo laminado (deformação calculada entre 3.1‰ a 3.6‰). Para o mesmo laminado em estudo a deformação limite corresponde a 3.6‰.
- Os critérios de limitação de tensões máximas de tracção nas armaduras ordinárias foram, de algum modo, difíceis de satisfazer, condicionando a solução do ACI. A metodologia preconizada pela FIB (Rostásy e Neubauer) para as verificações aos E. L. de Deformação e E. L. de Fendilhação é de aplicação directa nos casos em que o elemento estrutural reforçado não se apresenta fendilhado. Contudo, se o elemento a reforçar se encontrar fendilhado, surgem algumas dificuldades na sua aplicação, nomeadamente na quantificação da rigidez efectiva.

v) Critérios de execução e de controlo da qualidade

- O bom desempenho dos sistemas de CFRP depende, em grande medida, da qualidade com que a obra for executada. Uma contribuição importante para a definição de procedimentos de execução e de controlo de qualidade é dada pela aplicação da norma EN 1504 às fases de dimensionamento e de execução da solução. Os aspectos mais relevantes da norma EN 1504 foram analisados e interpretados para as diversas fases que compõem um projecto de

reforço. Na elaboração das condições técnicas de execução o projectista necessita de especificar as características dos produtos que integram os sistemas FRP que deverão ser utilizados (requisitos referentes ao modo como os materiais devem ser fornecidos, às suas embalagens, ao seu armazenamento e à definição de valores mínimos para as características técnicas que esses materiais deverão satisfazer), definir os procedimentos de execução dos trabalhos (mapeamento das anomalias existentes, preparação da superfície de betão, colagem do sistema de CFRP) e estabelecer um plano de controlo de qualidade (definir uma lista de registos das tarefas mais significativas da obra, ordenadas por ordem cronológica de execução). Para a inspecção final do reforço executado é aconselhável a elaboração de uma lista específica de verificações para essa tarefa.

7.3 - Recomendações

Com base nas conclusões gerais extraídas do presente trabalho, foram estabelecidas diversas recomendações e propostos critérios que visam prevenir ou reduzir situações indesejáveis, melhorando, assim, o desempenho e a eficácia da técnica de reforço em análise.

- Os resultados da caracterização dos sistemas de CFRP, apesar de escassos, vêm demonstrar que os valores das propriedades contidos nas especificações técnicas destes materiais e produtos se referem ao seu comportamento a curto prazo. Porém, nesses documentos devem estar contidas as informações essenciais relacionadas com o modo como esses valores foram obtidos, nomeadamente, o tipo de ensaios realizados, a normalização adoptada nesses testes, o número de provetes considerado e se os valores recomendados correspondem a valores médios ou característicos. Essa informação é essencial para a definição de modelos constitutivos mais exactos, úteis na fase de dimensionamento e de verificação da segurança, para o estabelecimento de requisitos de desempenho, imprescindíveis ao projectista na selecção dos materiais a aplicar e para a definição dos procedimentos de controlo da qualidade na aplicação destes materiais. Por outro lado, estes produtos apresentam alguma variabilidade nas suas características (ainda que ligeira) durante a sua produção, sendo por isso recomendável, para cada obra, a caracterização das propriedades dos produtos que compõem os sistemas de CFRP, fundamentalmente, o seu comportamento à tracção.
- Este trabalho evidenciou a importância que a durabilidade da resina/adestivo assume no comportamento a longo prazo da colagem exterior de sistemas de CFRP. A humidade pode ser a causa de muitos destacamentos induzidos pelos agentes ambientais. Embora a degradação da interface seja inevitável, existem formas de atrasar o processo. É recomendável a protecção da interface betão-compósito à exposição ambiental exterior

(em especial da humidade), através da execução de revestimentos de protecção. Outras medidas preventivas consistem na selecção de adesivos mais resistentes ao efeito da humidade e na preparação cuidada do substrato, de forma a não penalizar a resistência adesiva da ligação.

- Na escolha do adesivo, deve-se ter especial atenção aos valores da temperatura ambiente prevista para a estrutura a reforçar. A FIB [Bulletin 14, 2001] recomenda que o adesivo possua uma temperatura de transição vítrea “ T_g ” superior à temperatura máxima ambiente (à sombra) acrescida de 20°C. Juvandes et al. (2008) analisou diversos registos de temperatura observados em diferentes tipos de substrato de obras em Portugal, de modo a poder compará-los com o valor da temperatura de transição vítrea “ T_g ” de várias resinas/adesivos comerciais. Em algumas obras de betão, registaram-se temperaturas superiores a 40°C. Atendendo a esse estudo recomenda-se que o valor mínimo da temperatura de transição vítrea do adesivo a aplicar deverá situar-se entre 55°C e 60°C.
- Durante a execução do reforço, recomenda-se a realização de zonas de amostragem, em zonas contíguas às do reforço aplicado, sem danificar este, com o objectivo de realizar ensaios representativos da aderência (*Pull-off*), de acordo com a norma EN 1542.
- As peças desenhadas são outro importante elemento no sentido de garantir a boa execução da técnica de reforço, devido à sua extensa consulta em obra. Estes elementos, parte integrante de um projecto, juntamente com as condições técnicas especiais constituem o primeiro requisito de controlo e garantia de qualidade. Desse modo, será recomendável dotar esses elementos de toda a informação necessária à execução desta técnica, nomeadamente, ilustrações relativas aos procedimentos de execução (tratamento das superfícies, aplicação de primário, etc), pormenores referentes a situações particulares de projecto, identificação de todos os materiais a empregar, indicação de todas as dimensões necessárias à aplicação dos sistemas compósitos e informações sobre limitações de cargas e/ou deformações no elemento a reforçar, durante a fase de colagem.
- O relatório técnico TR-55 (2000) sugere a realização anual de inspecções visuais e de inspecções mais detalhadas a cada seis anos. Estas inspecções devem ser devidamente documentadas, devendo constar toda a informação registada durante a aplicação do reforço (materiais utilizados, defeitos iniciais detectados aquando da inspecção final na fase de execução). As inspecções visuais devem ser efectuadas mediante uma observação cuidada da superfície dos sistemas de CFRP, em busca de sinais de fendilhação, de delaminação, de danos muito localizados ou de deterioração da superfície. Relativamente às inspecções mais detalhadas, será necessário pesquisar por defeitos não tão visíveis ao olho humano mas que, mesmo assim, se possam detectar utilizando métodos de ensaio não-destrutivos. No caso de

se houverem encontrado defeitos significativos no sistema compósito de CFRP, estes devem ser devidamente assinalados e o projectista do reforço deve indicar as medidas a tomar.

- É recomendável que as recentes aplicações desta técnica de reforço sejam monitorizadas de forma a melhor se compreender o seu comportamento a longo prazo e, deste modo, contribuir para o reajuste dos critérios de dimensionamento de modo a torná-los menos conservadores. A observação poderá ser efectuada através da instalação, em obra, de transdutores eléctricos ligados a um sistema automático de aquisição, armazenamento e processamento de informação que permita medir em permanência grandezas consideradas relevantes e definidoras do comportamento do elemento estrutural (temperatura, humidade, deformações, deslocamentos).

7.4 - Desenvolvimentos futuros

Alcançada a maioria dos objectivos estabelecidos na presente dissertação, entre eles, o desenvolvimento de uma solução de reforço à flexão de uma laje de betão armado por colagem exterior de sistemas compósitos de CFRP, existem, ainda, alguns aspectos deste trabalho que merecem ser mais aprofundados, devendo ser considerados em futuros desenvolvimentos, nomeadamente:

- A análise dos efeitos de prolongada exposição ambiental (5 a 15 anos) no comportamento da interface betão-compósito (degradação da aderência), no sentido de estabelecer uma possível correlação com os ensaios acelerados realizados em laboratório (experiência piloto já em curso desde Fevereiro de 2006, como se ilustra na Figura 7.1).
- Sistematização das recomendações da EN 1504 relativas à técnica de reforço por colagem exterior de compósitos de FRP, de modo a que as especificações de controlo de qualidade da execução do reforço e correspondente análise de conformidade não sejam um obstáculo à aplicação desta técnica.

Tendo em vista futuros desenvolvimentos para o alargamento do conhecimento sobre a aplicação desta técnica de reforço com compósitos de FRP a estruturas de betão, apresentam-se os seguintes aspectos:

- Estudar a durabilidade das interfaces entre os materiais (junta FRP-FRP e junta betão-FRP), quando sujeita a tensões de corte e, simultaneamente, à acção da temperatura e da humidade, de modo a identificar as condições mais desfavoráveis à transferência da força do compósito para o betão (níveis de tensão de corte e tipos de exposição).
- Avaliar os limites da temperatura no substrato de betão responsáveis pela degradação da ligação betão-compósito em modelos que reproduzam as condições de serviço em obra, com vista à definição de uma relação entre a temperatura do substrato e a temperatura de transição vítrea dos agentes de colagem.

- Desenvolver agentes de colagem mais eficazes face às condições ambientais (temperatura, humidade, entre outras) correntes na construção civil.
- Aperfeiçoar/desenvolver leis de comportamento, a curto e a longo-prazo, da interface betão-compósito capazes de simular com realismo o comportamento próximo da rotura (incluindo os modos de ruína prematuros) a fim de poder relacionar o nível de risco com o benefício a alcançar.
- Identificar e quantificar os valores limites de diversos parâmetros (abertura de fendas no betão, comprimento de colagem destruído na interface, deformação no compósito, etc) que permitam quantificar o nível global de dano instalado, a fim de apoiar futuras medidas de intervenção que visem prevenir o destacamento súbito do reforço.



Figura 7.1 – Exposição ambiental de diversos provetes (juntas betão-compósito).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 546R, (1996), "*Concrete Repair Guide*", ACI Committee 546, 41 pp. (Reapproved 2000)
- ACI 440.XR, (2006), "*Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*", ACI Committee 440, November.
- ACI 440, (2002), "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*", ACI Committee 440, 28th May.
- ACI 440 R-96, (1996), "*State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*", ACI Committee 440, 68 pp.
- ACI 364.1R, (1994), "*Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation*", ACI Committee 364, 22 pp. (Reapproved 1999)
- ACI 318M, (2004), "*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*", ACI Committee 318, 430 pp.
- ACI 345.1R, (1992), "*Routine Maintenance of Concrete Bridges*", ACI Committee 345, 13pp. (Reapproved 1997)
- ACI 228.2R, (1998), "*Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*", ACI Committee 228, 62 pp.
- ACI 228.1R, (1995), "*In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*", ACI Committee 228, 41 pp.
- Aidoo, J., Harries, K.A., Petrou, M.F., (2004), "*Fatigue Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer-Strengthened Reinforced Concrete Bridge Girders*", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 8, nº 6, December, pp. 501-509.
- Aiello, M.A., Frigione, M., Acierno, D., (2002), "*Effects of Environmental Conditions on Performance of Polymeric Adhesives for Restoration of Concrete Structures*", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, March-April, Vol. 14, No. 2, pp. 185-189.
- Alkhrdaji, T., Nanni, A., Cheng, G., Barker, M., (1999), "*Solid RC Decks Strengthened with FRP*", Concrete International, vol. 21, nº 10, October.
- Arduini, M., Nanni, A., Romagnolo, M., (2004), "*Performance of One-Way Reinforced Concrete Slabs with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Strengthening*", ACI Structural Journal, vol. 101, nº 2, March-April, pp. 193-201.
- ASM Handbook, (2001), "*Composites*", Volume 21, ASM International, 1201 pp.

- ASTM D 790, (2002), "*Standard Test Methods for Flexural Properties of Unreinforced and Reinforced Plastics and Electrical Insulation Materials*", American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 4065, (2001), "*Standard Practice for Plastics: Dynamic Mechanical Properties: Determination and Report of Procedures*", American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 3039/D 3039M, (2000), "*Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*", American Society for Testing and Materials.
- ASTM E 1640, (1999), "*Standard Test Method for Assignment of Glass Transition Temperature By Dynamic Mechanical Analysis*", American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 5229/D 5229M, (1992), "*Standard Test Method for Moisture Absorption Properties and Equilibrium Conditioning of Polymer Matrix Composite Materials*", American Society for Testing and Materials.
- ASTM E 104, (1985), "*Standard Practice for Maintaining Constant Relative Humidity by Means of Aqueous Solutions*", American Society for Testing and Materials.
- Au, C., Büyüköztürk, O., (2006), "*Peel and Shear Fracture Characterization of Debonding in FRP Plated Concrete Affected by Moisture*", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 10, nº 1, pp. 35-47.
- Bakis, C.E., Bank, L.C., Brown, V.L., Cosenza, E., Davalos, J.F., Lesko, J.J., Machida, A., Rizkalla, S.H., Triantafillou, T.C., (2002), "*Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction – State-of-the-Art Review*", Journal of Composites for Construction, ASCE, May, Vol. 6, No. 2, pp. 73-87.
- Baky, H.M.A., Ebead, U.A., Neale, K.W., (2005), "*Modelling of the flexural behaviour and debonding for FRP-strengthened concrete beams*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 139-145.
- Barbosa, R.M.T., (2008), "*Estruturas de madeira lamelada colada reforçada com sistemas compósitos de FRP. Análise da aderência entre os materiais*", Tese de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), DECivil, Julho.
- Barnes, R.A., Mays, G.C., (1999), "*Fatigue Performance of Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates*", Journal of Composites for Construction, ASCE, May, Vol. 3, No. 2, pp. 63-72.
- Basler, M., Clénin, R., Desroches, M., (2004), "*Bridge strengthening with prestressed CFRP plate systems*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Bastianini, F., Di Tommaso, A., Pascale, G., (2001), "*Ultrasonic non-destructive assessment of bonding defects in composite structural strengthenings*", Composite Structures, vol. 53, nº 4, September, pp. 463-467.

- Beaudoin, Y., Labossière, P., Neale, K.W., (1998), "*Wet-dry action on the bond between composite materials and reinforced concrete beams*", Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction, CDCC'98, August, Sherbrooke, Canada, pp. 537-546.
- Bettor Mbt, (2003), "*Prontuário de fichas técnicas*", Bettor Mbt Portugal, edição de Maio.
- Bisby, L.A., Green, M.F., (2002), "*Resistance to Freezing and Thawing of Fiber-Reinforced Polymer-Concrete Bond*", ACI Structural Journal, vol. 99, nº 2, March-April, pp. 215-223.
- Blaschko, M., Zilch, K., (1999), "*Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits*", CD-Rom Proceedings of the 12th International Conference on Composite Materials, Paris, France, 7 pp.
- Blaschko, M., Niedermeier, R., Zilch, K., (1998), "*Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP*", Proceedings of the 2nd International Conference on Composites in Infrastructure - ICC'98, Edited by Saadatmanesh and Eshani, University of Arizona, Tucson, January, USA, vol. I, pp. 315-327.
- Blaschko, M., (1997), "*Strengthening with CFRP*", Münchner Massivbau Seminar, TU München. (in German)
- Bogas, J.A.B.A., (2003), "*Reforço de estruturas de betão armado com sistemas de CFRP - modelos de dimensionamento e verificação de segurança*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Outubro.
- Braimah, A., Green, M.F., Soudki, K.A., Clapp, F., (1999), "*Long-Term Behavior of Concrete Beams Prestressed with Carbon Fiber Tendons*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 547-557.
- Branco, F.A., (2001), "*Do projecto à manutenção - uma visão integrada da gestão de pontes*", Proc. Seminário Segurança e Reabilitação de Pontes em Portugal, FEUP, Julho, Porto, pp. 41-50.
- Brosens, K., (2001), "*Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements*", Katholieke Universiteit Leuven, Doctoral Thesis, Belgium, May, 225 pp.
- Brosens, K., Van Gemert, D., (1998), "*Plate End Shear Design for External CFRP Laminates*", Proceedings of the Third International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS-3, October 12-16, Gifu, Japan, pp. 1793-1804.
- Broughton, J.G., Hutchinson, A.R., (2005), "*A performance-based qualification scheme for composite materials systems to be used in the civil infrastructure*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, pp. 995-1002, July.
- Bulletin nº 14 CEB - FIP - Task Group 9.3 FRP, (2001), "*Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*", Technical Report, FIB, July.

- Burgoyne, C.J., (2004), "*Does FRP have an Economic Future?*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Buyukozturk, O., Gunes, O., Karaca, E., (2004), "*Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites*", Construction and Building Materials, vol. 18, issue 1, February, pp. 9-19.
- Buyukozturk, O., Hearing, B., (1998), "*Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP*", Journal of Composites for Construction, vol. 2, n° 3, August, pp. 138-144.
- Calgaro, J., Lacroix, R., (1997), "*Maintenance et Réparation des Ponts*", Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées.
- Cardoso, A., (2004), "*Algumas reflexões sobre a segurança das obras de arte em serviço*", Proc. Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, Porto, Novembro, pp. 929-934.
- Cardoso, F.S., Magalhães, J.F., Kliem, M., Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., (2007), "*Avaliação do efeito da temperatura e da humidade na aderência Betão - compósito CFRP através do ensaio de Pull off*", Relatório Interno, FEUP, Porto, Portugal.
- CERF, (2001), "*Gap Analysis for Durability of Fiber Reinforced Polymer Composites in Civil Infrastructure*", Virginia, American Society of Civil Engineers, 128 pp.
- Chami, G.A., Thériault, M., Neale, K.W., (2006), "*Long-term Creep Performance of CFRP-strengthened Concrete Elements*", Fédération Internationale du Béton CD-Rom Proceedings of the Second International Congress, June, Naples, Italy.
- Chen, J.F., Teng, J.G., (2003), "*Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding*", Construction and Building Materials, vol. 17, issue 1, February, pp. 27-41.
- Clemente, J.C., (2001), "*Inspecção e manutenção de pontes ferroviárias*", Proc. Seminário Segurança e Reabilitação de Pontes em Portugal, FEUP, Julho, Porto, pp. 83-89.
- CNR (National Research Council), (2004), "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*", Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction of National Research Council, Rome, Italy.
- Coccia, S., Ianniruberto, U., Rinaldi, Z., (2004), "*Non linear analysis of r.c. beams strengthened with FRP: theoretical-numerical comparison*", Proceedings of the 1st International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration, Editors Antonio La Tegala & Antonio Nanni, Lecce, Italy, June, pp. 234-243.
- Correia, A.C.M., (1993), "*Estudo químico e envelhecimento higrotérmico de um adesivo de epóxido. Comportamento mecânico de juntas coladas*", Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.

- Cosenza, E., Manfredi, G., (2002), "Research Needs and Unresolved Issues of Composites for Built Infrastructure", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 6, Issue 3, August, Editorial pp. 141-142.
- Costa, M.J., Barbosa, R., Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., (2005), "Análise de aderência das ligações coladas betão-FRP e sua correlação com as propriedades mecânicas do betão", Relatório Interno, FEUP, Porto.
- Davis, A., Sims, D., (1983), "Weathering of Polymers", Applied Science Publishers, Ltd., New York.
- De Lorenzis, L., (2002), "Strengthening of RC structures with near-surface mounted FRP rods", PhD Dissertation of Civil Engineering, Università Degli Studi di Lecce, Italy, May, 289 pp.
- Demers, M., Labossière, P., Neale, K.W., (2005), "Ten years of structural rehabilitation with FRPS – a review of Quebec applications", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 361-368.
- Denton, S.R., (2008), "Delivering Successful Innovation: Key Challenges in Research and Practice", Keynote Lecture, CD-Rom Proceedings of the Fifth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, September, Winnipeg, Manitoba, Canada.
- Deskovic, N., Triantafillou, T.C., Meier, U., (1995), "Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Long-Term Behavior", Journal of Structural Engineering, vol. 121, nº7, July, ASCE, pp. 1079-1089.
- Deskovic, N., (1991), "Innovative Method of Prestressing Structures with Externally Bonded FRP Composites", Massachusetts Institute of Technology, Master Thesis, Cambridge, Massachusetts, USA, February, 174 pp.
- Deuring, M., (1993), "Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen", Ph.D. thesis, ETH - Eidgenössischen Technischen Hochschule, Diss. ETH nº 10199, Zurich, pp. 279. (in German)
- Dias, S.J.E., Juvandes, L., Figueiras, J.A., (2006), "Strengthening of reinforced concrete structures in bending with CFRP", IBRACON Structural Journal, Instituto Brasileiro de Concreto, vol. 2, nº2, June, ISSN 1809-1121, pp. 228-275.
- Dias, S.J.E., (2001), "Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), DECivil, Março, 203 pp.
- DIBt, (1998), Deutsches Institut für Bautechnik, Authorisation No. Z-36.12-54.
- Dimande, A.O., (2003), "Influência da interface no reforço à flexão de estruturas de betão com sistemas FRP", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Setembro, 249 pp.
- Dortzbach, J., (1999), "Carbon Fiber Reinforcing Polymers as Negative Moment Reinforcing in Repair of Composite Steel Parking Deck", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 417-428.

- Ekenel, M., Myers, J.J., Khataukar, A.L., (2005), "*Affect of environmental conditions during installation process on bond strength between CFRP laminate and concrete substrate*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, pp. 397-404, July.
- El-Tawil, S., Ogunc, C., Okeil, A., Shahawy, M., (2001), "*Static and Fatigue Analyses of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates*", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 5, nº 4, November, pp. 258-267.
- Emmons, P.H., Vaysburd, A.M., Thomas, J., (1998), "*Strengthening Concrete Structures, Part II*", Concrete International, vol. 20, nº 4, April, pp. 56-60.
- EN 12190, (1998), "*Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Test methods – Determination of compressive strength of repair mortar*", European Standard, CEN, Brussels.
- EN 1504-1, (2006), "*Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 1: Definições*", European Standard, CEN, Brussels. (versão portuguesa)
- EN 1504-4, (2006), "*Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 4: Colagem estrutural*", European Standard, CEN, Brussels. (versão portuguesa)
- EN 1504-8, (2006), "*Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 8: Controlo da qualidade e avaliação da conformidade*", European Standard, CEN, Brussels. (versão portuguesa)
- EN 1504-10, (2008), "*Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 10: Aplicação de produtos e sistemas e controlo da qualidade da obra*", European Standard, CEN, Brussels. (versão portuguesa)
- EN ISO 62, (1999), "*Plastics – Determination of water absorption*", European Standard, CEN, Brussels.
- EP, (2006), "*Gestão de construção de obras de arte*", Documento Interno, Estradas de Portugal, Junho.
- Esteves, J.L., Marques, A.T., (2001), "*The rehabilitation and reinforcement of a concrete bridge with a CFRP composite system*", Proceedings of the 22nd SAMPE Europe International Conference, Paris, France, March.
- Eurocódigo 0, (2002), "*Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas*", CEN, Abril.
- Eurocódigo 1, (1995), "*Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 3: Traffic loads on bridges*", CEN.

- Eurocódigo 2, (2004), "*Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*", CEN, Abril.
- Ferrier, E., Hamelin, P., Limam, A., (2001), "*Evolution of bending stiffness of RC beam reinforced by CFRP under fatigue loading*", Proceedings of the International Conference Composites in Constructions, CCC2001, October, Porto, Portugal, pp. 351-354.
- Ferry, J.D., (1980), "*Viscoelastic properties of polymers*", John Wiley & Sons, Third Edition, New York.
- Figueiras, J.A., Félix, C., (2004), "*Considerações sobre a monitorização do comportamento estrutural de obras de arte*", Proc. Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, Porto, Novembro, pp. 959-966.
- Figueiras, J.A., Juvandes, L.F.P., (2001), "*Reforço de pontes por colagem de sistemas CFRP. Caso da Ponte de N.S. da Guia*", Proc. Seminário Segurança e Reabilitação de Pontes em Portugal, FEUP, Julho, Porto, pp. 189-203.
- Figueiras, J.A., Juvandes, L., Oliveira, L.P., (1999), "*Reforço experimental da laje do tabuleiro da ponte de N. S. da Guia em Ponte de Lima*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Porto, Abril.
- Fonseca, S.B.C., (2005), "*Materiais compósitos de matriz polimérica reforçada com fibras usados na engenharia civil. Características e aplicações*", Informação Técnica, Materiais de Construção, ITMC 35, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 143 pp.
- França, P., (2007), "*Reinforced concrete beams strengthened with prestressed CFRP laminates*", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro, 430 pp.
- Frigione, M., Naddeo, C., Acierno, D., (2001), "*Cold-curing epoxy resins: aging and environmental effects. I – Thermal Properties*", Journal of Polymer Engineering, vol. 21, nº 1, pp. 23-51.
- Ghosh, K.K., Lee, L., Karbhari, V.M., Sikorsky, C., (2004), "*Characterization of Effectiveness of Bridge Deck Rehabilitation*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Gilbert, R.I., (1999), "*Deflection Calculation for Reinforced Concrete Structures – Why We Sometimes Get It Wrong*", ACI Structural Journal, vol. 96, nº 6, November-December, pp. 1027-1033.
- Gonçalves, A.F., (1987), "*Resistência do betão nas estruturas*", Tese para obtenção do grau de Especialista, Materiais de Construção, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 369 pp.
- Grace, N.F., Grace, M., (2005), "*Durability evaluation of CFRP strengthened RC beams*", Proceedings of CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 391-396.
- Hag-Elsafi, O., Alampalli, S., Kunin, J., (2004), "*In-service evaluation of a reinforced concrete T-beam bridge FRP strengthening system*", Composite Structures, vol. 64, nº 2, May, pp.179-188.

- Hall, T., Ghali, A., (2000), "*Long-term deflection prediction of concrete members reinforced with glass fibre reinforced polymer bars*", Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 27, nº 5, October, pp. 890-898.
- Heffernan, P.J., Erki, M.A., (2004), "*Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Plastic Laminates*", Journal of Composites for Construction, ASCE, April, Vol. 8, No. 2, pp. 132-140.
- Henriques, A.A.R., (1998), "*Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 522 pp.
- Herzog, B., Gardner, D.J., Lopez-Anido, R., Goodell, B., (2005), "*Glass-Transition Temperature Based on Dynamic Mechanical Thermal Analysis Techniques as an Indicator of the Adhesive Performance of Vinyl Ester Resin*", Journal of Applied Polymer Science, Vol. 97, pp. 2221-2229.
- Hollaway, L.C., Leeming, M.B., (1999), "*Strengthening of reinforced concrete structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*", CRF Press, Woodhead Publishing Limited.
- Holzenkämpfer, P., (1994), "*Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung für betonbauteile*", Doctoral Thesis, TU Braunschweig, Helf 108, Germany.
- Horiguchi, T., Saeki, N., (1997), "*Effect of test methods and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet*", Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), JCI, Japan, pp. 265-270.
- Hutchinson, A.R. (1995), "*Forensic Studies of Adhesive Joints. Part 6 – Externally Bonded Steel Plate Reinforcement for Concrete Bridges*", MTS Project 3 – Environmental Durability of Adhesive Bonds.
- ISIS DM 4, (2001), "*Design Manual 4 – Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*", ISIS Canada, Winnipeg, 209 pp.
- ISO 178, (2001), "*Plastics – Determination of flexural properties*", International Organisation for Standardization.
- ISO 11357-2, (1999), "*Plastics – Differential scanning calorimetry (DSC) – Part 2: Determination of glass transition temperature*", International Organisation for Standardization.
- ISO 11357-1, (1997), "*Plastics – Differential scanning calorimetry (DSC) – Part 1: General principles*", International Organisation for Standardization.
- ISO 6721-5, (1996), "*Plastics – Determination of dynamic mechanical properties, Part 5: Flexural vibration – Non-resonance method*", International Organisation for Standardization.
- ISO 6721-1, (1994), "*Plastics – Determination of dynamic mechanical properties, Part 1: General principles*", International Organisation for Standardization.

- ISO 527-1, (1993), "*Plastics – Determination of tensile properties, Part 1: General principles*", International Organisation for Standardization.
- ISO 527-2, (1993), "*Plastics – Determination of tensile properties, Part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics*", International Organisation for Standardization.
- ISO 527-5, (1997), "*Plastics – Determination of tensile properties, Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites*", International Organisation for Standardization.
- JAE, (1984), "*E.N. 201/Km 23/ Reforço da Ponte de Ponte de Lima.*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Dezembro.
- JAE, (1983-c), Carta do projectista dirigido à Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Abril.
- JAE, (1983-b), "*E.N. 201/Km 33/ Ponte sobre o rio Lima em Ponte de Lima. Limitação de carga na ponte.*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Dezembro.
- JAE, (1983-a), "*E.N. 201/Km 33/ Ponte sobre o rio Lima em Ponte de Lima. Reforço.*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Julho.
- JAE, (1981-b), "*Projecto de reforço da laje dum tabuleiro de ponte tipo caixão bicelular, pela técnica de preesforçamento das suas superfícies. Memória*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Março.
- JAE, (1981-a), "*Ponte de Ponte de Lima. Reforço*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Dezembro.
- JAE, (1980-d), "*Estudo completo do reforço a executar na Ponte de ...*", Carta do co-autor do projecto dirigido à Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Agosto.
- JAE, (1980-c), "*Reforço Ponte de Lima*", Cálculos enviados pelo co-autor do projecto à Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Julho.
- JAE, (1980-b), "*Ponte em Construção sobre o rio Lima e ligação à E.N. 201. Comunicação nº 68*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Setembro.
- JAE, (1980-a), "*Construção da Nova Ponte de Ponte de Lima na Variante à E.N. 201. Informação nº 222/80*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Outubro.
- JAE, (1978-b), "*Ponte em Construção sobre o Rio Lima. Ensaio de Compressão*", Relatórios Técnicos, Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas.
- JAE, (1978-a), "*Ponte em Construção sobre o Rio Lima e ligação à E.N. 201*", Relatórios Técnicos de Obra, Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas.

- JAE, (1977), "*E.N. 201/Continuação da Construção da Ponte sobre o Rio Lima, em Ponte de Lima. Nota Descritiva*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas Outubro.
- JAE, (1973), "*Projecto da Nova Ponte sobre o Rio Lima na Variante à EN 201, em Ponte de Lima. Memória Descritiva e Justificativa*", Direcção dos Serviços de Pontes, Junta Autónoma de Estradas, Janeiro.
- Joh, O., Wang, Z., Goto, Y., (1999), "*Long-Term Deflection of Fiber Reinforced Polymer Concrete Beams*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 577-590.
- Júlio, E.N.B.S., (2001), "*A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado*", Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.
- Juvandes, L.F.P., Silva, P.C., Alpalhão, M., Moreira, J., Silva, M., (2008), "*Hygrometric Limits for EBR Technique on Structural Surfaces Naturally Exposed to the Environment*", CD-Rom Proceedings of the Fifth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, September, Winnipeg, Manitoba, Canada.
- Juvandes, L.F.P., Marques, N.A., (2007), "*Reforço de estruturas por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP – Manual de procedimentos e de controlo de qualidade para construção*", Publicação ao abrigo do protocolo Mota-Engil/FEUP, Relatório LEMC-JUV/003-2007, FEUP.
- Juvandes, L.F.P., (2002), "*Reforço e reabilitação de estruturas – Módulo 2*", Curso de Formação Profissional – Ordem dos Engenheiros, Secção Regional da Madeira, Funchal, Madeira, 5-6 de Abril, 400 pp.
- Juvandes, L.F.P., (1999), "*Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP*", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Setembro, 400 pp.
- Juvandes, L.F.P., Dias, S.J.E., Figueiras, J.A., (1998-b), "*Comportamento Experimental de Faixas de Laje de Betão Armado Reforçado com Compósitos de CFRP Unidireccionais*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Porto, Dezembro, 117 pp.
- Juvandes L.F.P., Figueiras, J.A., Marques, A.T., (1998-a), "*Comportamento experimental de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Porto, Maio, 164 pp.
- Juvandes, L.F.P., Marques, A.T., Figueiras, J.A., (1996), "*Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas de Betão*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Porto, Março, 112 pp.
- Kaiser, H., Karbhari, V.M., (2002), "*Quality and Monitoring of Structural Rehabilitation Measures. Part 2: Review and Assessment of Non-destructive Testing (NDT) Techniques*", Report submitted to the Oregon Department of Transportation under contract number 18347, Version 1.1, March.

- Kaiser, H., Karbhari, V.M., (2001), "*Quality and Monitoring of Structural Rehabilitation Measures. Part 1: Description of Potential Defects*", Report submitted to the Oregon Department of Transportation under contract number 18347, Version 1.2, November.
- Kaiser, H., (1989), "*Strengthening of reinforced concrete with epoxy-bonded carbon-fiber plastics*", Doctoral Thesis, Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH), ETH Nr. 8918, Zurich, 224 pp. (in German)
- Karbhari, V.M., Zhao, L., (2000-b), "*Use of Composite for 21st century civil infrastructure*", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 185, Issues 2-4, May, pp. 433-454.
- Karbhari, V.M., Seible, F., (2000-a), "*Fiber Reinforced Composites – Advanced Materials for the Renewal of Civil Infrastructure*", Applied Composite Materials, vol. 7, nº 2-3, May, pp. 95-124.
- Karbhari, V.M., (1998), "*Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan*", WTEC Report, National Science Foundation, August, 192 pp.
- Karbhari, V.M., Seible, F., (1998), "*Design considerations for the use of fiber reinforced polymeric composites in the rehabilitation of concrete structures*", Proceedings of the International Concrete Repair Institute Symposium on FRP Repair and Strengthening of Concrete, Pleasanton, California, USA, May.
- Karbhari, V.M., Zhao, L., (1998), "*Issues related to composite plating and environmental exposure effects on composite-concrete interface in external strengthening*", Composite Structures, vol. 40, nº 3-4, pp. 293-304.
- Karbhari, V.M., Engineer, M., Eckel II, D.A., (1997), "*On the durability of composite rehabilitation schemes for concrete: use of a peel test*", Journal of Materials Science, vol. 32, pp. 147-156.
- Karbhari, V.M., Engineer, M., (1996), "*Effect of Environmental Exposure on the External Strengthening of Concrete with Composites – Short Term Bond Durability*", Journal of Reinforced Plastics and Composites, vol. 15, nº 12, pp. 1194-1216.
- Kelley, P.L., Brainerd, M.L., Vatocec, M., (2000), "*Design philosophy for structural strengthening with FRP*", Concrete International, vol. 22, nº 2, February, pp. 77-82.
- Kelly, A., Zweben, C., (2000), "*Comprehensive Composite Materials*", Elsevier, vol. 2, 1129 pp.
- Khalifa, A., Nanni, A., (2000), "*Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites*", Cement & Concrete Composites, vol. 22, issue 3, June, pp. 165-174.
- Khalifa, A., Gold, W.J., Nanni, A., Aziz, M.I.A., (1998), "*Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members*", Journal of Composites for Construction, vol. 2, nº 4, November, pp. 195-202.
- Kobayashi, A., Matsui, S., Kishimoto, M., (2003), "*Fatigue bond of carbon fiber sheets and concrete in RC slabs strengthened by CFRP*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer

- Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-6, Singapore, July, pp. 865-874.
- Labossière, P., Neale, K.W., Rochette, P., Demers, M., Lamothe, P., Lapierre, P., Desgagné, G., (2000), "*Fibre reinforced polymer strengthening of the Sainte-Émélie-de-l'Énergie bridge: design, instrumentation, and field testing*", Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 27, nº 5, October, pp. 916-927.
- Ladner, M., Weder, C. (1981), "*Concrete structures with bonded external reinforcement*", EMPA Report Nº 206.
- Lee, R.J., Hancox, N.L., Hutchinson, A.R., (1998), "*The Assessment of Adherend Surface Quality – A Best Practice Guide*", DTI Report MTS Project 4 – Assessment of Surface Quality prior to Adhesive Bonding.
- Leone, M., Aiello, M.A., Matthys, S., (2006), "*The Influence of Service Temperature on Bond between FRP Reinforcement and Concrete*", Fédération Internationale du Béton CD-Rom Proceedings of the Second International Congress, June, Naples, Italy.
- Leonhardt, F., (1982), "*Construções de Concreto – Princípios básicos da construção de pontes de concreto*", Volume 6, Editora Interciência.
- LNEC FE-Pa36, (1986), "*Revestimento de paredes – ensaio de arrancamento por tracção*", ficha de ensaio, MHOP - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Núcleo de Comportamento das Construções, Lisboa, Abril.
- Longworth, J., Bizindavyi, L., Wight, R.G., Erki, M.A., (2004), "*Prestressed CFRP sheets for strengthening two-way slabs in flexure*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Lopez, M.M., Naaman, A.E., Till, R.D., (1999), "*Bending Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates and Subjected to Freeze-Thaw Cycles*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 559-576.
- Malhotra, V.M., Carino, N.J., (2004), "*Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*", Second Edition, CRC Press.
- Malvar, L.J., Joshi, N.R., Beran, J.A., Novinson, T., (2003), "*Environmental Effects on the Short-Term Bond of Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP) Composites*", Journal of Composites for Construction, vol. 7, nº 1, February, pp. 58-63.
- Matthys, S., (2000), "*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 Department of Structural Engineering, Academic year 1999-2000.
- Mayo, R., Nanni, A., Gold, W., Barker, M., (1999), "*Strengthening of Bridge G270 with Externally Bonded Carbon Fiber Reinforced Polymer Reinforcement*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber

- Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 429-440.
- MBrace, (1998), "*MBrace Composite Strengthening System*", Engineering Design Guidelines, Second Edition, Master Builders, Inc.
- Mapei, (2003), "*Global InforNet*", cd-rom.
- Marreiros, R.P.C., (2005), "*Degradação da aderência entre CFRP e betão armado devida a envelhecimento acelerado*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Fevereiro.
- Marques, A.T., (1982), "*Introdução aos materiais poliméricos*", Textos de apoio á disciplina de Materiais de Construção II da Licenciatura em Engenharia Mecânica, (DEMEC) FEUP, Porto.
- Marzouk, H., Ebead, U.A., Neale, K.W., (2003), "*Flexural strengthening of two-way slabs using FRPs*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-6, Singapore, July, pp. 427-436.
- Matthys, S., (2000), "*Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement*", Doctoral Thesis, Ghent University.
- MC90, (1993), "*CEB-FIP model code 1990 - Design code*", Comité Euro-International du Béton (CEB), Ed. Thomas Telford.
- Meier, U., (1997), "*Post strengthening by continuous fiber laminates in Europe*", Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, pp. 41-56.
- Meier, U., Kaiser, H.P., (1991), "*Strengthening of structures with CFRP laminates*", Proc. ASCE Speciality Conf. on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, Iyer S.L., Ed., Las Vegas, ASCE, New York, pp. 224-232.
- Meier, U., (1987), "*Bridge repair with high performance composite materials*", Material und Technik, V.15, nº 4, pp. 125-128. (in German)
- Mettemeyer, M., Serra, P., Wuerthele, M.D., Schuster, G., Nanni, A., (1999), "*Shear Load Testing of Carbon Fiber Reinforced Polymer Strengthened Double Tee Beams in Precast Parking Garage*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 1063-1072.
- MM6, (2005), "*Classification and assessment of composite materials systems for use in the civil infrastructure (COMPCLASS)*", UK DTI-funded project MM6, website: www.compclass.org.

- Monteiro, L.F.N.D.M, (1999), "*Reforço de estruturas de betão armado – modelos de dimensionamento e verificação da segurança*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Dezembro, 217 pp.
- Morais, J.J.L., (1998), "*Influência do meio ambiente no comportamento ao dano de estruturas em materiais compósitos*", Tese de Doutoramento, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.
- Moreira, J.J., Silva, M.J., Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., (2006), "*Avaliação do Tg de Resinas Epoxy dos Sistemas Comerciais de CFRP – Ensaios de DSC e DMTA*", Relatório Interno, FEUP, Porto.
- Moura, M., Moraes, A., Magalhães, A., (2005), "*Materiais Compósitos – Materiais, Fabrico e Comportamento Mecânico*", Publindústria, Edições Técnicas.
- Myers, J.J., Murthy, S.S., Micelli, F., (2001), "*Effect of Combined Environmental Cycles on the Bond of FRP Sheets to Concrete*", Proceedings of the International Conference Composites in Constructions, CCC2001, October, Porto, Portugal, pp. 339-344.
- Nanni, A., Gold, W.J., Thomas, J., Vossoughi, H., (1998), "*FRP Strengthening and On-Site Evaluation of a PC Slab*", Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI'98, Tucson, Arizona, USA, pp. 202-212.
- Nanni, A., (1995), "*Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement*", Concrete International, vol. 17, nº 6, June, pp. 22-26.
- Neale, K.W., Labossière, P., (1997), "*State-of-the-art report of retrofitting and strengthening by continuous fibre in Canada*", Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, pp. 25-39.
- Neubauer, U., Rostásy, F.S., (2001), "*Debonding mechanism and model for CFRP-plates as external reinforcement for concrete members*", Proceedings of the International Conference Composites in Constructions, CCC2001, October, Porto, Portugal, pp. 467-472.
- Neubauer, U., Rostásy, F.S., (1997), "*Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates*", Proceedings of the Int. Conf. on Structural Faults & Repair – 97, vol. 2, Edinburgh, England, July, pp. 109-118.
- Nielsen, L.E., Landel, R.F., (1994), "*Mechanical Properties of Polymers and Composites*", Second Edition, Marcel Dekker, Inc.
- Niu, H., Vasquez, A., Karbhari, V.M., (2006), "*Effect of material configuration on strengthening of concrete slabs by CFRP composites*", Composites, Part B: Engineering, vol. 37, Issues 2-3, pp. 213-226.
- Niu, H., Wu, Z., (2004), "*Optimization of FRP-concrete interface in FRP bonding technique*", Proceedings of the 1st International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration,

-
- Editors Antonio La Tegala & Antonio Nanni, Lecce, Italy, June, pp. 646-659.
- NP-ENV 206, (1993), "*Betão - Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade*", Norma Portuguesa, IPQ, Outubro.
- Nsambu, R., (1997), "*Reforço à flexão de vigas de betão armado com laminado de fibras de carbono*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro, 155 pp.
- Okba, S.H., Abdelrahman, A.A., Abdellatif, H., Elkarmouty, H., (2004), "*Short - and Long - Term Loading Behavior of RC Frames Strengthened with FRP*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Oliveira, L.P., Figueiras, J.A., (1999), "*Análise de Esforços e Deformações Transversais do Tabuleiro da Ponte de N. S. da Guia em Ponte de Lima*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Porto, Abril, 31 pp.
- OZ/STAP, (1998), "*Ensaio não destrutivo ou pouco intrusivos realizados no tabuleiro da Ponte da Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima*", Relatório nº 220/00, OZ, Lisboa, Agosto.
- Padrão, J.A.L.M., (2004), "*Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Setembro, 514 pp.
- Paliga, C.M., Campos Filho, A., Real, M.V., Souza, R.H.F., Appleton, J.A.S., (2005), "*Finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber composites*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 131-138.
- Pimenta, T.A.F.A., (1992), "*Estudo do comportamento à fractura de uma resina de epóxico*", Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Materiais e Processos de Fabrico, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pizzi, A., Mittal, K.L., (1994), "*Handbook of Adhesive Technology*", Marcel Dekker, Inc., 680 pp.
- Plevris, N., Triantafillou, T.C., (1994), "*Time-Dependent Behavior of RC Members Strengthened with FRP Laminates*", Journal of Structural Engineering, vol. 120, nº3, March, ASCE, pp. 1016-1041.
- Polymer Laboratories. Dynamic Mechanical Thermal Analyser. *DMTA Operator's Manual*.
- prEN 1504-9, (2006), "*Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity. Part 9: General principles for the use of products and systems*", European Standard, CEN, Brussels.
- prEN 1542, (1998), "*Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - measurement of bond strength by pull-off*", European Standard, CEN, Bruxelas, Novembro.
- Ranisch, E.H., (1982), "*Zur tragfähigkeit von verklebungen zwischen baustahl und beton - geklebte bewehrung*", Doctoral Thesis, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität
-

Braunschweig, iBMB, Helf 54, Germany.

Reay, J.T., Pantelides, C.P., Reaveley, L.D., Ring, T.A., (2004), "*Long-term durability of carbon FRP composites applied to RC bridges: State Street Bridge on Interstate 80*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.

REBAP, (1983), "*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*", Portugal.

Replark System Procedure Instruction, (1997), "*Revitalizing concrete structures – Replark technical datasheet – Replark systems guideline*", Carbon fiber prepeg sheet for construction industries, Mitsubishi Chemical Corporation.

Ribeiro, S., Gonçalves, A., Catarino, J., (2000), "*Reparação de estruturas de betão na normalização europeia*", Actas da Conferência Nacional REPAR 2000, LNEC, Junho, Lisboa, pp. 105-113.

Rizkalla, S., Labossière, P., (1999), "*Structural Engineering with FRP in Canada*", Concrete International, vol. 21, nº 10, October, pp. 25-28.

Roberts, T.M., (1989), "*Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams*", The Structural Engineer, vol. 67, nº 12, pp. 229-233.

Rodrigues, C.M.C., (2004), "*Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos*", Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Junho, 428 pp.

Ross, C. A., Jerome, D. M., Tedesco, J. W., Hughes, M. L., (1999), "*Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Composite Laminates*", ACI Structural Journal, vol. 96, nº 2, March-April, pp. 212-220.

Rostásy, F.S., (1998), "*Assessment of S&P CRP Structural Strengthening System*", Expert Opinion Nº 98/0322, Scherer & Partners Construction System, Brunnen, Switzerland, 46 pp.

Rostásy, F.S., (1997), "*On durability of FRP in aggressive environments*", Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, pp. 107-114.

Rostásy, F.S., (1996), "*FRP: The European perspective*", Proceedings of the First International Conference On Composites in Infrastructure, ICCI'96, Tucson, USA, January, pp. 12-20.

Rostásy, F.S., Holzenkämpfer, P., Hankers, C., (1996), "*Geklebte Bewehrung für die Vertärkung von Betonbauteilen*", In Betonkalender 1996, II, pp. 547-576.

RSAEPP, (1983), "*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*", Portugal.

- Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., (1990), "*Fiber Composite plates can strengthen beams*", Concrete International, vol. 12, nº 3, March, pp. 65-71.
- Scheibe, M., Rostasy, F.S., (1998), "*Stress-Rupture Behavior of AFRP-Bars in Concrete and Under Natural Environment*", Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI'98, Tucson, Arizona, USA, pp. 138-151.
- Seible, F., Karbhari, V.M., (1996), "*Advanced composites for civil engineering applications on the US*", Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI'96, Tucson, USA, January, pp. 21-40.
- Seim, W., Vasquez, A., Karbhari, V., Seible, F., (2003), "*Poststrengthening of Concrete Slabs: Full-Scale Testing and Design Recommendations*", Journal of Structural Engineering, vol. 129, nº 6, June, pp. 743-752.
- Seim, W., Hörman, M., Karbhari, V., Seible, F., (2001), "*External FRP Poststrengthening of Scaled Concrete Slabs*", Journal of Composites for Construction, vol. 5, nº 2, pp. 67-75.
- Sen, R., Shahawy, M., e Mullins, G., Spain, J., (1999), "*Durability of Carbon Fiber-Reinforced Polymer/Epoxy/Concrete Bond in Marine Environment*". ACI Structural Journal, vol. 96, nº 6, November-December, pp. 906-914.
- Sena-Cruz, J. M., (2004), "*Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips*", Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Setaram. DSC131 - Practical work and Maintenance, B/DC131TPA - 09/04/99.
- Shahrooz, B., Boy, S., (2004), "*Retrofit of a Three-Span Slab Bridge with Fiber Reinforced Polymer Systems - Testing and Rating*", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 8, nº 3, pp. 241-247.
- Shehata, E., Rizkalla, S., Stewart, D., (1998), "*Roof Retrofit*", Concrete International, vol. 20, nº 6, June, pp. 44-46.
- Sika, (2002-a), "*Procedimentos Sika. Sistema Sika Carbodur*", Caderno geral de condições técnicas para reforço de estruturas com o sistema Sika Carbodur, à base de laminados de fibras de carbono, Sika, Indústria Química S.A., Edição de Maio.
- Sika, (2002-b), "*Procedimentos Sika. Sistema SikaWrap*", Caderno geral de condições técnicas para reforço de estruturas com o sistema SikaWrap, à base de telas de fibras de carbono, Sika, Indústria Química S.A., Edição de Maio.
- Sika, (2002-c), "*Prontuário de fichas técnicas - Construir com segurança*", Sika, Indústria Química S.A., edição nº5.
- Sika, (2000), "*Sika Carbodur. SikaWrap. Reforço estrutural e sísmico*", Solutions with Sika Systems, Sika, Indústria Química S.A., Junho.

- Silano, L.G., Brinckerhoff, P., (1993), "*Bridge Inspection and Rehabilitation. A practical Guide*", John Wiley & Sons, Inc.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2006), "*Reforço da Laje do Tabuleiro da Ponte de N. S. Guia. Memória Descritiva e Justificativa de Ante-Projecto*", edição do LABEST, FEUP, Julho, 43 pp.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2005-b), "*Behaviour of RC structures strengthened with CFRP systems under thermal effects*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 345-352.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2005-a), "*Load tests response of a deck slab strengthened with CFRP systems*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 203-210.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Félix, C., Figueiras, J.A., (2003-c), "*Monitorização do Comportamento do Reforço Experimental do Tabuleiro da Ponte de N. S. Guia*", Relatório Técnico, edição do LABEST, FEUP, Porto, Dezembro, 100 pp.
- Silva, P.C., Dimande, A.O., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2003-b), "*Laje Superior do Tabuleiro da Ponte de Nossa Senhora da Guia - Ensaio de Tracção Directa - "Pull off"*", Relatório Técnico, edição do LABEST, FEUP, Porto, Novembro, 14 pp.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2003-a), "*Reforço do Tabuleiro da Ponte de N. S. Guia. Memória Descritiva e Justificativa de Estudo Prévio*", edição do LABEST, FEUP, Janeiro, 29 pp.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2002), "*Determinação dos esforços e Deslocamentos Transversais do Tabuleiro da Ponte de N. S. Guia*", Relatório Técnico, DECivil, FEUP, Julho, 33 pp.
- Silva, P.C., Juvandes, L.F.P., Figueiras, J.A., (2000), "*Análise do Efeito de Extremidade numa Ligação Colada tipo Betão-Aço ou Betão-FRP*", Proc. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas REPAR2000, Lisboa, Junho, pp. 579-587.
- Silva, P.A.S.C.M., (1999-a), "*Modelação e Análise de Estruturas de Betão Reforçadas com FRP*", Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Junho, 254 pp.
- Silveira A.P.C., (1993), "*A Influência das Acções Térmicas no Comportamento de Pontes de Betão Armado Pré-esforçado*", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 228 pp.
- S&P, (2005), "*Instruction Guide for S&P end anchorage system*", S&P Clever Reinforcement Company, 6 pp.
- S&P, (2002), "*Guide for the application of S&P FRP Systems*", Bettor MBT and Degussa publication, 24 pp.

- Tadros, G., McWhinnie, K., Kroman, J., (1999), "*Deck Strengthening for Country Hills Bridge in Canada*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 455-466.
- Takahashi, Y., Sato, Y., (2001), "*Experimental study on the strengthening effect of a CFRP sheet for RC slabs*", Proceedings of the 5th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-5, Cambridge, England, pp. 989-996.
- Täljsten, B., (2003-a), "*Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets*", Construction and Building Materials, vol. 17, issue 1, February, pp. 15-26.
- Täljsten, B., (2003-b), "*Design guideline for CFRP strengthening of concrete structures*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-6, Singapore, July, pp. 1425-1434.
- Tan, K.H., Zhao, H., (2004), "*Strengthening of Openings in One-Way Reinforced-Concrete Slabs Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Systems*", Journal of Composites for Construction, vol. 8, nº 5, pp. 393-402.
- Tan, K.Y., Tumialan, G., Nanni, A., (2003), "*Evaluation of externally bonded CFRP systems for the strengthening of RC slabs*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-6, Singapore, July, pp. 417-426.
- Tann, D.B., Davies, P., (2004), "*Strength and Ductility of Solid RC Slabs Strengthened by FRP Composites*", CD-Rom Proceedings of the Fourth Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, July, Calgary, Alberta, Canada.
- Toutanji, H.A., Gómez, W., (1997), "*Durability Characteristics of Concrete Beams Externally Bonded with FRP Composite Sheets*", Cement and Concrete Composites, vol. 19, pp. 351-358.
- Triantafillou, T.C., Antonopoulos, C.P., (2000), "*Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP*", Journal of Composites for Construction, vol. 4, nº 4, pp. 198-205.
- Triantafillou, T.C., Plevris, N., (1992), "*Strengthening of R/C beams with epoxy-bonded fiber-composite materials*", Materials and Structures, vol. 25, pp. 201-211.
- Triantafillou, T.C., Deskovic, N., e Deuring, M., (1992), "*Strengthening of concrete structures with prestresse fiber reinforced plastic sheets*". ACI Structural Journal, vol. 89, nº 3, May-June, pp. 235-244.
- TR-55, (2000), "*Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*", Technical Report Nº 55, The Concrete Society, Crowthorne, UK.
- Turi, E.A., (1997), "*Thermal Characterization of Polymeric Materials*", Two Volumes, Second Edition, Academic Press.

- Uomoto, T., Nishimura, T., (1999), "*Deterioration of Aramid, Glass, and Carbon Fibers Due to Alkali, Acid, and Water in Different Temperatures*", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, November, Baltimore, USA, pp. 515-522.
- Vasquez, A., Karbhari, V., (2003), "*Fiber-Reinforced Polymer Composite Strengthening of Concrete Slabs with Cutouts*", ACI Structural Journal, vol. 100, nº 5, September-October, pp. 665-673.
- Vishay, (1993), "*Strain Gage Thermal Output and Gage Factor Variation with Temperature*", Tech Note 504-1, Measurements Group, Inc., USA, 10 pp.
- Vogel, T., Ulaga, T., (2003), "*Design concepts of the new Swiss code on externally bonded reinforcement*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-6, Singapore, July, pp. 1415-1424.
- Walser, R., Steiner, W., (1997), "*Strengthening of the Rhine Bridge Oberriet – Meiningen*", Preceedings of the US-Canada-Europe Workshop on Bridge Engineering, July, Zurich, pp. 127 133.
- Wang, J.W., Tan, K.H, (2001), "*Punching shear behaviour of RC flat slabs externally strengthened with CFRP systems*", Proceedings of the 5th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-5, Cambridge, England, pp. 997-1005.
- Wu, L., Hoa, S.V., Ton-That, M, (2004), "*Effects of Water on the Curing and Properties of Epoxy Adhesive Used for Bonding FRP Composite Sheet to Concrete*", Journal of Applied Polymer Science, vol. 92, pp. 2261-2268.
- Yu, C.W., Bull, J.W., (2006), "*Durability of Materials and Structures in Building and Civil Engineering*", Whittles Publishing, CRC Press LLC.

ANEXO A

ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA

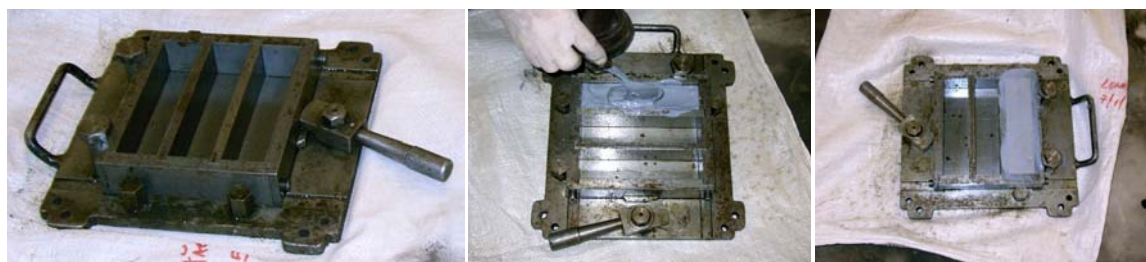
ANEXO A - ENSAIOS DE MATERIAIS E DE ADERÊNCIA

Preparação das amostras para a Fase 1 de ensaios

No âmbito do programa experimental de caracterização dos sistemas de CFRP e da interface betão-compósito, foram preparadas amostras de resinas e de adesivos e faixas de sistemas de CFRP do tipo manta. Em relação às resinas e adesivos executaram-se, para cada um dos produtos, placas de 200x420x4 mm³ e prismas com a dimensão de 160x40x40 mm³. Quanto aos sistemas do tipo manta foram realizadas, para os dois sistemas de manta, quatro faixas com 250x50 mm² constituídas por duas camadas. Na preparação das placas, utilizou-se uma cofragem constituída por uma placa de vidro em cuja superfície se colaram previamente umas folhas de acetato para facilitar posteriormente a descofragem do material. Nessa placa de vidro foram coladas, ainda, umas tiras de cortiça com 4 mm de espessura, de modo a demarcar as dimensões pretendidas para a placa de resina/adesivo. Em seguida, foi espalhada a resina/adesivo e com a ajuda de uma régua foi regularizada a sua superfície. Finalmente, foi colocada com uma ligeira pressão outra placa de vidro sobre a anterior, de modo a garantir uma espessura uniforme. Na preparação dos prismas de resina/adesivo utilizaram-se moldes, frequentemente adoptados na preparação de provetes de argamassa. Na Figura A.1, ilustram-se os moldes utilizados na preparação das placas de resina/adesivo. Na Figura A.2, mostra-se a preparação dos prismas de resina/adesivo. Por fim, o aspecto final das amostras de resina/adesivo e das faixas de mantas encontram-se representadas na Figura A.3.

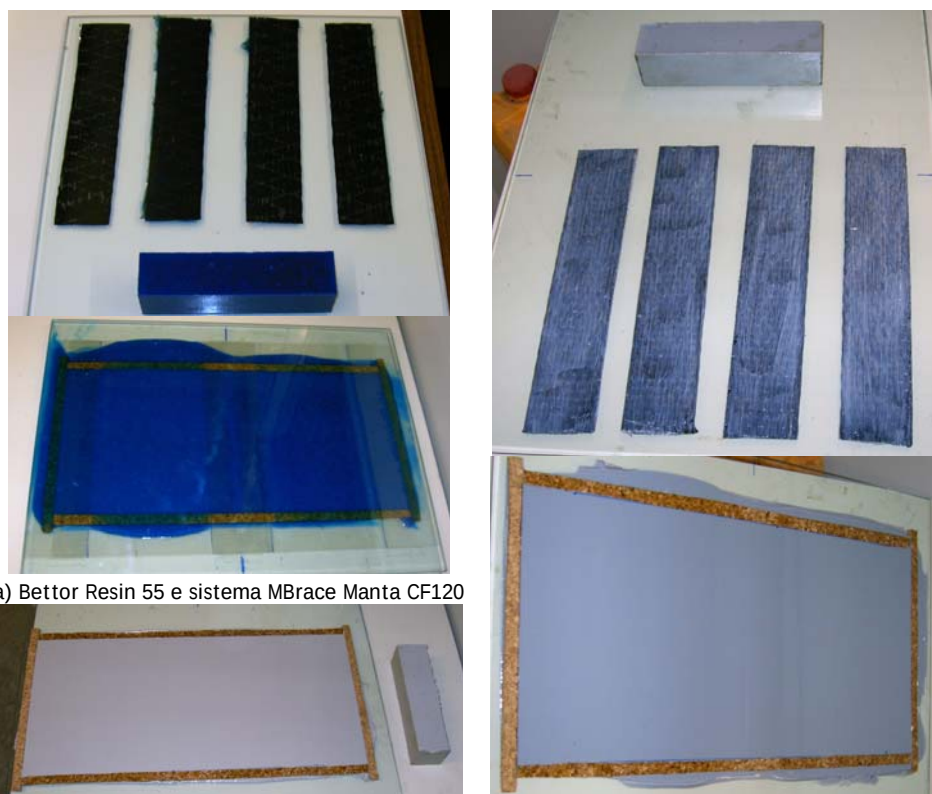


Figura A.1 - Preparação das placas de resinas/adesivos com vista à extracção de provetes.



a) molde para preparação dos prismas b) espalhamento da resina/adesivo c) colocação da folha de acetato

Figura A.2 - Execução dos prismas de resinas/adesivos necessários à preparação dos provetes.



a) Bettor Resin 55 e sistema MBrace Manta CF120

b) Bettor resin 220

c) Sikadur 330 e sistema Sika Wrap Hex-230 C

Figura A.3 - Aspecto final das placas e dos prismas de resinas/adesivos e das faixas de mantas.

Preparação das amostras para a Fase 2 de ensaios

A preparação das amostras de resinas e de adesivos foi muito semelhante à descrita anteriormente. As alterações introduzidas reportaram-se às dimensões da placa e à sua espessura (1 mm). De modo a garantir uma espessura de 1 mm, utilizaram-se umas chapas de alumínio com essa espessura. Essas chapas foram coladas às placas de vidro utilizadas anteriormente, mas com uma disposição que permitiu a execução de duas placas por resina/adesivo, uma com 120x420x1 mm³ e outra com 70x300x1 mm³. Da primeira placa extraíram-se provetes para o ensaio de absorção de água e da outra placa preparam-se provetes para os ensaios de flexão e de medição da temperatura de transição vítrea. As várias etapas de execução das amostras encontram-se esquematizadas na Figura A.4. Em relação às resinas e adesivos executaram-se, para cada um dos produtos, placas de 200x420x4 mm³.

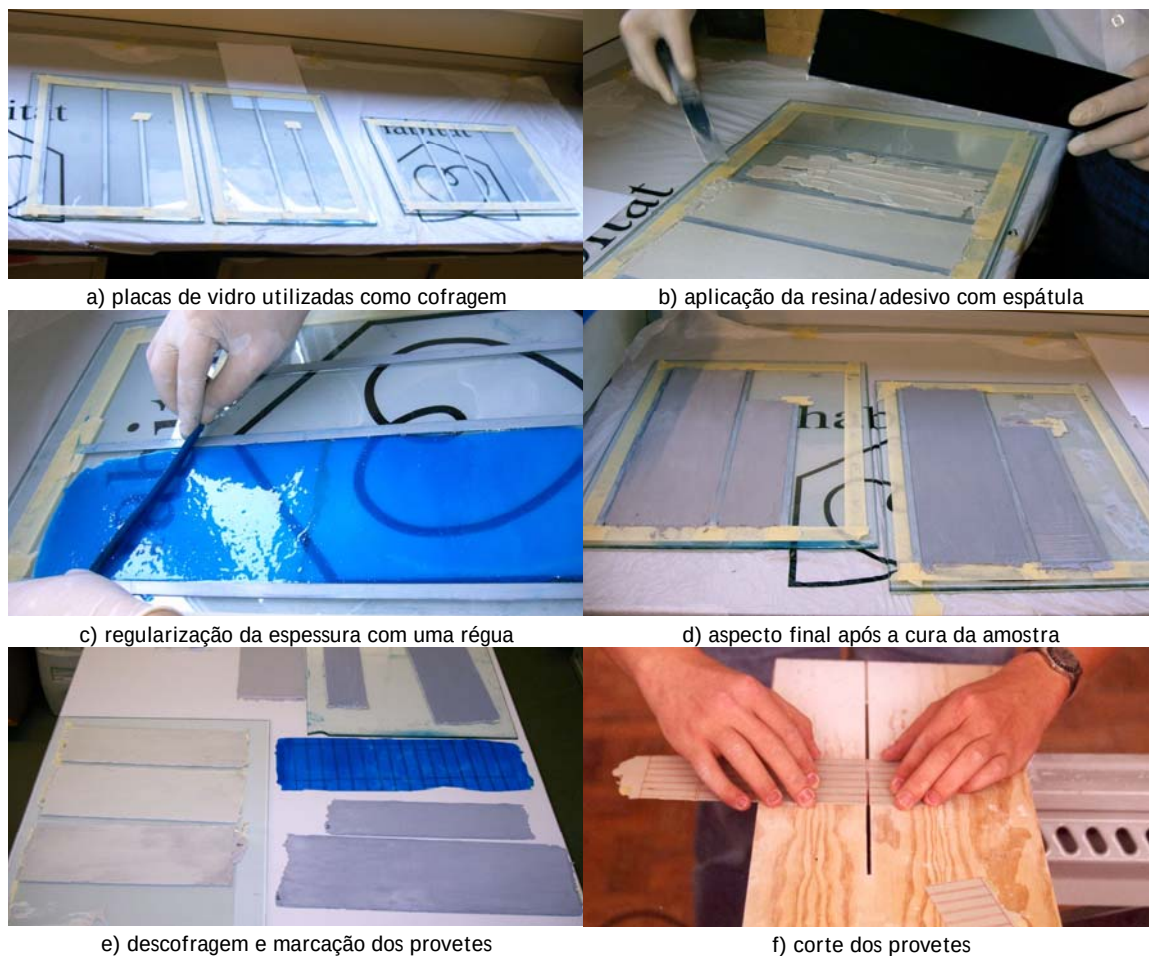


Figura A.4 - Execução das placas e dos provetes de resinas/adesivos com vista ao ensaio de absorção de água.

Algumas das amostras de resina/adesivo foram curadas a 80°C, enquanto outras foram submetidas a uma pós-cura a essa temperatura. Para tal, colocaram-se as amostras numa estufa durante cerca de 2 horas, como se mostra na Figura A.5.



Figura A.5 - Cura e pós-cura das placas de resina/adesivo.

Devido à reduzida espessura das placas foi perceptível a existência de bolhas de ar e de uma ligeira variação da espessura em algumas zonas interiores da placa, ver Figura A.6.

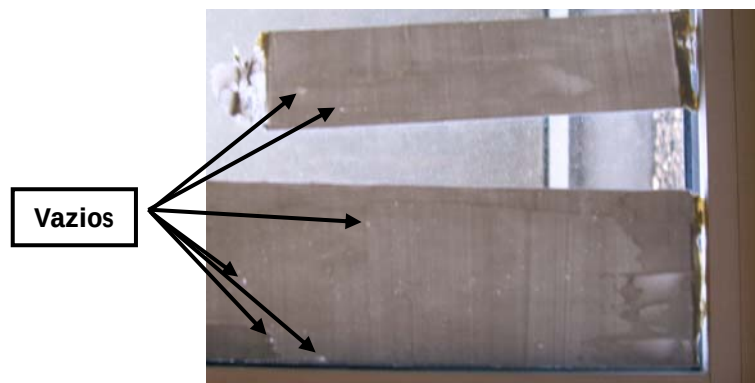


Figura A.6 - Placas de adesivo expostas à luz de modo a observar os vazios existentes.

Preparação das amostras para os ensaios de aderência em flexão (Fase 3)

Para a realização dos ensaios de aderência em flexão, foi necessário preparar 24 cubos normalizados de betão de $0.15 \times 0.15 \times 0.15 \text{ m}^3$, procedendo-se à rectificação das faces de modo a que estes “encaixassem perfeitamente” no sistema metálico concebido para o ensaio. Em seguida, prepararam-se as superfícies de duas faces opostas de cada cubo de betão e para o sistema MBrace Manta CF120 aplicou-se um primário epoxídico na superfície do betão de modo a melhorar a aderência. Posteriormente, efectuou-se a aplicação da resina/adesivo e do sistema de CFRP em todos os cubos. Na Figura A.7, ilustram-se as fases de preparação dos provetes.

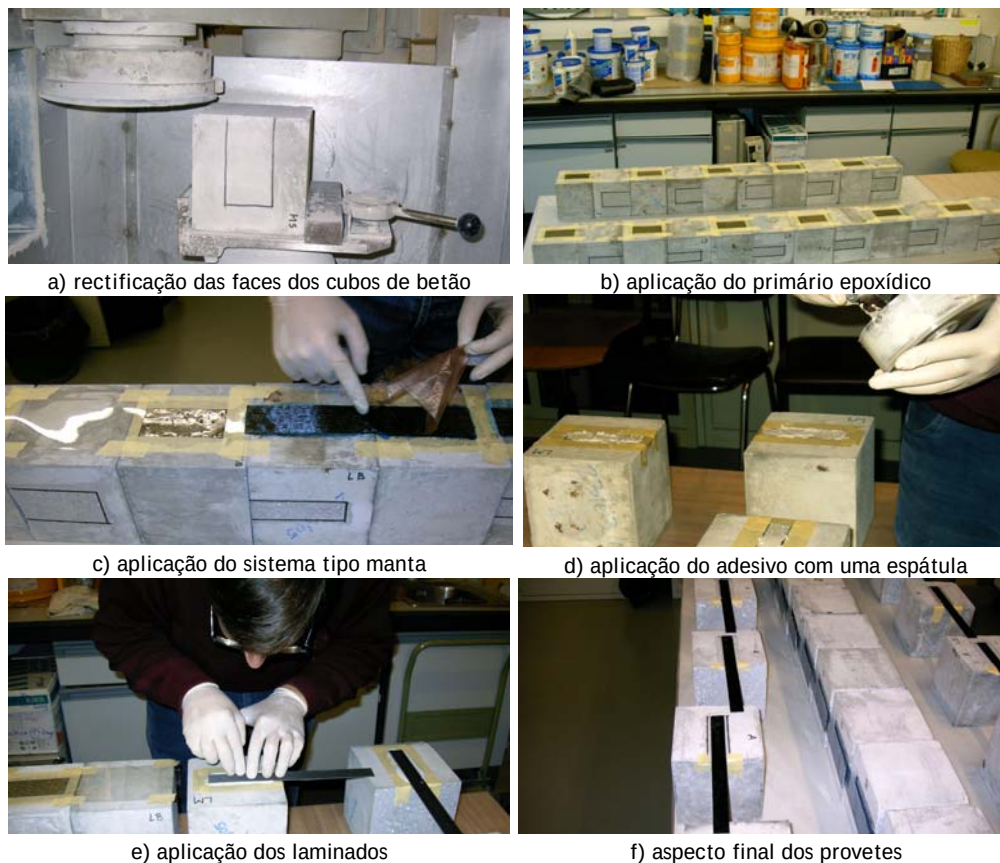


Figura A.7 - Execução dos provetes a utilizar nos ensaios de aderência em flexão.

Ensaio de compressão de resinas/adesivos

Os ensaios de tracção foram executados de acordo com a norma EN 12190, envolvendo inicialmente a medição da área das faces carregadas dos provetes a fim de determinar o valor da tensão. Os valores obtidos encontram-se listados no Quadro A.1.

Quadro A.1 - Resultados dos ensaios de compressão das resinas/adesivos - Fase 1 de ensaios.

Material	Provete	Data		Área (mm ²)	Força Máxima (kN)	Tensão (MPa)		
		Mistura	Ensaio			Valor	Média	CV (%)
MBrace Resin 55	COMR55_1	18-02-05		1509.2	142.25	94.25	94.64	1.49
	COMR55_2			1509.2	145.19	96.20		
	COMR55_3			1462.9	139.30	95.23		
	COMR55_4			1584.0	147.15	92.90		
Sikadur 330	COMS330_1	31-01-05		1552.3	139.30	89.74	91.34	3.45
	COMS330_2			1488.8	142.74	95.88		
	COMS330_3			1580.0	143.72	90.96		
	COMS330_4			1580.0	140.28	88.79		
MBrace Resin 220	COLR220_1	10-02-05		1588.0	153.04	96.37	89.71	12.40
	COLR220_2			1536.0	140.28	91.33		
	COLR220_3			1588.0	155.00	97.61		
	COLR220_4			1627.8	119.68	73.52		
Sikadur 30	COLS30_1	03-02-05		1632.0	127.04	77.84	80.69	12.85
	COLS30_2			1578.0	119.68	75.85		
	COLS30_3			1590.1	116.25	73.11		
	COLS30_4			1599.8	153.53	95.97		

Ensaio de tracção de resinas/adesivos

Os ensaios de tracção foram executados de acordo com o modo de proceder especificado na norma ISO 527-2, envolvendo inicialmente a medição da largura e da espessura em três pontos distintos da zona central dos provetes, a fim de determinar a secção transversal média do provete. No Quadro A.2, resumem-se os valores das dimensões dos provetes e a área da secção transversal considerada para a determinação dos resultados dos ensaios de tracção. No Quadro A.3, expõem-se, para cada provete, os resultados da resistência e do alongamento máximo à tracção e do módulo de elasticidade.

Quadro A.2 - Dados sobre a geometria dos provetes de resinas/adesivos usados nos ensaios de tracção.

Amostra				Provete						Data Ensaio
Tipo	Material	Data Mistura	Referência	t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_3 (mm)	t_m (mm)	b (mm)	Área (mm ²)	
Resinas	MBrace Resin 55	18-02-05	TRMR55_1	4.44	4.33	4.41	4.39	10.52	46.18	03-08-06
			TRMR55_2	4.17	4.15	4.19	4.17	10.47	43.66	
			TRMR55_3	4.38	4.43	4.41	4.41	10.19	44.94	
			TRMR55_4	4.34	4.42	4.40	4.39	9.93	43.59	
			TRMR55_5	4.20	4.18	4.22	4.20	10.35	43.47	
			TRMR55_6	3.92	4.04	3.95	3.97	10.43	41.41	
	Sikadur 330	31-01-05	TRMS330_1	4.43	4.43	4.50	4.45	9.89	44.01	
			TRMS330_2	4.59	4.62	4.60	4.60	9.94	45.72	
			TRMS330_3	4.45	4.52	4.50	4.49	9.97	44.77	
			TRMS330_4	4.45	4.43	4.41	4.43	9.99	44.26	
			TRMS330_5	4.47	4.46	4.46	4.46	9.96	44.42	
			TRMS330_6	4.53	4.57	4.54	4.55	9.96	45.32	
Adesivos	MBrace Resin 220	10-02-05	TRLR220_1	4.75	4.85	4.80	4.80	9.93	47.66	
			TRLR220_2	4.95	5.00	4.95	4.97	9.77	48.56	
			TRLR220_3	5.02	4.77	4.85	4.88	9.89	48.26	
			TRLR220_4	5.11	5.25	5.20	5.19	10.09	52.37	
			TRLR220_5	5.09	5.17	5.11	5.12	10.00	51.20	
			TRLR220_6	5.40	5.35	5.35	5.37	9.63	51.71	
	Sikadur 30	03-02-05	TRLS30_1	4.55	4.59	4.32	4.49	10.00	44.90	
			TRLS30_2	4.76	4.65	4.75	4.72	9.96	47.01	
			TRLS30_3	4.61	4.67	4.63	4.64	9.97	46.26	
			TRLS30_4	4.80	4.73	4.72	4.75	9.98	47.41	
			TRLS30_5	4.66	4.69	4.70	4.68	9.93	46.47	
			TRLS30_6	4.71	4.79	4.71	4.74	9.97	47.26	

t_1 , t_2 , t_3 – espessuras lidas; t_m – espessura média; b – largura média.

Quadro A.3 - Principais resultados dos ensaios de tracção das resinas/adesivos - Fase 1 de ensaios.

Amostra		Provete		Resistência Máxima			Alongamento Máximo			Módulo de Elasticidade			Validação Do Ensaio
Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	Valor (MPa)	Média (MPa)	CV (%)	Valor (%)	Média (%)	CV (%)	Valor (GPa)	Média (GPa)	CV (%)	
MBrace Resin 55	18-02-05		TRMR55_1	46.85			2.40			2.93			Sim
			TRMR55_2	51.42			2.81			2.95			Sim
			TRMR55_3	49.52	47.53	6.76	2.41	2.42	11.37	2.89	2.89	2.16	Não
			TRMR55_4	47.13			2.54			2.84			Sim
			TRMR55_5	48.33			2.39			2.94			Sim
			TRMR55_6	41.93			1.96			2.80			Não
Sikadur 330	31-01-05		TRMS330_1	42.80			1.41			3.98			Sim
			TRMS330_2	43.47			1.28			4.52			Sim
			TRMS330_3	43.37	42.58	10.41	1.31	1.36	17.07	4.37	4.21	5.06	Não
			TRMS330_4	34.00			0.97			3.99			Sim
			TRMS330_5	45.26			1.54			4.22			Não
		03-08-06	TRMS330_6	46.57			1.63			4.18			Sim
MBrace Resin 220	10-02-05		TRLR220_1	20.77			0.33			6.40			Sim
			TRLR220_2	26.13			0.37			7.57			Não
			TRLR220_3	21.44	22.06	16.32	0.33	0.32	16.80	6.70	7.01	6.64	Sim
			TRLR220_4	22.46			0.34			6.74			Sim
			TRLR220_5	25.39			0.36			7.43			Sim
			TRLR220_6	16.15			0.22			7.25			Sim
Sikadur 30	03-02-05		TRLS30_1	26.96			0.35			8.85			Sim
			TRLS30_2	26.34			0.35			8.38			Sim
			TRLS30_3	27.08	26.09	6.89	0.33	0.33	14.89	9.23	8.74	5.27	Sim
			TRLS30_4	28.03			0.39			8.15			Não
			TRLS30_5	25.19			0.31			8.54			Sim
			TRLS30_6	22.96			0.24			9.27			Não

Ensaio de tracção dos sistemas de CFRP

Os ensaios de tracção foram executados de acordo com os procedimentos indicados na norma ISO 527-5, envolvendo, inicialmente, a medição da largura e da espessura em três pontos distintos da zona central dos provetes, a fim de determinar a secção transversal média do provete. No Quadro A.4, resumem-se os valores registados e a área da secção transversal considerada para a determinação dos resultados dos ensaios de tracção.

Quadro A.4 - Dados sobre a geometria dos provetes usados nos ensaios de tracção dos sistemas de CFRP.

Sistema CFRP				Provete					
Tipo	Designação	Data Mistura	Referência	t_m (mm)	b (mm)	A_1 (mm ²)	t_{eq} (mm)	A_2 (mm ²)	Data Ensaio
Mantas	Sika Wrap Hex-230 C	31-01-05	TRMSI_1	1.4	14.9	21.31	0.260	3.87	27-07-06
			TRMSI_2	1.3	14.9	19.82		3.87	
			TRMSI_3	1.7	15.4	26.18		4.00	
			TRMSI_4	1.4	15.0	21.45		3.90	
			TRMSI_5	1.5	15.1	22.20		3.93	
			TRMSI_6	1.7	15.7	27.16		4.08	21-07-06
	MBrace Manta CF120	18-02-05	TRMMB_1	1.0	15.0	14.55	0.234	3.51	27-07-06
			TRMMB_2	0.7	14.8	9.92		3.46	
			TRMMB_3	0.9	15.7	14.60		3.67	
			TRMMB_4	0.8	15.0	12.00		3.51	
			TRMMB_5	0.7	15.1	11.02		3.53	
			TRMMB_6	0.9	14.7	12.79		3.44	21-07-06
Laminados	Sika CarboDur S512		TRL SI_1	1.2	15.0	18.00			27-07-06
			TRL SI_2		15.2	18.70			
			TRL SI_3		14.5	17.40			
			TRL SI_4		14.8	18.20			
			TRL SI_5	1.3	14.8	18.80			
			TRL SI_6	1.2	15.1	18.12			21-07-06
	MBrace Laminado HM	-	TRL MB_1	1.4	12.8	17.92	-	-	27-07-06
			TRL MB_2	1.3	14.9	19.82			
			TRL MB_3	1.4	14.7	20.14			
			TRL MB_4		13.1	18.34			
			TRL MB_5		14.1	19.74			
			TRL MB_6	1.3	14.5	19.29			21-07-06
	Mapei Carboplate E170		TRL MA_1	1.6	15.0	24.00			27-07-06
			TRL MA_2		15.9	25.44			
			TRL MA_3		15.4	24.64			
			TRL MA_4	1.5	14.3	22.88			
			TRL MA_5		15.2	23.26			
			TRL MA_6		15.8	23.70			21-07-06

t_m – espessura média; b – largura média; t_{eq} – espessura equivalente da manta não impregnada (obtida nos documentos técnicos dos sistemas); A_1 – área da secção transversal; A_2 – área equivalente da secção transversal.

Os resultados obtidos nos sistemas de CFRP relativos à resistência à tracção e ao modo de ruína observado encontram-se expostos no Quadro A.5. Os modos de ruína foram classificados de acordo com o preconizado na norma ASTM D3039 (conjugação de três caracteres: o primeiro traduz o tipo de rotura, o segundo refere-se à localização da zona onde se verificou a rotura e o último localiza no provete a secção de rotura). Na Figura A.8, ilustram-se os modos de ruína mais frequentes.

Quadro A.5 - Resistência à tracção e modo de ruína dos sistemas de CFRP do tipo manta e do tipo laminado.

Amostra		Provete		Força (kN)	Tensão Máxima			Modo de Ruína ^[1]	Validação do Ensaio
CFRP	Data Mistura	Data Ensaio	Referência		Valor (MPa)	Média (MPa)	CV (%)		
Sika Wrap Hex-230 C	31-01-05	27-07-06	TRMSI_1	11.78	3040.0	2960.0	5.87	XMV	Sim
			TRMSI_2	11.01	2840.7			XMV	Sim
			TRMSI_3	11.54	2882.5			XMV	Sim
			TRMSI_4	10.96	2809.8			XMV	Sim
			TRMSI_5	8.19	-			SIT	Não
		21-07-06	TRMSI_6	13.17	3227.1			XMV	Sim
MBrace Manta CF120	18-02-05	27-07-06	TRMMB_1	8.57	2441.9	2970.4	16.21	LAT	Não
			TRMMB_2	11.20	3234.5			XMV	Sim
			TRMMB_3	8.34	2271.2			XMV	Sim
			TRMMB_4	11.72	3338.0			XMV	Sim
			TRMMB_5	11.78	3334.5			XMV	Sim
		21-07-06	TRMMB_6	11.02	3202.4			XMV	Sim
Sika CarboDur S512		27-07-06	TRLSI_1	22.74	-	2505.1	13.03	SUV	Não
			TRLSI_2	51.54	2756.7			XGM	Sim
			TRLSI_3	37.17	2136.2			XGM	Sim
			TRLSI_4	12.18	-			SUV	Não
			TRLSI_5	18.33	-			SUV	Não
		21-07-06	TRLSI_6	47.52	2622.4			XGM	Sim
MBrace Laminado LM		27-07-06	TRLMB_1	37.05	2067.5	2002.3	31.54	LAT	Sim
			TRLMB_2	10.95	-			SUV	Não
			TRLMB_3	32.25	1601.1			XGM	Sim
			TRLMB_4	27.05	1474.7			XGM	Sim
			TRLMB_5	35.74	1810.3			SMV	Sim
		21-07-06	TRLMB_6	58.97	3058.0			OVT	Sim
Mapei Carboplate E170		27-07-06	TRLMA_1	57.41	2392.2	2103.2	11.41	XGM	Sim
			TRLMA_2	46.17	1814.9			XGM	Sim
			TRLMA_3	45.05	1828.2			XGM	Sim
			TRLMA_4	51.83	2265.2			XGM	Sim
			TRLMA_5	52.10	2240.1			XGM	Sim
		21-07-06	TRLMA_6	49.26	2078.6			XGM	Sim

[1] Modos de ruína classificados de acordo com a norma ASTM D 3039: XMV - rotura explosiva em múltiplas secções; SIT - rotura longitudinal na zona da amarração; LAT - rotura próxima da zona da amarração superior; SUV - rotura longitudinal ao longo do provete; XGM - rotura explosiva na zona central do provete; SMV - rotura longitudinal em múltiplas secções; OVT - Modo não classificado.

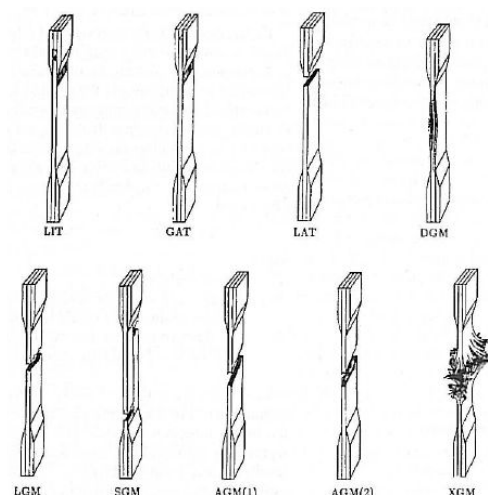


Figura A.8 - Modos de ruína habituais em ensaios de tracção de sistemas de CFRP [ASTM D 3039, 2000].

A resposta dos cinco provetes de cada sistema do tipo manta está representada nas Figuras A.9 e A.10 em diagramas que relacionam a força aplicada com o deslocamento vertical da garra móvel da prensa. Nas Figuras A.11, A.12 e A.13 ilustram-se os diagramas que relacionam a força aplicada com o deslocamento vertical da garra móvel da prensa para os cinco provetes do sistema Sika Carbodur, MBrace Laminado e Mapei Carboplate, respectivamente.

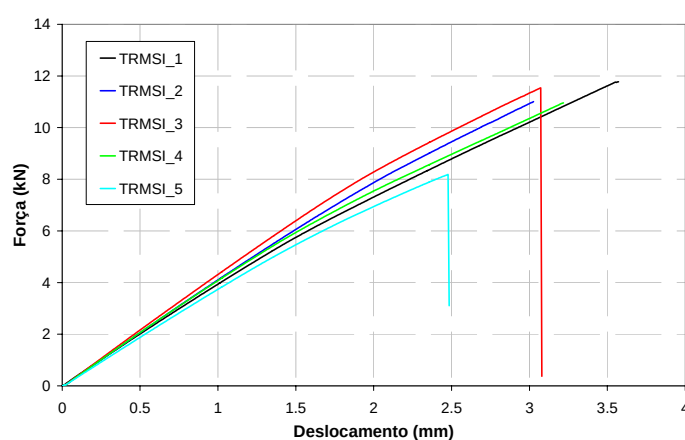


Figura A.9 - Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Sika Wrap.

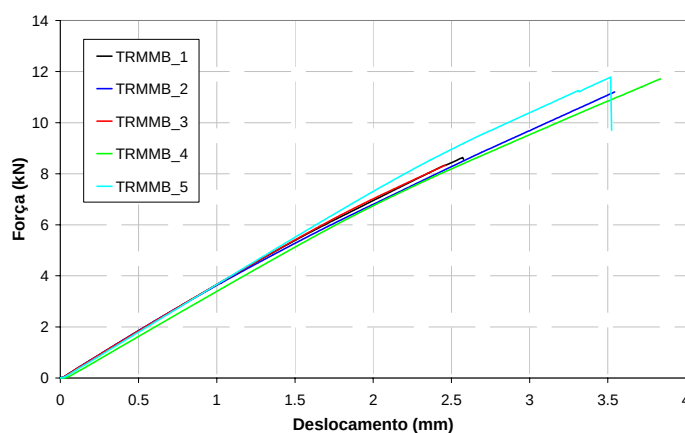


Figura A.10 - Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema MBrace Manta.

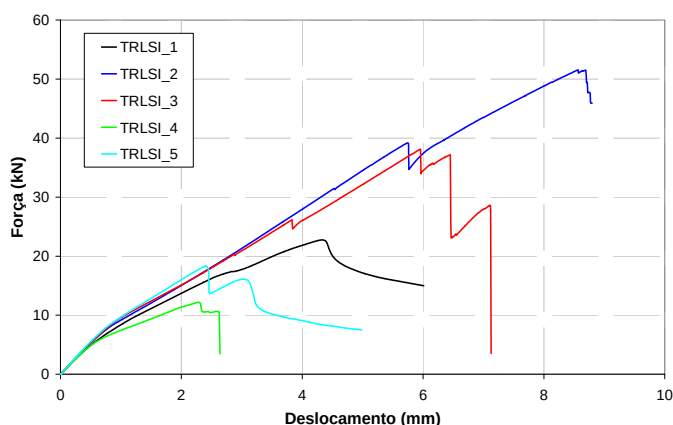


Figura A.11 - Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Sika Carbodur.

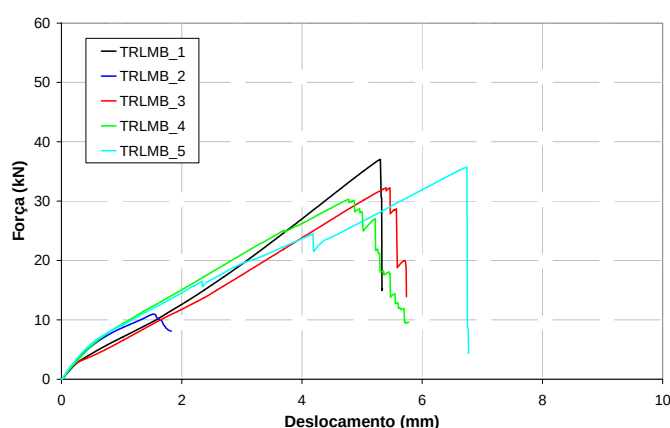


Figura A.12 - Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema MBrace Laminado.

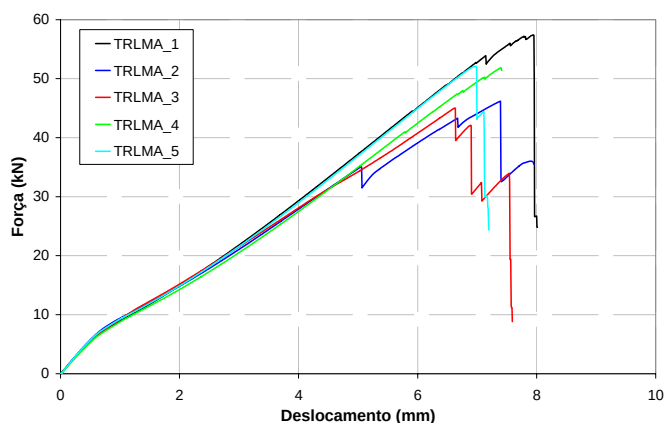


Figura A.13 - Diagrama força vs deslocamento obtido no ensaio de tracção do sistema Mapei Carboplate.

Ensaio de DMTA - temperatura de transição vítrea de resinas/adesivos

Os ensaios de DMTA para a determinação da temperatura de transição vítrea foram executados de acordo com os procedimentos indicados na norma ISO 6721-5. Para tal, foi necessário no início a medição do comprimento, da largura e da espessura em três pontos distintos da zona central dos provetes a fim de determinar as dimensões médias do provete. No Quadro A.6, resumem-se os respectivos valores médios.

Quadro A.6 - Dados sobre a geometria dos provetes de resinas/adesivos usados nos ensaios de DMTA.

Amostra				Proвете			
Tipo	Material	Data de Mistura	Referência	L_m (mm)	t_m (mm)	b_m (mm)	Data de Ensaio
Resinas	MBrace Resin 55	18-02-05	DMMR55_1	22.00	4.50	10.63	13-05-05
			DMMR55_2		4.30	10.08	
			DMMR55_3		4.25	10.37	
	Sikadur 330	31-01-05	DMMS330_1		4.23	10.77	20-05-05
			DMMS330_2		4.60	10.57	
			DMMS330_3		4.58	10.57	
Adesivos	MBrace Resin 220	10-02-05	DMLR220_1		5.47	10.67	23-05-05
			DMLR220_2		5.25	10.27	
			DMLR220_3		5.33	10.05	
	Sikadur 30	03-02-05	DMLS30_1		4.27	10.13	23-05-05
			DMLS30_2		4.55	10.37	
			DMLS30_3		4.30	9.73	

L_m – comprimento médio entre o encastramento e o ponto de aplicação da carga; t_m – espessura média; b_m – largura média.

Ensaio de absorção de água de resinas/adesivos

Nos ensaios de absorção de água, foram executadas diversas pesagens dos provetes de modo a avaliar o seu teor em água. O cronograma dessas pesagens está resumido no Quadro A.7.

No Quadro A.8, resume-se a informação referente aos provetes da série H75 (humidade relativa média de 75%), nomeadamente, a identificação dos produtos, a data de início e de conclusão do ensaio, a designação dos provetes, as suas dimensões iniciais (largura – b , comprimento – L e espessura – t) e a sua massa inicial (quando imersos na água) e final (no término do ensaio). Informação análoga é apresentada no Quadro A.9 para a série H87 (humidade relativa média de 87%).

Quadro A.7 - Definição dos instantes em que foram efectuadas as pesagens.

Pesagem	Tempo			Pesagem	Tempo			Pesagem	Tempo		
	(horas)	$\sqrt{t}$ (dias)	(dias)		(horas)	$\sqrt{t}$ (dias)	(dias)		(horas)	$\sqrt{t}$ (dias)	(dias)
T ₀	0	Início	0.00	T ₁₁	600	5.0	25.00	T ₂₂	2646	10.5	110.25
T ₁	6	0.5	0.25	T ₁₂	726	5.5	30.25	T ₂₃	2904	11.0	121.00
T ₂	24	1.0	1.00	T ₁₃	864	6.0	36.00	T ₂₄	3174	11.5	132.25
T ₃	48	1.4	2.00	T ₁₄	1014	6.5	42.25	T ₂₅	3456	12.0	144.00
T ₄	54	1.5	2.25	T ₁₅	1176	7.0	49.00	T ₂₆	3750	12.5	156.25
T ₅	96	2.0	4.00	T ₁₆	1350	7.5	56.25	T ₂₇	4056	13.0	169.00
T ₆	150	2.5	6.25	T ₁₇	1536	8.0	64.00	T ₂₈	4374	13.5	182.25
T ₇	216	3.0	9.00	T ₁₈	1734	8.5	72.25	T ₂₉	4704	14.0	196.00
T ₈	294	3.5	12.25	T ₁₉	1944	9.0	81.00	T ₃₀	5046	14.5	210.25
T ₉	384	4.0	16.00	T ₂₀	2166	9.5	90.25	T ₃₁	5400	15.0	225.00
T ₁₀	486	4.5	20.25	T ₂₁	2400	10.0	100.00	T ₃₂	5766	15.5	240.25

Quadro A.8 - Características dos provetes de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%).

Resinas e Adesivos	Data de Mistura	Data de Ensaio		Provete	Dimensões Iniciais			Massa (g)		
		Início	Fim		b (mm)	L (mm)	t (mm)	Início	Fim	
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	24-08-05	21-04-06	ABMR55_H75-1	20.98	80.89	0.84	1.348	1.362
					ABMR55_H75-2	20.82	80.58	0.97	1.674	1.694
					ABMR55_H75-3	20.74	80.76	0.88	1.506	1.523
	Sikadur 330	17-08-05			ABMS330_H75-1	20.73	80.42	0.82	1.688	1.691
					ABMS330_H75-2	20.70	79.65	0.85	1.709	1.715
					ABMS330_H75-3	20.79	79.72	0.81	1.671	1.676
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05			ABMMW21_H75-1	20.25	80.22	0.85	1.582	1.603
					ABMMW21_H75-2	20.32	80.26	0.87	1.641	1.662
					ABMMW21_H75-3	20.22	80.27	0.94	1.676	1.700
	Mapei Mape Wrap 31				ABMMW31_H75-1	20.25	80.42	0.82	1.327	1.345
					ABMMW31_H75-2	20.29	80.98	0.85	1.414	1.432
					ABMMW31_H75-3	20.04	80.68	0.79	1.343	1.363
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	ABLR220_H75-1	21.01	81.14	0.88	2.107	2.117		
			ABLR220_H75-2	21.01	80.73	0.80	2.043	2.059		
			ABLR220_H75-3	20.87	80.99	0.78	1.959	1.969		
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	ABLR220C_H75-1	20.32	80.41	0.78	1.928	1.949		
			ABLR220C_H75-2	20.10	79.73	0.80	1.907	1.930		
			ABLR220C_H75-3	20.38	80.63	0.84	2.078	2.088		
	Sikadur 30	17-08-05	ABLS30_H75-1	20.62	80.48	1.31	2.972	2.976		
			ABLS30_H75-2	20.28	79.83	1.18	2.705	2.709		
			ABLS30_H75-3	20.43	79.86	1.28	3.007	3.012		
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	ABLS30C_H75-1	21.06	80.11	1.28	2.637	2.642		
			ABLS30C_H75-2	21.07	80.57	1.05	2.283	2.289		
			ABLS30C_H75-3	20.87	80.21	1.06	2.224	2.231		
	Mapei Adesilex PG1		ABLAPG1_H75-1	20.01	80.11	0.95	2.012	2.016		
			ABLAPG1_H75-2	19.98	80.48	0.96	2.146	2.155		
			ABLAPG1_H75-3	20.24	79.90	0.90	2.011	2.017		
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	ABLAPG2_H75-1	20.92	80.30	0.95	2.323	2.328		
			ABLAPG2_H75-2	20.94	80.27	0.90	2.165	2.171		
			ABLAPG2_H75-3	20.78	80.05	0.90	2.048	2.052		

Quadro A.9 - Características dos provetes de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%).

Resinas e Adesivos	Data de Mistura	Data de Ensaio		Provete	Dimensões Iniciais			Massa (g)		
		Início	Fim		b (mm)	L (mm)	t (mm)	Início	Fim	
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	24-08-05	21-04-06	ABMR55_H87-1	20.74	80.83	0.99	1.875	1.894
					ABMR55_H87-2	20.75	80.87	1.01	1.733	1.751
					ABMR55_H87-3	20.82	80.67	0.87	1.490	1.506
	Sikadur 330	17-08-05			ABMS330_H87-1	21.04	79.98	0.88	1.930	1.932
					ABMS330_H87-2	20.76	80.40	0.83	1.701	1.701
					ABMS330_H87-3	20.88	79.85	0.83	1.693	1.694
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05			ABMMW21_H87-1	20.66	80.32	0.89	1.683	1.706
					ABMMW21_H87-2	20.13	80.70	0.84	1.554	1.576
					ABMMW21_H87-3	20.10	80.33	0.89	1.658	1.679
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05			ABMMW31_H87-1	20.57	80.99	0.89	1.440	1.458
					ABMMW31_H87-2	20.34	81.13	0.91	1.510	1.528
					ABMMW31_H87-3	20.67	81.04	1.04	1.767	1.787
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05			ABLR220_H87-1	20.97	80.58	0.76	1.936	1.944
					ABLR220_H87-2	21.05	81.17	0.87	2.027	2.037
					ABLR220_H87-3	21.17	81.09	0.80	2.033	2.042
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05			ABLR220C_H87-1	20.50	80.20	0.76	1.889	1.898
					ABLR220C_H87-2	20.25	80.37	0.78	1.925	1.934
					ABLR220C_H87-3	20.45	80.49	0.80	2.024	2.036
	Sikadur 30	17-08-05	ABLS30_H87-1	20.64	80.19	1.21	2.872	2.883		
			ABLS30_H87-2	20.35	79.88	1.13	2.531	2.534		
			ABLS30_H87-3	20.60	80.30	1.23	2.850	2.855		
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	ABLS30C_H87-1	21.17	79.94	1.17	2.484	2.491		
			ABLS30C_H87-2	20.86	80.53	1.02	2.277	2.283		
			ABLS30C_H87-3	20.89	79.72	1.14	2.395	2.402		
	Mapei Adesilex PG1	19-08-05	ABLAPG1_H87-1	20.29	80.12	0.88	1.980	1.985		
			ABLAPG1_H87-2	20.11	80.25	0.91	2.079	2.085		
			ABLAPG1_H87-3	20.23	80.21	0.94	2.179	2.187		
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	ABLAPG2_H87-1	20.44	80.08	0.92	2.144	2.147		
			ABLAPG2_H87-2	21.01	79.19	0.96	2.190	2.195		
			ABLAPG2_H87-3	20.93	80.37	0.91	2.162	2.178		

Efeitos da absorção de água - Ensaio de DMTA e DSC

Após os ensaios de absorção de água, realizaram-se ensaios de DMTA e de DSC sobre as quatro séries de provetes (REF, H75, H87 e IMR). Os Quadros A.10, A.11, A.12 e A.13 resumem os resultados dos ensaios de DMTA para os provetes da série REF, da H75, da H87 e da IMR, respectivamente. Por seu turno, nos Quadros A.14, A.15, A.16 e A.17 resumem-se os resultados dos ensaios de DSC para as mesmas séries de provetes.

Quadro A.10 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série REF (referência).

Amostra				Provete			Temperatura de	
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	t _m (mm)	b _m (mm)	Transição Vítrea (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	31-03-06	DMMR55_REF-1	22	0.7	10.4	62.49
				DMMR55_REF-2		0.9	10.6	56.30
				DMMR55_REF-3		0.8	11.5	63.39
	Sikadur 330	17-08-05	05-04-06	DMMS330_REF-1		0.7	10.3	52.25
				DMMS330_REF-2		0.7	10.8	53.27
				DMMS330_REF-3		0.7	10.7	53.18
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	30-03-06	DMMM21_REF-1		0.6	10.5	55.80
				DMMM21_REF-2		0.5	10.6	54.79
				DMMM21_REF-3		1.0	10.8	51.37
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05	23-03-06	DMMM31_REF-1		1.2	10.9	50.76
				DMMM31_REF-2		1.0	9.9	55.12
				DMMM31_REF-3		0.9	10.7	53.32
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	05-04-06	DMLR220_REF-1	0.7	10.3	53.30	
				DMLR220_REF-2	0.7	10.7	56.17	
				DMLR220_REF-3	0.7	10.7	53.01	
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	07-04-06	DMLR220C_REF-1	0.8	10.0	65.75	
				DMLR220C_REF-2	0.9	10.1	67.36	
				DMLR220C_REF-3	0.8	10.0	67.59	
	Sikadur 30	17-08-05	23-03-06	DMLS30_REF-1	1.1	10.3	52.30	
				DMLS30_REF-2	1.2	10.3	53.31	
				DMLS30_REF-3	1.2	10.3	53.59	
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	06-04-06	DMLS30C_REF-1	1.0	11.0	60.20	
				DMLS30C_REF-2	1.0	11.0	59.51	
				DMLS30C_REF-3	1.1	11.1	56.10	
	Mapei Adesilex PG1	18-08-05	29-03-06	DMLAPG1_REF-1	0.9	10.2	42.56	
				DMLAPG1_REF-2	0.9	10.4	41.81	
				DMLAPG1_REF-3	0.9	10.4	41.90	
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	30-03-06	DMLAPG2_REF-1	0.8	10.6	43.89	
				DMLAPG2_REF-2	0.9	10.7	45.30	
				DMLAPG2_REF-3	0.7	10.7	44.74	

L_m – comprimento médio entre o encastramento e o ponto de aplicação da carga; t_m – espessura média; b_m – largura média.

Quadro A.11 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%).

Amostra				Provete			Temperatura de	
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	t _m (mm)	b _m (mm)	Transição Vítrea (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	30-05-06	DMMR55_H75-1	22	1.0	11.4	63.24
				DMMR55_H75-2		1.0	11.7	66.25
				DMMR55_H75-3		0.9	11.0	68.10
	Sikadur 330	17-08-05	31-05-06	DMMS330_H75-1		0.9	10.4	55.75
				DMMS330_H75-2		0.9	10.6	57.00
				DMMS330_H75-3		0.9	10.7	57.59
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	02-06-06	DMMM21_H75-1		1.2	10.5	65.78
				DMMM21_H75-2		1.0	10.9	62.80
				DMMM21_H75-3		1.0	10.6	62.81
	Mapei Mape Wrap 31			DMMM31_H75-1		0.9	10.4	66.36
				DMMM31_H75-2		1.0	10.4	63.89
				DMMM31_H75-3		0.9	10.0	66.25
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	30-05-06	DMLR220_H75-1	22	0.8	10.8	60.55
				DMLR220_H75-2		0.8	10.3	55.80
				DMLR220_H75-3		0.8	10.9	60.10
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05		DMLR220C_H75-1		0.8	10.2	68.90
				DMLR220C_H75-2		0.9	10.8	69.15
				DMLR220C_H75-3		0.8	10.3	71.95
	Sikadur 30	17-08-05	31-05-06	DMLS30_H75-1		1.2	10.8	55.11
				DMLS30_H75-2		1.3	11.2	52.91
				DMLS30_H75-3		1.2	10.9	55.29
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	01-06-06	DMLS30C_H75-1		1.3	10.8	57.76
				DMLS30C_H75-2		1.1	10.8	58.51
				DMLS30C_H75-3		1.4	11.2	57.87
Mapei Adesilex PG1		01-06-06	DMLAPG1_H75-1	1.0	10.7	43.98		
			DMLAPG1_H75-2	0.9	10.7	42.29		
			DMLAPG1_H75-3	0.9	10.4	43.88		
Mapei Adesilex PG2	18-08-05		DMLAPG2_H75-1	0.8	10.6	49.30		
			DMLAPG2_H75-2	1.0	10.4	48.57		
			DMLAPG2_H75-3	0.9	10.8	48.06		

L_m – comprimento médio entre o encastramento e o ponto de aplicação da carga; t_m – espessura média; b_m – largura média.

Quadro A.12 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%).

Amostra				Provete			Temperatura de		
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	t _m (mm)	b _m (mm)	Transição Vítrea (°C)	
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	05-06-06	DMMR55_H87-1		1.0	11.4	64.56	
				DMMR55_H87-2		1.0	11.2	68.69	
				DMMR55_H87-3		1.1	11.8	62.92	
	Sikadur 330	17-08-05	06-06-06	DMMS330_H87-1		0.8	10.8	55.60	
				DMMS330_H87-2		0.8	10.4	55.53	
				DMMS330_H87-3		0.9	10.8	52.28	
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	08-06-06	DMMM21_H87-1		1.1	10.6	61.98	
				DMMM21_H87-2		1.0	10.5	61.53	
				DMMM21_H87-3		0.9	10.8	62.90	
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05	09-06-06	DMMM31_H87-1		1.0	10.5	62.25	
				DMMM31_H87-2		1.0	10.5	59.49	
				DMMM31_H87-3		1.0	11.1	62.66	
	Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	05-06-06	DMLR220_H87-1	22	0.7	10.9	59.89
					DMLR220_H87-2		0.8	11.0	65.59
					DMLR220_H87-3		0.8	10.9	59.39
MBrace Resin 220 (curado a 80°C)		19-08-05	06-06-06	DMLR220C_H87-1	0.9		10.4	67.08	
				DMLR220C_H87-2	0.9		10.6	69.08	
				DMLR220C_H87-3	0.8		10.5	68.89	
Sikadur 30		17-08-05	07-06-06	DMLS30_H87-1	1.3		10.8	53.00	
				DMLS30_H87-2	1.2		10.6	53.09	
				DMLS30_H87-3	1.2		10.7	53.15	
Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	08-06-06	DMLS30C_H87-1	1.1	11.0	56.90			
			DMLS30C_H87-2	1.4	11.4	55.93			
			DMLS30C_H87-3	1.2	11.2	57.33			
Mapei Adesilex PG1	18-08-05	08-06-06	DMLAPG1_H87-1	0.9	10.6	44.42			
			DMLAPG1_H87-2	0.9	10.9	41.93			
			DMLAPG1_H87-3	0.9	10.0	41.96			
Mapei Adesilex PG2	18-08-05		DMLAPG2_H87-1	1.0	10.5	44.62			
			DMLAPG2_H87-2	0.9	10.7	45.11			
			DMLAPG2_H87-3	0.9	10.8	45.00			

L_m - comprimento médio entre o encastramento e o ponto de aplicação da carga; t_m - espessura média; b_m - largura média.

Quadro A.13 - Resultados do ensaio DMTA de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água).

Amostra				Provete			Temperatura de		
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L_m	t_m	b_m	Transição Vítrea (°C)	
					(mm)	(mm)	(mm)		
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	26-06-06	DMMR55_IMR-1	22	1.0	11.6	61.47	
				DMMR55_IMR-2		0.7	11.7	62.30	
				DMMR55_IMR-3		0.8	11.5	58.81	
	Sikadur 330	17-08-05	27-06-06	DMMS330_IMR-1		0.9	10.8	45.13	
				DMMS330_IMR-2		0.7	10.8	46.90	
				DMMS330_IMR-3		0.8	10.8	44.31	
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	03-07-06	DMMM21_IMR-1		0.9	10.7	56.43	
				DMMM21_IMR-2		0.8	10.9	59.86	
				DMMM21_IMR-3		0.9	10.7	52.47	
	Mapei Mape Wrap 31			DMMM31_IMR-1		0.9	10.8	53.58	
				DMMM31_IMR-2		0.9	10.3	56.96	
				DMMM31_IMR-3		0.9	10.7	56.76	
	Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	26-06-06		DMLR220_IMR-1	0.8	10.8	49.21
						DMLR220_IMR-2	0.8	11.0	53.50
						DMLR220_IMR-3	0.9	10.6	56.90
MBrace Resin 220 (curado a 80°C)		19-08-05	03-07-06	DMLR220C_IMR-1	0.8	10.3	62.76		
			04-07-06	DMLR220C_IMR-2	0.8	11.0	62.71		
				DMLR220C_IMR-3	0.7	10.3	66.40		
Sikadur 30		17-08-05	29-06-06	DMLS30_IMR-1	1.3	11.1	41.74		
				DMLS30_IMR-2	1.2	10.9	41.62		
				DMLS30_IMR-3	1.4	11.2	40.70		
Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	04-07-06	DMLS30C_IMR-1	1.2	11.0	49.76			
			DMLS30C_IMR-2	1.2	11.0	49.71			
			DMLS30C_IMR-3	1.2	11.0	49.89			
Mapei Adesilex PG1		29-06-06	DMLAPG1_IMR-1	0.9	10.3	43.05			
			DMLAPG1_IMR-2	0.7	10.5	44.44			
			DMLAPG1_IMR-3	0.9	10.2	43.24			
Mapei Adesilex PG2	18-08-05	30-06-06	DMLAPG2_IMR-1	0.9	10.7	55.13			
			DMLAPG2_IMR-2	0.8	10.8	55.39			
			DMLAPG2_IMR-3	0.9	10.7	54.14			

L_m – comprimento médio entre o encastramento e o ponto de aplicação da carga; t_m – espessura média; b_m – largura média.

Quadro A.14 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série REF (referência).

Tipo	Amostra		Provete		Temperatura de Transição Vítrea		
	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	Massa (mg)	$T_g^{[1]}$ (°C)	$T_g^{[2]}$ (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	03-11-05	DSMR55_REF-1	11.3	54.82	51.99
				DSMR55_REF-2	21.6	54.07	51.14
				DSMR55_REF-3	18.5	53.64	50.75
	Sikadur 330	17-08-05	04-11-05	DSMS330_REF-1	16.9	48.36	46.37
				DSMS330_REF-2	21.9	49.88	47.98
				DSMS330_REF-3	17.6	49.54	47.50
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	08-11-05	DSMMW21_REF-1	22.6	50.73	48.78
				DSMMW21_REF-2	20.6	50.53	48.37
				DSMMW21_REF-3	21.6	50.27	48.46
	Mapei Mape Wrap 31			DSMMW31_REF-1	20.8	52.61	50.65
				DSMMW31_REF-2	18.8	54.71	50.35
				DSMMW31_REF-3	22.2	52.41	50.54
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	03-11-05	DSL220_REF-1	16.6	-	-
				DSL220_REF-2	21.0	53.38	51.00
				DSL220_REF-3	21.0	52.66	50.36
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	09-11-05	DSL220C_REF-1	15.6	56.40	53.38
				DSL220C_REF-2	21.0	56.40	52.08
				DSL220C_REF-3	22.6	56.51	56.02
	Sikadur 30	17-08-05	04-11-05	DSL30_REF-1	17.0	45.46	44.57
				DSL30_REF-2	20.5	-	-
				DSL30_REF-3	15.3	45.84	44.61
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	09-11-05	DSL30C_REF-1	25.4	51.77	50.44
				DSL30C_REF-2	27.2	51.95	50.54
				DSL30C_REF-3	20.8	50.99	49.32
	Mapei Adesilex PG1	07-11-05		DSLAPG1_REF-1	20.8	43.33	39.82
				DSLAPG1_REF-2	27.0	43.60	-
				DSLAPG1_REF-3	13.6	43.98	41.11
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05		DSLAPG2_REF-1	21.0	43.36	42.12
				DSLAPG2_REF-2	24.3	44.06	43.28
				DSLAPG2_REF-3	20.0	43.94	42.58

[1] Obtido do software da SETARAM; [2] Determinado a partir do critério estabelecido na norma ISO 11357-2 (1999).

Quadro A.15 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%).

Amostra				Provete		Temperatura de Transição Vítrea	
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	Massa (mg)	T _g ^[1] (°C)	T _g ^[2] (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	19-04-06	DSMR55_H75-1	5.40	62.15	58.51
				DSMR55_H75-2	5.30	61.67	59.55
				DSMR55_H75-3	7.70	61.43	57.28
	Sikadur 330	17-08-05	20-04-06	DSMS330_H75-1	12.00	51.84	49.18
				DSMS330_H75-2	7.70	57.47	49.44
				DSMS330_H75-3	9.20	50.59	48.48
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	26-04-06	DSMMW21_H75-1	6.80	58.93	57.23
			27-04-06	DSMMW21_H75-2	6.90	59.32	57.72
				DSMMW21_H75-3	9.60	59.10	55.74
	DSMMW31_H75-1	6.00		60.05	57.45		
	DSMMW31_H75-2	5.50		60.06	57.90		
	DSMMW31_H75-3	11.90		59.71	57.86		
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	20-04-06	DSL220_H75-1	5.00	55.44	52.80
				DSL220_H75-2	10.20	56.83	53.46
				DSL220_H75-3	6.60	58.54	53.23
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	21-04-06	DSL220C_H75-1	8.40	63.12	59.08
				DSL220C_H75-2	11.40	63.11	59.56
				DSL220C_H75-3	7.50	63.33	61.66
	Sikadur 30	17-08-05	24-04-06	DSL30_H75-1	18.70	51.16	47.22
				DSL30_H75-2	21.50	52.72	49.67
				DSL30_H75-3	14.80	50.42	48.10
	DSL30C_H75-1	12.50		55.48	52.60		
	DSL30C_H75-2	16.00		55.59	52.81		
	DSL30C_H75-3	15.30		54.63	51.77		
	Mapei Adesilex PG1	19-08-05	26-04-06	DSLAPG1_H75-1	9.40	-	-
				DSLAPG1_H75-2	16.10	-	-
				DSLAPG1_H75-3	9.10	-	-
	DSLAPG2_H75-1	9.20		-	-		
	DSLAPG2_H75-2	9.10		-	-		
	DSLAPG2_H75-3	9.00		-	-		

[1] Obtido do software da SETARAM; [2] Determinado a partir do critério estabelecido na norma ISO 11357-2 (1999).

Quadro A.16 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%).

Tipo	Amostra		Provete		Temperatura de Transição Vítrea		
	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	Massa (mg)	$T_g^{[1]}$ (°C)	$T_g^{[2]}$ (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	08-05-06	DSMR55_H87-1	7.10	62.45	59.94
				DSMR55_H87-2	9.20	62.23	58.28
				DSMR55_H87-3	4.90	61.95	58.58
	Sikadur 330	17-08-05	09-05-06	DSMS330_H87-1	9.20	49.85	51.47
			10-05-06	DSMS330_H87-2	8.40	52.49	50.81
				DSMS330_H87-3	12.90	51.90	50.49
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	11-05-06	DSMMW21_H87-1	8.40	58.90	57.31
				DSMMW21_H87-2	7.80	58.84	56.81
				DSMMW21_H87-3	8.90	59.03	56.57
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05	12-05-06	DSMMW31_H87-1	8.30	59.79	58.04
				DSMMW31_H87-2	9.10	59.78	57.98
				DSMMW31_H87-3	5.00	59.74	58.35
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	08-05-06	DSL220_H87-1	7.60	57.40	54.06
				DSL220_H87-2	9.60	57.69	53.27
				DSL220_H87-3	6.30	57.33	53.56
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	09-05-06	DSL220C_H87-1	11.70	64.37	59.57
				DSL220C_H87-2	7.40	64.80	60.83
				DSL220C_H87-3	15.40	64.79	61.72
	Sikadur 30	17-08-05	10-05-06	DSLS30_H87-1	17.60	50.14	51.05
				DSLS30_H87-2	19.90	53.03	48.99
				DSLS30_H87-3	15.40	53.31	50.94
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	11-05-06	DSLS30C_H87-1	13.80	53.50	49.82
				DSLS30C_H87-2	16.40	52.68	49.75
				DSLS30C_H87-3	13.60	52.65	51.27
	Mapei Adesilex PG1	18-08-05	11-05-06	DSLAPG1_H87-1	7.80	-	-
				DSLAPG1_H87-2	6.50	-	-
				DSLAPG1_H87-3	11.10	-	-
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	11-05-06	DSLAPG2_H87-1	10.20	-	-
				DSLAPG2_H87-2	11.20	-	-
				DSLAPG2_H87-3	12.20	-	-

[1] Obtido do software da SETARAM; [2] Determinado a partir do critério estabelecido na norma ISO 11357-2 (1999).

Quadro A.17 - Resultados do ensaio DSC de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água).

Tipo	Amostra		Provete		Temperatura de Transição Vítrea	
	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	Massa (mg)	$T_g^{[1]}$ (°C) $T_g^{[2]}$ (°C)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	08-05-06	DSMR55_IMR-1	6.40	55.92 52.95
				DSMR55_IMR-2	11.00	55.95 53.65
				DSMR55_IMR-3	6.80	55.65 53.66
	Sikadur 330	17-08-05	09-05-06	DSMS330_IMR-1	7.60	- 44.48
			10-05-06	DSMS330_IMR-2	7.90	49.85 45.74
				DSMS330_IMR-3	9.00	51.20 47.04
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	11-05-06	DSMMW21_IMR-1	8.60	45.22 44.36
				DSMMW21_IMR-2	6.60	44.58 43.62
				DSMMW21_IMR-3	7.90	53.60 53.16
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05	12-05-06	DSMMW31_IMR-1	6.30	54.02 53.58
				DSMMW31_IMR-2	6.80	53.74 50.62
				DSMMW31_IMR-3	7.40	53.76 52.60
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	08-05-06	DSL220_IMR-1	9.60	55.69 52.68
				DSL220_IMR-2	7.00	52.04 50.58
				DSL220_IMR-3	10.00	49.26 48.64
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	09-05-06	DSL220C_IMR-1	3.20	60.95 58.20
				DSL220C_IMR-2	6.40	60.38 56.47
				DSL220C_IMR-3	6.80	60.68 58.15
	Sikadur 30	17-08-05	10-05-06	DSL30_IMR-1	17.00	- 52.71
				DSL30_IMR-2	21.20	- 47.65
				DSL30_IMR-3	15.90	47.52 47.06
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	11-05-06	DSL30C_IMR-1	19.60	60.52 54.20
				DSL30C_IMR-2	17.80	38.17 38.00
				DSL30C_IMR-3	18.20	43.91 42.17
	Mapei Adesilex PG1	18-08-05	11-05-06	DSLAPG1_IMR-1	13.40	49.57 46.66
				DSLAPG1_IMR-2	13.40	54.74 48.56
				DSLAPG1_IMR-3	11.00	51.67 48.10
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	11-05-06	DSLAPG2_IMR-1	10.00	52.57 52.54
				DSLAPG2_IMR-2	9.90	44.55 43.04
				DSLAPG2_IMR-3	7.30	42.46 36.94

[1] Obtido do software da SETARAM; [2] Determinado a partir do critério estabelecido na norma ISO 11357-2 (1999).

Efeitos da absorção de água - Ensaios de flexão

A alteração de algumas propriedades mecânicas devido à absorção de água foi avaliada através da execução de ensaios de flexão em três pontos. Nos Quadros A.18, A.19, A.20 e A.21 resumem-se as características geométricas dos provetes das quatro séries (REF, H75, H87 e IMR) e os resultados obtidos nos ensaios (força máxima e correspondente flecha).

Quadro A.18 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série REF (referência).

Amostra				Provete			Valores Máximos		
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	h _m (mm)	b _m (mm)	Força (N)	Flecha (mm)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	07-07-06	FLMR55_REF-1	20	0.80	11.00	19.22	4.36
				FLMR55_REF-2		0.70	11.55	16.64	5.00
				FLMR55_REF-3		0.80	11.00	19.59	4.95
	Sikadur 330	17-08-05		FLMS330_REF-1		0.85	10.70	17.93	1.97
				FLMS330_REF-2		0.75	10.70	-	-
				FLMS330_REF-3		0.80	10.90	17.06	2.36
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05		FLMMW21_REF-1		0.65	10.70	16.23	5.00
				FLMMW21_REF-2		0.80	9.90	14.86	5.00
				FLMMW21_REF-3		1.00	10.40	20.00	1.62
	Mapei Mape Wrap 31			FLMMW31_REF-1		0.90	10.80	20.00	2.44
				FLMMW31_REF-2		0.85	10.10	16.82	3.65
				FLMMW31_REF-3		1.05	10.50	20.00	1.55
	MBrace Resin 220	12-08-05		FLLR220_REF-1		0.80	10.60	11.39	1.18
				FLLR220_REF-2		0.85	10.85	10.62	1.08
				FLLR220_REF-3		0.85	10.85	12.30	1.15
MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLR220C_REF-1	0.80	10.10	11.96	0.94			
		FLLR220C_REF-2	1.00	10.60	17.42	0.98			
		FLLR220C_REF-3	1.00	10.60	14.20	0.87			
Adesivos	Sikadur 30	17-08-05	FLLS30_REF-1	1.20	10.70	20.00	0.69		
			FLLS30_REF-2	1.10	10.90	20.00	0.67		
			FLLS30_REF-3	1.25	10.55	20.01	0.66		
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLS30C_REF-1	1.00	10.85	11.89	0.89		
			FLLS30C_REF-2	1.00	10.85	14.17	1.04		
			FLLS30C_REF-3	1.10	10.80	11.66	0.95		
	Mapei Adesilex PG1		FLLAPG1_REF-1	0.85	10.80	10.30	1.08		
			FLLAPG1_REF-2	1.10	10.80	12.52	1.13		
			FLLAPG1_REF-3	1.00	10.50	10.09	1.10		
	Mapei Adesilex PG2	18-08-05	FLLAPG2_REF-1	0.90	10.45	9.29	0.86		
			FLLAPG2_REF-2	0.95	10.80	9.02	0.98		
			FLLAPG2_REF-3	1.00	10.70	12.99	0.91		

L_m - distância média entre apoios (vão); h_m - espessura média; b_m - largura média.

Quadro A.19 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série H75 (humidade relativa de 75%).

Amostra			Provete			Valores Máximos			
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	h _m (mm)	b _m (mm)	Força (N)	Flecha (mm)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	FLMR55_H75-1		0.95	11.35	20.00	2.56	
			FLMR55_H75-2		0.90	11.40	20.00	1.85	
			FLMR55_H75-3		0.90	11.80	20.00	1.93	
	Sikadur 330	17-08-05	FLMS330_H75-1		1.00	10.30	18.94	4.23	
			FLMS330_H75-2		0.75	10.65	18.21	3.35	
			FLMS330_H75-3		0.80	10.40	16.41	2.84	
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	FLMMW21_H75-1		1.00	11.00	20.00	1.32	
			FLMMW21_H75-2		1.05	11.00	20.00	1.88	
			FLMMW21_H75-3		1.00	10.70	20.00	1.38	
	Mapei Mape Wrap 31		FLMMW31_H75-1		1.00	10.25	20.00	1.62	
			FLMMW31_H75-2		0.90	10.35	20.00	2.17	
			FLMMW31_H75-3		0.95	10.90	20.00	1.81	
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	FLLR220_H75-1		0.75	10.80	10.53	1.21	
			FLLR220_H75-2		0.90	10.95	10.24	1.10	
			FLLR220_H75-3		0.75	10.20	8.71	1.19	
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLR220C_H75-1		0.90	10.65	13.52	1.02	
			FLLR220C_H75-2		1.00	10.70	19.02	1.12	
			FLLR220C_H75-3		0.85	9.90	13.08	1.08	
	Sikadur 30	17-08-05	FLLS30_H75-1		1.30	10.90	20.01	0.58	
			FLLS30_H75-2		1.30	10.70	20.00	0.56	
			FLLS30_H75-3		1.20	10.75	18.00	0.76	
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLS30C_H75-1		1.15	11.10	15.01	0.79	
			FLLS30C_H75-2		1.20	10.80	14.41	0.88	
			FLLS30C_H75-3		1.10	10.70	11.52	0.80	
Mapei Adesilex PG1		FLLAPG1_H75-1		0.90	10.40	10.10	1.70		
		FLLAPG1_H75-2		0.75	10.50	6.98	1.51		
		FLLAPG1_H75-3		0.90	10.55	10.13	1.28		
Mapei Adesilex PG2	18-08-05	FLLAPG2_H75-1		0.85	10.85	8.41	1.10		
		FLLAPG2_H75-2		0.80	10.60	8.46	1.11		
		FLLAPG2_H75-3		0.85	10.75	8.69	1.03		

L_m - distância média entre apoios (vão); h_m - espessura média; b_m - largura média.

Quadro A.20 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série H87 (humidade relativa de 87%).

Amostra			Provete			Valores Máximos			
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	h _m (mm)	b _m (mm)	Força (N)	Flecha (mm)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	FLMR55_H87-1	1.00	10.65	20.00	1.52		
			FLMR55_H87-2	0.80	11.70	20.00	2.47		
			FLMR55_H87-3	0.80	11.15	20.00	2.42		
	Sikadur 330	17-08-05	FLMS330_H87-1	0.85	10.55	20.00	2.22		
			FLMS330_H87-2	0.90	10.55	18.48	2.89		
			FLMS330_H87-3	0.80	10.40	17.20	2.96		
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	FLMMW21_H87-1	1.00	10.90	20.00	1.65		
			FLMMW21_H87-2	0.80	10.80	20.00	2.55		
			FLMMW21_H87-3	0.85	10.50	20.00	2.85		
	Mapei Mape Wrap 31	18-08-05	FLMMW31_H87-1	0.95	10.60	20.00	1.94		
			FLMMW31_H87-2	0.90	10.95	20.00	2.29		
			FLMMW31_H87-3	0.95	10.45	17.22	2.88		
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	FLLR220_H87-1	20	0.70	11.05	8.76	1.21	
			FLLR220_H87-2		0.70	10.75	10.55	1.27	
			FLLR220_H87-3		0.75	10.75	10.67	1.10	
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLR220C_H87-1	0.90	10.10	14.31	0.90		
			FLLR220C_H87-2	0.85	10.40	13.75	0.93		
			FLLR220C_H87-3	0.80	10.55	14.18	1.01		
	Sikadur 30	17-08-05	FLLS30_H87-1	1.20	10.75	20.01	0.70		
			FLLS30_H87-2	1.35	10.85	20.01	0.59		
			FLLS30_H87-3	1.30	10.70	20.00	0.70		
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLS30C_H87-1	1.10	11.10	11.39	0.79		
			FLLS30C_H87-2	1.40	11.00	20.01	0.58		
			FLLS30C_H87-3	1.20	10.75	18.68	0.79		
Mapei Adesilex PG1	18-08-05	FLLAPG1_H87-1	0.90	10.40	9.08	1.55			
		FLLAPG1_H87-2	0.90	10.80	8.94	1.68			
		FLLAPG1_H87-3	0.85	10.40	8.51	1.41			
Mapei Adesilex PG2	18-08-05	FLLAPG2_H87-1	0.80	10.50	8.62	0.99			
		FLLAPG2_H87-2	0.90	10.85	8.90	1.08			
		FLLAPG2_H87-3	0.90	10.70	10.48	0.99			

L_m – distância média entre apoios (vão); h_m – espessura média; b_m – largura média.

Quadro A.21 - Resultados do ensaio de flexão de resinas/adesivos da série IMR (imersão em água).

Amostra			Provete		Valores Máximos				
Tipo	Material	Data Mistura	Data Ensaio	Referência	L _m (mm)	h _m (mm)	b _m (mm)	Força (N)	Flecha (mm)
Resinas	MBrace Resin 55	12-08-05	FLMR55_IMR-1			1.00	11.55	20.01	1.87
			FLMR55_IMR-2		0.75	11.30	17.54	5.00	
			FLMR55_IMR-3		0.80	11.60	17.82	4.96	
	Sikadur 330	17-08-05	FLMS330_IMR-1			0.75	10.80	9.42	4.36
			FLMS330_IMR-2		0.80	10.60	11.52	5.00	
			FLMS330_IMR-3		0.80	11.00	12.45	4.96	
	Mapei Mape Wrap 21	18-08-05	FLMMW21_IMR-1			0.80	10.60	19.28	5.00
			FLMMW21_IMR-2		0.65	10.75	12.91	4.99	
			FLMMW21_IMR-3		0.95	10.90	20.00	2.11	
	Mapei Mape Wrap 31		FLMMW31_IMR-1			0.90	10.60	14.92	3.03
			FLMMW31_IMR-2		1.00	10.25	20.00	1.79	
			FLMMW31_IMR-3		1.00	10.55	20.00	2.05	
Adesivos	MBrace Resin 220	12-08-05	FLLR220_IMR-1			0.80	10.60	6.56	1.25
			FLLR220_IMR-2		0.95	10.60	10.49	1.57	
			FLLR220_IMR-3		0.80	10.85	9.72	1.52	
	MBrace Resin 220 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLR220C_IMR-1			0.75	10.30	10.99	1.21
			FLLR220C_IMR-2		0.80	10.60	10.85	1.16	
			FLLR220C_IMR-3		0.90	10.40	13.98	1.14	
	Sikadur 30	17-08-05	FLLS30_IMR-1			1.25	10.80	8.20	0.98
			FLLS30_IMR-2		1.25	10.45	8.58	0.71	
			FLLS30_IMR-3		1.45	11.15	10.84	0.80	
	Sikadur 30 (curado a 80°C)	19-08-05	FLLS30C_IMR-1			1.50	10.90	13.39	0.61
			FLLS30C_IMR-2		1.00	10.90	6.69	0.71	
			FLLS30C_IMR-3		1.10	11.10	6.42	0.79	
Mapei Adesilex PG1		FLLAPG1_IMR-1			0.95	10.70	6.77	1.63	
		FLLAPG1_IMR-2		0.90	10.35	6.97	1.67		
		FLLAPG1_IMR-3		0.85	10.35	5.77	1.72		
Mapei Adesilex PG2	18-08-05	FLLAPG2_IMR-1			0.85	10.85	6.68	1.46	
		FLLAPG2_IMR-2		1.00	10.60	7.81	1.23		
		FLLAPG2_IMR-3		0.85	10.95	7.38	1.46		

L_m - distância média entre apoios (vão); h_m - espessura média; b_m - largura média.

Ensaio de aderência em flexão

Foi desenvolvido um estudo destinado à avaliação dos efeitos dos agentes higrotérmicos (humidade e temperatura) no comportamento da interface betão-compósito. A aderência betão-compósito foi aferida por meio de ensaios de aderência em flexão. Nos Quadros A.22 e A.23, resumem-se os principais resultados (carga de rotura, deslocamento vertical a meio vão e extensão no CFRP) dos ensaios das três séries de provetes do tipo manta e do tipo laminado, respectivamente.

Quadro A.22 - Principais resultados dos ensaios de aderência em flexão dos provetes do tipo manta.

Sistemas de CFRP	Data de Ensaio	Juntas de CFRP	Carga de Rotura		Deslocamento Vertical		Extensão no CFRP	
			P (kN)	P _m (kN)	δ_v (mm)	δ_{vm} (mm)	ε_f (‰)	ε_{fm} (‰)
Série R	05-09-06	MS1_R ^[1]	31.76	42.86	0.25	0.96	s/i	5.33
		MS2_R	40.93		1.07		s/i	
		MS3_R	44.78		0.84		5.33	
		MS4_R ^[1]	22.74		0.72		1.85	
	06-09-06	MB1_R	47.03	40.66	1.92	1.49	5.03	4.98
		MB2_R	41.81		1.61		4.19	
		MB3_R	37.88		1.39		4.92	
		MB4_R	35.91		1.02		5.80	
Série M	20-09-06	MS1_M	15.23	18.10	0.30	0.38	2.15	2.74
		MS2_M	19.96		0.37		3.57	
		MS3_M	17.99		0.49		2.49	
		MS4_M	19.21		0.37		2.74	
		MB1_M	42.37	35.97	1.32	1.02	5.40	4.65
		MB2_M	36.20		0.77		4.67	
		MB3_M	29.29		0.52		4.09	
		MB4_M	36.00		1.47		4.44	
Série A	13-09-06	MS1_A	19.17	19.49	0.52	0.48	2.88	3.06
		MS2_A	22.24		0.64		4.05	
		MS3_A	19.18		0.37		2.99	
		MS4_A	17.38		0.40		2.33	
		MB1_A	39.75	36.45	1.07	0.87	5.47	4.69
		MB2_A	34.59		0.88		3.87	
		MB3_A	34.44		0.76		4.81	
		MB4_A	37.00		0.75		4.62	

[1] destacamento parcial do CFRP; s/i - sem informação devido a anomalia no equipamento.

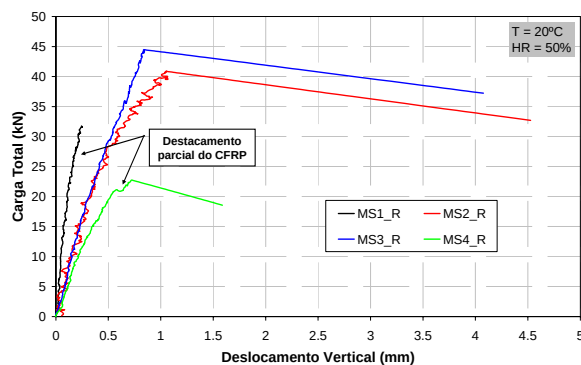
As curvas carga aplicada *versus* deslocamento vertical do modelo (a meio vão) e carga aplicada *versus* extensão no CFRP estão ilustradas nas Figuras A.14, A.15 e A.16, para as três séries de provetes Sika Wrap, nas Figuras A.17, A.18 e A.19, para as três séries de provetes MBrace Manta, nas Figuras A.20, A.21 e A.22, para as três séries de provetes da MBrace Laminado e nas Figuras A.23, A.24 e A.25 para

as três série de provetes da Mapei Carboplate.

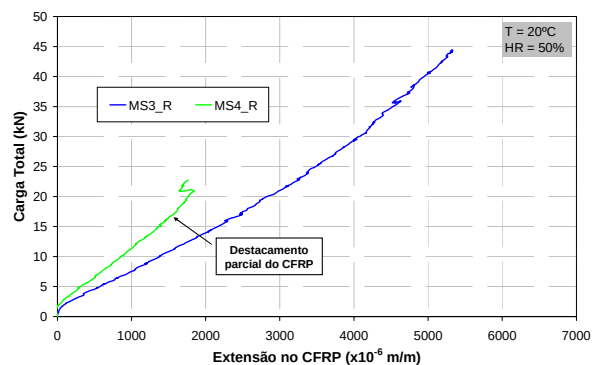
Quadro A.23 - Principais resultados dos ensaios de aderência em flexão dos provetes do tipo laminado.

Sistemas de CFRP	Data de Ensaio	Juntas de CFRP	Carga de Rotura		Deslocamento Vertical		Extensão no CFRP	
			P (kN)	P _m (kN)	δ_v (mm)	δ_{vm} (mm)	ε_f (‰)	ε_{fm} (‰)
Série R	07-09-06	LB1_R	27.46	26.24	0.51	0.44	1.56	1.67
		LB2_R	25.56		0.48		1.84	
		LB3_R	23.82		0.32		1.67	
		LB4_R	28.10		s/i		1.61	
	07-09-06	LM1_R	29.43	29.40	0.37	0.40	1.95	1.88
		LM2_R	29.14		0.46		1.91	
		LM3_R	29.23		0.32		1.83	
		LM4_R	29.81		0.46		1.81	
	19-09-06	LB1_M	20.39	21.78	0.40	0.45	1.53	1.45
		LB2_M	20.31		0.39		1.56	
		LB3_M	21.92		0.51		1.27	
		LB4_M	24.49		0.51		1.42	
	18-09-06	LM1_M	18.64	19.55	0.25	0.29	1.67	1.49
		LM2_M	18.44		0.24		1.26	
		LM3_M ^[1]	-		-		-	
		LM4_M	21.58		0.39		1.55	
Série A	12-09-06	LB1_A	12.48	16.22	0.29	0.22	0.80	1.05
		LB2_A	15.52		0.19		0.98	
		LB3_A	21.58		0.14		1.32	
		LB4_A	15.29		0.25		1.10	
	13-09-06	LM1_A	10.67	17.50	0.24	0.32	0.93	1.32
		LM2_A	18.25		0.33		1.06	
		LM3_A	19.52		0.29		1.55	
		LM4_A	21.55		0.43		1.73	

[1] destacamento do laminado durante a preparação do modelo; s/i - sem informação devido a anomalia no equipamento.

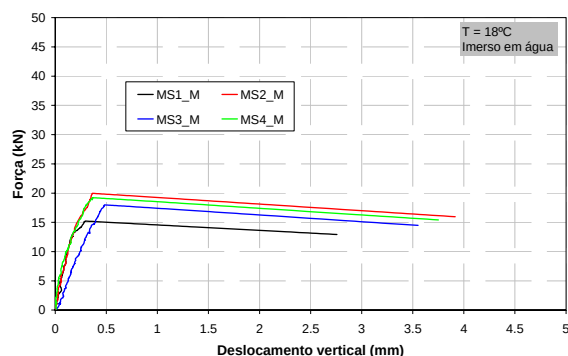


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

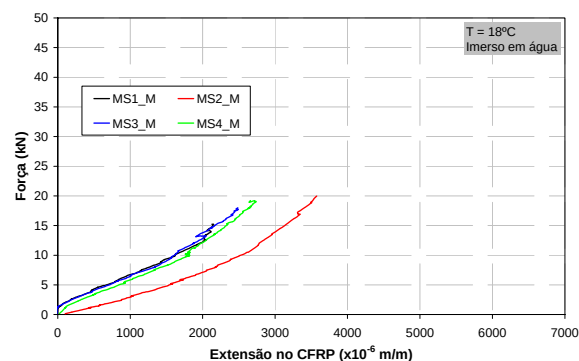


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.14 - Resposta dos provetes Sika Wrap (Série R) nos ensaios de aderência em flexão.

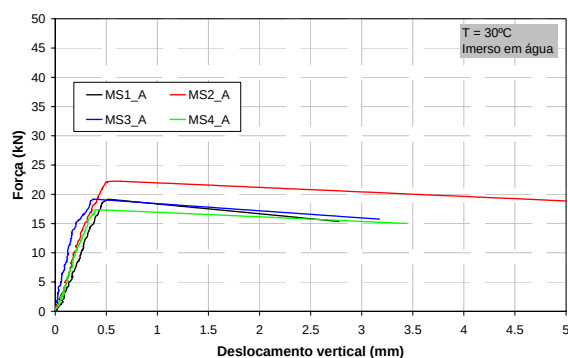


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

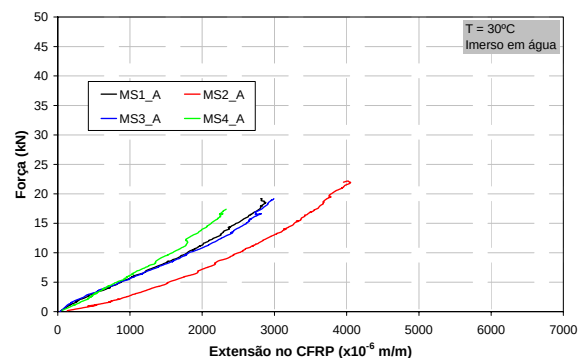


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.15 - Resposta dos provetes Sika Wrap (Série M) nos ensaios de aderência em flexão.

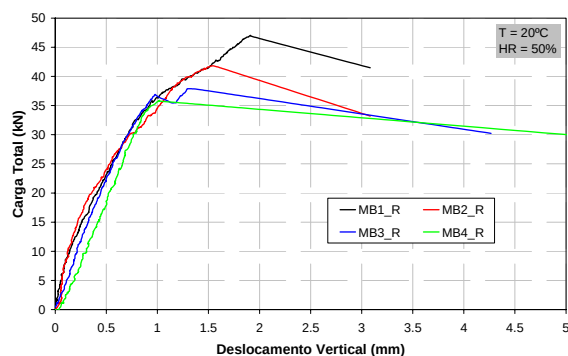


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

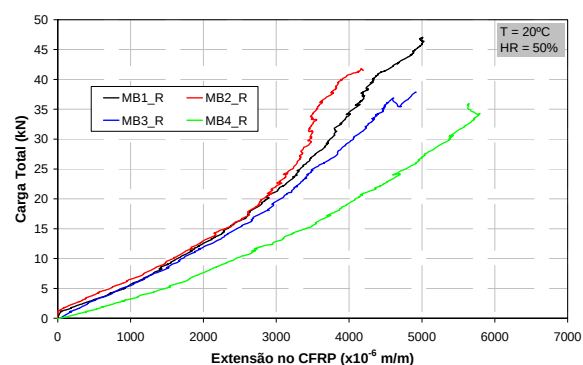


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.16 - Resposta dos provetes Sika Wrap (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.

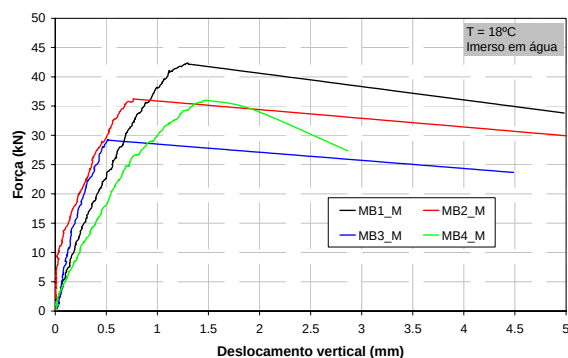


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

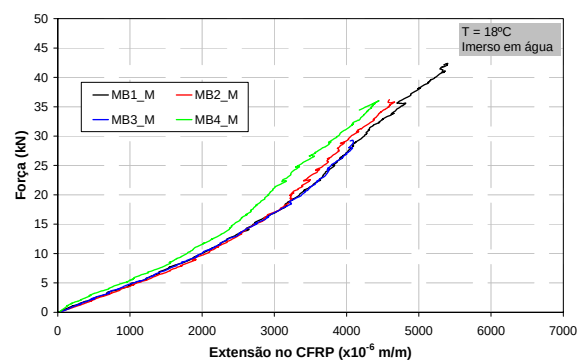


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.17 - Resposta dos provetes MBrace Manta (Série R) nos ensaios de aderência em flexão.

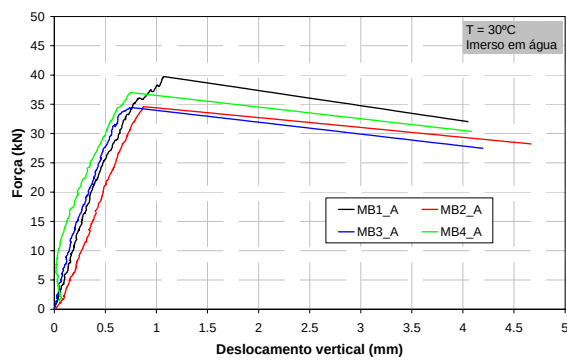


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

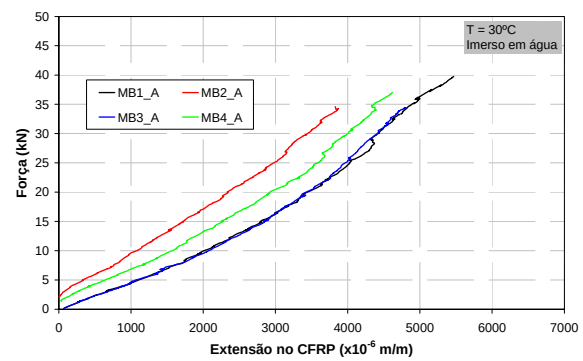


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.18 - Resposta dos provetes MBrace Manta (Série M) nos ensaios de aderência em flexão.

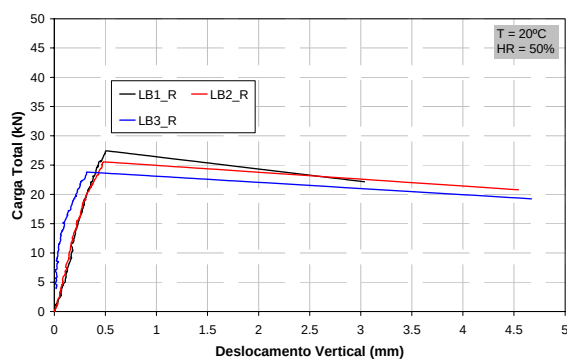


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

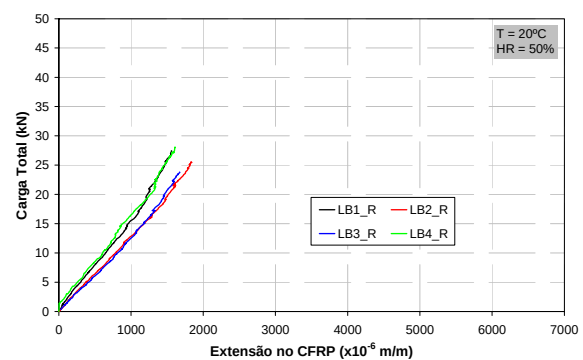


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.19 - Resposta dos provetes MBrace Manta (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.

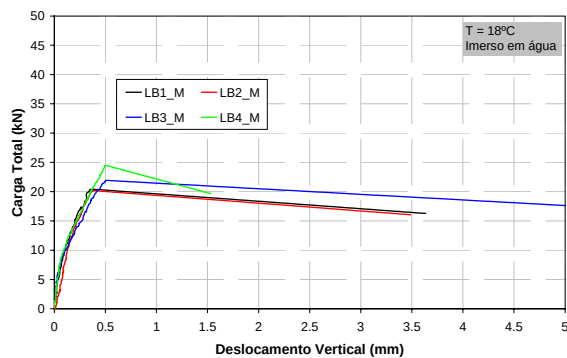


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

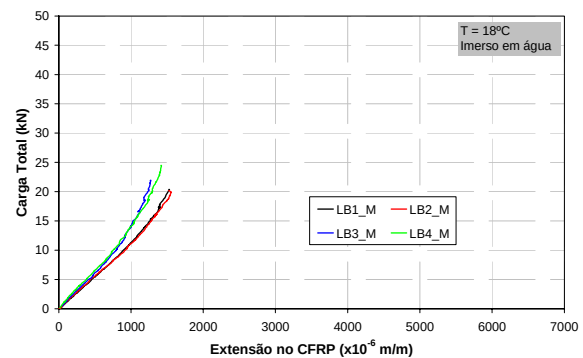


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.20 - Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série R) nos ensaios de aderência em flexão.

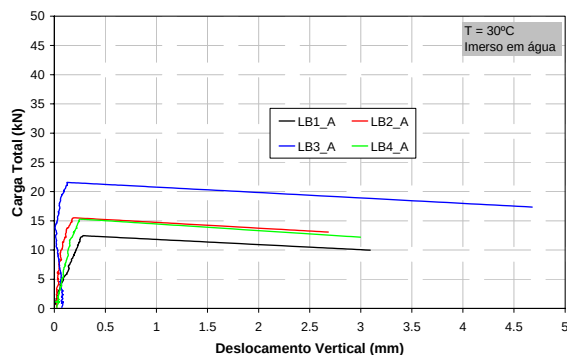


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

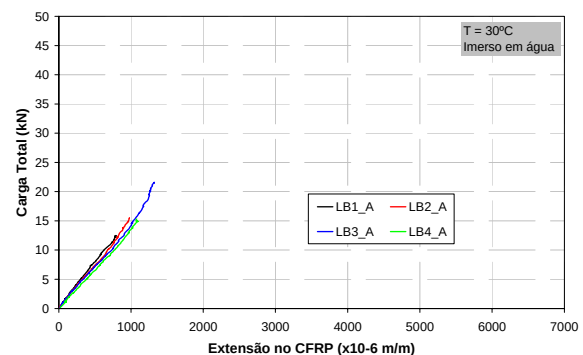


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.21 - Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série M) nos ensaios de aderência em flexão.

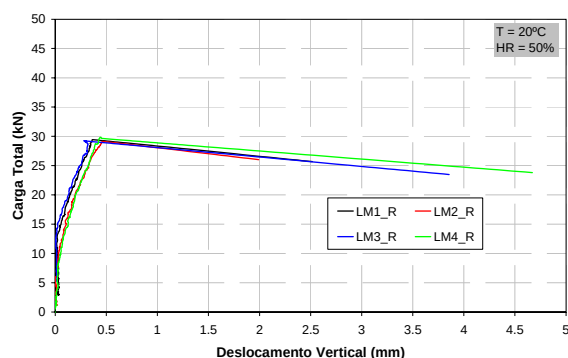


a) curva carga aplicada - deslocamento vertical

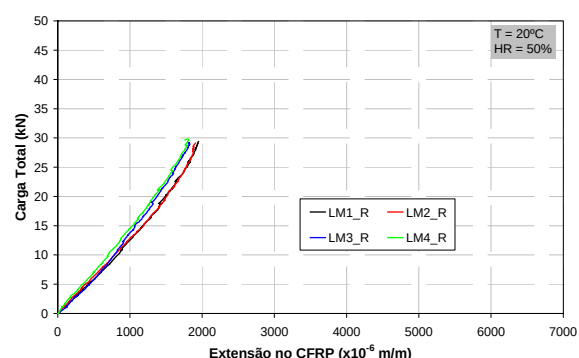


b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

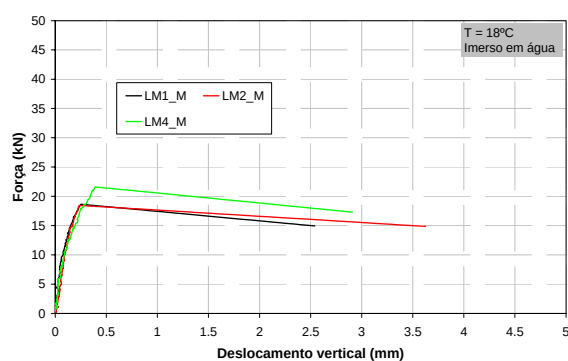
Figura A.22 - Resposta dos provetes MBrace Laminado (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.



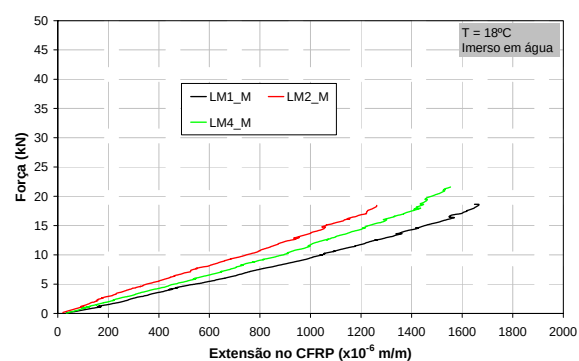
a) curva carga aplicada - deslocamento vertical



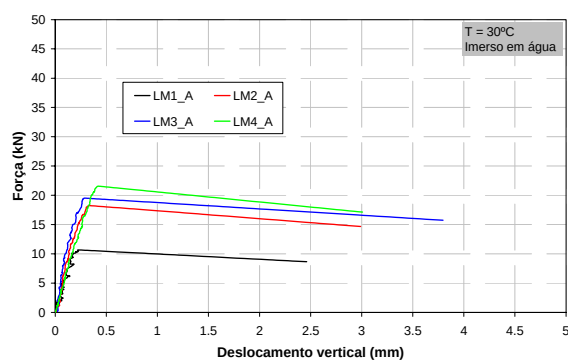
b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.23 - Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série R) nos ensaios de aderência em flexão.

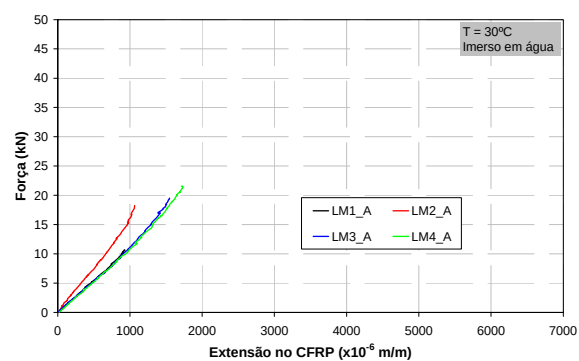
a) curva carga aplicada - deslocamento vertical



b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.24 - Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série M) nos ensaios de aderência em flexão.

a) curva carga aplicada - deslocamento vertical



b) curva carga aplicada - extensão no CFRP

Figura A.25 - Resposta dos provetes Mapei Carboplate (Série A) nos ensaios de aderência em flexão.

ANEXO B

ENSAIOS DE FLEXÃO EM LAJES

ANEXO B - ENSAIOS DE FLEXÃO EM LAJES

Concepção dos modelos FS

Nas Figura B.1 e Figura B.2 ilustram-se algumas das fases de concepção dos modelos da série BM, e da série BL, respectivamente.



a) aspecto geral das armaduras



b) tratamento da superfície com esmeril



c) aplicação do sistema de CFRP



d) aspecto final do modelo

Figura B.1 – Fases de execução dos modelos FS da série BM.



a) aspecto geral das armaduras



b) tratamento da superfície com martelo de agulhas



c) aplicação do primário



d) aspecto final do modelo

Figura B.2 – Fases de execução dos modelos FS da série BL.

Esquema de ensaio dos modelos FS

Na Figura B.3, representa-se o esquema de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado para a execução das diversas fases de ensaios dos modelos FS.

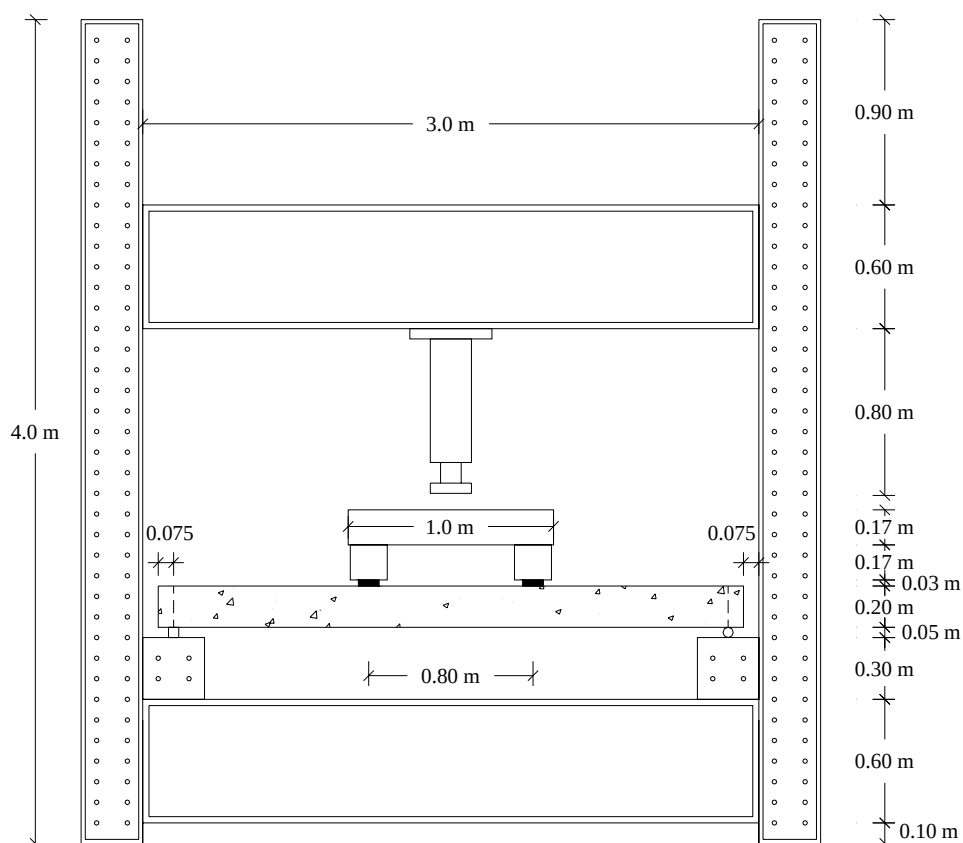


Figura B.3 – Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado nos modelos FS.

Plantas com a localização da instrumentação nos modelos FS

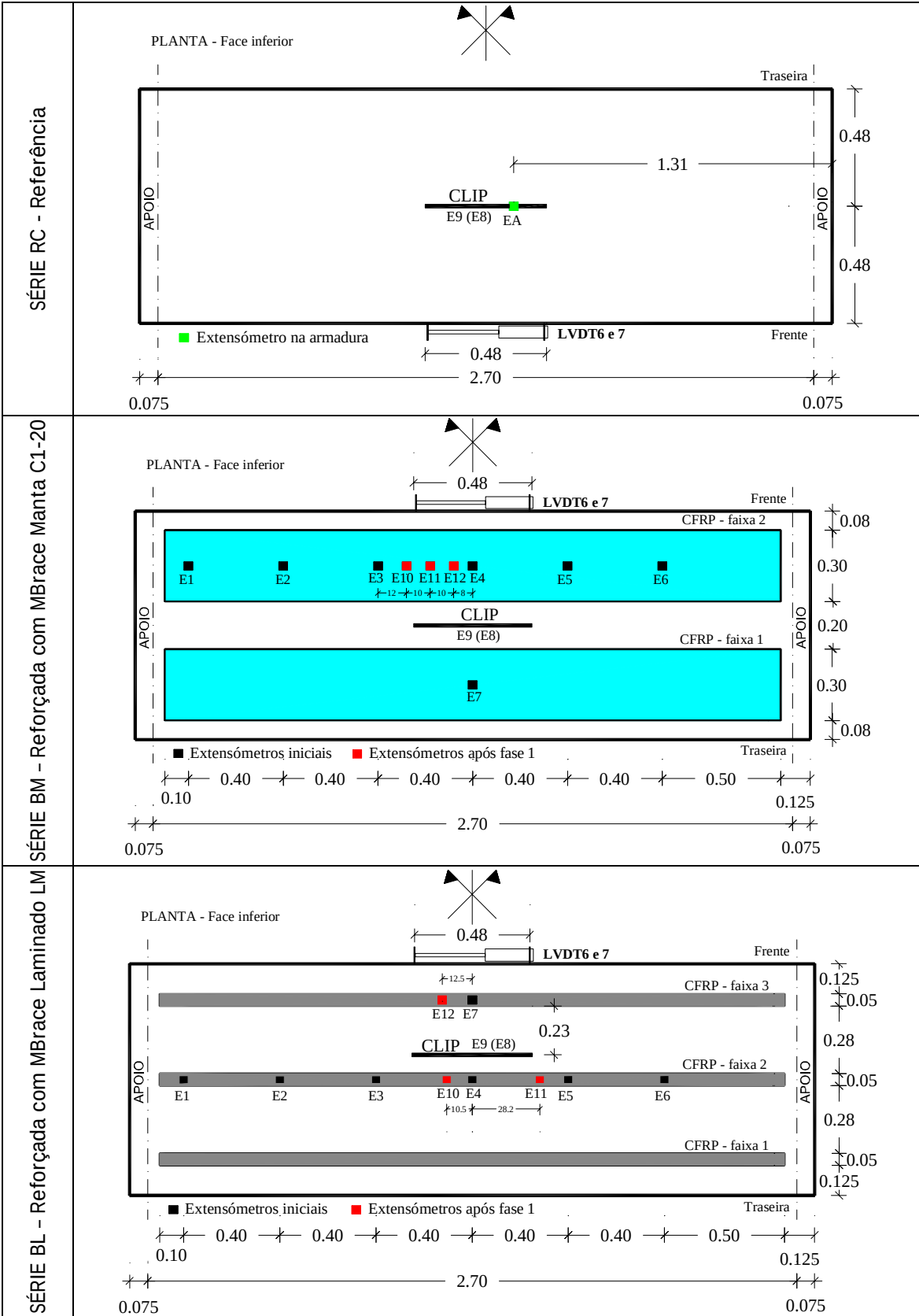


Figura B.4 – Localização no modelo FS dos extensômetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI).

Comportamento dos modelos FS

Da Figura B.5 até à Figura B.10 estão representadas as respostas dos seis modelos de laje que compõem o grupo FS para as três fases que caracterizam o ensaio de flexão em quatro pontos adoptado.

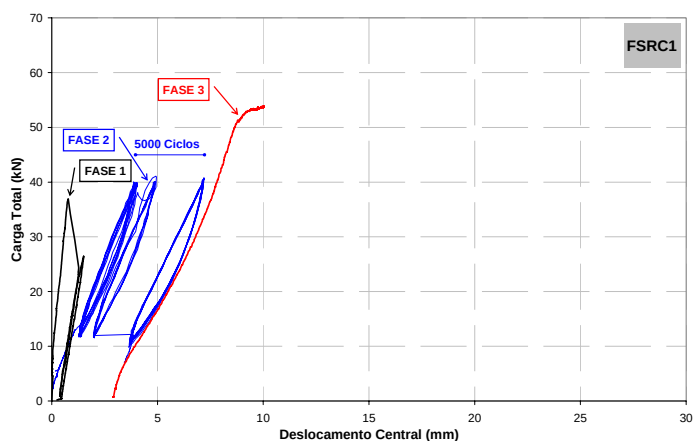


Figura B.5 – Comportamento do modelo FSRC1 nas três fases de ensaio à flexão.

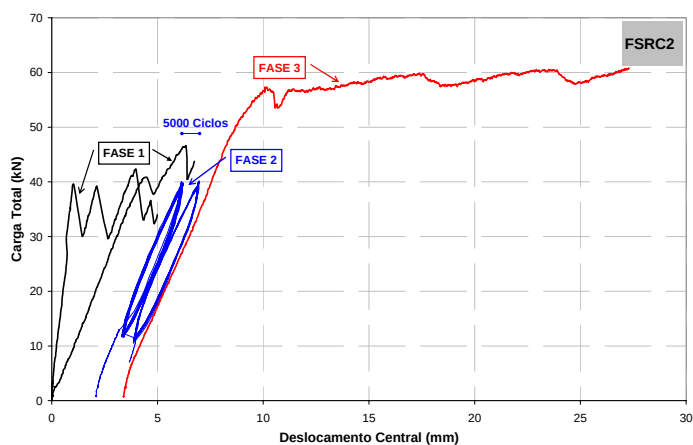


Figura B.6 – Comportamento do modelo FSRC2 nas três fases de ensaio à flexão.

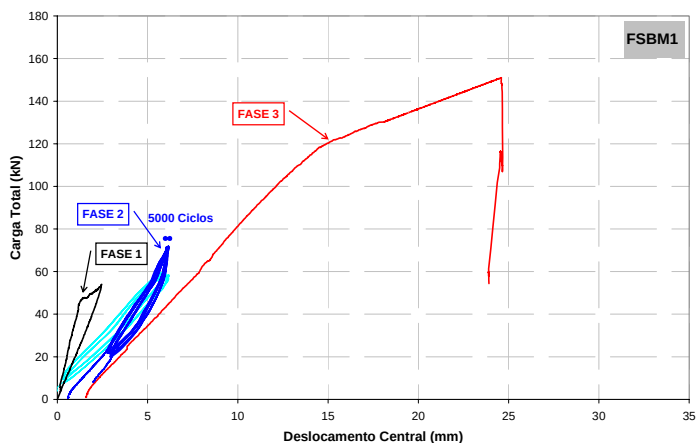


Figura B.7 – Comportamento do modelo FSBM1 nas três fases de ensaio à flexão.

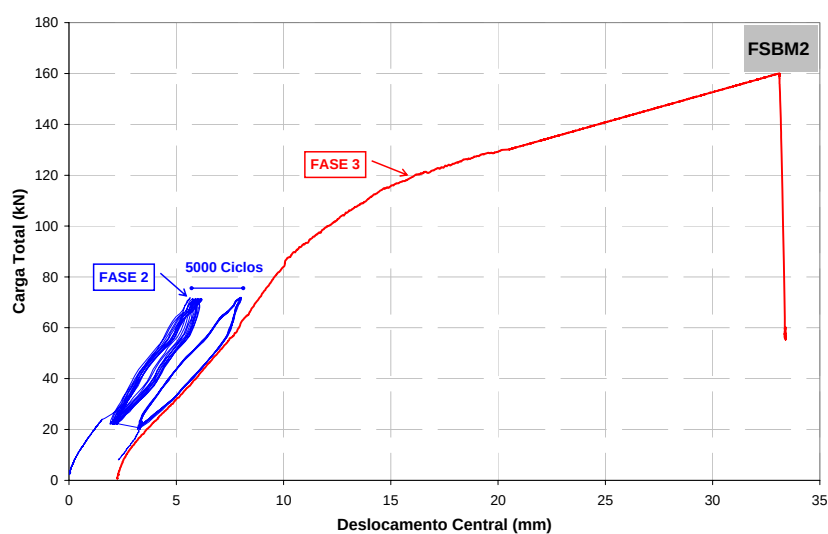


Figura B.8 – Comportamento do modelo FSBM2 nas três fases de ensaio à flexão.

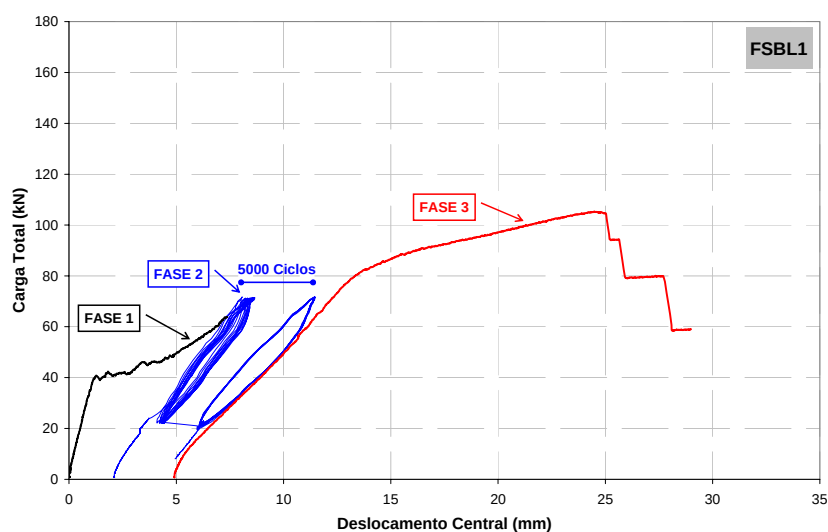


Figura B.9 – Comportamento do modelo FSBL1 nas três fases de ensaio à flexão.

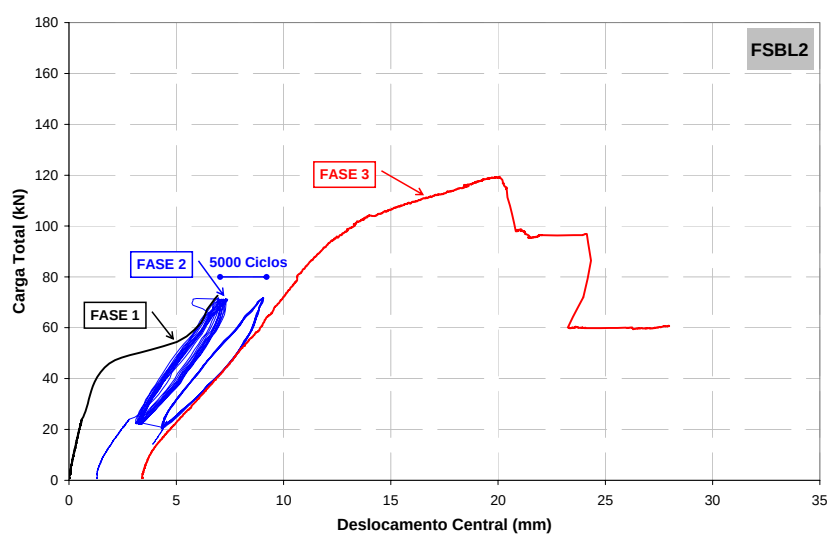


Figura B.10 – Comportamento do modelo FSBL2 nas três fases de ensaio à flexão.

Comportamento dos sistemas de CFRP nos modelos FS - Ensaio à rotura

A relação entre a carga total aplicada e as extensões ao longo dos sistemas de CFRP pode ser visualizada nas próximas figuras (Figura B.11 a Figura B.14), para as quatro lajes reforçadas.

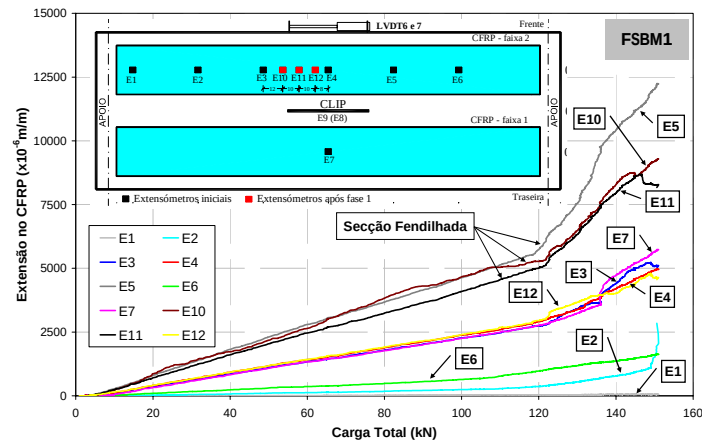


Figura B.11 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM1).

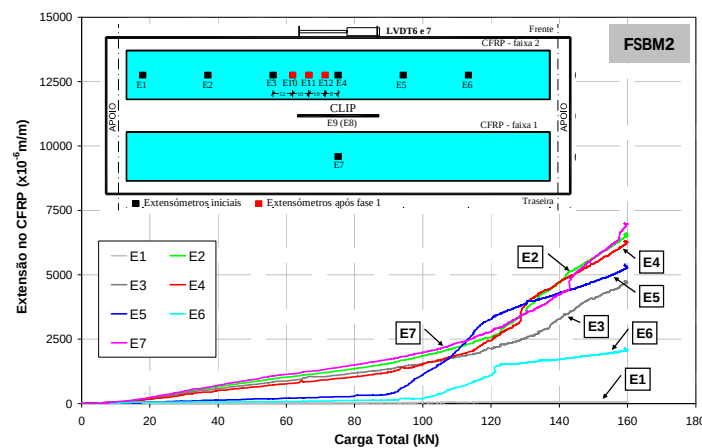


Figura B.12 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBM2).

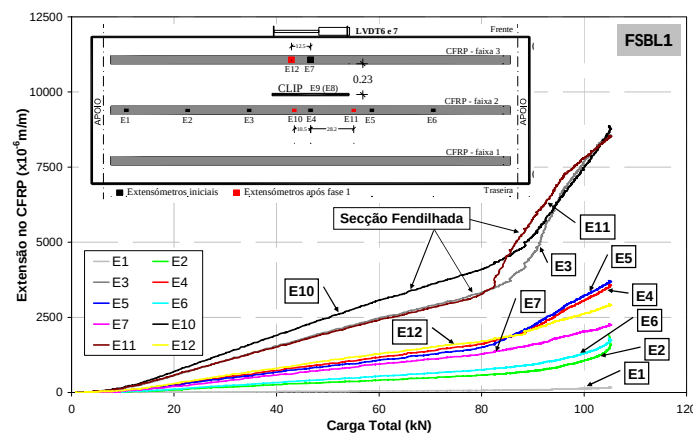


Figura B.13 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL1).

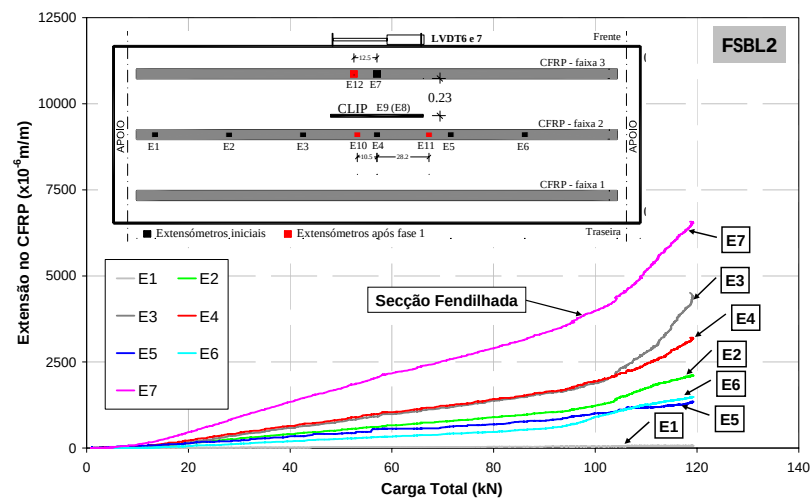


Figura B.14 - Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo FSBL2).

Concepção dos modelos SS

Nas Figura B.15 e Figura B.16 ilustram-se algumas das fases de concepção dos modelos da série BM, e da série BL, respectivamente.

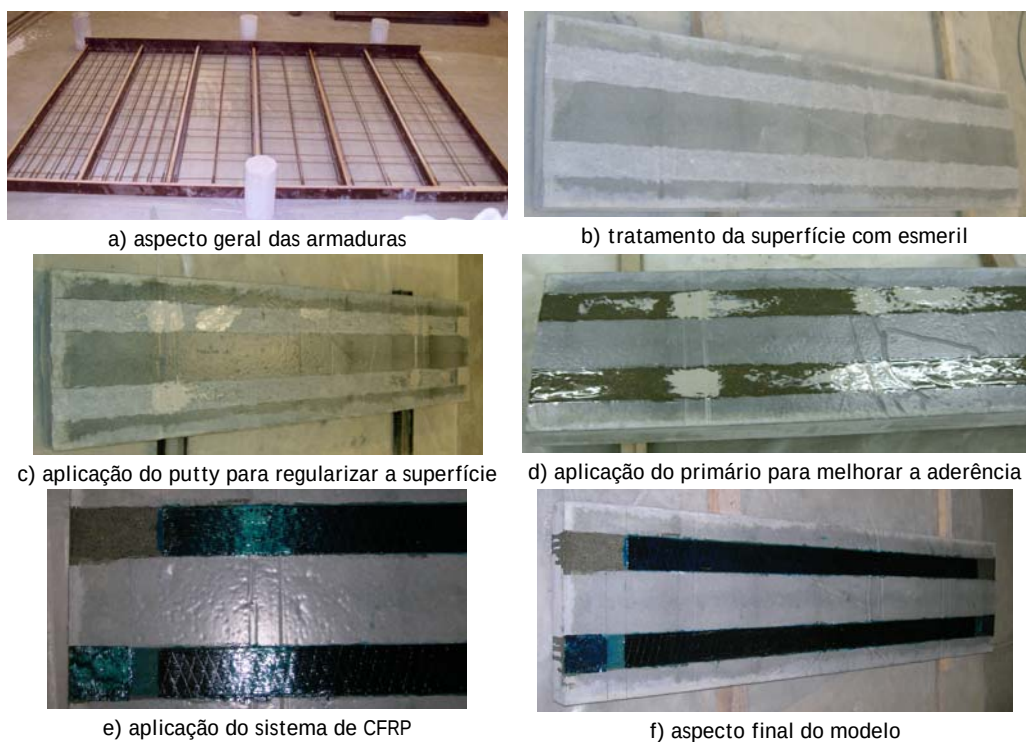


Figura B.15 – Fases de execução dos modelos SS da série BM.



Figura B.16 – Fases de execução dos modelos SS da série BL.

Esquema de ensaio dos modelos SS - Ensaio de fluência

A Figura B.17 ilustra a disposição dos modelos de faixa de laje no interior da câmara de condicionamento, assim como, alguma da instrumentação utilizada. Na Figura B.18, representa-se a restante instrumentação adoptada.

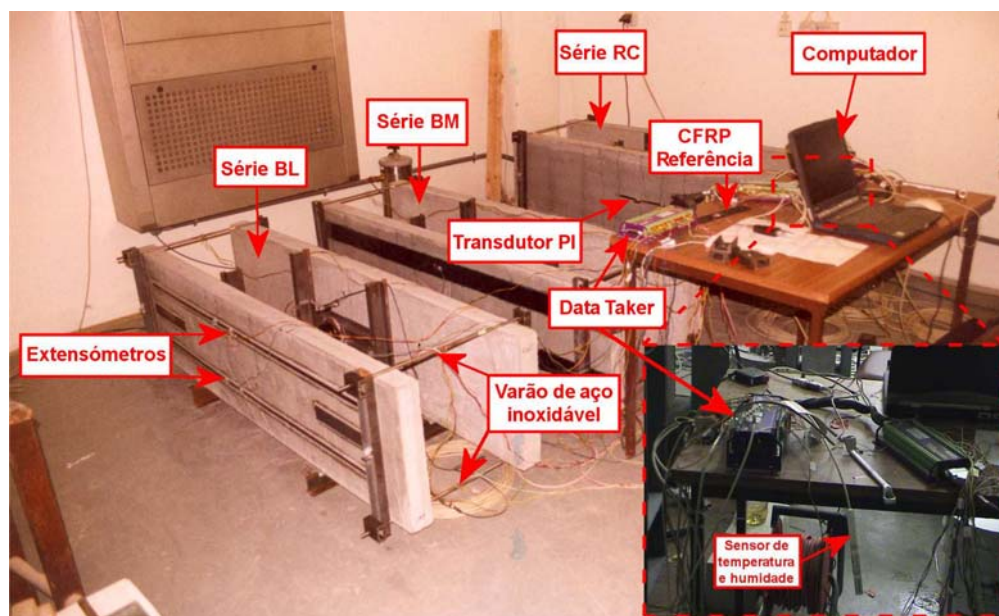


Figura B.17 - Esquema da Fase 1 de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado nos modelos SS.

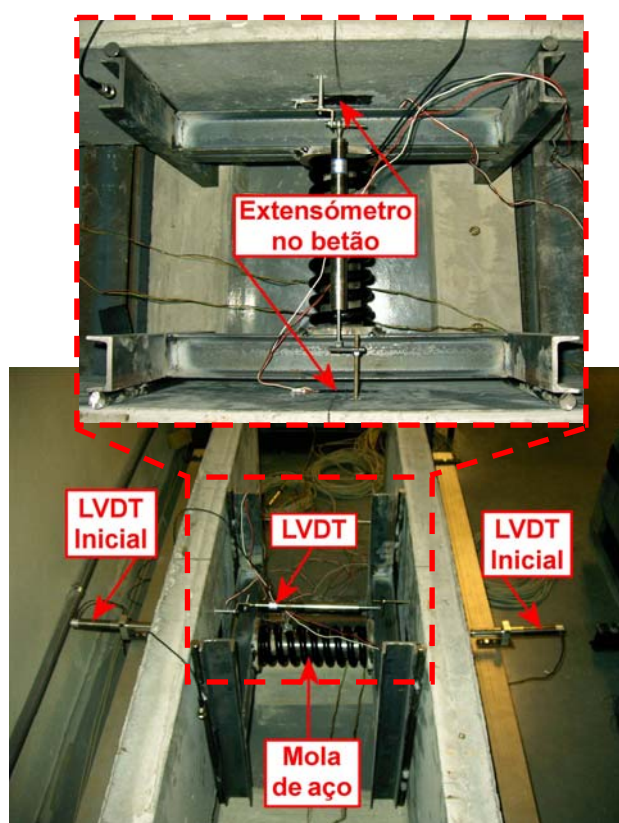


Figura B.18 - Instrumentação adoptada na Fase 1 para medir a deformação dos modelos SS.

Esquema de ensaio dos modelos SS - Ensaio cíclico e à rotura

Na Figura B.19, representa-se o esquema de ensaio de flexão em quatro pontos adoptado para a execução das duas últimas fases de ensaios dos modelos SS (cargas cíclicas e ensaio à rotura).

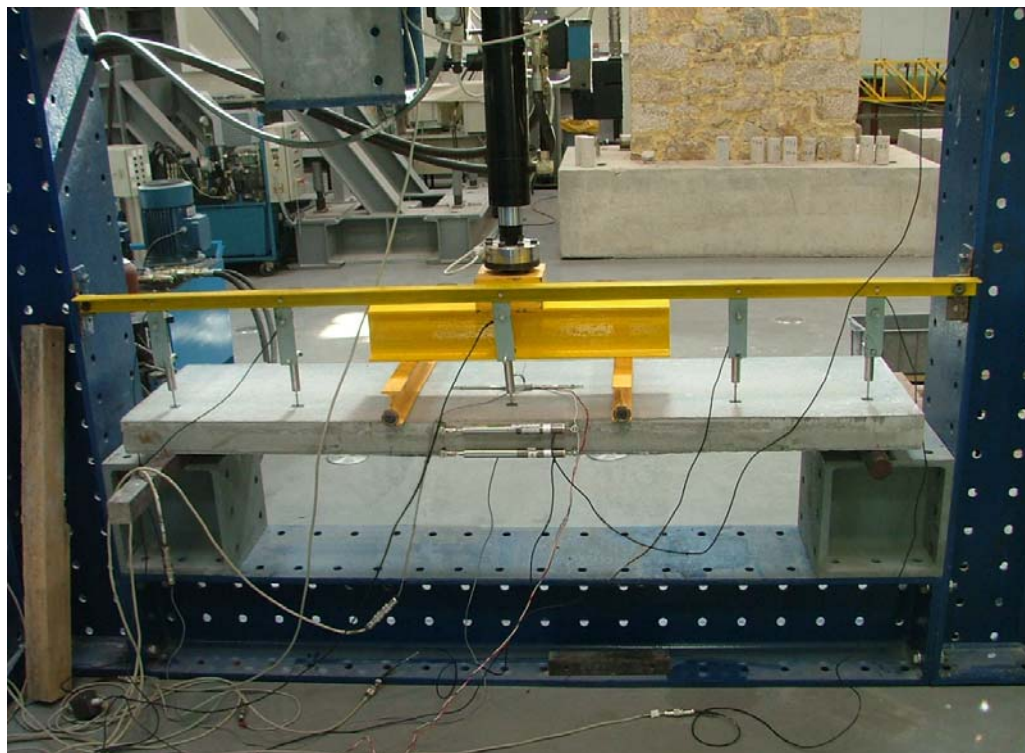
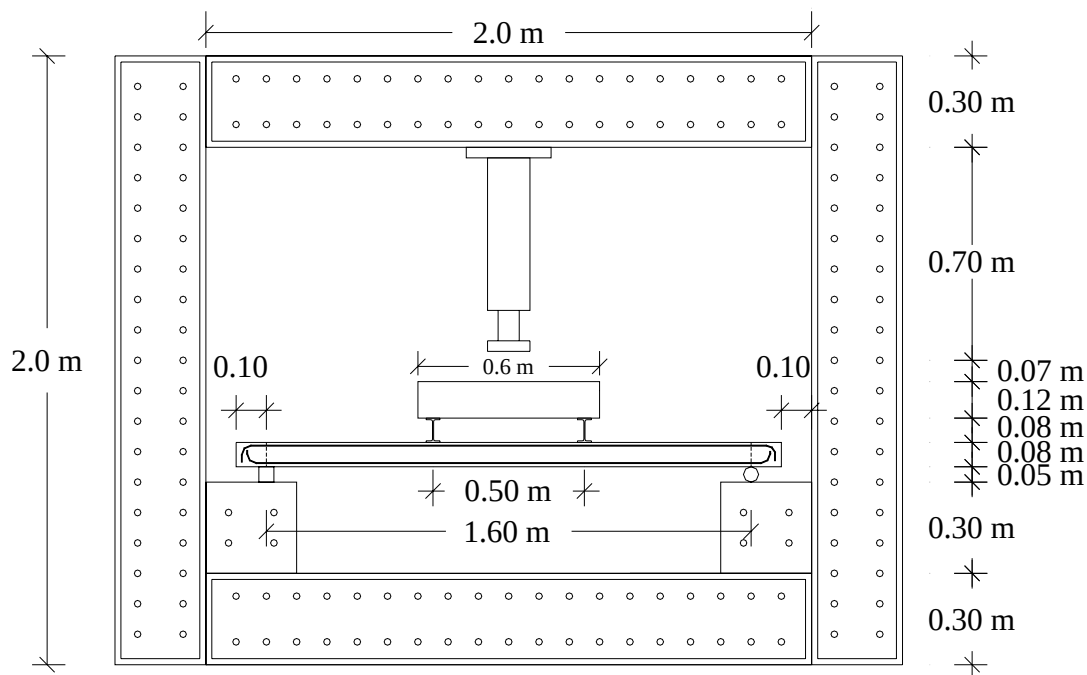


Figura B.19 – Esquema adoptado nas Fases 2 e 3 de ensaio de flexão em quatro pontos (modelos SS).

Plantas com a localização da instrumentação nos modelos SS

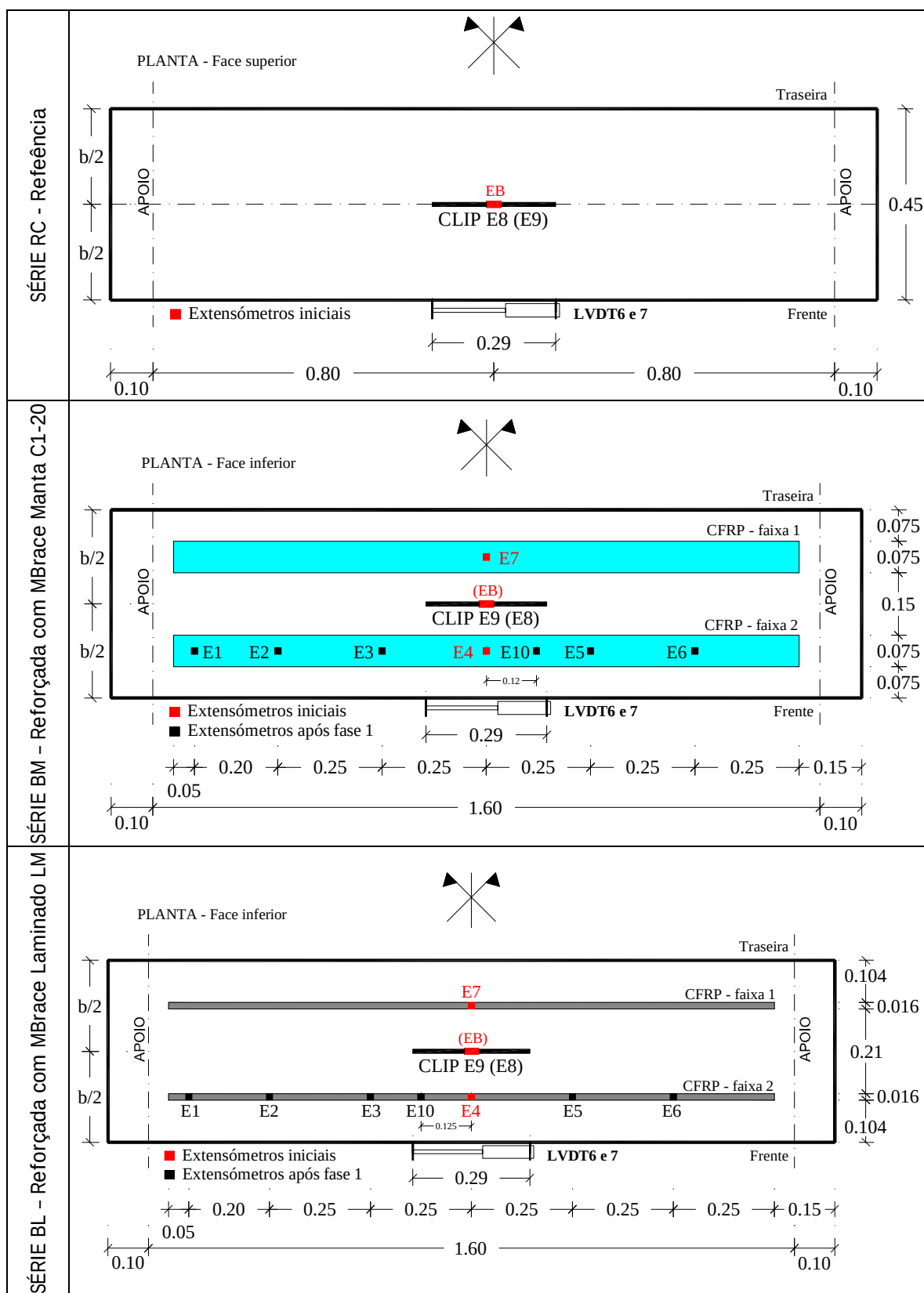


Figura B.20 - Localização no modelo SS dos extensômetros e dos CLIP's (transdutores de deslocamento PI).

Comportamento dos modelos SS - Ensaio de fluência

O comportamento das lajes de betão armado (série RC) e das lajes reforçadas com mantas de CFRP (série BM) durante o ensaio de fluência está representado nas Figuras B.21 e B.22, respectivamente. Na Figura B.23, ilustra-se, unicamente, o comportamento da laje SSBL2 devido ao destacamento prematuro dos laminados da laje SSBL1, nos primeiros dias de ensaio.

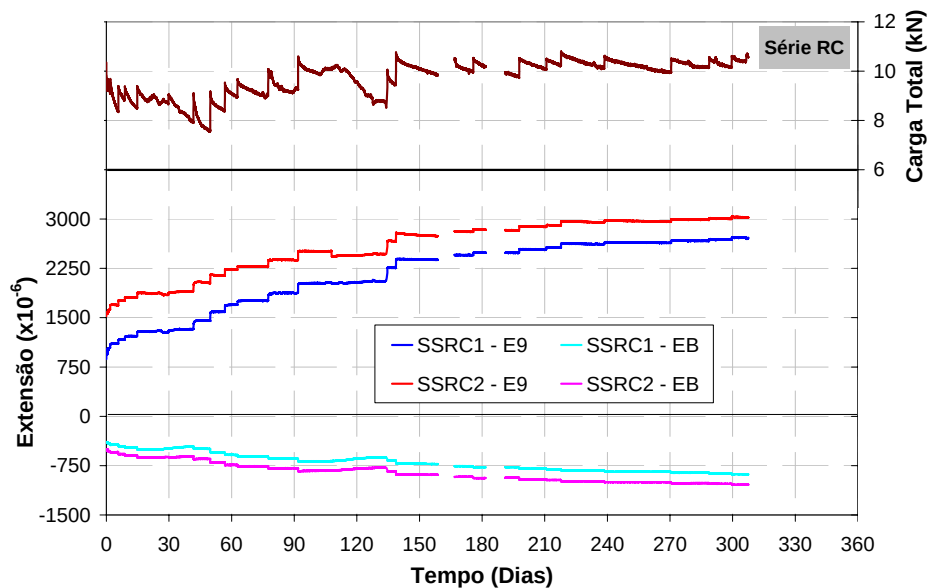


Figura B.21 – Comportamento das lajes da série RC durante o ensaio de fluência.

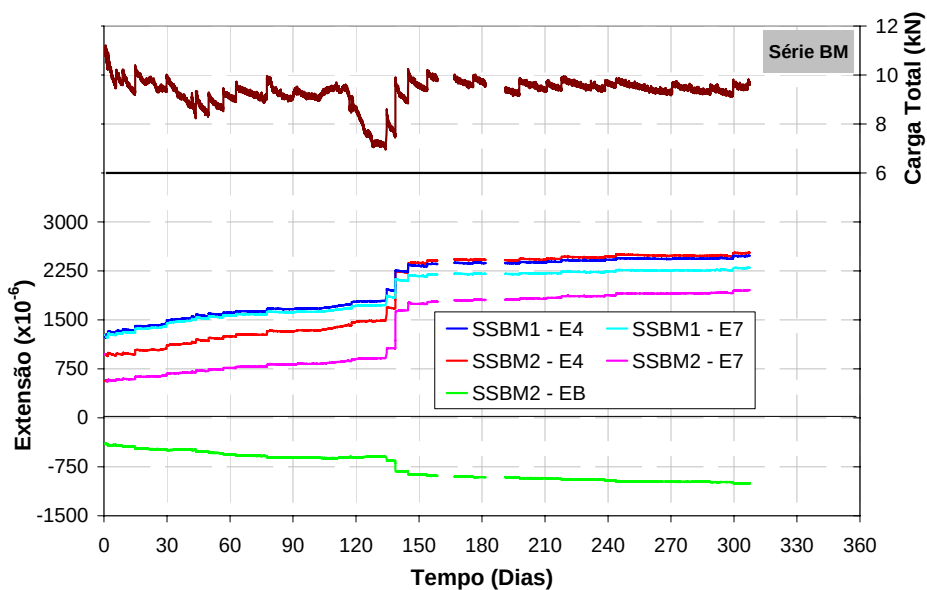


Figura B.22 – Comportamento das lajes da série BM durante o ensaio de fluência.

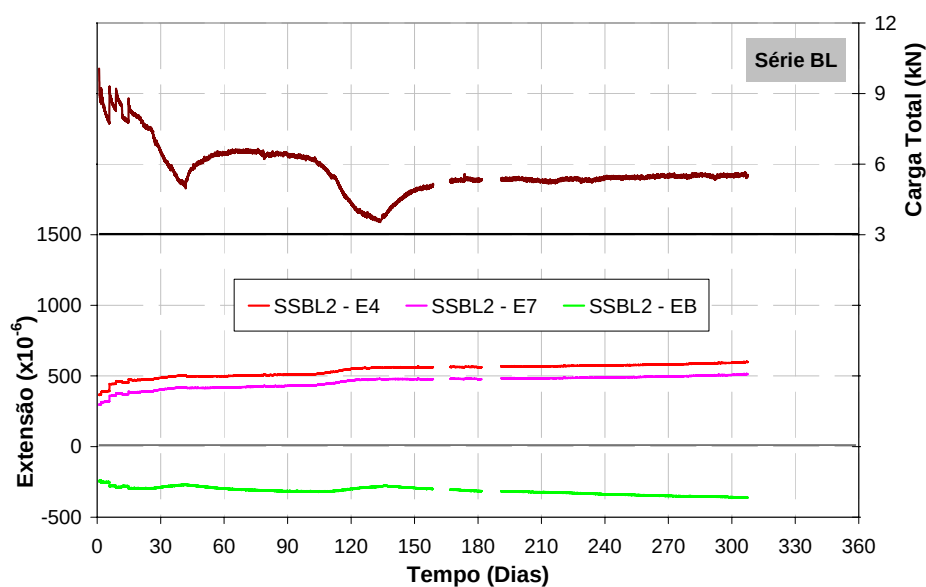


Figura B.23 – Comportamento da laje SSBL2 durante o ensaio de fluência.

Comportamento dos modelos SS - Ensaios cíclicos e à rotura

O comportamento dos quatro modelos de laje submetidos às fases 2 e 3 (cargas cíclicas e carregamento até à rotura) que caracterizam o ensaio de flexão em quatro pontos adoptado está representado nas Figuras B.24 até B.27.

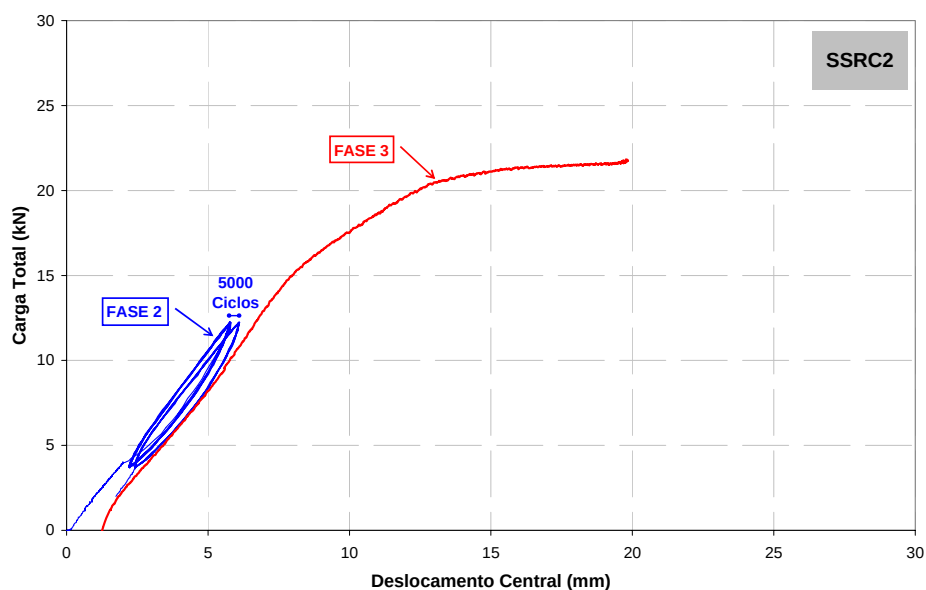


Figura B.24 – Comportamento do modelo SSRC2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão.

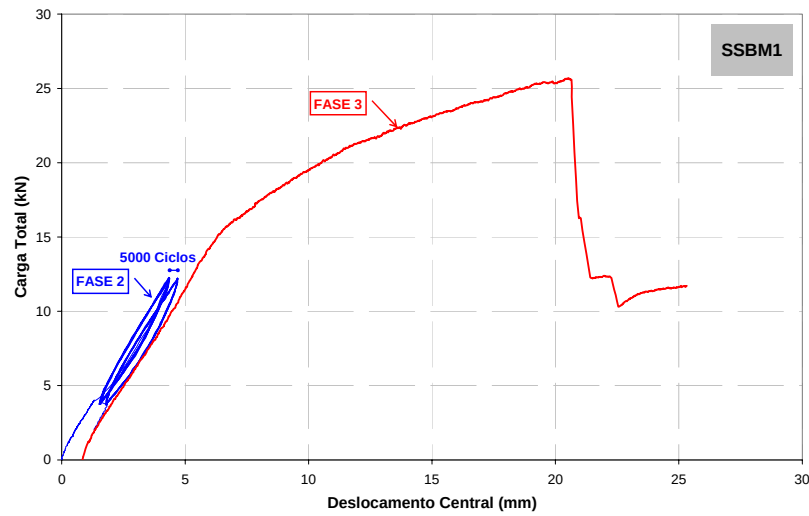


Figura B.25 – Comportamento do modelo SSBM1 nas duas últimas fases de ensaio à flexão.

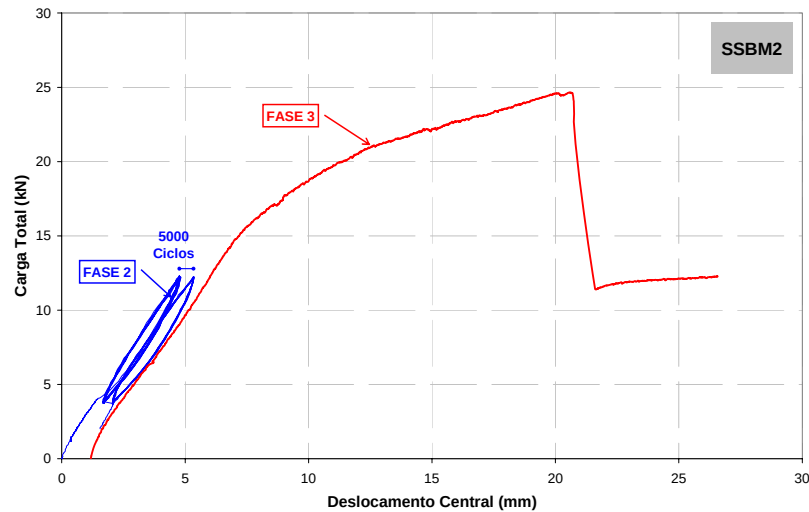


Figura B.26 – Comportamento do modelo SSBM2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão.

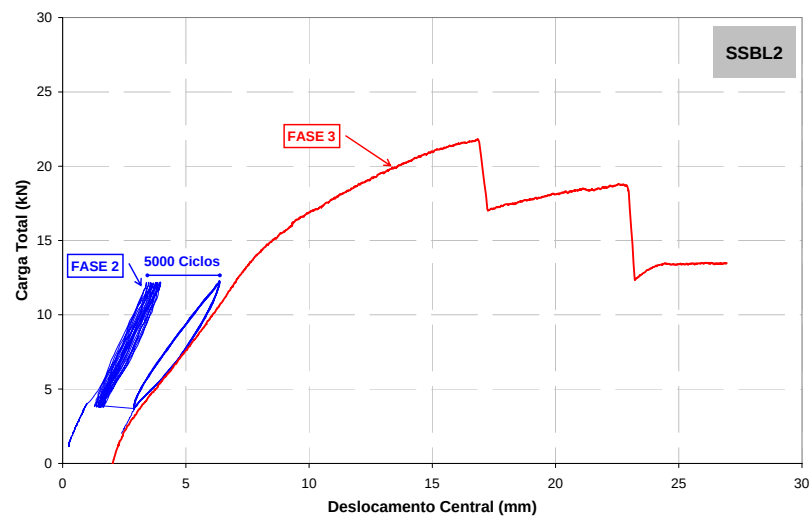


Figura B.27 – Comportamento do modelo SSBL2 nas duas últimas fases de ensaio à flexão.

Comportamento dos sistemas de CFRP nos modelos SS - Ensaio à rotura

Nas próximas figuras (Figura B.28 à Figura B.30) encontram-se esquematizadas as relações entre a carga total aplicada e as extensões ao longo dos sistemas de CFRP para as três lajes reforçadas (SSBM1, SSBM2 e SSBL2).

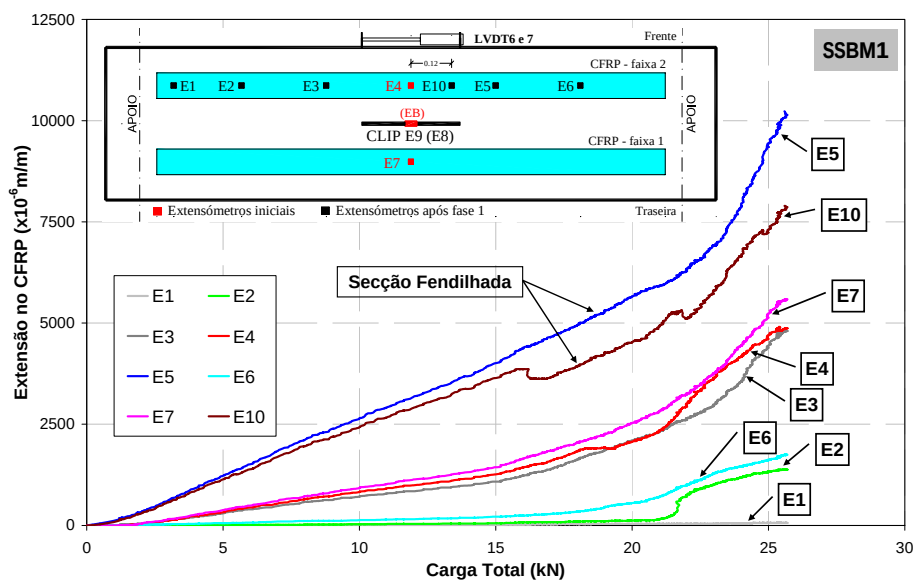


Figura B.28 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM1).

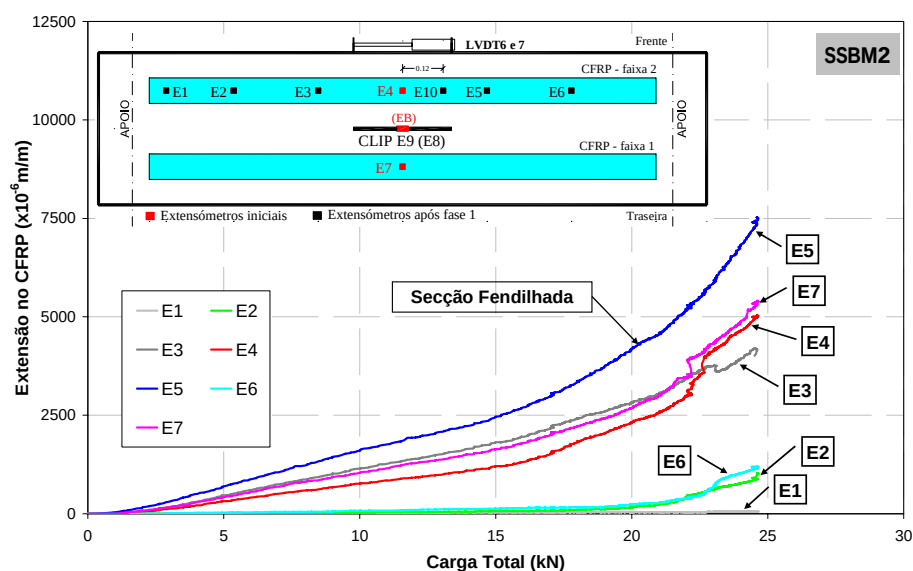


Figura B.29 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBM2).

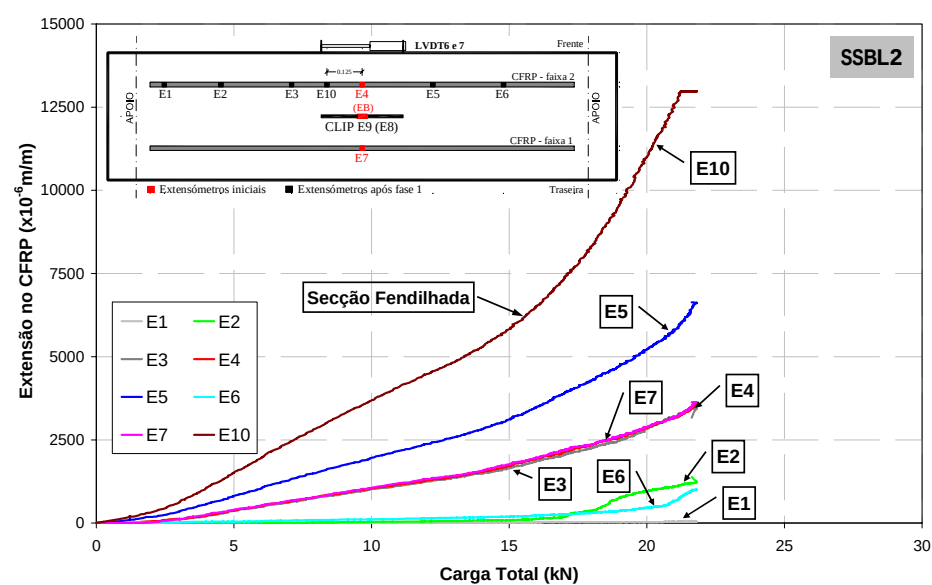


Figura B.30 – Curvas das extensões no CFRP em função da carga total aplicada (modelo SSBL2).

ANEXO C

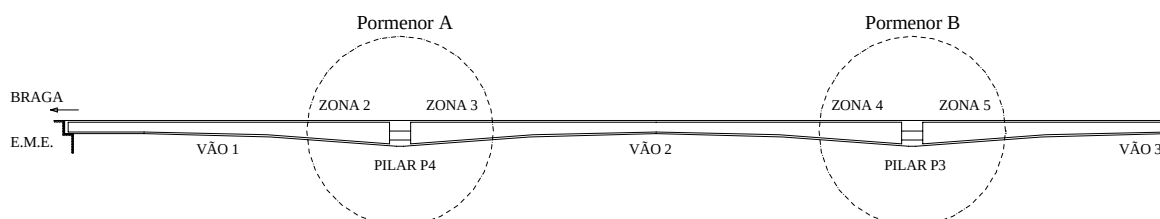
ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA

ANEXO C - ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE N.S. GUIA

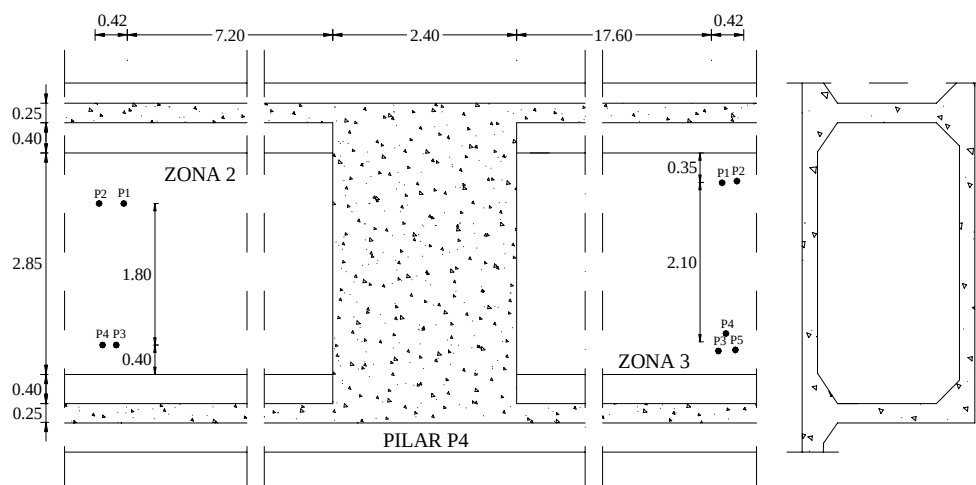
Resultados do diagnóstico realizado pela STAP

LADO - PONTE DE LIMA

CÉLULA DE MONTANTE



PORMENOR A - VISTA EM PLANTA DA LAJE SUPERIOR DO TABULEIRO



PORMENOR B - VISTA EM PLANTA DA LAJE SUPERIOR DO TABULEIRO

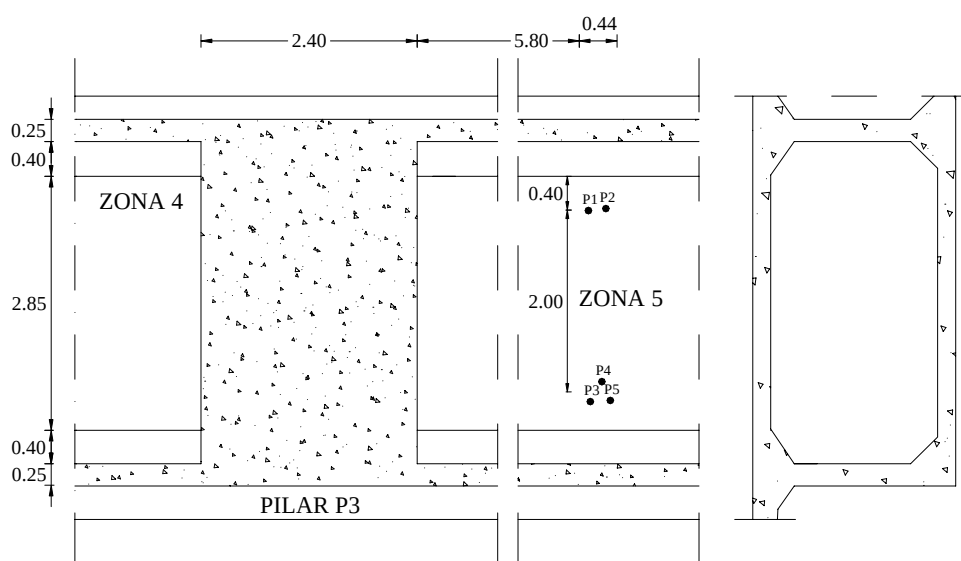


Figura C.1 – Esquema de localização e identificação das pastilhas metálicas.

Nos Quadros C.1, C.2 e C.3 apresentam-se, respectivamente, os resultados da medição do recobrimento das armaduras, os valores das tensões médias do betão e sua dispersão obtidos com o esclerómetro e a profundidade e abertura de fendas resultantes do ensaio de ultra-sons.

Quadro C.1 - Resultados da medição do recobrimento das armaduras [OZ, 1998].

Zona	Elemento	Recobrimento (mm)				CV (%)
		méd.	mín.	máx.	D.P.	
1	Laje	35.4	29.0	40.0	3.0	0.08
2	Laje	24.9	21.0	29.0	2.1	0.09
3	Laje	33.4	27.0	39.0	3.0	0.09
4	Laje	28.2	21.0	33.0	2.8	0.10
5	Laje	27.5	22.0	34.0	2.5	0.09
6	Laje	31.7	27.0	37.0	2.4	0.08

Quadro C.2 - Valores das resistências médias e da dispersão obtidos com o esclerómetro [OZ, 1998].

Zona	Elemento	Leituras										Rm	Wm (MPa)	D (MPa)
1	Laje	64	69	66	69	66	65	69	70	71	70	69.6	>62.0	7.8
2	Laje	66	71	70	71	70	66	70	69	69	69	70.8	>62.0	7.8
3	Laje	61	65	64	68	68	67	65	63	65	62	66.4	>62.0	7.8
3	Laje	65	68	65	67	65	63	64	67	66	63	66.9	>62.0	7.8
4	Laje	66	65	64	66	67	65	67	66	66	64	67.2	>62.0	7.8
5	Laje	68	63	64	64	65	65	63	65	64	63	66.0	>62.0	7.8

No Quadro C.4, resumem-se os valores das tensões de arrancamento obtidas no ensaio de “pull-off” e que constam do relatório nº220/00 da OZ (1998). No mesmo quadro apresentam-se, também, os valores médios da tensão de arrancamento e os modos de ruína. O tratamento estatístico das tensões médias obtidas é apresentado no Quadro C.5.

Quadro C.3 - Tempos de transmissão obtidos no ensaio de ultra-sons, profundidade e abertura estimada das fendas [OZ, 1998].

<i>Elemento</i>	<i>Zona</i>	<i>Fissura</i>	<i>Dist. (cm)</i>	<i>Tempo (μs)</i>	<i>Profund. Est. (cm)</i>	<i>Abertura (mm)</i>
Face inferior do Banzo Superior	1	US1	0	0.0	2.6	0.25
			10	18.3		
			20	59.6		
			30	100.4		
			40	123.6		
			50	161.3		
Face inferior do Banzo Superior	1	US2	0	0.0	10.2	0.25
			10	23.6		
			20	50.1		
			30	103.2		
			40	118.2		
			50	139.1		
Face inferior do Banzo Superior	2	US3	0	0.0	5.4	0.20
			10	19.5		
			20	45.6		
			30	79.9		
			40	113.4		
			50	128.9		
Face inferior do Banzo Superior	3	US4	0	0.0	16.0	0.55
			10	23.0		
			20	44.6		
			30	108.7		
			40	111.5		
			50	127.3		
Face inferior do Banzo Superior	3	US5	0	0.0	6.4	0.25
			10	23.4		
			20	49.5		
			30	89.7		
			40	110.5		
			50	130.5		
Face inferior do Banzo Superior	4	US6	0	0.0	5.7	0.30
			10	31.2		
			20	53.8		
			30	93.4		
			40	113.3		
			50	130.8		
Face inferior do Banzo Superior	5	US7	0	0.0	2.9	0.20
			10	19.6		
			20	45.6		
			30	73.2		
			40	90.4		
			50	109.4		
Face inferior do Banzo Superior	6	US8	0	0.0	11.7	0.20
			10	20.7		
			20	48.2		
			30	105.3		
			40	125.8		
			50	147.2		

Quadro C.4 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa [OZ, 1998].

Localização	Pré-caroteamento	Pastilhas	Tensão [MPa]	Média [MPa]	Modos de ruína	
			($f_{ct,p}$)	($f_{ctm,p}$)		
Zona 2	Sim	P3	2.10	2.15	Ruína pelo betão	
		P4	2.20			
	Não	P1	2.00	3.20	2.07 ^[1]	
		P2	4.40			
Zona 3	Sim	P1	2.20	1.90		Ruína pelo betão
		P2	1.60			
	Não	P3	3.70	3.27		
		P4	2.70			
		P5	3.40			
Zona 5	Sim	P1	2.30	2.15	Ruína pelo betão	
		P2	2.00			
	Não	P3	4.00	3.21 ^[2]	Ruína pelo betão	
		P4	3.30		Destacamento Parcial	
		P5	2.20		Ruína pelo betão	

[1] $f_{ctm,p}$ com pré-caroteamento; [2] $f_{ctm,p}$ sem pré-caroteamento.

Quadro C.5 - Tratamento estatístico dos resultados do arrancamento segundo vários critérios [OZ, 1998].

Critério	Tensão Média (MPa)	D.P. (MPa)	CV (%)
Todas as zonas	2.72	0.86	0.32
Zona 2	2.68	1.15	0.43
Zona 3	2.73	0.83	0.30
Zona 5	2.74	0.85	0.31
Com pré-caroteamento	2.07	0.24	0.11
Sem pré-caroteamento	3.20	0.84	0.26

Execução do reforço experimental

Na Figura C.3 ilustram-se as fases de execução do reforço experimental de uma região da laje superior do tabuleiro, representada na Figura C.2.

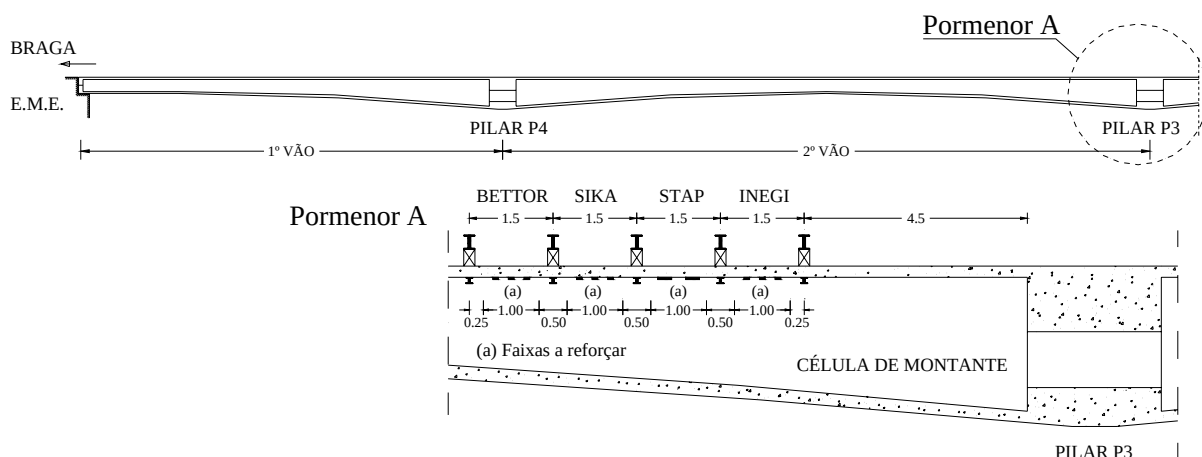


Figura C.2 – Alçada da ponte com a localização e largura das faixas a reforçar experimentalmente.



Figura C.3 – Fases de execução do reforço experimental.

Na Figura C.4, pode-se observar a realização de provetes de alguns dos materiais utilizados na preparação dos sistemas, para posterior caracterização.

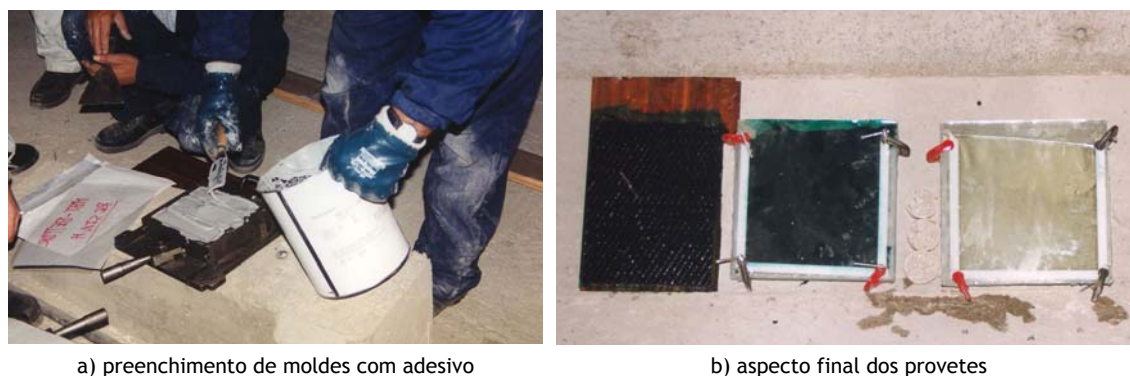


Figura C.4 – Recolha de amostras dos materiais para posterior caracterização.

Posteriormente à execução do reforço experimental, a FEUP/LABEST realizou uma nova série de ensaios de “pull-off”, desta feita sobre os quatro sistemas compósitos de fibras de carbono que constituem esse reforço experimental. Estes ensaios de “Pull off” foram efectuados quatro anos após a execução do reforço experimental existente. Estes testes foram realizados em 12 unidades (repartidas em 3 unidades por cada sistema de reforço). Na Figura C.5, apresentam-se, em planta, a localização e a identificação dos ensaios realizados (séries A.i, B.i, C.i e D.i). Na Figura C.6 ilustra-se a realização de um ensaio de arrancamento.

Quadro C.6 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa [Silva et al., 2003-b].

Sistemas	Pastilhas	Critério do ensaio	Tensão [MPa] ($f_{ct,p}$)	Média [MPa] ($f_{ctm,p}$)	Modos de ruína
A Bettor MBT	A.1	Provestes c/ reforço c/ pré-caroteamento	2.20	2.12	Ruína pelo betão
	A.2		1.94		
	A.3		2.22		
B SIKA	B.1		3.54	3.63	Ruína pelo betão
	B.2		4.32		
	B.3		3.03		
C STAP	C.1		2.37	2.7 ^[2]	Ruína pelo betão
	C.2		1.20 ^[1]		Ruína interlaminar + ruína da interface betão-CFRP
	C.3		2.20 ^[1]		
D INEGI	D.1		2.13	2.61	Ruína pelo betão
	D.2		2.48		
	D.3		3.21		

[1] excluídos da análise; [2] como o modo de ruína é semelhante (pelo betão) considerou-se a média.

Programa experimental - Instrumentação

Após a execução do reforço, os sistemas foram instrumentados. Da Figura C.7 até à Figura C.12, apresentam-se imagens relativas a cada tipo de sensor utilizado: extensómetros, transdutores de deslocamento, sensores de temperatura e células de carga.

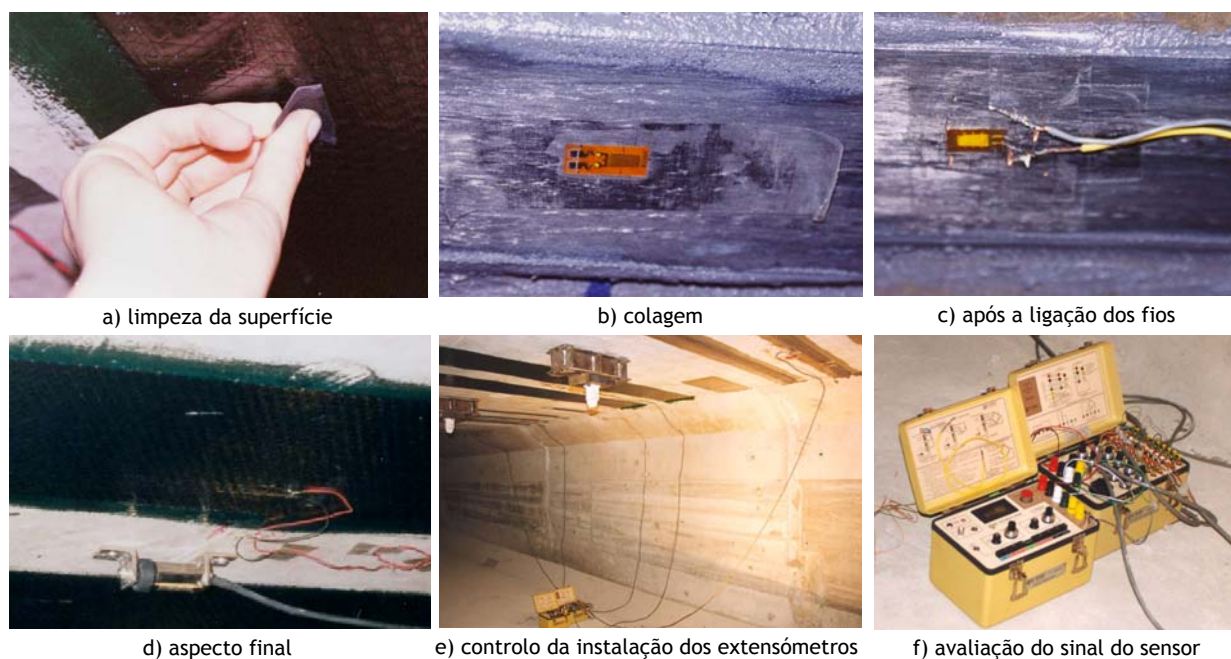


Figura C.7 – Aplicação dos extensómetros nos sistemas compósitos de CFRP.



a) identificação do varão



b) tratamento da superfície



c) colagem



d) aspecto final

Figura C.8 – Aplicação dos extensómetros nas armaduras ordinárias de aço.



a) vista geral dos transdutores



b) transdutor digital



c) transdutor eléctrico

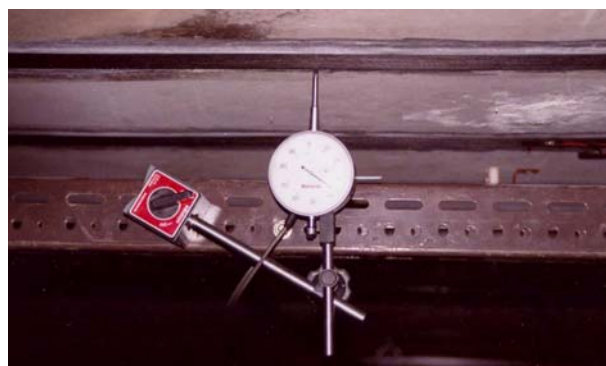
Figura C.9 – Transdutores de deslocamento utilizados para medir abertura de fendas.



a) fixação das cantoneiras



b) transdutor digital



c) transdutor eléctrico

Figura C.10 - Transdutores de deslocamento utilizados para medir as flechas.



a) sensor do tipo PT100



b) sensor no interior da célula



c) abertura do rasgo no betuminoso e colocação do sensor



d) aspecto final

Figura C.11 - Sensores para medição da temperatura.

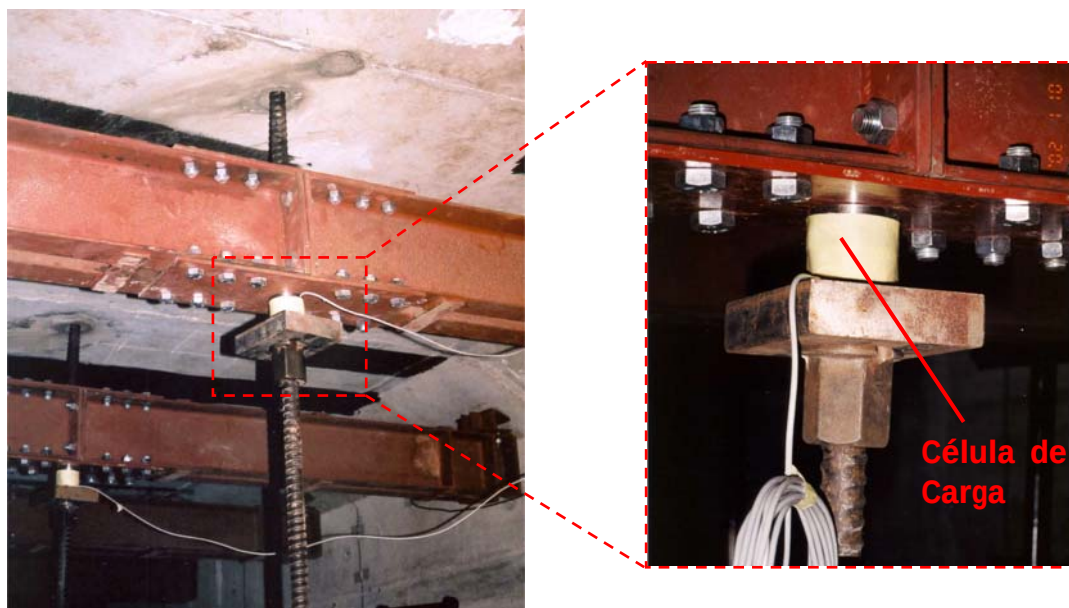


Figura C.12 – Células de carga utilizadas nos ensaios.

Na Figura C.13 ilustra-se o posto de observação e o sistema de aquisição de dados de sensores. As plantas de localização dos sensores podem ser observadas desde a Figura C.14 à Figura C.16.

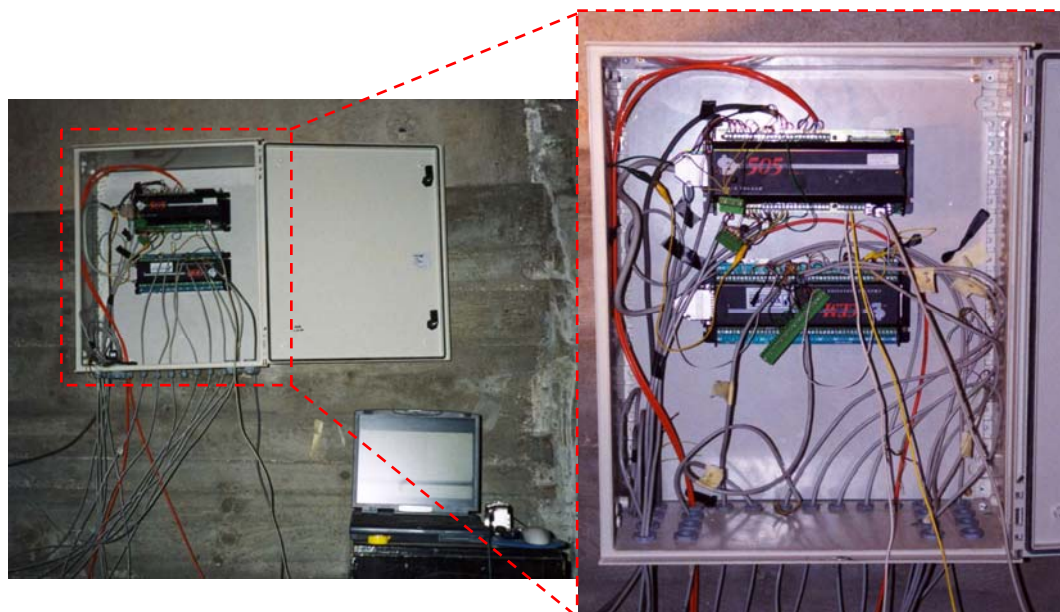


Figura C.13 – Posto de observação e sistema de aquisição de dados de sensores.

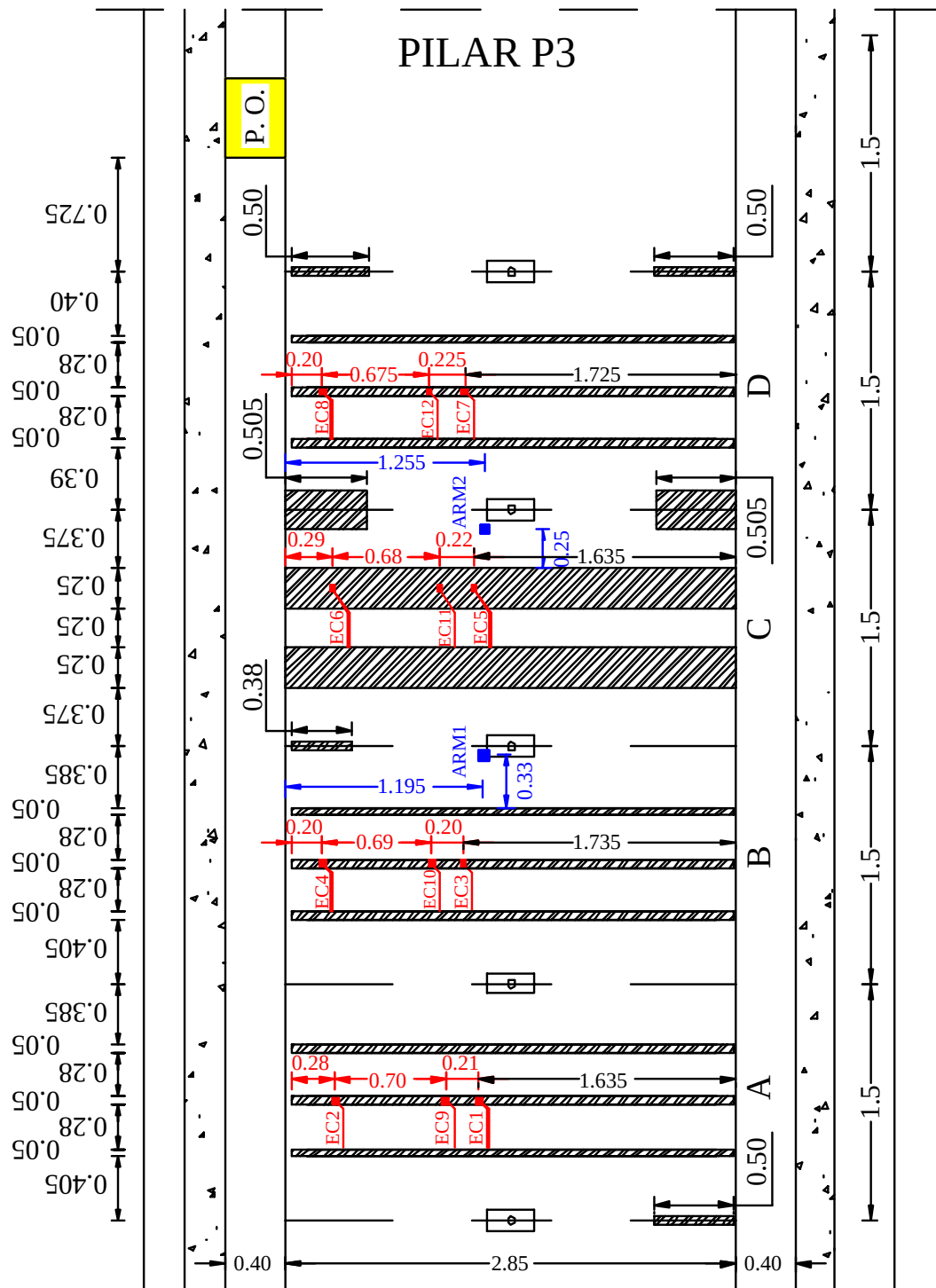
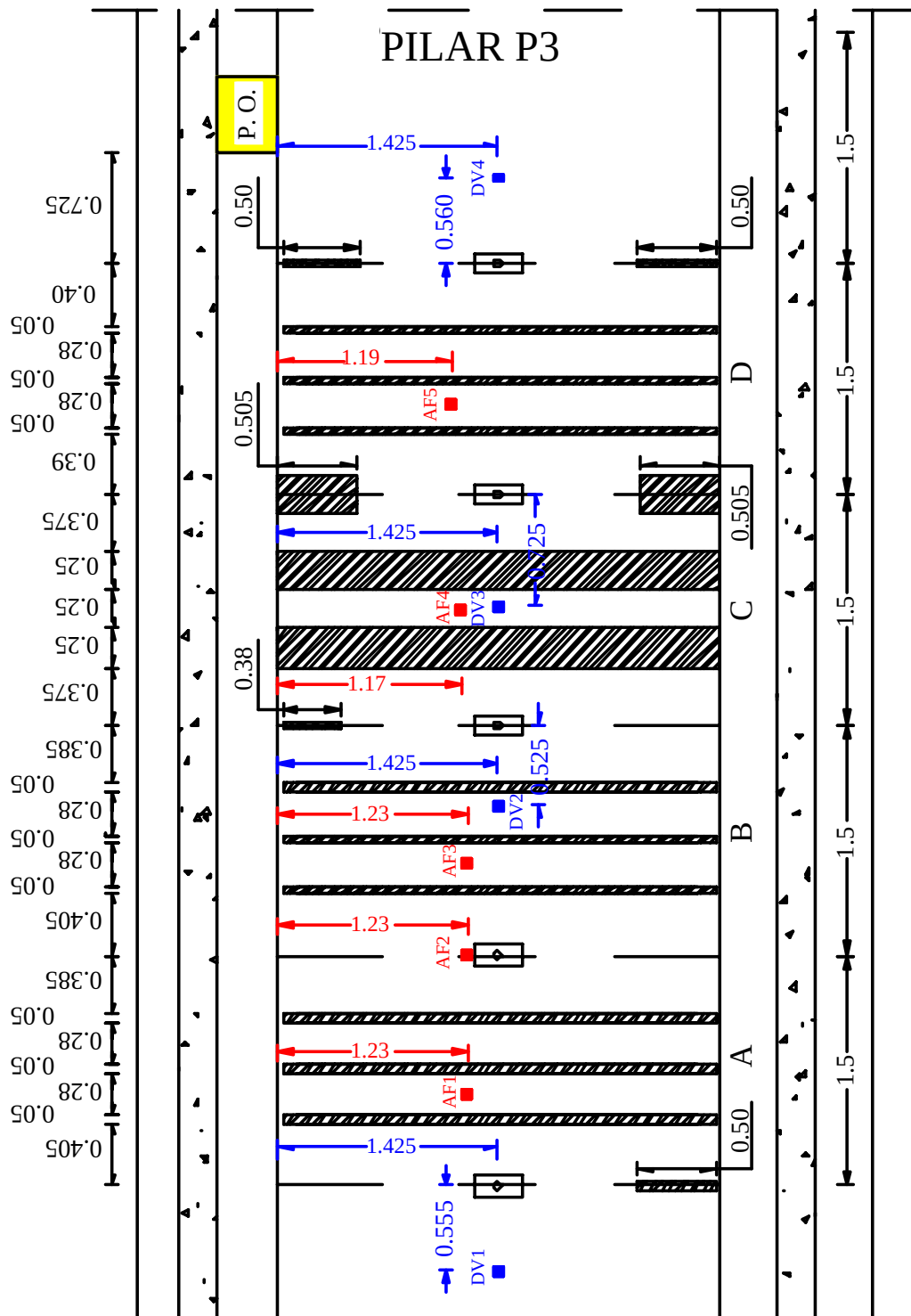
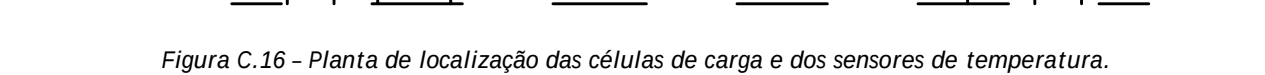


Figura C.14 - Planta de localização dos extensômetros.







a) peças especiais de apoio



b) colocação no interior da ponte



c) posicionamento na zona reforçada



d) aspecto final das vigas

Figura C.17 – Montagem das vigas metálicas.

Programa experimental - Ensaio de carga (resultados)

Nos quadros seguintes, resumem-se os registos obtidos na execução dos ensaios de carga, nomeadamente, as extensões dos compósitos na zona central da laje, as extensões na armadura ordinária, as aberturas de fendas e os deslocamentos verticais.

As medições do Quadro C.7 correspondem à leitura efectuada 75 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.7 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga1.

Extensões (‰)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura	Aberturas	Células de	
C/ Fenda	S/ Fenda	Ordinária	de Fendas	Flechas	Carga
EC1 = -					CC1 = 65.8
EC3 = 0.59					CC2 = 67.1
EC5 = 0.61					CC3 = 67.7
EC7 = 0.81					CC4 = 65.7
					CC5 = 70.4
$\epsilon_{fm,cr} = 0.67$					$F_m = 67.3$

As medições do Quadro C.8 correspondem à leitura efectuada 40 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.8 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga2.

Extensões (‰)		Armadura Ordinária	Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)
Sistemas Compósitos de CFRP			Aberturas de Fendas	Flechas	
C/ Fenda	S/ Fenda				Células de Carga
EC1 = 0.80					CC1 = 69.1
EC3 = 0.55					CC2 = 71.0
EC5 = 0.58					CC3 = 70.4
EC7 = 0.44					CC4 = 69.3
					CC5 = 70.0
$\epsilon_{fm,cr} = 0.59$					$F_m = 70.0$

As medições do Quadro C.9 correspondem à leitura efectuada 50 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.9 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga3.

Extensões (‰)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura	Aberturas	Células de	
C/ Fenda	S/ Fenda	Ordinária	de Fendas	Flechas	Carga
EC1 = 0.79			AF2 = 0.112		CC1 = 74.8
EC3 = 0.56			AF4 = 0.069		CC2 = 75.7
EC5 = 0.57			AF5 = 0.047		CC3 = 73.2
EC7 = 0.44					CC4 = 74.1
					CC5 = 71.8
ε _{fm,cr} = 0.59			w _m = 0.076		F _m = 73.9

As medições do Quadro C.10 correspondem à leitura efectuada 60 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.10 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga5.

Extensões (%)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura Ordinária	Aberturas de Fendas	Flechas	Células de Carga
C/ Fenda	S/ Fenda				
EC1 = 1.01			AF2 = -	DV1 = 0.773	CC1 = 72.3
EC3 = 0.68			AF4 = 0.094	DV2 = 0.461	CC2 = 75.4
EC5 = 0.72			AF5 = 0.068		CC3 = 76.3
EC7 = 0.58					CC4 = 75.5
					CC5 = 76.0
ε _{fm,cr} = 0.75			w _m = 0.081	δ _m = 0.617	F _m = 75.1

As medições do Quadro C.11 correspondem à leitura efectuada 46 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.11 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga6.

Extensões (%)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura Ordinária	Aberturas de Fendas	Flechas	Células de Carga
C/ Fenda	S/ Fenda				
EC1 = 0.94	EC9 = 0.08		AF2 = 0.133	DV1 = 0.638	CC1 = 70.9
EC3 = 0.61	EC10 = 0.10		AF4 = 0.083	DV2 = 0.708	CC2 = 73.4
EC5 = 0.65	EC11 = 0.17		AF5 = 0.070		CC3 = 73.6
EC7 = 0.55	EC12 = 0.15				CC4 = 68.7
					CC5 = 70.5
$\epsilon_{fm,cr} = 0.69$	$\epsilon_{fm} = 0.12$		$w_m = 0.095$	$\delta_m = 0.673$	$F_m = 71.4$

As medições do Quadro C.12 correspondem à leitura efectuada 80 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.12 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga7.

Extensões (‰)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura Ordinária	Aberturas de Fendas	Flechas	Células de Carga
C/ Fenda	S/ Fenda				
EC1 = 0.81	EC9 = 0.07		AF2 = 0.134	DV1 = 0.511	CC1 = 79.8
EC3 = 0.57	EC10 = 0.07		AF4 = 0.090	DV2 = 0.632	CC2 = 79.6
EC5 = 0.58	EC11 = 0.13		AF5 = 0.068		CC3 = 77.4
EC7 = 0.41	EC12 = 0.12				CC4 = 77.5
					CC5 = 78.5
$\epsilon_{fm,cr} = 0.59$	$\epsilon_{fm} = 0.10$		$w_m = 0.097$	$\delta_m = 0.572$	$F_m = 78.6$

As medições do Quadro C.13 correspondem à leitura efectuada 35 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.13 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga8.

Extensões (%)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura Ordinária	Aberturas de Fendas	Flechas	Células de Carga
C/ Fenda	S/ Fenda				
EC1 = 0.42	EC9 = -		AF2 = 0.134	DV1 = 0.181	CC1 = 65.6
EC3 = 0.58	EC10 = -		AF4 = 0.086	DV2 = 0.282	CC2 = 68.1
EC5 = -	EC11 = -		AF5 = 0.071	DV3 = 0.540	CC3 = 69.8
EC7 = 0.43	EC12 = -			DV4 = 0.120	CC4 = 69.8
					CC5 = 71.6
$\epsilon_{fm,cr} = 0.48$	$\epsilon_{fm} = -$		$w_m = 0.097$	$\delta_m = 0.281$	$F_m = 69.0$

As medições do Quadro C.14 correspondem à leitura efectuada 30 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.14 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga9.

Extensões (%)		Deslocamentos (mm)			Forças (kN/1.5m)
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura Ordinária	Aberturas de Fendas	Flechas	Células de Carga
C/ Fenda	S/ Fenda				
EC1 = 0.48	EC9 = -	ARM1 = 0.33	AF2 = -	DV1 = 0.482	CC1 = 77.4
EC3 = 0.61	EC10 = -	ARM2 = 0.38	AF4 = -	DV2 = 0.604	CC2 = 79.8
EC5 = 0.58	EC11 = -		AF5 = -	DV3 = 0.940	CC3 = 82.6
EC7 = 0.44	EC12 = -			DV4 = 0.541	CC4 = 85.1
					CC5 = 78.5
$\epsilon_{fm,cr} = 0.53$	$\epsilon_{fm} = -$	$\epsilon_{sm} = 0.35$	$w_m = -$	$\delta_m = 0.642$	$F_m = 80.7$

As medições do Quadro C.15 correspondem à leitura efectuada 70 minutos após o início do ensaio.

Quadro C.15 – Parâmetros registados no decurso do ensaio Carga10.

Extensões (%)		Deslocamentos (mm)		Forças (kN/1.5m)	
Sistemas Compósitos de CFRP		Armadura	Aberturas	Células de	
C/ Fenda	S/ Fenda	Ordinária	de Fendas	Flechas	Carga
EC1 = 0.89	EC9 = 0.09	ARM1 = 0.33	AF2 = 0.134	DV1 = 0.402	CC1 = 75.4
EC3 = 0.60	EC10 = 0.09	ARM2 = 0.37	AF4 = 0.085	DV2 = 0.561	CC2 = 76.2
EC5 = 0.65	EC11 = 0.17		AF5 = 0.064	DV3 = 0.940	CC3 = 78.9
EC7 = 0.46	EC12 = 0.14			DV4 = 0.703	CC4 = 76.1
					CC5 = 75.3
$\epsilon_{fm,cr} = 0.65$	$\epsilon_{fm} = 0.12$	$\epsilon_{sm} = 0.35$	$w_m = 0.094$	$\delta_m = 0.555$	$F_m = 76.4$

Os valores extremos das extensões nos quatro sistemas de CFRP registados durante o terceiro período de observação (13-05-02 a 02-03-04) encontram-se resumidos no Quadro C.16.

Quadro C.16 – Resumo dos registos extremos das extensões nos compósitos, no 3º período de observação.

Parâmetro	Período de Observação	Valor Registrado	Data
Extensão máxima registada no extensómetro EC1 (sistema A)	13/05/02 a 02/03/04	0.31 ‰	17/07/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC1 (sistema A)	13/05/02 a 02/03/04	-0.43 ‰	18/10/02
Extensão máxima registada no extensómetro EC2 (sistema A)	13/05/02 a 02/03/04	0.38 ‰	03/02/04
Extensão mínima registada no extensómetro EC2 (sistema A)	13/05/02 a 02/03/04	-0.05 ‰	10/10/02
Extensão máxima registada no extensómetro EC3 (sistema B)	13/05/02 a 02/03/04	0.62 ‰	08/08/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC3 (sistema B)	13/05/02 a 02/03/04	-0.42 ‰	15/01/03
Extensão máxima registada no extensómetro EC4 (sistema B)	13/05/02 a 02/03/04	0.66 ‰	08/08/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC4 (sistema B)	13/05/02 a 02/03/04	-0.20 ‰	15/01/03
Extensão máxima registada no extensómetro EC5 (sistema C)	13/05/02 a 02/03/04	-	-
Extensão mínima registada no extensómetro EC5 (sistema C)	13/05/02 a 02/03/04	-	-
Extensão máxima registada no extensómetro EC6 (sistema C)	13/05/02 a 02/03/04	0.38 ‰	08/08/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC6 (sistema C)	13/05/02 a 02/03/04	-0.21 ‰	15/01/03
Extensão máxima registada no extensómetro EC7 (sistema D)	13/05/02 a 02/03/04	-0.01 ‰*	25/06/02
Extensão mínima registada no extensómetro EC7 (sistema D)	13/05/02 a 02/03/04	-0.75 ‰*	04/11/03
Extensão máxima registada no extensómetro EC8 (sistema D)	13/05/02 a 02/03/04	0.30 ‰	08/08/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC8 (sistema D)	13/05/02 a 02/03/04	-0.25 ‰	05/12/03
Extensão máxima registada no extensómetro EC9 (sistema A)	30/07/02 a 02/03/04	0.40 ‰	11/06/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC9 (sistema A)	30/07/02 a 02/03/04	-0.10 ‰	31/07/02
Extensão máxima registada no extensómetro EC10 (sistema B)	30/07/02 a 02/03/04	0.36 ‰	03/02/04
Extensão mínima registada no extensómetro EC10 (sistema B)	30/07/02 a 02/03/04	-0.04 ‰	31/07/02
Extensão máxima registada no extensómetro EC11 (sistema C)	30/07/02 a 02/03/04	0.42 ‰	08/03/03
Extensão mínima registada no extensómetro EC11 (sistema C)	30/07/02 a 02/03/04	-0.05 ‰	14/08/02
Extensão máxima registada no extensómetro EC12 (sistema D)	30/07/02 a 02/03/04	0.46 ‰	23/02/04
Extensão mínima registada no extensómetro EC12 (sistema D)	30/07/02 a 02/03/04	-0.07 ‰	31/07/02

* valores relativos ao período de 13 de Maio de 2002 até 4 de Novembro de 2003.