

REFORÇO À FLEXÃO DE COBERTURA DE BETÃO ARMADO



J. A. O. Barros
Prof. Associado c/
Agregação
DEC-UM
Guimarães

SUMÁRIO

O presente trabalho refere-se à interpretação e justificação da flecha demasiado elevada de uma cobertura de betão armado, ocorrida após a sua descofragem, bem como ao dimensionamento e pormenorização de uma solução de reforço baseada na aplicação de laminados pós-tensionados de fibra de carbono, aplicados segundo uma técnica que consiste em inserir os laminados em finas ranhuras abertas no betão de recobrimento das peças a reforçar.

Palavras-chave: laminados de fibras de carbono, reforço estrutural, método dos elementos finitos, análise não linear material.

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de efectuar intervenções de reforço no património construído deve-se a várias causas, nomeadamente: alteração do tipo de utilização (aumento das cargas a actuar na estrutura); erros de projecto e/ou de construção; redução da resistência dos materiais em resultado da sua degradação (carbonatação do betão e corrosão das armaduras); alterações nos códigos de dimensionamento com a introdução de disposições mais severas; ocorrência de acidentes (sismos, incêndios, explosões, cheias ou actos de vandalismo). Dadas as características de leveza, elevada resistência, imunidade à corrosão e facilidade de aplicação, os materiais compósitos são uma alternativa, aos materiais convencionais, com vantagens técnicas e económicas em diversas situações de reforço estrutural [1-4]. No presente trabalho

explora-se a possibilidade de utilizar laminados de fibra de carbono (CFRP) no reforço de uma cobertura de betão armado que apresentou elevada deformabilidade logo após a remoção do seu escoramento. É proposta uma técnica de reforço que não altera a estrutura do ponto de vista arquitectónico e, para mobilizar o elevado potencial de reforço que estes materiais possuem, derivado da sua elevada resistência à tracção, os laminados são pós-tensionados.

Na Figura 1 apresenta-se a geometria da estrutura, bem como alguns alinhamentos que serão referidos ao longo deste trabalho, para efeito de análise de resultados. A estrutura é constituída por uma pala superior e uma pala inferior, ligadas entre si por uma parede vertical. A excessiva deformabilidade ocorreu na parte em balanço da pala superior. Em relação ao folheto médio das fundações dos pilares da estrutura, a superfície média da extremidade livre da pala superior da cobertura encontra-se à cota de 5000 mm, enquanto a superfície média da pala inferior da cobertura posiciona-se à cota de 3500 mm.

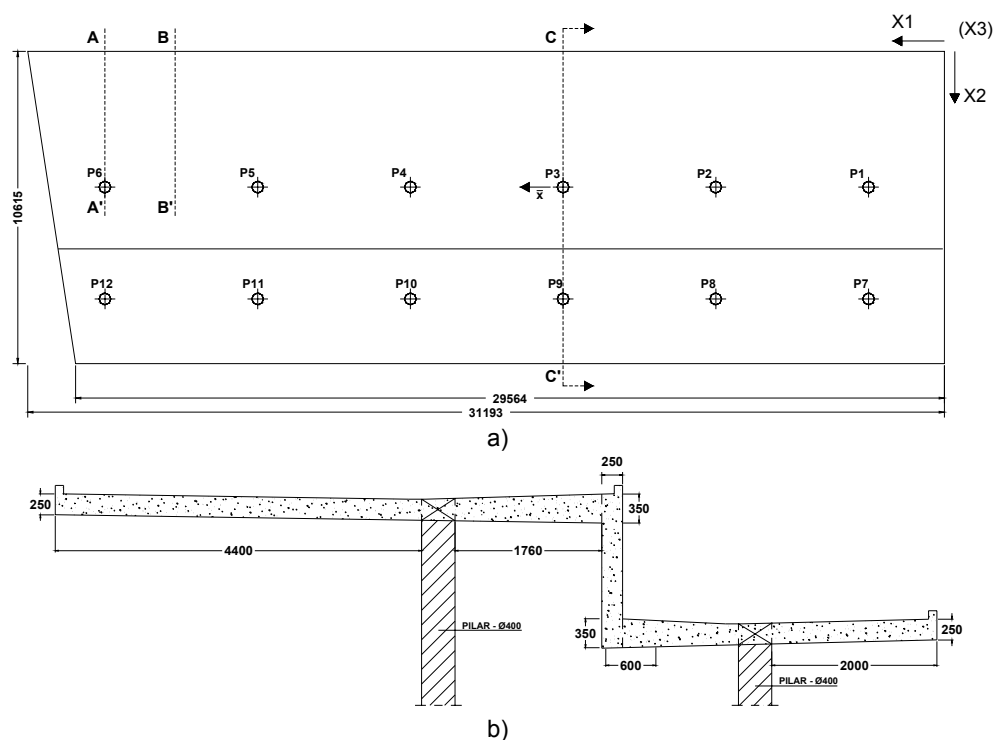


Figura 1: Estrutura de betão armado em análise: a) Vista em planta da estrutura; b) Vista em corte da estrutura no alinhamento C-C' (unidades em mm; Pi= pilar i)

Na Figura 2a) apresenta-se a disposição das armaduras principais de flexão. A armadura transversal (segundo x_1) inferior e superior é constituída por varões de aço de 16 mm de diâmetro afastados de 150 mm, enquanto que a armadura longitudinal superior e inferior é composta por varões de aço de 12 mm de diâmetro afastados de 150 mm. Em zonas próximas dos pilares, a pala contém as armaduras de reforço indicadas na Figura 2b). Assim, numa faixa junto aos pilares da pala superior foram aplicados, na parte superior, varões cujo diâmetro

diminui gradativamente de 25 mm para 10 mm, na direcção do eixo entre pilares. Junto aos pilares, na direcção x_2 , foram aplicados, como armadura de reforço, varões de aço de 8 mm e 10 mm de diâmetro. Na pala superior da cobertura, a estrutura dispõe de armaduras de punção constituída por varões de aço de 10 mm de diâmetro.

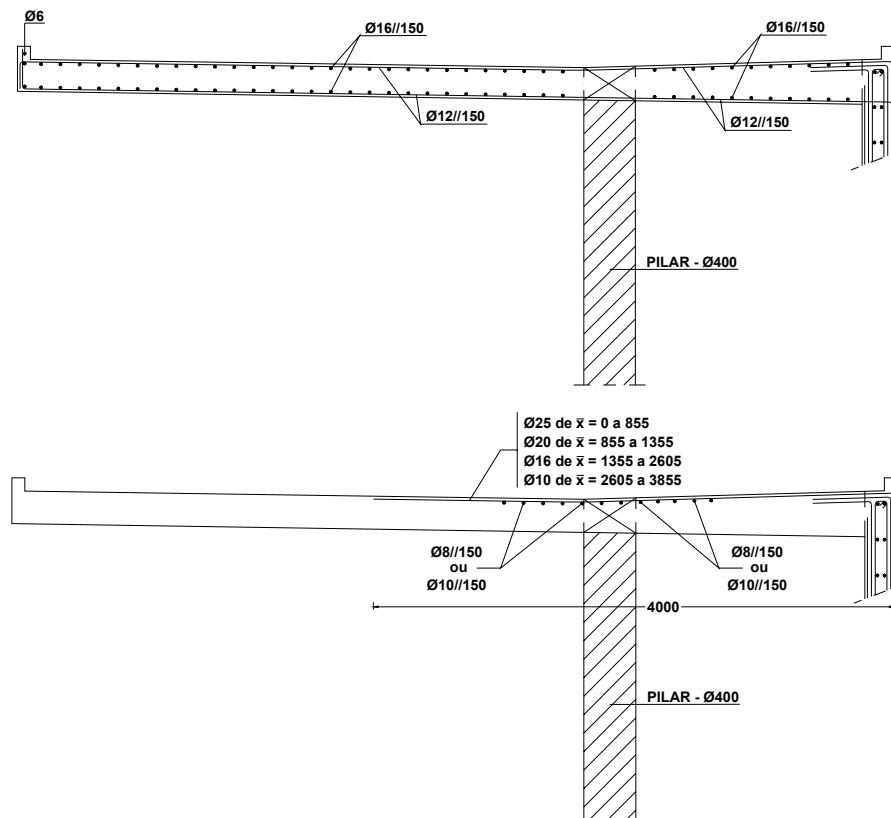


Figura 2: Armaduras na pala superior da cobertura

Durante o processo de desmontagem das escoras desta estrutura, constatou-se que esta começou a desenvolver excessiva deformabilidade, pelo que este processo foi interrompido e as escoras já desmontadas foram recolocadas. O levantamento topográfico permitiu concluir que a pala superior apresentou uma deformabilidade bem superior à calculada admitindo comportamento linear e elástico para os materiais, que foi a abordagem assumida pelo projectista. Para a extremidade livre da pala superior da cobertura, a diferença entre os valores de flecha registados e os previstos pelo projectista após a remoção do sistema de escoramento está apresentada na Figura 3, de onde se constata que a flecha máxima, apenas devida ao peso próprio da estrutura, foi de cerca de 40 mm.

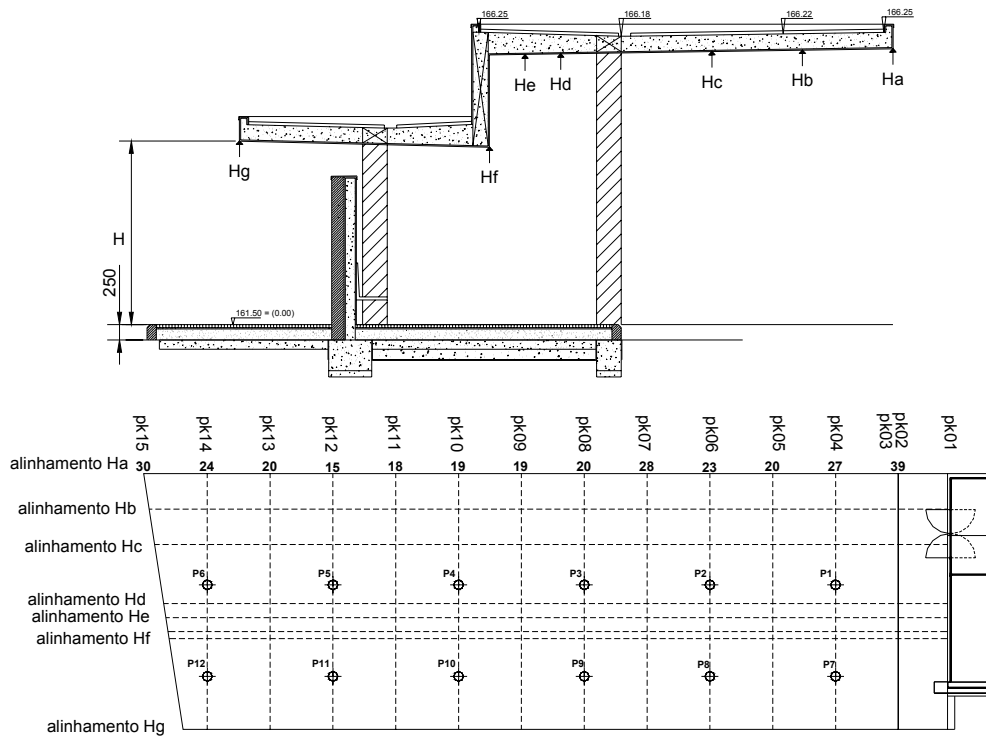


Figura 3: Flechas da extremidade da cobertura, devidas ao seu peso próprio, após a recolocação das escoras (unidades em mm)

Este artigo resume o trabalho desenvolvido no âmbito: da justificação da deformabilidade demasiado elevada ocorrida; da verificação da estabilidade da estrutura para estados limites últimos; da concepção, dimensionamento e pormenorização de um sistema eficaz do ponto de vista estrutural e arquitectónico. Para se proceder ao reforço da estrutura, a sua análise foi efectuada tendo em conta as acções preconizadas na regulamentação Portuguesa em vigor e as propriedades dos materiais aplicados em obra. Nas análises numéricas efectuadas foi utilizado o programa de cálculo automático FEMIX, o qual permite simular o comportamento não linear material de estruturas de betão armado [5].

2. POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS E PROPRIEDADES DO BETÃO

2.1 Introdução

Para avaliar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do betão aplicado na estrutura, foram extraídas carotes nos locais indicados na Figura 4. Dado não ter sido possível extrair carotes sem ferir armaduras, o posicionamento destas foi também possível de ser avaliado.

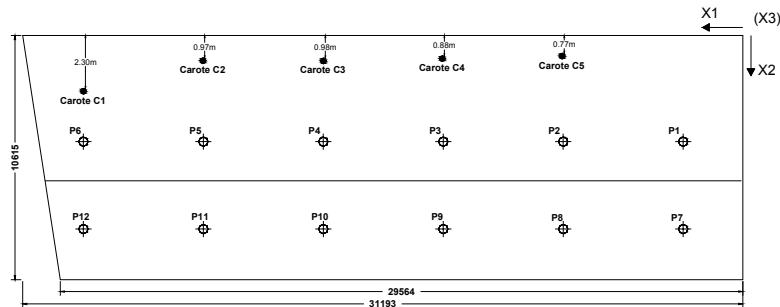


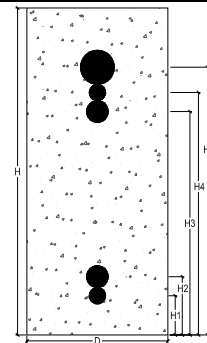
Figura 4: Localização das carotes extraídas

2.2 Posicionamento das armaduras

Os valores da localização das armaduras em relação à base dos provetes (que coincide com a face inferior da pala superior da cobertura) encontram-se indicados no Quadro 1, de onde se pode verificar que o varão $\phi 25$ da armadura de reforço aos momentos negativos segundo x_1 (vector momento em torno do eixo x_1) tem recobrimento de 67 mm. Se este recobrimento for representativo das condições reais da obra em estudo (o que não é garantido pois apenas foi extraído um carote na zona com varões $\phi 25$), o momento resistente negativo da secção será inferior ao que seria possível, caso se tivesse assegurado um recobrimento admissível face à regulamentação em vigor.

Quadro 1 – Posicionamento dos varões de aço (unidades em mm).

[mm]		C1		C2		C3	C4	C5	
		$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 25$	$\phi 16$	$\phi 12$	$\phi 12$	$\phi 12$	$\phi 16$
1.	H1	28.8	-	-	-	29.0	-	31.2	-
2.	H2	-	42.8	-	44.4	-	-	-	45.3
3.	H3	-	156.5	-	166.5	-	-	-	180.0
4.	H4	170.5	-	-	-	186.5	159.0	196.5	-
5.	H5	-	-	183.1	-	-	-	-	-



2.3 Módulo de elasticidade e resistência à compressão do betão aplicado em obra

O módulo de elasticidade do betão, E_c , foi determinado segundo as recomendações da norma Portuguesa E397-1993 do LNEC [6], recorrendo-se, para tal, à configuração de ensaio representada na Figura 5. Esta configuração é composta por dois anéis distanciados entre si de 80 mm, colocados a 40 mm do plano de simetria do provete. No anel superior foram colocados três transdutores de deslocamento (LVDTs) fazendo entre si um ângulo de 120° . A deformação obtém-se a partir dos três LVDTs, registando-se os deslocamentos entre os referidos anéis. Esta disposição evita que a deformação do equipamento de ensaio seja

adicionada aos valores lidos pelos LVDTs. O valor médio de E_c obtido para o betão ensaiado foi de 27.8 GPa

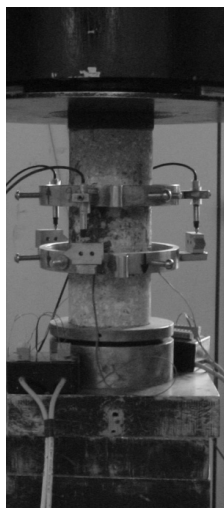


Figura 5: Determinação de E_c .

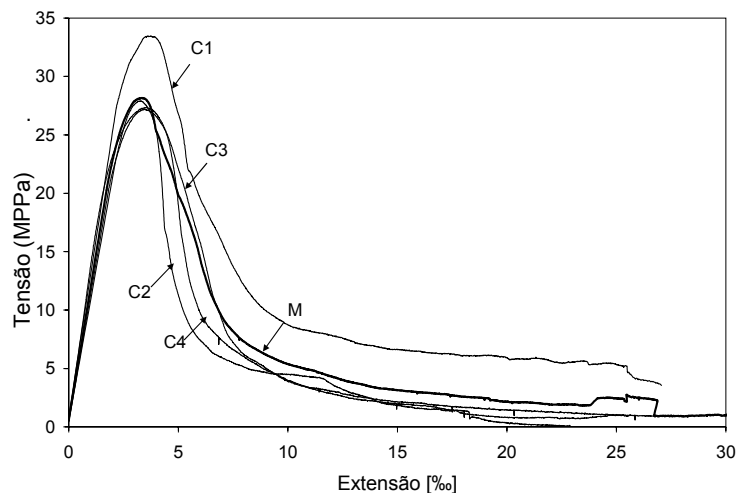


Figura 6: Relação tensão-extensão obtida nos ensaios de compressão (M: média).

Dos resultados disponibilizados relativos a ensaios efectuados aos 28 dias em cubos de 150 mm de aresta, constatou-se que a resistência média foi de 24.6 MPa, pelo que, segundo as recomendações do Modelo Código do CEB-FIP 1993 [7], trata-se de um betão com resistência característica de 16.6 MPa, sendo por isso um betão da classe de resistência C12/16.

Para determinar a relação tensão-extensão de compressão do betão aplicado em obra, foram efectuados ensaios de compressão directa numa máquina servo-controlada de 3000 kN de capacidade de carga. Até ao deslocamento no eixo do provete de 6.5 mm, o controlo do ensaio foi efectuado por intermédio do valor médio registado nos três transdutores externos colocados em torno do provete e fazendo entre si 120° . Após esse limite de deformação, o controlo do ensaio passou a ser efectuado pelo transdutor interno do actuador. Em ambas as fases, a velocidade de deformação foi de $5 \mu\text{m/s}$. Estes ensaios foram efectuados quando o betão tinha 124 dias de idade, estando os carotes secos aquando da realização dos ensaios de compressão. Devido ao facto de haver armadura nas carotes ensaiadas recorreu-se à norma BS 6089 [8] onde é possível determinar um factor a aplicar aos resultados obtidos, de forma a ter em conta a presença dessa armadura. No Quadro 2 apresentam-se os resultados da conversão dos valores de resistência à compressão para cubos com $150 \times 150 \text{ mm}$ de lado ($\sigma_{\text{cub., } 150 \times 150 \text{ mm}}$). Adoptando as recomendações do CEB-FIP 1993 [7] para transformar os valores de $\sigma_{\text{cub., } 150 \times 150 \text{ mm}}$ para valores em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, $\sigma_{\text{cil., } 150 \times 300 \text{ mm}}$, relativos a betão ensaiado aos 28 dias de idade, obtiveram-se os valores indicados na última coluna do Quadro 2, pelo que $f_{\text{ck}} = 24.37 - 8 = 16.37 \text{ MPa}$, indicando tratar-se de um betão de classe C16/20, pelo que, tendo também em conta os resultados obtidos no programa de controlo de qualidade do betão aplicado, conclui-se que este se encontra na

fronteira entre as classes de resistência C12/16 e C16/20. A relação tensão-extensão obtida nos ensaios de compressão está representada na Figura 6.

Quadro 2 – Resultados da resistência à compressão das carotes extraídas.

DESIGNAÇÃO DAS CAROTES	σ [MPa]	$\sigma_{\text{cub.,150}\times\text{150mm}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{cil.,150}\times\text{300mm}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,28 dias}}$ [MPa]
1. C ₁	33.47	42.77	35.68	31.29
2. C ₂	27.93	31.10	26.31	23.07
3. C ₃	27.19	28.80	24.53	21.52
4. C ₄	27.34	28.94	24.64	21.61
Média	28.98	32.90	27.79	24.37
(Desvio Padrão)	(3.01)	(6.66)	(5.32)	(4.67)
[Coef. de Variação] %	[10.38]	[20.25]	[19.15]	[19.15]

Tendo em conta a armadura indicada no projecto para a zona sobre os pilares da pala superior da cobertura e considerando C12/16 com sendo a classe de resistência do betão aplicado em obra, o momento resistente de cálculo da secção, por unidade de comprimento, é de 140 kN.m/m (valor condicionado pelo esmagamento do betão). Na zona a meio vão entre pilares, na pala superior da cobertura (zona com reforço de varões de 10 mm de diâmetro), o momento resistente de cálculo é de 70 kN.m/m (valor condicionado pela cedência da armadura de tracção).

3. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

3.1 Modelo de simulação numérica

A simulação do comportamento da estrutura foi efectuada por intermédio de análise não linear material, tendo-se para tal utilizando a versão 4.0 do programa de cálculo automático FEMIX [5]. Os valores das propriedades dos materiais e o posicionamento das armaduras, necessários para se proceder à análise não linear material foram obtidos com base na informação anteriormente apresentada. No estudo efectuado assumiu-se que apenas os elementos da pala superior da cobertura apresentaram comportamento não linear material, o que é perfeitamente aceitável, pois a pala inferior da cobertura registou a deformabilidade expectável num quadro de comportamento linear dos materiais. A simulação foi efectuada com uma faixa representativa da estrutura, tendo esta sido discretizada por elementos finitos de 8 nós de Serendipity, segundo a teoria de Reissner-Mindlin para cascas planas 3D, em que cada elemento foi discretizado por 23 camadas, com 2x2 pontos de integração, admitindo cada camada em estado plano de tensão. O modelo constitutivo adoptado nas simulações numéricas efectuadas suporta-se no princípio de que, sempre que num determinado ponto de integração de uma dada camada de um elemento finito a tensão principal máxima de tracção exceder a resistência à tracção do betão, e o ângulo formado pela direcção dessa tensão com a orientação de fendas eventualmente existentes nesse ponto de integração exceder um

determinado valor limite (que nas presentes análises foi de 30°), formam-se fendas distribuídas no volume de betão correspondente a esse ponto de integração. No Quadro 3 apresentam-se os parâmetros de fractura adoptados na simulação do comportamento pós-fendilhado do betão. A lei tensão-extensão normal à fenda é definida pelo diagrama trilinear representado na Figura 7. A forma como foi simulado o modo II de fractura do betão não é relevante dado que o comportamento não linear ocorrido é devido, fundamentalmente, à propagação de fendas em modo I de fractura. A largura da banda de fendilhação, l_b , (ver Figura 7) admitiu-se ser igual à raiz quadrada da área do ponto de integração. Os detalhes do modelo constitutivo podem ser encontrados em [9, 10].

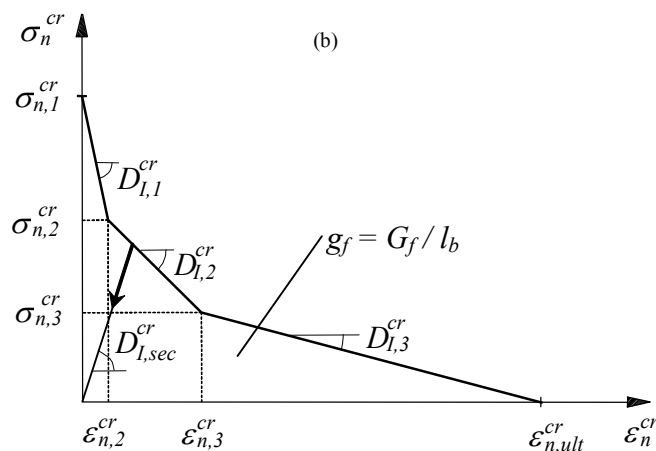


Figura 7 – Diagrama de simulação da propagação de fenda no betão

Quadro 3 – Parâmetros para o modo I de fractura do betão

$\sigma_{n,1}^{cr}$ [MPa]	$\sigma_{n,2}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$	$\sigma_{n,3}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$	$\varepsilon_{n,2}^{cr} / \varepsilon_{n,ult}^{cr}$	$\varepsilon_{n,3}^{cr} / \varepsilon_{n,ult}^{cr}$	G_f [N/mm]
1.1	0.4	0.25	0.005	0.1	0.25

3.2 Verificação aos estados limites de utilização

Na Figura 8 apresenta-se o campo de deslocamento segundo x_3 (vertical) devido à actuação do peso próprio da estrutura, de onde se pode concluir que a flecha máxima foi aproximadamente 40 mm, valor este muito similar ao da máxima flecha medida na obra (ver Figura 3), sendo no entanto muito superior ao que se obtém admitindo comportamento linear e elástico para os materiais intervenientes, que seria de aproximadamente 19 mm (na análise linear admitiu-se para módulo de elasticidade o valor de $0.85 \cdot 27 = 22.95$ GPa, em que 0.85 é o factor proposto CEB FIP 1990 [7]). Na Figura 9 representa-se o padrão de fendilhação na face superior devido à actuação do peso próprio da estrutura. A máxima abertura de fenda devido à actuação do peso próprio da estrutura foi estimada em 0.25 mm (extensão máxima normal à fenda multiplicada pela largura da banda de fendilhação onde ocorre essa extensão máxima). Aplicando a formulação proposta no Anexo 1 do REBAP, e considerando que o escoramento da cobertura foi retirado aos 14 dias, a flecha a longo prazo será 2.7 vezes o valor da flecha

instantânea. Assim, a estrutura não verifica os estados limites de utilização, dado que, apenas sob a actuação do seu peso próprio, a flecha instantânea é já excessiva.

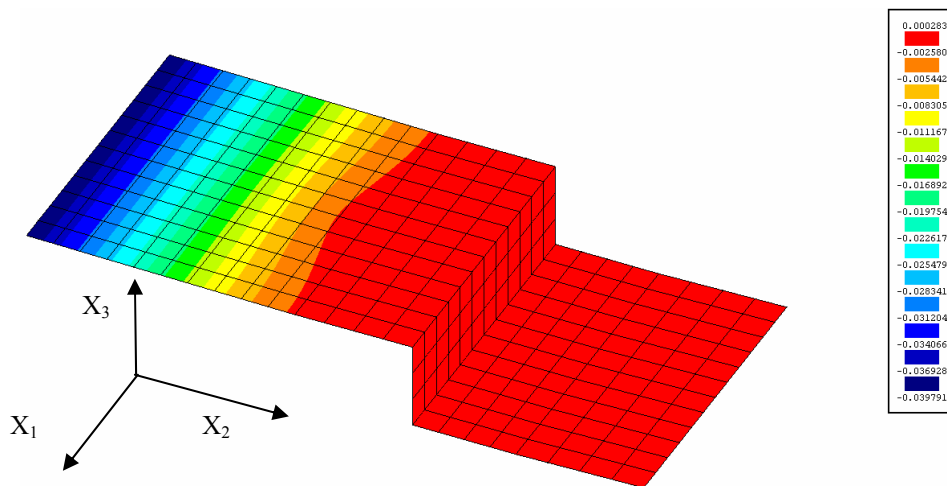


Figura 8 – Deslocamentos verticais devidos à actuação do peso próprio (valores em m)

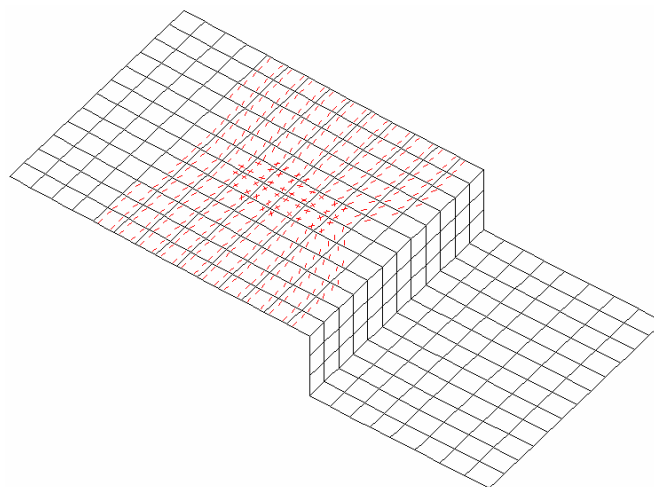


Figura 9 – Padrão de fendilhação na face superior devido à actuação do peso próprio da estrutura.

3.2 Verificação aos estados limites últimos

Para obter os esforços máximos instalados na estrutura, foram consideradas as acções recomendadas pelos regulamentos em vigor, nomeadamente: Peso próprio; Sobrecarga; Neve; Sismo; Vento. As combinações adoptadas foram obtidas segundo as recomendações do RSA, de forma a obterem-se os esforços mais desfavoráveis, tendo-se concluído que a combinação que tem o vento segundo direcção oposta a x_2 por acção de base (ver Figura 1) é a mais

desfavorável. Na Figura 10 representa-se o diagrama do momento-flector segundo x_1 , M_1 , para a acção mais desfavorável, ao longo do alinhamento A-A' (ver Figura 1) junto a um pilar (situação que conduz ao momento máximo negativo segundo x_1). Verifica-se que o momento máximo de cálculo é superior ao momento resistente de cálculo.

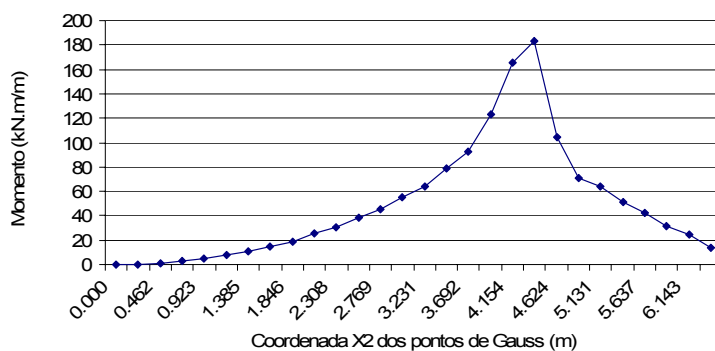


Figura 10 – Momentos M_1 (em kN.m/m) no alinhamento A-A'

Na Figura 11 representa-se o diagrama do momento-flector segundo x_1 , M_1 , para a acção mais desfavorável, ao longo do alinhamento B-B' (ver Figura 1) a meio vão entre pilares. Verifica-se que o momento máximo de cálculo é superior ao momento resistente de cálculo.

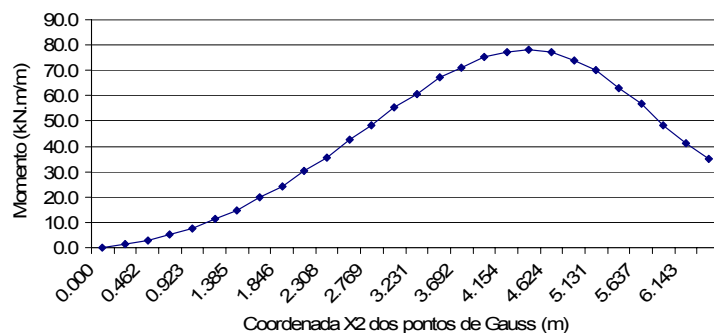


Figura 11 – Momentos M_1 (em kN.m/m) no alinhamento B-B'

Assim, os momentos resistentes de cálculo das secções críticas são inferiores aos momentos solicitantes de cálculo das combinações mais desfavoráveis, pelo que é necessário proceder ao reforço da estrutura.

4. SOLUÇÃO DE REFORÇO

4.1 Introdução

O sistema de reforço que se propõe é constituído pela aplicação de laminados de fibras de carbono, com secção transversal $10 \times 1,4 \text{ mm}^2$, inseridos em ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade, efectuadas no betão de recobrimento da face superior da pala a

reforçar (ver Figura 13). Os laminados são fixos ao betão por intermédio de um adesivo epoxídico, ficando afastados entre si de 200 mm. Os laminados serão aplicados com uma pós-tensão efectiva de 1000 MPa. Após a abertura das ranhuras, os laminados serão selados com adesivo epoxídico em 400 mm de comprimento, na zona de selagem indicada na Figura 13. Investigação prévia indica que comprimento de fixação da ordem dos 300 mm permite mobilizar a resistência à tracção do tipo de laminados que se propõe no presente trabalho [11-13]. Três dias após a fixação do laminado na zona de selagem, uma pós-tensão efectiva (após perdas) de 1000 MPa é aplicada à extremidade dos laminados (que coincide com a extremidade da pala superior da cobertura). Os laminados poderão ser fixos por ancoragens específicas para este tipo de laminado [14] ou por sistema equivalente que prove ser do mesmo nível de eficácia das ancoragens propostas.

4.2 – Dimensionamento

Para avaliar a eficácia da técnica que se propõe, simulou-se o comportamento da estrutura para a seguinte sequência de acções: 1ª) peso próprio; 2ª) levantamento da estrutura por aplicação de actuadores na extremidade da pala superior da cobertura até ser alcançada uma flecha de 10 mm acima da cota de projecto; 3ª) aplicação dos laminados com pós-tensão efectiva de 1000 MPa; 4ª) remoção dos actuadores que impediam que a extremidade da pala sofresse deslocamentos descendentes; 5ª) aplicação do carregamento correspondente à combinação mais desfavorável para a verificação aos estados limites de deformação. No final da 2ª fase verificou-se que a abertura de fissura na face inferior da pala superior da cobertura era inferior à admissível. Na Figura 12 representa-se o campo de deslocamentos segundo x_3 no final do carregamento 5), de onde se verifica que a flecha máxima é da ordem dos 6.4 mm, perfeitamente aceitável, mesmo tendo em conta que a flecha a longo prazo será, segundo a formulação do REBAP, cerca de 2.7 vezes superior este valor, i.e., 17.3 mm.

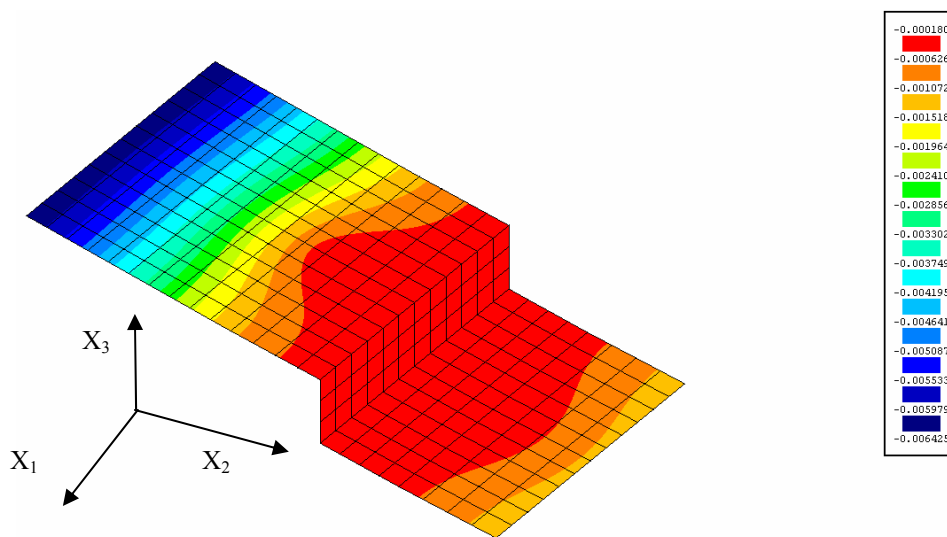


Figura 12 – Deslocamentos segundo x_3 para a estrutura reforçada com laminados pós-tensionados (valores em m)

Para a combinação mais desfavorável relativa a estados limites últimos, o momento máximo solicitante de cálculo segundo x_1 , M_1 , juntos aos pilares, é da ordem de 120 kN.m/m, pelo que inferior ao momento resistente de cálculo da secção desta zona ($M_{Rd} = 154$ kN.m/m). Na zona entre pilares o momento solicitante de cálculo é de 45 kN.m/m, inferior ao momento resistente de cálculo. Após a aplicação da pós-tensão de 1000 MPa nos laminados de CFRP, o acréscimo de tensão nos laminados motivado pela actuação da combinação mais desfavorável de acções para estados limites últimos é de aproximadamente 300 MPa, pelo que a tensão final nos laminados é de cerca de 1300 MPa, valor este que é aproximadamente 50% da resistência característica à tracção dos laminados seleccionados (superior a 2500 MPa).

Para a combinação mais desfavorável relativa a estados limites últimos, os esforços de corte são menores do que os correspondentes esforços resistentes. Nesta verificação considerou-se a armadura transversal disposta em torno do pilar.

4.3 – Procedimentos de reforço, materiais e controlo de qualidade

Na Figura 13 os procedimentos de reforço e a sua ordem de execução estão representados. Antes de proceder ao levantamento da pala superior da cobertura, na face superior desta deve ser aplicado um produto que, por impregnação, permita selar as fendas existentes no betão de recobrimento. Este produto deve ser suficientemente aquoso para penetrar nas fendas por gravidade e capilaridade e deve ter na sua composição uma componente à base de resina epoxídica. Desta forma, as micro-fendas que se desenvolveram durante a fase de retirada do escoramento da estrutura serão seladas, e o betão de recobrimento ficará com maior resistência e rigidez.

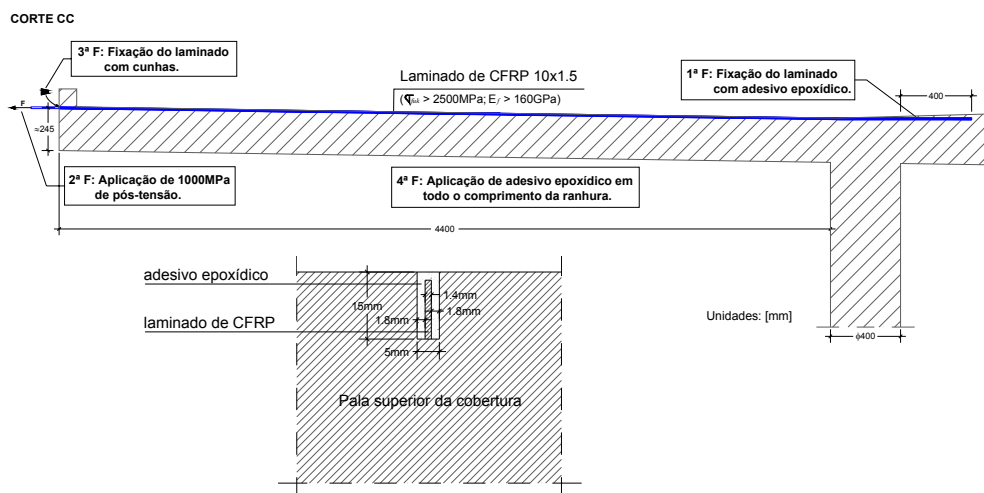


Figura 13 – Técnica de reforço proposta

A fase seguinte é constituída pela elevação da extremidade livre da pala superior da cobertura até esta fique 10 mm acima da cota de projecto. Este procedimento deve ser efectuado por intermédio de actuadores hidráulicos, devendo-se assegurar que ao longo desta extremidade

não ocorrem deslocamentos diferenciais impostos superiores a 3 mm. A transferência da carga dos actuadores para o alinhamento da extremidade livre da pala a ser elevado deve ser assegurada por intermédio de perfis metálicos de elevada rigidez flexional. A carga a ser aplicada pelos actuadores estimou-se em 12 kN/m. Quando atingidos os 10 mm acima da cota de projecto, a pala superior da cobertura deve ser escorada. O escoramento deve ser constituído por escoras dispostas num alinhamento paralelo ao bordo da pala superior, não distando mais do que um metro desse bordo.

Seguem-se as operações de reforço propriamente ditas, constituídas pelos seguintes passos: 1) Abertura de rasgos para a instalação dos laminados de fibra de carbono; 2) Limpeza dos rasgos com ar comprimido; 3) Aplicação de adesivo nos 400 mm de selagem (zona de selagem indicada na Figura 13; 4) Limpeza dos laminados com acetona ou produto similar, que permita retirar sujidades, poeiras ou gorduras das faces do laminado; 5) Fixação dos laminados na zona de selagem; 6) Passados três ou mais dias da selagem do laminado, aplicação de pós-tensão efectiva (após perdas) de 1000 MPa na extremidade livre do laminado (o actuador de aplicação da pós-tensão pode-se suportar na testa da extremidade livre da pala – a força que o actuador aplicará para introduzir uma tensão de 1000 MPa no laminado é de 14 kN); 7) Fixação da extremidade livre do laminado, por intermédio de ancoragens do tipo das que são propostas em [14], ou de desempenho similar; 8) Preencher com adesivo epoxídico o rasgo do laminado acabado de pós-tensionar; 9) Passados três dias da completa fixação do laminado, é possível retirar as ancoragens, de forma a reutilizadas.

No que se refere aos materiais de reforço, estes são constituídos por laminados de fibra de carbono com secção transversal de $10 \times 1.4 \text{ mm}^2$, com valores característicos para módulo de elasticidade e resistência à tracção superiores a 160 GPa e 2500 MPa, respectivamente. Em três dos laminados a serem aplicados serão instalados sensores de fibra óptica no sentido de se registar a evolução das extensões ao longo do tempo e do comprimento do laminado. A empresa seleccionada para fornecer os laminados de CFRP deverá disponibilizar 6 provetes de laminado de 0.3 m de comprimento, da série produzida para esta obra, de forma a avaliar-se o seu módulo de elasticidade e sua resistência à tracção. Todas as tarefas de reforço com laminados de CFRP devem ser executadas por pessoal preparado para esse efeito. Antes da abertura das ranhuras para instalação dos laminados, mas após a aplicação e cura do primário, devem ser efectuados ensaios de arranque (pulloff) de forma a assegurar que a resistência ao arranque do betão de recobrimento seja superior a 1.5 MPa, valor este recomendável pelo ACI 440 [3] para se viabilizar a aplicação da técnica de reforço externo com FRP, recomendação esta que também se admite ser exigida na técnica constituída pela inserção de laminados em ranhuras abertas no betão de recobrimento.

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho foram descritos os procedimentos que permitiram justificar a elevada deformabilidade ocorrida numa cobertura de betão armado logo após a remoção do seu sistema de escoramento. Por intermédio dos resultados obtidos em ensaios de compressão efectuados com carotes extraídas da pala superior da cobertura, onde a referida deformabilidade excessiva ocorreu, bem como pela determinação do posicionamento da armadura existente na estrutura, foi possível simular, com rigor elevado, a deformação ocorrida

após a remoção do sistema de escoramento. Para tal utilizou-se o programa de cálculo automático FEMIX, versão 4.0, que permite simular o comportamento não linear material de estruturas de betão armado. Este mesmo programa permitiu simular o comportamento da estrutura reforçada com laminados de carbono inseridos no betão de recobrimento da pala superior da cobertura, aplicados sob uma pós-tensão de 1000 MPa. Esta técnica não altera a geometria da estrutura, pelo que após a intervenção de reforço a estrutura mantém a aparência prevista no projecto inicial. No entanto, dado tratar-se de uma técnica ainda não utilizada no nosso País, os investimentos que as Empresas Portuguesas ligadas ao sector do reforço estrutural terão de efectuar por forma a dispor de um sistema de aplicação de pós-tensão eficaz para este tipo de casos, poderão inviabilizar a opção por esta técnica de reforço, em detrimento por uma outra que, apesar de alterar significativamente a arquitectura da estrutura, seja mais económica, como será o caso do recurso a soluções que têm por base a aplicação de cabos exteriores de pré-esforço. No entanto, as empresas que se disponham a fazer esse investimento, estarão no futuro preparadas para poder aplicar, com vantagens técnicas e arquitectónicas, soluções competitivas do tipo da que se propôs no presente trabalho.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Alkhrdaji, T.; Nanni, A.; Chen, G.; Barker, M., "Upgrading the transportation infrastructure: solid RD decks strengthened with FRP", *Concrete International*, 21(10), 37-41, October 1999.
- [2] Warren, G.E., "Waterfront repair and upgrade, advanced technology demonstration site nº2: Pier 12, NAVSTA San Diego", Site Specific Report SSR-2419-SHR, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, CA, 1998.
- [3] ACI Committee 440, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", American Concrete Institute, 118 pp., 2002.
- [4] fib - Bulletin 14, "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures", Technical report by Task Group 9.3 FRP (Fiber Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures, Fédération Internationale du Béton - fib, 130 pp., July 2001.
- [5] Azevedo, A.F.M.; Barros, J.A.O.; Sena-Cruz, J.M.; Gouveia, A.V., "Software no ensino e no projecto de estruturas", III Congresso Luso Moçambicano de Engenharia, p. 81-92, 19-21 Agosto 2003.
- [6] E 397-1993 – Betões: Determinação do módulo de elasticidade em compressão. – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Documentação Normativa. Especificação do LNEC. 1993.
- [7] CEB-FIP Model Code 1990. (1993), "Design Code." Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information nº 213/214, 437 pp.
- [8] BS 6089-1981 – Guide to assessment of concrete strength in existing structures. 1981
- [9] Barros, J.A.O., "Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 502 p, Dezembro 1995.
- [10] SenaCruz, J.M. (2004). "Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips." PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho, <<http://www.civil.uminho.pt/composites>> (July 4, 2005).

- [11] Sena-Cruz, J.M.; Barros, J.A.O.; Azevedo, A.F.M.; Gettu, R., "Bond behavior of near-surface mounted CFRP laminate strips under monotonic and cyclic loading", *Journal of Composites for Construction*, 10(4), 295-303, Julho/Agosto 2006.
- [12] Sena-Cruz, J.M.; Barros, J.A.O., "Bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete in structural strengthening", *Journal of Composites for Construction*, 8(6), p. 519-527, 2004.
- [13] Teng J.G., De Lorenzis L., Wang Bo, Rong Li, Wong T.N., Lik Lam, "Debonding failures of RC Beams Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Strips", *Journal of Composites for Construction*, March-April 2006.
- [14] Burtscher, S.L., "Composite Wedge System for Prestressing of CFRP", Session 10 – FRP reinforcement for new and existing structures, fib, *Proceedings of the 2nd International Congress*, Naples, Italy, ID 10-17, June 5-8, 2006.