

A Utilização de Varões de GFRP nas Estruturas de Betão Armado

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Lisandra de Fátima Cró Camacho

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade
www.uma.pt

Setembro | 2011

A Utilização de Varões de GFRP nas Estruturas de Betão Armado

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Lisandra de Fátima Cró Camacho

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO

Paulo Miguel de Macedo França

CO-ORIENTAÇÃO

Patrícia Carlota Costa Escórcio

Agradecimentos

Com o culminar deste trabalho, desejo expressar a minha gratidão a todos aqueles, que de uma forma ou de outra, contribuíram para a concretização dos objectivos propostos.

Ao Professor Paulo França, sob cuja orientação decorreu a realização deste trabalho, quero exprimir o meu agradecimento, pela sua dedicação, empenho, compreensão e, principalmente pela sua disponibilidade, desde a definição dos objectivos até à revisão dos conteúdos.

À Engenheira Patrícia Escórcio pela co-orientação da presente dissertação.

Aos meus pais, uma gratificação muito especial, por tudo o que desde sempre me proporcionaram, pela paciência, compreensão, ajuda e pela referência de vida que representam para mim.

Ao Vítor, pela colaboração prestada no aperfeiçoamento da escrita, pela ajuda disponibilizada nas questões informáticas, que nesta dissertação estiveram implicadas, mas fundamentalmente, pelo carinho, dedicação e amor.

Aos meus amigos, que sempre me acompanharam, nos bons e maus momentos, no decorrer de todo o curso, com compreensão, persistência e apoio.

Resumo

A crescente preocupação com a deterioração e consequente reparação e reabilitação das estruturas de betão armado tradicionais, sobretudo devido ao fenómeno da corrosão associada aos varões de aço, que afecta significativamente a durabilidade deste tipo de estruturas, tem impulsionado a introdução dos varões de GFRP na área da engenharia civil.

A progressiva utilização dos varões de GFRP, nas estruturas de betão armado, surge não só no sentido de colmatar as deficiências apresentadas pelo aço convencional, mas igualmente, pelas características que lhe são inerentes, das quais se destacam, entre outras, a elevada resistência à tracção e à fadiga, a elevada resistência química, a sua não condutividade electromagnética e corrosibilidade nula e o seu baixo peso próprio. Contudo, o comportamento frágil consequente do reduzido módulo de elasticidade, o custo início elevado e a falta de códigos de dimensionamento, têm tardado a sua aplicação generalizada.

Neste contexto, procede-se no presente documento à elaboração de um Estado da Arte, com intuito de analisar o ponto de situação dos conhecimentos, seguida da apresentação da filosofia de dimensionamento e da descrição das propriedades físicas e mecânicas dos varões de GFRP.

No sentido de avaliar o Estado Limite Último (E.L.U.) e o Estado Limite de Serviço (E.L.S.), dos elementos de betão armado com GFRP, realiza-se uma exposição dos modelos de dimensionamento sugeridos pelo ACI 440.1R-06 [3], pelo Fib-Bulletin 40 [21] e pelo ISIS Manual No.3 [25].

Por fim, dimensiona-se três elementos estruturais de betão armado com GFRP, com o objectivo de delinear as principais diferenças entre as armaduras de aço e de GFRP. Os exemplos de aplicação efectuados permitiram concluir, que de facto, o E.L.S. é maioritariamente condicionante neste tipo de estruturas, devido ao reduzido módulo de elasticidade, que afecta significativamente a deformação.

Abstract

The growing concern over the deterioration and subsequent repair and rehabilitation of traditional reinforced concrete structures, mainly due to the phenomenon of corrosion associated with steel bars, which significantly affects the durability of such structures, has driven the introduction of GFRP bars in the field of civil engineering.

The increasing use of GFRP bars, in reinforced concrete structures, appears not only to remedy the deficiencies presented by conventional steel, but also, by the characteristics that are inherent, including most importantly, among other, high tensile strength and fatigue, high chemical resistance, it's not electromagnetic conductivity and corrosivity null and low weight of its own. However, the brittle behavior of the resulting low stiffness, the high initial cost and lack of design codes, have been slowing their widespread application.

In this context, we proceed in this document to prepare a State of the Art, in order to analyze the current status of knowledge, followed by the presentation of the design philosophy and description of the physical and mechanical properties of GFRP bars.

In order to assess the Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit States (SLS) of the elements of GFRP reinforced concrete, holds an exhibition of scaling models suggested by the ACI 440.1R-06 [3] of the Fib-Bulletin 40 [21] and ISIS Manual No.3 [25].

Finally, are dimensioned three structural elements of reinforced concrete GFRP, in order to outline the main differences between the reinforcing steel and GFRP. Examples of enforcement made it possible to conclude, that in fact, the SLS is mostly conditioning this type of structures, due to the reduced stiffness, which significantly affects the deformation.

Palavras-Chave

Betão Armado

Varões de fibra de vidro (GFRP)

Modelos de dimensionamento

Estado Limite Último (E.L.U.)

Estado Limite de Serviço (E.L.S.)

Exemplos de aplicação

Key Words

Reinforced concrete

Glass fiber (GFRP) bars

Design models

Ultimate limit state (U.L.S.)

Service limit state (S.L.S.)

Application examples

Índice

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract.....	iv
Palavras-Chave	v
Key Words	vi
Índice	vii
Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas	xiii
Lista de Símbolos	xv
 Capítulo 1 - Introdução.....	 1
1.1. Enquadramento Geral	1
1.2. Objectivos do Trabalho	2
1.3. Organização da Dissertação	3
 Capítulo 2 - Estado da Arte.....	 5
 Capítulo 3 - Análise e Dimensionamento de Elementos de Betão Armado com GFRP .	 23
3.1. Filosofia de Dimensionamento	24
3.2. Propriedades dos Materiais	24
3.2.1. Propriedades físicas	25
3.2.2. Propriedades mecânicas.....	26
3.2.3. Propriedades a longo prazo	28
3.2.4. Sustentabilidade.....	31
3.2.5. Valores de cálculo dos materiais	32

3.3.	Estados Limites Últimos (E.L.U.).....	36
3.3.1.	Flexão	38
3.3.1.1.	Modos de rotura	40
3.3.1.2.	Rotura por esmagamento do betão	41
3.3.1.3.	Rotura pelos varões de GFRP	44
3.3.1.4.	Armadura mínima de GFRP	47
3.3.2.	Esforço Transverso	48
3.3.2.1.	Resistência ao corte	49
3.3.2.2.	Limitação da extensão na armadura	54
3.3.2.3.	Armadura mínima de esforço transversal	54
3.3.3.	Punção.....	55
3.4.	Estados Limites de Serviço (E.L.S.)	56
3.4.1.	Limitação das tensões.....	57
3.4.2.	Controlo da deformação	59
3.4.3.	Controlo da fendilhação	65
3.5.	Aspectos Complementares.....	69
3.5.1.	Redistribuição de momentos.....	69
3.5.2.	Comprimento de amarração dos varões de GFRP	69
3.5.3.	Comprimento de emenda dos varões de GFRP	72
3.5.4.	Espaçamento entre varões de GFRP	73
3.5.5.	Recobrimento.....	73
3.6.	Considerações Finais	74
Capítulo 4 - Exemplos de Aplicação		77
4.1.	Caso de Estudo 1: Laje Vigada.....	77
4.1.1.	Acções.....	78
4.1.2.	Materiais.....	78
4.1.3.	Considerações de dimensionamento.....	78

4.1.3.1.	Estado Limite Último (E.L.U.).....	81
4.1.3.2.	Estado Limite de Serviço (E.L.S.)	81
4.1.3.3.	Disposições Construtivas.....	81
4.1.4.	Resultados de dimensionamento	82
4.1.5.	Desenhos de betão armado	84
4.2.	Caso de Estudo 2: Laje Fungiforme.....	85
4.2.1.	Acções.....	86
4.2.2.	Materiais.....	86
4.2.3.	Considerações de dimensionamento.....	86
4.2.3.1.	Estado Limite Último (E.L.U.).....	86
4.2.3.2.	Estado Limite de Serviço (E.L.S.)	86
4.2.3.3.	Disposições Construtivas.....	86
4.2.4.	Resultados de dimensionamento	87
4.2.5.	Desenhos de betão armado	88
4.3.	Caso de Estudo 3: Viga	89
4.3.1.	Acções.....	90
4.3.2.	Materiais.....	90
4.3.3.	Considerações de dimensionamento.....	90
4.3.3.1.	Estado Limite Último (E.L.U.).....	90
4.3.3.2.	Estado Limite de Serviço (E.L.S.)	91
4.3.3.3.	Disposições Construtivas.....	91
4.3.4.	Resultados de dimensionamento	91
4.3.5.	Desenhos de betão armado	94
4.4.	Considerações Finais	95
Capítulo 5 - Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....		97
5.1.	Conclusões.....	97
5.2.	Desenvolvimentos Futuros	98

Bibliografia	99
---------------------------	-----------

Anexo A1 - Tabelas Auxiliares	105
-------------------------------------	-----

Anexo A2 - Cálculos Justificativos.....	107
---	-----

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Ponte Ulengergstrasse, Alemanha 1986 [32].....	19
Figura 2.2 - Ponte Lleida, Espanha [38].....	19
Figura 2.3 - Execução das vigas de um Edifício Universitário, San Antonio, Texas [4].....	20
Figura 2.4 - Sistema ferroviário de levitação magnética, Japão [21].....	20
Figura 2.5 - Edifício hospitalar, San Antonio, Texas [4].....	21
Figura 2.6 - Ponte Joseph Dam, EUA 2003 [32].....	21
Figura 3.1 - Relações momento-curvatura de secções em B.A. com aço e GFRP [32].	39
Figura 3.2 - Diagrama de extensões e tensões na rotura por esmagamento do betão.	41
Figura 3.3 - Diagrama de extensões na rotura pelas armaduras.	45
Figura 3.4 - Factores para a deformação a longo prazo.....	61
Figura 4.1 - Planta estrutural da laje vigada.....	77
Figura 4.2 - Modelo de cálculo da laje vigada.....	77
Figura 4.3 - Desenhos de betão armado da laje vigada.....	84
Figura 4.4 - Planta estrutural da laje fungiforme.	85
Figura 4.5 - Modelo de cálculo da laje fungiforme.	85
Figura 4.6 - Desenhos de betão armado da laje fungiforme.	88
Figura 4.7 - Planta estrutural do elemento.....	89
Figura 4.8 - Corte transversal á viga.....	89
Figura 4.9 - Modelo de cálculo da viga.....	89
Figura 4.10 - Desenhos de betão armado da viga.....	94

Figura A1.1 – Parâmetro α para tensões no betão de 20 a 60 MPa	106
Figura A1.2 - Parâmetro β para tensões no betão de 20 a 60 MPa.....	106
Figura A2.1 – Diagrama de momentos flectores.....	142
Figura A2.2 - Esforço transversal da viga armada com aço.	154
Figura A2.3 - Esforço transversal da viga armada com GFRP (ACI 440.1R-06).	157
Figura A2.4 - Esforço transversal da viga armada com GFRP (ISIS Manual No.3).....	160

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 – Características físicas dos varões de GFRP.	25
Tabela 3.2 – Características mecânicas dos varões de GFRP.....	26
Tabela 3.3 - Factor de redução ambiental	33
Tabela 3.4 - Factor dependente das condições de humidade.....	35
Tabela 3.5 – Factor dependente da temperatura média anual (TMA).	35
Tabela 3.6 – Factor dependente do tempo de vida de serviço desejado.	36
Tabela 3.7 – Factores de redução da capacidade resistente [4] [25].....	37
Tabela 3.8 - Limites do EC2 [19] para a tensão de compressão no betão.....	58
Tabela 3.9 - Factores para FRP no Estado Limite de Serviço - CHBDC (2006).	59
Tabela 3.10 - Valores de β e m recomendados pelo EC2 [19].....	63
Tabela 3.11 - Fórmulas para o cálculo da deformação máxima.	64
Tabela 3.12 – Deformações máximas admissíveis.....	65
Tabela 3.13 - Recobrimento a adoptar em vigas e lajes.	74
Tabela 4.1 - Resistência e extensão de cálculo dos varões de GFRP (ACI 440.1R-06).....	79
Tabela 4.2 - Resistência e extensão de cálculo dos varões de GFRP (Fib-Bulletin 40).....	80
Tabela 4.3 - Caso de Estudo 1: Resultados de dimensionamento.....	82
Tabela 4.4 - Caso de Estudo 2: Resultados de dimensionamento.....	87
Tabela 4.5 - Caso de Estudo 3: Resultados de dimensionamento.....	91
Tabela A2.1 - Momentos flectores de dimensionamento.....	142
Tabela A2.2 - Momentos flectores distribuídos nas faixas central e lateral.....	143

Tabela A2.3 - Armaduras de flexão da laje fungiforme armada com aço.	143
Tabela A2.4 - Armaduras de flexão da laje fungiforme armada com GFRP.	147
Tabela A2.5 - Verificação dos E.L.S. da laje fungiforme armada com GFRP.	147

Lista de Símbolos

Siglas

ACI	American Concrete Institute
B.A.	Betão Armado
CHBDC	Canadian Highway Bridge Code
CNR	Italian National Research Council
CSA	Canadian Standards Association
D.R.S.	Diagrama Rectangular Simplificado
E.L.S.	Estados Limites de Serviço
E.L.U.	Estados Limites Últimos
EC2	EuroCódigo 2
Fib	Fédération Internationale du Béton
FRP	Polímeros Reforçados com Fibras
GFRP	Polímeros Reforçados com Fibras de Vidro
ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
JSCE	Japan Society of Civil Engineers

Notações Latinas (Minúsculas)

a_c	Flecha elástica total (m)
$a_{c_{cp}}$	Flecha elástica devida às cargas permanentes (m)

a_{cp+sc}	Flecha elástica devida ao conjunto de cargas actuantes (m)
a_{sc}	Flecha elástica devida às cargas variáveis (m)
a_t	Flecha a longo prazo total (m)
$a_{t_{cp+sc}}$	Flecha a longo prazo devida ao conjunto de cargas actuantes (m)
b	Largura da secção (m)
b_w	Largura da alma da secção (m)
c	Recobrimento das armaduras (mm)
cp	Carga permanente (KN/m ou KN/m ²)
d	Altura útil da secção (m)
d_b	Diâmetro do varão de GFRP (m)
d_c	Distância entre a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade das armaduras de GFRP (m)
d_g	Máxima dimensão dos inertes (mm)
d_v	Profundidade efectiva da secção no corte, representa 90% da altura útil (m)
f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência (MPa)
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do betão (MPa)
f_{ck}	Resistência característica do betão à compressão (MPa)
$f_{ct,ef}$	Representa o valor médio da tensão resistente do betão à tracção (MPa)
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tracção (MPa)
$f_{ctk,0.05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples, no quantilho de 5% (MPa)
f_{ctm}	Resistência média do betão à tracção (MPa)

f_f	Tensão nos varões de GFRP à tracção (MPa)
$f_{f,s}$	Tensão induzida nos varões de GFRP por cargas prolongadas (MPa)
f_{fb}	Resistência de cálculo em zonas dobradas dos varões de GFRP à tracção (MPa)
f_{fd}	Resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção (MPa)
f_{fe}	Tensão máxima que se pode desenvolver no varão de GFRP dispensado, ao longo de l_e (MPa)
f_{fk_0}	Resistência característica dos varões de GFRP à tracção, a curto prazo (MPa)
$f_{fk,1000h}$	Resistência característica obtida a partir do ensaio de 1000h (MPa)
f_{fr}	Tensão instalada no varão (recto) de GFRP dispensado, ao longo de l_{bd} (MPa)
f_{fu}	Resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção, considerando as reduções devidas à exposição ambiental (MPa)
f_{fv}	Resistência de cálculo à tracção dos varões de GFRP resistentes ao corte (MPa)
f_r	Resistência característica do betão à tracção (MPa)
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção dos varões de aço (MPa)
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção dos varões de aço (MPa)
h	Altura da secção (m)
h_1	Distância entre o centro de gravidade dos varões de GFRP e o eixo neutro (m)
h_2	Distância entre a fibra extrema traccionada e o eixo neutro (m)
$h_{c,ef}$	Altura efectiva de betão mobilizada por aderência (m)
h_l	Espessura da laje (mm)
k	Factor dependente da resistência dos varões de GFRP à tracção (-)
k_1	Parâmetro que tem em consideração a aderência dos varões (-)

k_2	Parâmetro que tem em consideração a forma da distribuição de extensões na secção (-)
k_b	Coefficiente de aderência entre o betão e as armaduras de GFRP (-)
k_t	Coefficiente que entra em consideração com o efeito das armaduras, da fendilhação e da fluência (-)
k_t	Factor de integração da distribuição de extensões, e tem em conta a duração ou a repetição das cargas (-)
l	Comprimento do elemento estrutural (m)
l_a	Comprimento de amarração além do centro do apoio (m)
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo dos varões de aço (m)
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração base (m)
l_{bd}	Comprimento de amarração das armaduras (m)
l_{bhf}	Comprimento de amarração do varão (dobrado a 90°) de GFRP dispensado (m)
l_e	Comprimento do varão embebido (m)
l_n	Vão livre entre as faces do apoio (m)
n	Somatório dos termos n_{mo} , n_T , n_{SL} (-)
n_{SL}	Factor dependente do tempo de vida de serviço da estrutura (-)
n_T	Factor dependente das condições ambientais – temperatura (-)
n_f	Razão entre os módulos de elasticidade dos varões de GFRP e do betão (-)
n_{mo}	Factor dependente das condições ambientais – humidade (-)
p_{Ed}	Carga de dimensionamento (KN/m ou KN/m ²)
p_{ser}	Carga de serviço (KN/m ou KN/m ²)

r_b	Raio de curvatura da dobragem no varão de GFRP (m)
s	Espaçamento entre os estribos de GFRP (m)
s'	Distância entre o centro de gravidade dos varões de GFRP longitudinais (m)
sc	Carga variável (KN/m ou KN/m ²)
$s_{m\acute{a}x}$	Espaçamento máximo entre varões longitudinais (mm)
$s_{m\acute{i}n}$	Espaçamento mínimo entre varões longitudinais (mm)
u_1	Perímetro da secção crítica para lajes e sapatas (m)
w	Largura máxima de fendas (m)
x	Profundidade da linha neutra (m)
x_b	Profundidade da linha neutra na condição de armadura equilibrada (m)
y_t	Braço do momento de inércia da secção não fendilhada (m)
z	Representa 90% da altura útil (m)

Notações Latinas (Maiúsculas)

A	Área efectiva de betão em torno do centro de gravidade dos varões de GFRP dividido pelo número de varões (m ²)
$A_{c,ef}$	Área efectiva de betão mobilizada por aderência (m ²)
A_f	Área de armadura de GFRP resistente à tracção (m ²)
$A_{f,min}$	Área mínima de armadura de GFRP resistente à tracção (m ²)
A_{fv}	Área de armadura transversal de GFRP resistente ao corte (m ²)
$A_{fv,min}$	Área mínima de armadura transversal de GFRP (m ²)
A_s	Área de armadura de aço resistente à tracção (m ²)

$A_{s,min}$	Área mínima de armadura de aço resistente à tracção (m ²)
A_{sw}/s	Área de aço por unidade de comprimento (cm ² /m)
C	Cobertura para o centro do varão (m)
C_E	Factor de redução ambiental (-)
C_c	Parâmetro a ter em consideração na tensão do betão (-)
$C_{rd,c}$	Valor recomendado de $0.18/\gamma_c$ (-)
C_s	Parâmetro a ter em consideração na tensão da armadura (-)
E_c	Módulo de elasticidade do betão (GPa)
E_d	Valor de cálculo dos esforços (KN ou KN.m)
E_f	Módulo de elasticidade de cálculo dos varões de GFRP à tracção (GPa)
E_{fm}	Módulo de elasticidade médio dos varões de GFRP à tracção (GPa)
E_{fv}	Módulo de elasticidade dos estribos de GFRP (GPa)
E_s	Módulo de elasticidade médio dos varões de aço à tracção (GPa)
F_c	Força de compressão no betão (KN)
F_f	Força de tracção nos varões de GFRP (KN)
I	Momento de inércia da secção (m ⁴)
I_{cr}	Momento de inércia da secção fendilhada (m ⁴)
I_e	Momento de inércia efectivo (m ⁴)
K_f	Factor dependente da resistência do varão (recto) de GFRP dispensado à tracção (-)
L_g	Comprimento da viga não fendilhada (m)
M_{Ed}	Momento actuante de cálculo (KN.m ou KN.m/m)

M_{Rd}	Momento resistente da secção (KN.m ou KN.m/m)
M_{cr}	Momento de fendilhação (KN.m)
M_s	Momento actuante máximo devido às cargas prolongadas (KN.m ou KN.m/m)
M_{ser}	Momento actuante máximo em serviço (KN.m ou KN.m/m)
R_{10}	Redução da resistência à tracção em percentagem por década logarítmica devido à influência ambiental (-)
R_d	Valor de cálculo das resistências (KN ou KN.m)
S_{rm}	Distância máxima entre fendas (m)
V_{Ed}	Esforço transversal actuante de cálculo (KN ou KN/m)
V_{Rd}	Esforço transversal resistente da secção (KN ou KN/m)
V_c	Resistência ao corte conferida pelo betão (KN)
V_f	Resistência ao corte conferida pelos estribos de GFRP (KN)
$V_{rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada (KN/m)
V_{ser}	Esforço transversal máximo em serviço (KN)

Notações Gregas

α	Ângulo de inclinação dos estribos de GFRP (°)
α	Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do betão (-)
$\alpha ; \alpha_1$	Factor de redução da resistência (-)
α_A	Factor que depende da degradação da aderência dos varões de GFRP durante a betonagem (-)
α_L	Coefficiente de dilatação longitudinal (1/°C)

α_T	Coeficiente de dilatação transversal (1/°C)
α_{ct}	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tracção e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada (-)
α_e	Extensão média relativa entre o aço e o betão
β	Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento (-)
$\beta ; \beta_1$	Factor de redução da resistência (-)
β_I	Parâmetro que tem em consideração o tipo de varão (-)
β_{II}	Parâmetro que tem em consideração o tipo de carregamento (-)
β_d	Coeficiente de redução usado no cálculo da deformação (-)
γ	Densidade (g/cm³)
γ_f	Factor de segurança parcial para os varões de GFRP (-)
γ_g	Coeficiente de segurança parcial para acções permanentes (-)
γ_q	Coeficiente de segurança parcial para acções variáveis (-)
δ	Parâmetro de deformação considerado (extensão, curvatura ou rotação) que simplificadamente poderá representar uma flecha (mm)
$\delta_I ; \delta_{II}$	Valores do parâmetro calculado, respectivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado (mm)
$\delta_{m\acute{a}x}$	Deformação máxima admissível (mm)
ε_c	Extensão do betão à compressão (m/m)
ε_{c2}	Extensão ao ser atingida a resistência máxima (‰)
ε_{cm}	Extensão média no betão entre fendas (m/m)
ε_{cu}	Extensão última do betão à compressão (m/m)

ε_{cu2}	Extensão última do betão (‰)
ε_f	Extensão nos varões de GFRP (m/m)
ε_{fk_0}	Extensão última característica dos varões de GFRP, a curto prazo (m/m)
ε_{fm}	Extensão média na armadura de GFRP (m/m)
ε_{fu}	Extensão última de cálculo dos varões de GFRP à tracção (m/m)
$\varepsilon_{fv,ser}$	Extensão nos estribos de GFRP em serviço (m/m)
ε_{sm}	Extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado (m/m)
ε_v	Extensão nos estribos de GFRP (m/m)
ζ	Coeficiente de distribuição, que tem em conta a distribuição do betão traccionado entre fendas (-)
η	Factor de aproximação da parábola ao rectângulo no D.R.S. (-)
η	Coeficiente que entra em consideração com a influência da armadura de compressão (-)
η_1	Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem (-)
η_2	Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão (-)
$\eta_{env,t}$	Factor ambiental de redução da resistência à tracção (-)
θ	Inclinação das bielas de compressão (°)
λ	Factor de modificação da densidade do betão (-)
μ	Momento flector reduzido (-)
ξ	Factor dependente do tempo para as cargas permanentes (-)

ϖ	Razão entre a distância da linha neutra à fibra extrema traccionada e a distância da linha neutra ao centro de gravidade das armaduras de GFRP (-)
ρ_f	Percentagem de armadura de GFRP resistente à tracção (-)
ρ_{fb}	Percentagem equilibrada de armadura de GFRP (-)
ρ_{fv}	Percentagem de armadura de GFRP resistente ao corte (-)
$\rho_{fv,min}$	Percentagem mínima de armadura transversal de GFRP (-)
$\rho_{p,ef}$	Percentagem de armadura relativa à área de betão efectiva (-)
σ_N	Tensão axial de pré-esforço (MPa)
σ_c	Tensão de compressão no betão (MPa)
σ_f	Tensão na armadura na secção fendilhada (MPa)
σ_{fr}	Tensão na armadura antes da primeira fenda (MPa)
σ_s	Tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada (MPa)
σ_v	Tensão nos estribos de GFRP (MPa)
ς	Razão entre a posição da linha neutra e a altura útil (-)
ϕ	Factor de redução da resistência (-)
ϕ_c	Factor de redução da força do betão (-)
ϕ_f	Factor de redução da força da armadura (-)
χ	Parâmetro que relaciona a inércia da secção com a da secção fendilhada (-)
ψ_2	Coeficiente de combinação de acções (-)
ω	Percentagem mecânica de armadura (-)
Υ	Parâmetro para limitar a abertura de fendas (-)

Capítulo 1

Introdução

1.1. Enquadramento Geral

Na primeira metade do século XX, a execução de elementos estruturais em betão armado constituiu uma das melhores descobertas na área da construção civil. Porém, com o decorrer do tempo, começaram a surgir problemas relacionados com a necessidade de reabilitação das estruturas de betão armado, constatando-se que de facto, haviam sido ignorados os aspectos da durabilidade das mesmas.

Actualmente, de forma a obter uma durabilidade controlada nas estruturas de betão armado é necessário uma atenção especial na fase de projecto, garantindo-se que não serão necessárias acções de manutenção excepcionais, de reparação ou de reforço estrutural, pelo menos no período de vida útil de projecto.

Muitas construções de betão armado estão, presentemente, atingindo o período de vida útil inicialmente previsto, evidenciando efeitos de envelhecimento e excessivos danos estruturais. Noutras, observam-se o aparecimento de degradação prematura, muito antes desse período, devido à diminuição da resistência do betão armado, consequente da deterioração dos seus materiais constituintes, particularmente da corrosão das armaduras.

A abordagem de uma estrutura complexa ou excepcional, tal como, um reservatório sujeito à elevada agressividade do ambiente ou uma instalação hospitalar com uma unidade ressonância magnética, limitam significativamente a solução estrutural e a natureza dos materiais a eleger. A simples adopção dos materiais tradicionais pode afectar a durabilidade e a funcionalidade da própria estrutura.

A necessidade de adoptar materiais com comportamentos mais eficientes do que os tradicionalmente utilizados despertou certa curiosidade por parte dos engenheiros da área da ciência dos materiais, resultando, com êxito, na descoberta dos materiais

compósitos, sob a forma de polímeros reforçados com fibra, de sigla internacional FRP “Fiber Reinforced Polymer”, empregues, no sector da construção civil, como armaduras não metálicas.

Inicialmente utilizados, sobretudo, como reforço de estruturas de betão armado, as vantagens deste material têm-no tornado extremamente atractivo, especialmente as dos GFRP “Glass Fiber Reinforced Polymer”, de entre as quais se salientam, a elevada resistência à tracção e à fadiga, a elevada resistência química, o bom isolamento térmico, acústico e eléctrico, o baixo custo relativamente às restantes fibras, a transparência electromagnética, a corrosibilidade nula e o baixo peso próprio.

Todavia, a aplicação corrente das armaduras de GFRP, na indústria da construção civil, tende a demorar, facto que poderá ser justificado pelo seu comportamento frágil, informação insuficiente e consequente falta de códigos de dimensionamento e pelo custo inicial relativamente elevado.

Apesar das dúvidas que ainda permanecem por esclarecer, ressalta-se o importante esforço investido nos recentes documentos de dimensionamento, nomeadamente no ACI 440.1R-06 [3], Fib-Bulletin 40 [21] e ISIS Manual No.3 [25], no sentido de descrever as características e propriedades dos materiais e de reunir as formulações necessárias para o dimensionamento de elementos de betão armado com GFRP.

Finalmente, refira-se que embora o betão armado com GFRP seja à partida uma solução inovadora e promissora, é indispensável o aumento do conhecimento nesta área, nomeadamente através da criação de regulamentos. A corrente construção de estruturas de betão armado com GFRP tornará esta alternativa confiável e economicamente competitiva.

1.2. Objectivos do Trabalho

A principal motivação, para a inserção dos materiais compósitos no mercado da construção, prende-se essencialmente com a necessidade de adoptar materiais com comportamentos mais eficientes comparativamente aos tradicionalmente utilizados.

Sendo uma área com potencial crescimento, vários investigadores têm desenvolvido estudos envoltos desta temática. Contudo, no nosso país, poucos são os trabalhos realizados neste domínio. A necessidade de expandir o conhecimento e a confiança na utilização dos elementos de betão armado com GFRP estimulou a realização desta dissertação.

Neste contexto, enuncia-se os principais objectivos estabelecidos neste trabalho:

- Descrever o estado actual do conhecimento;
- Caracterizar o comportamento dos varões de GFRP;
- Analisar o comportamento dos elementos de betão armado com GFRP;
- Identificar os modelos de dimensionamento a considerar nas estruturas de betão armado com GFRP, com base nos documentos disponíveis na literatura;
- Aplicar os modelos de dimensionamento a elementos estruturais concretos;

O esclarecimento dos objectivos apresentados pretende de alguma forma contribuir para o aumento do conhecimento acerca deste tema e alertar a comunidade científica para possíveis omissões ou informações pouco explícitas, expostas nos documentos científicos.

1.3. Organização da Dissertação

Com vista os objectivos delineados, a presente dissertação encontra-se estruturada em 5 capítulos, cada um dos quais abordando os temas enunciados em seguida. A dissertação finda com a exposição das referências bibliográficas e de 2 anexos.

No capítulo 1 apresenta-se o enquadramento geral do tema no âmbito da engenharia civil, seguido dos objectivos do estudo e dos resultados esperados. Finalmente define-se a organização da dissertação, com a respectiva síntese de cada capítulo.

No capítulo 2 apresenta-se o estado da arte acerca do betão armado com varões de GFRP de modo a descrever resumidamente os estudos científicos realizados e as principais conclusões alcançadas.

No capítulo 3 descreve-se a filosofia de dimensionamento dos elementos de betão armado com GFRP, as propriedades físicas e mecânicas dos varões de GFRP e analisa-se brevemente a sustentabilidade dos varões de GFRP no contexto da engenharia civil, nomeadamente no que se refere ao impacte ambiental e ao custo dos mesmos. Seguidamente, e como principal objectivo deste trabalho, reúne-se os modelos de dimensionamento, sugeridos pelo ACI 440.1R-06 [3], pelo Fib-Bulletin 40 [21] e pelo ISIS Manual No.3 [25], para verificação dos E.L.U. e E.L.S. Este capítulo termina, com uma abordagem a alguns aspectos complementares relacionados com a pormenorização das armaduras de GFRP.

No capítulo 4 dimensiona-se uma laje vigada, uma laje fungiforme e uma viga de betão armado. Cada um dos elementos estruturais referidos foi calculado com armaduras de aço e com armaduras de GFRP, de forma a comparar e compreender as diferenças no dimensionamento com estes diferentes tipos de materiais.

No capítulo 5 apresenta-se as conclusões gerais da dissertação e as sugestões para possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Estado da Arte

A aplicação do betão armado, no decorrer da primeira metade do século XX, constituiu um dos principais avanços na Engenharia Estrutural no que respeita à descoberta de novos materiais. Para tal, contribuíram diversos factores, tais como a elevada resistência à compressão, a facilidade de execução, o custo reduzido e a versatilidade de aplicações, nomeadamente na construção de edifícios, pavimentos, túneis e barragens.

Inicialmente, admitia-se que a camada de betão de recobrimento, na qual as armaduras eram envolvidas, seria suficiente para as proteger do meio ambiente exterior. No entanto, os custos de manutenção e reparação das estruturas actuais têm comprovado que tal não é verdade. Só nos Estados Unidos da América, estima-se que 42% das cerca de 575.000 pontes da rede de estradas necessitem de reparação, sobretudo devido a problemas de corrosão dos tabuleiros [29].

No sentido de solucionar ou minimizar a problemática da durabilidade das estruturas, um elevado número de investigadores e organizações têm vindo a desenvolver um processo de integração dos materiais compósitos na Engenharia Civil. A principal motivação, para a inserção deste material no mercado da construção, prende-se essencialmente com a necessidade de adoptar materiais com comportamentos mais eficientes comparativamente aos tradicionalmente utilizados.

Os materiais compósitos de FRP “Fiber Reinforced Polymer”, desenvolvidos na década de 40’s pelas indústrias naval e aeroespacial, ganharam ênfase no âmbito da Construção Civil, em meados dos anos 50’s, fundamentalmente no que se refere ao reforço de estruturas de betão armado [43].

No passado, a utilização de GFRP “Glass Fiber Reinforced Polymer” era muito limitada, pelo que, a colaboração de diversas indústrias e instituições governamentais no que concerne ao financiamento de projectos de investigação,

contribuíram, de forma decisiva, para a inserção deste material na indústria da construção.

A nível mundial, destacam-se três potenciais interessados no desenvolvimento e aplicação dos materiais compósitos laminados constituídos por fibras de alta resistência. A Europa, fundamentalmente preocupada com a preservação e reabilitação do património histórico, a América do Norte, fortemente motivada em apresentar soluções aos problemas de durabilidade das pontes e o Japão, principalmente interessado na pré-fabricação, no pré-esforço por pré-tensão e no reforço de estruturas à acção sísmica [4].

Sendo uma área com potencial crescimento, diversos investigadores têm desenvolvido estudos envoltos desta temática, fundamentalmente, no que se refere ao comportamento à flexão de vigas de betão armadas com GFRP. Neste âmbito, e com o objectivo de determinação da capacidade resistente do elemento em estudo, analisam-se alguns dos parâmetros que podem directa ou indirectamente influenciar o comportamento à flexão dos mesmos.

Neste contexto, seguidamente enunciar-se-á alguns dos artigos científicos que abordam o comportamento à flexão de vigas armadas com GFRP. A generalidade dos estudos fora realizada em vigas simplesmente apoiadas, à excepção dos trabalhos que, para além do estudo à flexão, pretendiam avaliar a ductilidade, situação para a qual foram igualmente analisadas vigas com continuidade.

O trabalho de investigação experimental desenvolvido por Barris et al [10] consistiu na análise do comportamento à flexão de vigas de betão armado com varões longitudinais de GFRP. Para tal, foram ensaiadas 12 vigas, simplesmente apoiadas, submetidas a quatro pontos de flexão, duas reacções e duas cargas concentradas. As vigas testadas possuíam diferentes percentagens de armadura longitudinal e variável altura útil.

Na sequência da investigação experimental, foram analisados aspectos como capacidade última resistente, modo de rotura, deformação e abertura de fendas e

comparados com os resultados analíticos determinados à custa dos documentos de dimensionamento existentes.

A totalidade das vigas estudadas apresentou um modo de rotura por esmagamento do betão, como previsto nos documentos de dimensionamento. No entanto, a carga de rotura das mesmas foi superior à calculada analiticamente, cerca de 51% e 17% do valor esperado segundo o ACI 440.1R-06 [3] e Eurocódigo 2 [19], respectivamente. Os autores defendem que tal discrepância se deve ao facto da extensão máxima de compressão no betão, considerada no dimensionamento, ser normalmente inferior à obtida experimentalmente. Refira-se ainda, que como seria de esperar, os 6 pares de vigas analisados apresentaram um comportamento linear antes e após a abertura de fendas.

Com a finalidade de efectuar uma análise ao comportamento do betão armado com GFRP, Tavares e Giongo [46] procederam à realização de ensaios experimentais que visavam a determinação do diagrama carga-deformação e da capacidade resistente de vigas de armadura não metálica. Assim sendo, submeteram à flexão 6 vigas simplesmente apoiadas, uma das quais armada com varões de aço mas com as mesmas propriedades geométricas que as restantes cinco com varões em fibra de vidro, de forma a tornar possível uma posterior comparação de resultados.

Os autores concluíram que, o factor limitante neste novo tipo de material é o reduzido módulo de elasticidade, razão pela qual se obtêm maiores deslocamentos perante uma mesma força aplicada. No seguimento do descrito, sugerem então que o dimensionamento seja efectuado a partir do Estado Limite de Serviço (E.L.S.), o que inevitavelmente resultará num sobredimensionamento das armaduras de flexão.

A investigação de Alsayed [7], assente no American Concrete Institute [1], aborda o comportamento de vigas de betão armadas com GFRP sujeitas à flexão. O estudo abrange a previsão das propriedades dos varões de GFRP, através do qual concluiu que a resistência à tracção e o módulo de elasticidade aumentam à medida que o diâmetro do varão diminui.

A capacidade de flexão de vigas de betão armadas com varões de GFRP pode ser estimada com base na teoria, que geralmente é usada para dimensionar vigas de betão armadas com aço. Assim, o autor verifica a adequação das equações do ACI-318R-95 [1] e sugere as modificações necessárias para ter em consideração as diferentes propriedades dos varões de GFRP.

Por forma a evitar uma rotura frágil, por intermédio das armaduras longitudinais, foi desenvolvida uma expressão que estima a quantidade mínima de armadura, a partir da qual a rotura ocorre pelo esmagamento do betão. A previsão do modelo foi baseada nos resultados experimentais em que todas as vigas armadas, com tal armadura, verificaram a rotura pelo esmagamento do betão.

A substituição dos varões de aço pelos varões de GFRP reduz a capacidade de absorção de energia (EAC) das vigas de betão em cerca de 50%. De entre os vários métodos existentes para recuperar esta EAC, o aumento da altura da secção transversal da viga demonstra ser o mais simples e económico.

O trabalho comporta ainda um programa de investigação, no qual foi desenvolvido um modelo analítico com capacidade de prever as respostas de todos os componentes de vigas de betão armado com varões de aço ou GFRP sujeitas à flexão para qualquer nível de carga.

A dissertação de mestrado apresentada ao Instituto Superior Técnico (IST), por Matos [32], intitulada de “Comportamento à flexão de vigas hiperestáticas em betão armado com GFRP”, constituiu um importante estudo acerca desta temática, comportando aspectos tais como, resistência, modo de rotura, deformação e abertura de fendas.

Os ensaios experimentais realizados pelo autor permitiram-no concluir que, o dimensionamento de estruturas de betão armadas com GFRP é condicionado pela anisotropia, fragilidade e reduzida rigidez das armaduras. Outro parâmetro analisado neste trabalho foi a possibilidade de redistribuição de esforços, que depende da ductilidade das secções, essencialmente garantida pelo betão no caso das vigas armadas com GFRP. Esta ductilidade pode ser incrementada através do

confinamento do betão nas secções críticas, verificando-se para este caso uma possibilidade de redistribuição de esforços que ronda os 20%.

Ainda no sentido de analisar e caracterizar o comportamento à flexão de elementos de betão armado com varões de GFRP, Mohd.Sam e Swamy [34] e Benmokrane et al [12] procederam à realização de ensaios em vigas de betão armado com varões GFRP, avaliando o momento flector resistente das mesmas e comparando os seus resultados experimentais com os de outros autores. Ashour [9] estudou a capacidade última de flexão de vigas de betão armado com GFRP, variando a altura útil da secção transversal e a percentagem de armadura longitudinal. Alsayed [8] propôs um modelo para estimar a taxa de armadura mínima, de forma a garantir a rotura por compressão do betão nas vigas armadas com varões de GFRP.

Em suma, os vários documentos analisados são consistentes, no que se refere ao comportamento à flexão de elementos de betão armado com varões de GFRP. A capacidade resistente à tracção dos varões de GFRP é significativamente superior à dos varões tradicionais. Contrariamente ao que se verifica nas armaduras tradicionais, o diagrama carga-deslocamento das armaduras de GFRP é linear até à rotura, razão pela qual o dimensionamento deve ser efectuado, de modo a que a rotura ocorra por compressão do betão.

A generalidade dos estudos experimentais realizados, para caracterizar o comportamento à flexão de vigas de betão armado com GFRP, foram efectuados em secções transversais armadas longitudinalmente com varões de GFRP e transversalmente com varões de aço, essencialmente devido à dificuldade de preparação dos estribos de GFRP. No entanto, alguns investigadores avaliaram e analisaram o comportamento ao corte de elementos de betão armados com GFRP, recorrendo portanto à armação com estribos de GFRP.

Ahmed et al [5] ensaiaram 4 vigas simplesmente apoiadas à escala real, com uma secção transversal tipo T. Contrariamente aos casos anteriormente descritos, as vigas foram armadas longitudinalmente com varões de aço com igual percentagem de armadura e transversalmente com varões de GFRP, com exclusão de uma, que possuía estribos de aço, para efeitos de comparação.

Os autores observaram que, a capacidade resistente ao corte da viga de referência, não exibiu diferenças significativas comparativamente à viga armada com GFRP em condições equivalentes. De facto, tendo sido ambas armadas com estribos de diâmetro 9.5 mm, espaçados de 300 mm, obtiveram uma força de corte de 272.0 KN e 259.3 KN, respectivamente para a que continha estribos de aço e GFRP.

As restantes duas vigas analisadas, foram igualmente armadas com estribos de GFRP, no entanto com espaçamentos distintos. Desta forma, foi possível concluir que, quanto menor o espaçamento dos estribos, menor é a extensão verificada nos mesmos e maior é a capacidade de resistência ao corte observada na rotura das vigas (em consequência do maior efeito do confinamento).

A viga armada transversalmente com varões de GFRP apresentou maior deformação, que a homóloga armada com varões de aço, no entanto, e de uma forma geral, os níveis de deformação das três vigas com estribos de GFRP não foram alarmantes. No caso concreto da fendilhação, a viga armada com GFRP apresentou maior número e largura de fendas comparativamente à viga de referência. No entanto, concluiu-se também, que quanto menor for o espaçamento entre estribos, menor é a largura de fendas para o mesmo nível de carga.

Em relação aos valores médios de extensão dos estribos, os correspondentes ao aço apresentaram valores relativamente mais baixos do que os de GFRP. Situação, que se justifica com o maior índice de armadura transversal ($\rho E_f/E_s$) da viga de referência, devido ao maior módulo de elasticidade.

A inclinação das fendas de corte, que ocorrem nas vigas de betão armado com varões de GFRP, encontra-se em conformidade com o modelo de escoras e tirantes considerado para as estruturas de betão armado com aço, podendo-se portanto considerar a inclinação de 45° que era tradicionalmente utilizada.

Por fim, o autor salienta que a especificação do ACI 440.1R-06 [3], no que respeita a limitar a tensão nos estribos à tensão dos estribos dobrados, embora permita uma previsão mais rigorosa da resistência ao corte de elementos de betão armado com

estribos de GFRP, é ainda um tanto conservativa, tendo em consideração os resultados experimentais alcançados nos ensaios.

Ainda no âmbito do estudo do comportamento ao corte de vigas de betão armado com GFRP, outros estudos foram concordantes com o de Ahmed et al [5], Grace et al [23] também verificou um aumento da deformação aquando da substituição dos estribos de aço pelos de GFRP, na sequência da sua análise experimental a 4 vigas armadas com estribos de GFRP. Alsayed [7], no seguimento do seu estudo experimental, também concluiu que a utilização de estribos de GFRP ao invés de aço aumenta consideravelmente a largura de fendas, devido ao baixo módulo de elasticidade das armaduras de GFRP.

Os recentes guias de dimensionamento de estruturas de betão armado com GFRP expõem formulações, que permitem determinar a capacidade resistente ao corte de vigas, no entanto poucos são os documentos que abordam o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes armadas longitudinalmente com varões de GFRP.

El-Gamal et al [18] publicaram um artigo, que aborda o comportamento ao punçoamento de lajes de betão, armadas nas duas direcções com varões de GFRP. Os autores compilaram uma série de expressões, que possibilitam o cálculo da resistência das lajes a este tipo de rotura. Em consequência dos ensaios experimentais realizados, desenvolveram ainda uma nova equação para a previsão deste parâmetro.

De acordo com o ACI 440.1R-03 [2], a relação entre o resultado experimental e o previsto foi de 2.65, com um desvio padrão de 0.64 (coeficiente de variação de 24.4%). O modelo desenvolvido no âmbito da investigação devolveu uma relação entre o resultado experimental e o previsto de 1.34, com um desvio padrão de 0.17 (coeficiente de variação de 12.9%), podendo desta forma concluir-se que o modelo proposto oferece melhores previsões.

O modelo desenvolvido, embora ainda um tanto conservador, apresentou boa concordância com os resultados experimentais, podendo portanto ser adoptado quer para lajes armadas com GFRP, quer para lajes armadas com aço.

O uso dos varões de GFRP, como reforço interno de elementos de betão tem-se tornado particularmente atraente para melhorar a durabilidade das estruturas. No entanto, dada a inadequação intuitiva dos varões de GFRP para cargas de compressão, devido à natureza anisotrópica e não homogénea dos materiais compósitos, o seu uso tem-se limitado a elementos submetidos à flexão e ao corte. Ainda assim, o comportamento destes como reforço longitudinal de elementos sujeitos a esforços axiais é uma questão relevante a ser abordada.

Luca [30] procedeu a um estudo experimental, acerca do comportamento de pilares armados longitudinal e transversalmente com GFRP. Os objectivos do estudo consistiam, fundamentalmente, em avaliar se o comportamento à compressão dos varões longitudinais de GFRP afecta o desempenho dos pilares e analisar se os estribos de GFRP são suficientemente capazes de evitar a instabilidade da armadura longitudinal.

Os ensaios experimentais realizados foram conclusivos no que se refere à semelhança entre o comportamento dos pilares de betão armado com aço e com GFRP, para uma taxa de armadura longitudinal de 1%, não se verificando diferenças significativas em termos da carga axial máxima. A rotura do pilar armado com aço ocorreu devido à deformação da armadura longitudinal, ainda na fase elástica, enquanto a rotura dos pilares armados com GFRP surgiu devido ao esmagamento do betão, no entanto para tensões axiais maiores do que as verificadas no pilar de referência.

O uso de varões longitudinais de GFRP não é prejudicial para o desempenho de pilares de betão, no entanto, a contribuição dos varões de GFRP na capacidade resistente do pilar foi inferior a 5% da carga máxima, que é significativamente menor do que os 12% verificados nos pilares armados com aço. Admite-se, portanto, que a contribuição dos varões de GFRP pode ser ignorada quando se avalia a capacidade resistente de um pilar de betão armado axialmente carregado.

Relativamente à armadura transversal, o autor concluiu que o menor espaçamento entre os estribos de GFRP, embora não contribua para o aumento da capacidade de

carga, influencia fortemente o modo de rotura, tardando a deformação dos varões longitudinais, a formação de fendas e o esmagamento do betão.

Por fim, o autor profere que o estudo produziu evidências suficientes para sustentar novas metodologias de projecto, podendo-se eventualmente incorporar esta nova solução nas directrizes de dimensionamento actuais do American Concrete Institute.

Mirmiran et al [33] desenvolveram um método analítico, que avalia a esbelteza de pilares de betão armado com varões de GFRP. O método foi testado e validado pelos resultados experimentais obtidos em 11 pilares de secção transversal quadrada, com diferentes taxas de armadura longitudinal.

Os autores concluíram que, a resistência à tracção e à compressão dos varões de GFRP não afecta a esbelteza dos pilares de betão armado. Contudo, a baixa rigidez das armaduras de GFRP torna os pilares de betão armado esbeltos mais susceptíveis de rotura, pelo que recomendam uma redução no limite da esbelteza de 22 para 17, sempre que os mesmos forem armados com armaduras de GFRP.

Em síntese, refira-se que embora o guia do ACI 440.1R-06 [3] não recomende o uso de varões de GFRP como armadura longitudinal em pilares ou elementos sujeitos a esforços de compressão, os autores anteriormente referidos defendem que os resultados experimentais não apresentam discrepâncias significativas ao ponto de se descartar esta possibilidade de dimensionamento.

O comportamento aos Estados Limites de Serviço dos elementos de betão armado com GFRP é geralmente analisado por todos aqueles que estudaram e ensaiaram elementos armados longitudinalmente com varões de GFRP no sentido de avaliar o comportamento à flexão dos mesmos. Sendo que, de uma forma geral todos concluíram praticamente o mesmo, apenas será aqui referido os pareceres de alguns investigadores.

As vigas de betão armado com varões de GFRP, ensaiadas por Mohd.Sam et Swamy [34], contribuíram não apenas para avaliar o momento flector resistente, como

referido anteriormente, mas também para tecer algumas considerações acerca do Estado Limite de Serviço, nomeadamente em termos de tensões e deformações.

Os autores verificaram que as vigas de betão armado com GFRP apresentaram uma deformação cerca de 2.7 vezes maior que a armada com aço inoxidável nas mesmas condições, e para o mesmo nível de carregamento. Outro dos parâmetros relevantes analisados no trabalho foi a extensão nos varões de GFRP, que variou entre 0.004 e 0.005 e a extensão no betão à compressão que assumiu valores na ordem de 0.012 a 0.014 para um carregamento de 130 KN.

No sentido de desenvolver directrizes de projecto para elementos de betão armado com GFRP, Shin et al [45] publicaram um artigo constante dos resultados experimentais relativos a vigas de betão armado, as quais possuíam diferentes taxas de armadura e variável resistência característica do betão. Particularidades, tais como deformação, fendilhação, tensões e modos de rotura foram testados em 12 vigas, em condições de carregamento estático até à rotura.

Os autores concluíram que, as deformações e tensões, verificadas nas vigas de betão armado com GFRP, são geralmente maiores que as obtidas nas vigas armadas com aço, fundamentalmente devido ao reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP, razão pela qual as mesmas necessitam de maior quantidade de armadura longitudinal.

A formulação apresentada pelo ACI 440.1R-06 [3] para a determinação da deformação de elementos de betão armado com GFRP, fornece resultados extremamente coerentes com os obtidos experimentalmente. Ainda assim, e apesar do ACI 440.1R-06 [3] considerar uma extensão máxima de compressão para o betão, ε_{cu} , de 0.003 o estudo realizado mostra que pode ser aplicado uma maior tensão para prever a carga final.

Neste estudo consta igualmente uma apreciação acerca da utilização do betão de alta resistência, que de acordo com os autores não influencia a largura de fendas. Chitsazan et al [15] não partilham da mesma opinião, defendendo que a utilização de betão de alta resistência ao invés de betão corrente causa maior número de fendas,

no entanto com menor largura. Contudo, ambos são concordantes relativamente ao facto da largura de fendas diminuir à medida que a taxa de armadura diminui.

A utilização dos varões de GFRP como reforço das estruturas de betão é uma prática ainda muito recente em Portugal. No entanto, a investigação acerca do comportamento de elementos armados com FRP já data desde 2001, através da qual Ferreira et al [20] apresentaram um modelo numérico, que possibilitava a previsão das deformações e a avaliação das tensões no betão e nos FRP, tendo em consideração a não linearidade do comportamento dos mesmos. Os autores testaram e validaram o modelo com resultados experimentais anteriormente obtidos, salientando a importância da geometria da secção do varão no comportamento estrutural do elemento.

Em suma, os autores analisados são concordantes em relação às maiores deformações nos elementos de betão armado com GFRP e extensões nos varões de GFRP, devido ao menor módulo de elasticidade e consequentemente menor rigidez. Relativamente à fendilhação, embora esta seja menos preocupante nos varões de GFRP devido à não corrosibilidade dos mesmos, salienta-se que, perante deformações semelhantes, as fendas de flexão dos elementos armados com GFRP apresentam maior largura do que as dos elementos armados com aço, não só devido ao menor módulo de elasticidade, mas também, devido ao menor grau de aderência entre o betão e a armadura de GFRP.

A natureza da aderência em varões de GFRP é essencialmente friccional, contrariamente aos varões de aço que se caracterizam por uma aderência de carácter mecânico. Assim, a rotura da ligação neste tipo de elementos é normalmente provocada pela rotura parcial do betão, com apenas alguns danos superficiais nos varões [32]. Note que sendo este parâmetro tão importante para garantir a adequada transmissão de esforços entre os dois materiais, torna-se então relevante avaliar a aderência entre o betão e as armaduras de GFRP.

Com base no “Canadian Standards Association” (CSA), Hao et al [24] procederam ao estudo de 105 modelos para investigar os efeitos da geometria do varão na aderência ao betão. Com isto, cada armadura de comprimento quatro vezes superior

ao diâmetro do varão foi impregnada num cubo de 150 mm de lado de betão. De entre os 105 modelos analisados, alguns eram compostos por dois tipos de armaduras convencionais possibilitando assim uma posterior comparação entre os varões de GFRP e os varões de aço comum. A selecção dos varões estudados focou-se principalmente no tipo de malha de ferro, nos componentes do varão, no diâmetro e textura do varão e na altura, largura e espaçamento da nervura. Da análise dos parâmetros anteriores os autores demonstraram que, a resistência de união dos varões de GFRP é cerca de 13 a 35% inferior à dos varões de aço, recomendando portanto a geometria ideal dos varões a utilizar em projectos futuros.

Neste âmbito, foram ainda realizados ensaios experimentais por Kachlakev [28] e Moon et al [35], para avaliarem a qualidade da ligação entre o betão e as armaduras de GFRP. Os ensaios efectuados foram esclarecedores, no que respeita à menor resistência de ligação dos varões de GFRP, comparativamente à dos varões de aço, cerca de 13 a 35%, como havia sido já concluído no estudo anterior.

Tendo sido o factor da durabilidade que mais impulsionou o interesse e o estudo para a introdução de novos materiais no ramo da construção, torna-se relevante testar a viabilidade e a eficácia dos mesmos neste âmbito. Foi neste sentido, que Bhise [13] analisou a degradação da resistência dos varões de GFRP, quando expostos a altas temperaturas e alcalinidade, bem como a capacidade de absorção de humidade dos mesmos.

Os resultados experimentais permitiram-no concluir que, embora a deterioração seja considerável, a alteração do módulo de elasticidade dos varões é pouco significativa. O autor sugere ainda, no que respeita à propriedade de absorção de humidade por parte dos mesmos, que um estudo a longo prazo seja efectuado de maneira que se possa efectivamente caracterizar esta propriedade.

A diminuição da resistência dos materiais compósitos de GFRP quando submetidos a um processo de envelhecimento acelerado, impulsionaram Alhozaimy e Alsayed [6] a avaliar a durabilidade dos varões de GFRP sob o efeito de água impura, elevada

alcalinidade e altas temperaturas, num estudo que incluiu um total de 112 amostras de fibra de vidro.

A diminuição da resistência à tracção dos varões de GFRP, devido à alcalinidade e à temperatura, são extremamente dependentes da composição química e da qualidade de fabrico da camada mais externa das armaduras.

Sob condições normais de temperatura (21°) e de água potável, a resistência à tracção dos varões de GFRP é altamente afectada pela envolvência da pasta de cimento. No entanto esta tendência tende a desaparecer quando a água que constitui a pasta de cimento contem 5g/l ou mais de NaOH.

Se, a cura do betão for realizada para temperaturas entre 21° e 40° a deterioração das armaduras é significativamente agravada. Além disso, sob condições de alta temperatura (40°) a deterioração dos varões de GFRP isolados é idêntica ao dos varões de GFRP embutidos no betão.

Neste contexto, Nkurunziza et al [37] salientam fundamentalmente a perda de resistência dos varões de GFRP, quando estes se encontram em meios alcalinos. Outros autores, nomeadamente Mufti et al [36], também se dedicaram à análise da durabilidade dos varões de GFRP, constatando que os mesmos apresentam uma boa integridade quando expostos a diferentes ambientes.

Em resultado dos estudos realizados, foram publicados diversos documentos de orientação para a execução de estruturas de betão armado com GFRP, nomeadamente pelo “American Concrete Institute (ACI)”, o ACI 440.1R-06 [3] em 2006, sendo esta a versão mais recente. Na Europa também foi lançado um documento respeitante a este assunto, através da “Fédération Internationale du Béton (Fib)”, o Fib-Bulletin 40 [21] e no Canadá pela “Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS)”, o ISIS Manual No.3 [25].

Embora este trabalho tenha incidido maioritariamente na análise dos três documentos referidos, outras entidades também editaram regulamentos acerca desta temática, designadamente no Japão, através do “Japan Society of Civil

Engineers (JSCE)”, o Concrete Engineering Series 23 [27], na Itália pela “Italian National Research Council (CNR)”, o CNR-DT 203/2006 [16] e no Canadá, pelo “Canadian Standard Association Internacional (CAN/CSA)”, o CAN/CSA-S6-00 [14].

Perante a escassez de informação, a respeito do comportamento dos materiais compósitos de GFRP, ressalta-se o importante esforço investido nos recentes documentos de dimensionamento, no sentido de colmatar as deficiências e dúvidas que permaneciam acerca das características e propriedades dos materiais, bem como o desconhecimento de formulações de cálculo que tornassem a sua concretização possível.

A crescente utilização dos GFRP, nas estruturas de betão armado, surge não só no sentido de colmatar as deficiências apresentadas pelo aço convencional, mas fundamentalmente, pelas características que lhes são inerentes, nomeadamente elevada resistência à tracção e à fadiga, elevada resistência química, multiplicidade de técnicas de fabrico, bom isolamento térmico, acústico e eléctrico, baixo custo relativamente às outras fibras, custo de manutenção reduzido, facilidade de aplicação em obra, transparência electromagnética, corrosibilidade nula, baixo peso próprio e versatilidade.

Por sua vez, a utilização dos varões de GFRP nas estruturas de betão armado apresenta alguns inconvenientes, que o projectista deve ter em consideração no dimensionamento, designadamente o comportamento frágil consequente do reduzido módulo de elasticidade, custo inicial elevado relativamente ao aço, sensibilidade a elevadas temperaturas, deformabilidade, instabilidade e falta de códigos de dimensionamento.

Finalmente, apresenta-se alguns exemplos concretos da utilização dos materiais compósitos em aplicações de Engenharia Civil. Embora estes não sejam utilizados regularmente no quotidiano, os varões de reforço de GFRP já foram comercializados para mais de 40 estruturas nos Estados Unidos e no Canadá, maioritariamente empregues em reservatórios de betão, instalações hospitalares de ressonância magnéticas, subestações eléctricas e estruturas arquitectónicas [4].

A Europa foi pioneira na aplicação deste tipo de material fundamentalmente em estruturas geotécnicas e marítimas, devido ao menor custo e à maior resistência à corrosão. Destaca-se desta forma a Ponte Ulengergstrasse na Alemanha (Figura 2.1) onde foram aplicados cabos de GFRP de alta resistência pré-esforçados [32].



Figura 2.1 - Ponte Ulengergstrasse, Alemanha 1986 [32].

A potencialidade dos FRP's é tanta, que actualmente existem já estruturas totalmente compósitas, essencialmente tabuleiros de pontes. A ponte Lleida em Espanha (Figura 2.2), com 38m de vão, constitui um dos melhores exemplos de aplicação estrutural de perfis pultrudidos de GFRP na Península Ibérica. Refira-se que o tabuleiro de 19ton foi colocado sobre os apoios em apenas 3 horas, confirmando-se de facto os reduzidos custos associados à facilidade de transporte e de aplicação em obra [38].



Figura 2.2 - Ponte Lleida, Espanha [38].

Em 1986, o projecto para a construção de uma Universidade no Texas surgiu com a exigência de adopção de um ambiente estrutural não-ferroso, pelo que foi utilizado varões de reforço de GFRP (Figura 2.3) nas paredes e nas vigas periféricas dimensionadas para suportar cargas pontuais de aproximadamente 40 kN [4].



Figura 2.3 - Execução das vigas de um Edifício Universitário, San Antonio, Texas [4].

Geralmente as armaduras metálicas interferem com os campos magnéticos, sendo portanto evitadas em aplicações onde é necessária neutralidade magnética, tais como instalações hospitalares de ressonância magnética e estações de transmissão e recepção de dispositivos. O Japão tem demonstrado relativo interesse pela utilização dos FRP's em sistemas ferroviários de levitação magnética (Figura 2.4) [21].



Figura 2.4 - Sistema ferroviário de levitação magnética, Japão [21].

A construção de um Hospital em 1985 (Figura 2.5), com uma unidade de ressonância magnética, foi realizada à custa de varões de GFRP na execução dos pilares e das

vigas. Em 1988 foi efectuado um reforço num suporte de betão com o mesmo tipo de fibra, para a colocação de um grande íman [4].



Figura 2.5 - Edifício hospitalar, San Antonio, Texas [4].

Por motivos de leveza, elevada resistência mecânica e facilidade de aplicação, os materiais compósitos têm ganho bastante ênfase em actividades de reconstrução e substituição parcial ou total dos componentes estruturais deteriorados [32]. De facto, a adaptabilidade destes materiais às estruturas existentes e preservação simultânea do património histórico constituí uma das principais vantagens da sua adopção. As novas exigências, de tráfego na Ponte Chief Joseph Dam (Figura 2.6), constituiu um dos principais factores para a substituição e alargamento do tabuleiro da mesma. O novo tabuleiro executado à custa de painéis pré-fabricados de GFRP foi apoiado na estrutura de madeira original, mantendo-se desta forma o valor histórico que a caracterizara [38].



Figura 2.6 - Ponte Joseph Dam, EUA 2003 [32].

Em resumo, enuncia-se que os diversos documentos analisados, que abordam o comportamento à flexão de elementos de betão armados com GFRP, apresentam concordância entre si, essencialmente no que respeita à maior capacidade resistente à tracção dos varões de GFRP face aos varões tradicionais. Os mesmos ostentam uniformidade em relação à maior deformação e extensão exibida pelos varões de GFRP, comparativamente aos varões de aço, consequente da reduzida rigidez resultante do menor módulo de elasticidade.

Embora existam vários documentos de dimensionamento que facultam equações e metodologias de cálculo para estruturas de betão armado com GFRP, este trabalho incidiu maioritariamente na análise de três entidades, o *American Concrete Institute*, a *Federation Internationale de Béton* e a *Intelligent Sensing for Innovative Structures*. Ainda assim, destaca-se o ACI 440.1R-06 [3] por ser o mais completo e de melhor interpretação.

Por fim, a aplicação dos materiais compósitos na área de engenharia civil tem aumentado consideravelmente, muito à custa da variabilidade de aplicações que possibilita. Actualmente os GFRP têm sido empregues na construção de edifícios e pontes, na execução de obras geotécnicas e marítimas e na reabilitação e reforço de estruturas existentes.

Capítulo 3

Análise e Dimensionamento de Elementos de Betão Armado com GFRP

O presente capítulo visa essencialmente a análise e dimensionamento dos elementos de betão armado com GFRP com a descrição do procedimento de cálculo dos mesmos, tendo por base os documentos de dimensionamento existentes.

Começa-se por enunciar a filosofia de dimensionamento a considerar nas estruturas de betão armado com varões de GFRP, que embora possa ser assente nos princípios admitidos para as estruturas de betão armado com aço, tem em consideração o reduzido módulo de elasticidade e comportamento elástico linear dos varões de GFRP.

Seguidamente aborda-se as propriedades a curto e a longo prazo dos varões de GFRP e a viabilidade da sua utilização face ao aço tradicional. Refere-se ainda os factores parciais de segurança a afectar os valores médios e característicos dos materiais fornecidos pelo fabricante.

Posteriormente apresentam-se as expressões necessárias para a verificação da segurança das estruturas de betão armado com GFRP, de acordo com os documentos do ACI 440.1R-06 [3], Fib-Bulletin 40 [21] e ISIS Manual No.3 [25]. Em termos de E.L.U. menciona-se o dimensionamento à flexão, ao corte e ao punçoamento. No que respeita ao E.L.S. aborda-se a limitação das tensões, da deformação e da fendilhação.

Finalmente apresentam-se alguns aspectos complementares a ter em consideração no dimensionamento, tais como, a possibilidade de redistribuição de momentos e a pormenorização das armaduras, que inclui o comprimento de amarração e de emenda, o espaçamento entre varões e o recobrimento.

3.1. Filosofia de Dimensionamento

A verificação da segurança das estruturas é feita em relação a determinados estados limite. O estado limite último, de cuja ocorrência resultam prejuízos severos à estrutura, e o estado limite de serviço que garante a durabilidade, aparência e funcionalidade da estrutura, do qual resultam prejuízos pouco severos à estrutura.

No dimensionamento de elementos de betão armado com aço, em geral opta-se por verificar à partida o E.L.U., certificando-se posteriormente que os mesmos verificam o E.L.S. Contudo, se os elementos forem armados com GFRP, o E.L.S. é na maior parte dos casos condicionante, devido ao reduzido módulo de elasticidade do material, o que afecta significativamente a deformação.

A filosofia de dimensionamento nos elementos de betão armado com aço baseia-se no princípio de equilíbrio interno de forças e de compatibilidade de extensões. Embora o cálculo dos elementos de betão armado com GFRP possa ser assente no mesmo pressuposto, é necessário ter em consideração as diferentes relações constitutivas das armaduras de GFRP.

A verificação aos estados limites de elementos de betão armado com GFRP será realizada através das recomendações expostas nos documentos científicos do ACI 440.1R-06 [3], do Fib-Bulletin 40 [21] e do ISIS Manual No.3 [25].

3.2. Propriedades dos Materiais

Para proceder à selecção do material a empregar nas estruturas de betão armado com GFRP, é fundamental que à partida sejam conhecidas as propriedades físicas e mecânicas, bem como a resposta a longo prazo dos varões de GFRP.

Será também, brevemente analisada a sustentabilidade dos varões de GFRP no contexto da Engenharia Civil, nomeadamente, no que se refere ao impacte ambiental e ao custo dos mesmos. Por fim, será ainda mencionado os coeficientes parciais de segurança a adoptar, quer para o betão, quer para as armaduras, de maneira a que o

projectista possa proceder ao dimensionamento deste tipo de estruturas, tendo em consideração as alterações das propriedades dos materiais ao longo da vida útil das mesmas.

3.2.1. Propriedades físicas

A Tabela 3.1 apresenta as características físicas dos varões de GFRP. Refira-se que os valores característicos expostos são extraídos do Catálogo *Schock ComBAR* [44].

Diâmetro do varão	Área (cm^2)	Densidade	Coeficiente de Dilatação	
			Longitudinal	Transversal
\varnothing	A	γ	α_L	α_T
(mm)	(cm^2)	(g/cm^3)	($\times 10^{-6}/^{\circ}C$)	($\times 10^{-6}/^{\circ}C$)
8	0.50	2.2	6	22
12	1.13			
16	2.01			
25	4.91			
32	8.04			

Tabela 3.1 – Características físicas dos varões de GFRP.

A densidade dos varões depende do tipo de fibra e de matriz, em geral os de GFRP comumente utilizados na construção civil são constituídos por resinas poliméricas termoendurecíveis (epóxidas ou de vinil éster), reforçadas com fibras de vidro [32]. A densidade dos varões de aço é de aproximadamente 7.9 g/cm^3 que, como se pode verificar pela Tabela 3.1 é cerca de quatro vezes superior à dos varões de GFRP, o que resulta numa redução significativa dos custos de transporte e de manuseamento.

Por consulta da Tabela 3.1 pode-se constatar, que o coeficiente de dilatação térmica varia dependendo da direcção que se esteja a considerar. De facto, as propriedades das fibras influenciam o coeficiente de dilatação térmica longitudinal, enquanto as propriedades da matriz polimérica afectam o coeficiente de dilatação térmica transversal [3].

Geralmente, as fibras de vidro ocupam 50 a 70% do volume total do varão, sendo os valores do coeficiente de dilatação térmica definidos para esta percentagem. No entanto, e como informação adicional, refira-se que quando o volume das fibras na mistura aumenta, o coeficiente de dilatação térmica do varão aproxima-se do verificado nas fibras isoladas. Por sua vez, uma diminuição do volume das fibras na mistura levará a um coeficiente de dilatação aproximadamente igual ao exibido pela resina isolada [41].

O coeficiente de dilatação térmica linear dos varões de GFRP é positivo, quer longitudinal como transversalmente. No entanto, este pode ser negativo, como é o caso dos varões de fibra de carbono e de aramida, significando que os mesmos contraem quando a temperatura aumenta e expandem quando a temperatura diminui.

3.2.2. Propriedades mecânicas

A Tabela 3.2 apresenta as características mecânicas dos varões de GFRP. Note que os valores característicos expostos são extraídos do Catálogo *Schock ComBAR* [44] e são os que serão adoptados nos exemplos de aplicação (Capítulo 4).

Diâmetro do varão	Resistência à tracção a curto prazo	Módulo de Elasticidade	Resistência à tracção às 1000h	Redução por década logarítmica
\varnothing	f_{fk_0}	E_f	$f_{fk,1000h}$	R_{10}
(mm)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(—)
8	1500	>60	950	<15%
12	1350			
16	1200			
25	>1100			
32	>1000			

Tabela 3.2 - Características mecânicas dos varões de GFRP.

Contrariamente aos varões de aço, que apresentam um comportamento elasto-plástico, os varões de GFRP exibem um comportamento à tracção elástico linear até a rotura, com a agravante da redução da resistência com o aumento do diâmetro. As

propriedades mecânicas dos varões de GFRP, nomeadamente a resistência à tracção, dependem da distribuição e da fracção de volume das fibras, da interacção química e física dos seus constituintes, e do processo de fabrico, pelo que o controlo de qualidade por parte do fabricante é fundamental para que sejam garantidas as ditas propriedades.

A resistência ao corte é assegurada essencialmente pela matriz. A matriz dos materiais reforçados com fibras pode assumir diversas funções, sendo fundamentalmente responsável pela ligação das fibras que constituem o compósito, garante também a protecção das fibras do ambiente exterior e o posicionamento correcto das mesmas [11].

Os varões de GFRP apresentam reduzida resistência a esforços de corte, no entanto é possível aumentar esta característica através do entrelaçamento das fibras, impondo-se assim, alguma resistência na direcção do esforço de corte. Outro método possível, consiste na adição de um cordão contínuo em volta das fibras longitudinais durante o processo de fabrico dos varões pultrudidos [3].

O processo de fabrico referido anteriormente, designado de pultrusão, é o mais utilizado na execução dos sistemas de FRP's. O procedimento consiste, numa primeira fase, em impregnar as fibras, nas suas diversas formas e numa dada posição predefinida, na matriz no estado líquido. Numa segunda fase, o processo completa-se, através da solidificação da matriz no interior de um molde aquecido, que tem a forma pretendida para a secção transversal da peça a produzir [17].

A aderência, entre o betão e a armadura de GFRP, é uma propriedade fundamental para o bom funcionamento do betão armado, pois permite a transferência de tensões de um material para outro e é primordial na definição dos comprimentos de amarração e de emenda. A aderência dos varões de GFRP depende essencialmente da geometria da superfície, do processo de fabrico, das propriedades mecânicas e das condições ambientais [3].

As tensões podem ser transmitidas do betão para as armaduras por adesão (interacção química), por atrito (deslizamento) ou por aderência mecânica

(irregularidade superficial). A ligação entre o betão e os varões de GFRP apenas pode ser garantida pelos últimos dois tipos, contrariamente ao betão armado com aço que possibilita os três tipos de ligação [32].

A contribuição da resistência à compressão no dimensionamento à flexão de elementos de betão armado com GFRP deve ser desprezada, pois de acordo com os documentos analisados o uso destes varões em pilares ou em elementos sujeitos a grandes esforços de compressão não é recomendado [3].

O modo de rotura por compressão longitudinal, antecedido geralmente por microencurvaduras das fibras, depende essencialmente do tipo e do volume das fibras e da resina. Em geral, a resistência e o módulo de elasticidade dos varões de GFRP sujeitos a esforços de compressão exibem 55 a 80% dos correspondentes valores à tracção [32].

3.2.3. Propriedades a longo prazo

Uma vez definidas as propriedades a curto prazo dos varões de GFRP há que conhecer a evolução destas ao longo do período de vida útil dos mesmos. Assim sendo, serão analisadas as propriedades mecânicas a longo prazo consideradas mais relevantes, nomeadamente a fluência, a relaxação e a fadiga.

A fluência é caracterizada pelo aumento da deformação no tempo sob a acção de cargas constantes. Esta propriedade depende essencialmente da resistência última a curto prazo, no entanto as condições ambientais (elevadas temperaturas, radiação ultravioleta, elevada alcalinidade do meio, ciclos de molhagem-secagem, ciclos de gelo-degelo) naturalmente acelerarão este processo [3] [32].

Quando os varões de GFRP são sujeitos a uma carga constante no tempo, podem romper subitamente após um certo período, designado por tempo limite de tolerância (*endurance limit*). Este intervalo será tanto menor quanto maior for a razão entre a tensão aplicada e a resistência última a curto prazo pelo que, para evitar este tipo de rotura, a tensão aplicada não deve exceder os 60% da resistência última a curto prazo [41].

O fenómeno de relaxação consiste na redução das tensões no tempo por acção de uma deformação imposta com valor constante. A relaxação pode ser avaliada através da relação entre a carga inicial e a carga medida em ensaios, que submetem os varões a uma extensão constante. Esta propriedade é tanto maior quanto mais elevada for a temperatura [32]. Este fenómeno afecta significativamente os varões de AFRP, sendo no entanto, menos preocupante no caso dos varões de GFRP.

A rotura duma peça pode ocorrer sob tensões relativamente baixas após um certo número de ciclos de cargas e descargas, fenómeno que se denomina por fadiga. A resistência à fadiga dos varões de GFRP é relativamente elevada, estando no entanto dependente das propriedades e quantidades dos constituintes dos varões e das condições ambientais. Contudo, naturalmente nas zonas deformadas, o comportamento à fadiga dos varões de GFRP é razoavelmente afectado, uma vez que a deformação nessas zonas induz a concentração de tensões locais [3].

O desempenho dos elementos de betão armado com GFRP será condicionado pelo comportamento a longo prazo dos seus materiais constituintes. A avaliação do comportamento dos varões de GFRP sob o efeito da temperatura e a análise dos condicionantes que afectam a sua durabilidade, são aspectos extremamente importantes a considerar no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Os varões de GFRP são significativamente vulneráveis aos efeitos da temperatura e do fogo pois, embora não incendeiem por falta de oxigénio, perdem elasticidade considerável com o calor [3]. As elevadas temperaturas provocam o amolecimento das resinas poliméricas conduzindo a uma diminuição das propriedades mecânicas e a um aumento da absorção de humidade [21].

Em caso de incêndio os varões de GFRP sofrem alterações relevantes ao nível da ligação entre as fibras e a matriz, diminuindo consequentemente a rigidez, a resistência à tracção, à flexão e ao corte, sendo que neste caso o envolvimento dos varões pelo betão não será suficiente para garantir uma protecção térmica adequada [32]. Assim, não é recomendado o uso de varões de GFRP em estruturas em que a resistência ao fogo seja fundamental para manter a integridade estrutural [41].

O amolecimento das resinas poliméricas inicia-se para temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea, sendo esta conhecida como a temperatura limite nos polímeros, acima da qual a resina passa dum estado vítreo frágil para um estado sólido elástico, com a natural perda de propriedades mecânicas (normalmente entre 65 e 120°C). Em termos de dimensionamento é recomendada a utilização de uma temperatura de transição vítrea 30°C superior à temperatura máxima esperada no local da obra [21].

Por sua vez, as baixas temperaturas também são prejudiciais para os varões de GFRP, podendo neste caso provocar o endurecimento e a microfendilhação da matriz, resultando na degradação da aderência entre a fibra e a resina [21].

A durabilidade das estruturas em geral pode ser afectada por diversos factores, nomeadamente, pela alcalinidade e carbonatação, pelos cloretos e pela presença de água, tornando-se assim relevante avaliar a susceptibilidade das armaduras de GFRP quando expostas a estas condições adversas.

A diminuição da resistência à tracção dos varões de GFRP (cerca de 75%) devido à elevada alcalinidade é altamente dependente da composição química e da qualidade da camada mais externa das armaduras [13]. Contrariamente aos varões de aço, em que a elevada alcalinidade do betão protege as armaduras, através da criação de uma película passiva, os varões de GFRP são extremamente sensíveis a este tipo de ataque [41]. Geralmente a velocidade de ataque dos álcalis nos varões de GFRP depende da difusibilidade dos álcalis na resina, da qualidade da ligação entre a fibra e a resina, da temperatura, da concentração dos álcalis (influenciada pelo tipo de cimento) e da mobilidade dos iões álcalis (influenciada pelo grau de saturação) [21].

Em contraste com o que se sucede com os varões de aço, o fenómeno da carbonatação tem um efeito benéfico na durabilidade dos varões de GFRP porque proporciona uma redução no valor do pH, diminuindo assim a alcalinidade do meio que é prejudicial às fibras e aos polímeros [32].

Os varões de GFRP apresentam alguma degradação quando expostos ao ataque combinado dos cloretos e da humidade, podendo sofrer perdas de resistência e

rigidez na ordem dos 50%. No entanto, salienta-se que a deterioração dos varões de GFRP ocorre fundamentalmente devido ao ataque alcalino e à plastificação da resina, sendo este último efeito derivado da presença de água no elemento. De facto, quando as moléculas de água actuam no polímero da resina interrompem as ligações de Van-der-Waals da cadeia do polímero, resultando alterações em termos do módulo de elasticidade, da resistência, da extensão de rotura e da dureza [21].

3.2.4. Sustentabilidade

A sustentabilidade dos materiais é um aspecto de extrema relevância no âmbito da indústria da construção. É fundamental proceder à análise do impacte ambiental que os mesmos representam ao longo das diferentes fases do ciclo de vida. A avaliação deste parâmetro deve incluir a produção, a utilização e posterior reciclagem das fibras e resinas [32].

Relativamente à produção dos GFRP, considera-se que a mesma é eficiente na medida em que são aceitáveis os custos ambientais associados à obtenção das matérias-primas. As fibras de vidro são produzidas através de vidro reciclado ou a partir de matérias-primas (pó de quartzo e de calcário), cujos recursos são praticamente inesgotáveis. Por outro lado, o fabrico das resinas é conseguido à custa de uma quantidade mínima de combustíveis fósseis. Outra vantagem é ainda atribuída a este material, que diz respeito ao baixo consumo energético na fase de produção, cerca de quatro vezes menor que o equivalente ao aço [38].

Contrariamente aos varões de aço, que necessitam de bastante intervenção durante o seu período de vida devido à elevada condutibilidade térmica, os varões de GFRP exigem pouca manutenção mesmo em ambientes agressivos [38].

O problema dos GFRP coloca-se essencialmente no final do seu período de vida útil porque, como referido anteriormente, as resinas geralmente utilizadas são as termoendurecíveis que não podem ser recicladas, sendo reaproveitadas apenas como material de aterro. Contudo, o reaproveitamento de materiais compósitos termoendurecidos é actualmente um tema em estudo [40].

O factor que mais impulsiona a aplicabilidade de uma nova solução construtiva na engenharia civil é a viabilidade económica, sendo por isso pertinente proceder a uma análise económica comparativa entre a utilização dos varões de GFRP e dos varões de aço. Note-se que esta análise deveria ser efectuada no ciclo de vida da estrutura. No entanto, por questões de complexidade, será apenas feita no período de vida inicial da estrutura, em termos do custo directo e do custo composto.

O custo directo engloba o custo de produção (varão dobrado ou recto, tipo de acabamento e diâmetro pretendido) e o custo de aquisição (variável de acordo com as taxas locais obrigatórias). Com base nos dados fornecidos pelos fabricantes, o preço por metro de varão de GFRP é cerca de 2.3 a 4.7 vezes superior ao do varão de aço com diâmetro correspondente. No entanto, para varões de aço com resistência à corrosão equivalente à dos varões de GFRP, ou seja, para varões metálicos em aço inox ou em aço revestido com epoxy, o preço por metro varia entre 0.27 e 0.51 e entre 0.9 e 1.7, respectivamente [41].

Por sua vez, o custo composto abrange os custos dos materiais (betão, cofragem e armadura), os custos de mão-de-obra (produção e colocação do betão, construção da cofragem e preparação e colocação da armadura) e os custos de transporte (betão, cofragem e armadura). Dos parâmetros referidos, salienta-se o custo do betão, que pode assumir valores substancialmente inferiores devido à resistência dos GFRP a meios agressivos. O custo da armadura é significativamente superior, mas o custo de mão-de-obra para a mesma tem tendência a ser menor no caso dos GFRP devido ao facto dos mesmos não poderem ser dobrados em obra facilitando assim as operações de montagem. Por fim, o custo de transporte da armadura que é claramente menor nos GFRP devido à leveza dos mesmos [41].

3.2.5. Valores de cálculo dos materiais

As propriedades dos varões de GFRP disponibilizados pelos diferentes fabricantes correspondem a valores médios ou característicos definidos a curto prazo, pelo que para ter em consideração a exposição ambiental a longo prazo, de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] deve recorrer-se às seguintes expressões:

$$f_{fu} = C_E f_{fk_0} \quad [3.1]$$

em que,

f_{fu} – resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção, considerando as reduções devidas à exposição ambiental (MPa);

C_E – factor de redução ambiental (-);

f_{fk_0} – resistência característica dos varões de GFRP à tracção, a curto prazo (MPa);

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fk_0} \quad [3.2]$$

em que,

ε_{fu} – extensão última de cálculo dos varões de GFRP à tracção (m/m);

ε_{fk_0} – extensão última característica dos varões de GFRP, a curto prazo (m/m).

$$E_f = E_{fm} \quad [3.3]$$

em que,

E_f – módulo de elasticidade de cálculo dos varões de GFRP à tracção (GPa);

E_{fm} – módulo de elasticidade médio dos varões de GFRP à tracção (GPa).

O factor de redução ambiental, C_E , exposto na Tabela 3.3, pode ser distinto em função das condições ambientais. Note-se que betão protegido subentende-se como aquele que não está sujeito à acção do clima ou do terreno.

Condições de exposição	
Betão protegido	Betão não protegido
0.8	0.7

Tabela 3.3 - Factor de redução ambiental

Por sua vez, o Fib-Bulletin 40 [21] refere que a resistência de cálculo do varão de GFRP é dada pelo quociente entre a resistência característica do varão de GFRP a

curto prazo e o produto entre o factor parcial de segurança do varão de GFRP, $\gamma_f = 1.25$, e o factor ambiental de redução da resistência, $\eta_{env,t}$, como indicado na expressão seguinte.

$$f_{fd} = \frac{f_{fk_0}}{\eta_{env,t}\gamma_f} \quad [3.4]$$

em que,

f_{fd} - resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção (MPa);

$\eta_{env,t}$ - factor ambiental de redução da resistência à tracção (-);

γ_f - factor de segurança parcial para os varões de GFRP (-).

O factor ambiental de redução da resistência é dado pela razão entre a resistência característica a curto prazo e a resistência característica a longo prazo dos varões de GFRP.

$$\eta_{env,t} = \frac{f_{fk,1000h}/f_{fk_0}}{[(100 - R_{10})/100]^n} \quad [3.5]$$

em que,

$f_{fk,1000h}$ - resistência característica obtida a partir do ensaio de 1000h (MPa);

R_{10} - redução da resistência à tracção em percentagem, por década logarítmica, devido à influência ambiental (-);

n - somatório dos termos n_{m0} , n_T , n_{SL} (-).

O catálogo Schöck Combar [44] indica o valor de $f_{fk,1000h}$, no entanto se este não fosse conhecido poderia ser estimado a partir da seguinte expressão:

$$f_{fk,1000h} = f_{fu}[(100 - R_{10})/100]^2 \quad [3.6]$$

O expoente n deve ser calculado através da expressão [3.7] e os parâmetros n_{m0} , n_T e n_{SL} definidos através da Tabela 3.4, Tabela 3.5 e Tabela 3.6, respectivamente.

$$n = n_{mo} + n_T + n_{SL} \quad [3.7]$$

em que,

n_{mo} – factor dependente das condições ambientais – humidade (-);

n_T – factor dependente das condições ambientais – temperatura (-);

n_{SL} – factor dependente do tempo de vida de serviço da estrutura (-).

Para ter em consideração a humidade no betão armado com GFRP, são propostas três classes de exposição, a partir das quais se define o respectivo coeficiente a adoptar, como se pode observar na Tabela 3.4.

AMBIENTE	DESCRIÇÃO	n_{mo}
Seco	Condições interiores, protegidas da chuva com uma humidade relativa de aproximadamente 50% (XC1 seco)	0
Húmido	Condições exteriores, sujeitas à chuva mas não em contacto permanente com a água com uma humidade relativa de aproximadamente 80% (XC3; XD1; XD3; XS1; XS3)	1
Saturado	Constantemente em contacto com a água, com uma humidade relativa próxima de 100% (XC2; XC4; XD2; XD4)	2

Tabela 3.4 - Factor dependente das condições de humidade.

A Tabela 3.5 indica os valores de n_T , propostos pelo Fib-Bulletin 40 [21] em função da temperatura média anual (TMA).

Temperatura Média Anual	n_T
$TMA < 5^{\circ}C$	-0.5
$5^{\circ}C < TMA < 15^{\circ}C$	0
$15^{\circ}C < TMA < 25^{\circ}C$	0.5
$25^{\circ}C < TMA < 35^{\circ}C$	1.0

Tabela 3.5 – Factor dependente da temperatura média anual (TMA).

Sendo o factor de redução da resistência, $\eta_{env,t}$, definido para uma vida de serviço de aproximadamente 100 anos, devem ser estabelecidos factores de redução substancialmente menores para os casos em que a vida de serviço desejada é mais curta (Tabela 3.6).

Vida de Serviço	n_{SL}
1 ano	1
10 anos	2
50 anos	2.7
100 anos	3

Tabela 3.6 – Factor dependente do tempo de vida de serviço desejado.

3.3. Estados Limites Últimos (E.L.U.)

Na segurança aos Estados Limites Últimos é usual fazer-se a verificação em termos do valor de cálculo dos esforços actuantes, E_d , e do valor de cálculo das resistências, R_d , com base na condição $E_d < R_d$. Os valores resistentes serão abordados nas subsecções 3.3.1.2. e 3.3.1.3., enquanto que, os valores actuantes deverão ser determinados de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] e com o ISIS Manual No.3 [25] através das expressões [3.8] e [3.9], respectivamente.

$$p_{Ed} = 1.2 \times cp + 1.7 \times sc \quad [3.8]$$

$$p_{Ed} = 1.25 \times cp + 1.5 \times sc \quad [3.9]$$

em que,

p_{Ed} – carga de dimensionamento (KN/m ou KN/m²);

cp – carga permanente (KN/m ou KN/m²);

sc – carga variável (KN/m ou KN/m²).

Como os varões de GFRP não apresentam comportamento dúctil deverá ser adoptado um factor de redução, para proporcionar aos elementos de betão alguma reserva de resistência e para aumentar a capacidade de rotação [3]. Desta forma, a

Tabela 3.7 apresenta os respectivos factores a adoptar na verificação aos Estados Limites Últimos. Refira-se que, ρ_f representa a percentagem de armadura e ρ_{fb} a percentagem equilibrada de armadura.

TIPO DE ESFORÇO	ROTURA	ACI		ISIS
		Condição	ϕ	
FLEXÃO	Esmagamento do Betão	$\rho_f \geq 1.4\rho_{fb}$	0.65	Betão moldado in-situ (0.6) Betão pré-fabricado (0.65) Armadura de GFRP (0.75)
	Situação Intermédia	$\rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb}$	$0.30 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}}$	
	Rotura da Armadura	$\rho_f \leq \rho_{fb}$	0.55	
CORTE	-	-	0.75	

Tabela 3.7 – Factores de redução da capacidade resistente [4] [25].

Os factores de segurança anteriormente referidos são utilizados de diferentes formas dependendo do documento que se esteja a considerar. Se o dimensionamento basear-se no documento do ISIS Manual No.3 [25] o factor de redução deverá afectar as forças aplicadas, ao passo que, se o mesmo for com base no guia do ACI 440.1R-06 [3], a capacidade resistente do elemento é que deverá ser reduzida, como indicam as expressões [3.10] e [3.11].

$$M_{Ed} \leq \phi \cdot M_{Rd} \quad [3.10]$$

em que,

M_{Ed} – momento actuante de cálculo (KN.m ou KN.m/m);

ϕ – factor de redução da resistência (-);

M_{Rd} – momento resistente da secção (KN.m ou KN.m/m).

$$V_{Ed} \leq \phi \cdot V_{Rd} \quad [3.11]$$

em que,

V_{Ed} – esforço transversal actuante de cálculo (KN ou KN/m);

V_{Rd} – esforço transversal resistente da secção (KN ou KN/m).

Tendo em consideração o comportamento elástico-linear até à rotura das armaduras de GFRP, apresenta-se em seguida os procedimentos de cálculo recomendados para a verificação aos E.L.U. em termos de Flexão, Esforço Transverso, Esforço Axial, Torção e Punçoamento. Refira-se que as formulações sugeridas pelos documentos de dimensionamento pressupõem secções rectangulares. No entanto, tudo indica que as mesmas poderão ser adaptáveis a secções com outras geometrias.

3.3.1. Flexão

As pesquisas efectuadas no âmbito da resistência máxima à flexão de elementos armados com GFRP têm demonstrado que a sua abordagem pode ser feita de acordo com os elementos de betão armados com varões de aço, desde que se tenha em consideração a relação tensão-deformação do material em questão [3].

A verificação da segurança ao E.L.U. de Flexão é, normalmente, baseada no pressuposto de que as secções mantêm-se planas, antes e depois da deformação, e que existe uma aderência perfeita entre o betão e o varão de GFRP, garantindo-se assim a compatibilidade de tensões ao longo da secção.

Para além das duas premissas referidas anteriormente, a análise de secções armadas com GFRP deve ser realizada tendo em conta outros aspectos fundamentais [3], [21], [25], enunciados seguidamente:

- O comportamento à tracção do varão é elástico-linear até à rotura.
- A tensão de compressão máxima do betão é assumida como sendo 3.5×10^{-3} com excepção do ACI, que considera 3.0×10^{-3} .
- A resistência à tracção do betão é ignorada.

As estruturas de betão armado com varões de aço são preferencialmente dimensionadas de forma a garantir que as armaduras se encontram em situação de cedência, quer por questões económicas, ou seja, aproveitar integralmente a sua capacidade resistente, quer por questões de ductilidade, para que o elemento deverá evidencie deformações apreciáveis sem perda de capacidade resistente.

Contudo, se o elemento de betão for armado com varões de GFRP, é ligeiramente preferível que a rotura ocorra pelo esmagamento do betão. De facto, embora os varões de GFRP apresentem um alongamento significativo antes da rotura, não possuem a ductilidade que é comumente observada nos elementos armados com aço.

Refira-se que, embora a rotura pelo esmagamento do betão seja preferível, a rotura pela armadura é aceitável, desde que os critérios de resistência e serviço sejam satisfeitos. Interessa ainda afirmar que, independentemente do modo de rotura pretendido, deve-se assegurar uma certa reserva de resistência [32], razão pela qual estes documentos de concepção fornecem uma maior margem de segurança do que a que se utiliza nos projectos de betão armado com aço [3], [21], [25].

Para melhor entender a necessidade desta margem de segurança apresenta-se então a Figura 3.1 onde é possível observar o diagrama momento-curvatura que caracteriza o comportamento de um elemento de betão armado com aço e com GFRP mediante dois possíveis modos de rotura.

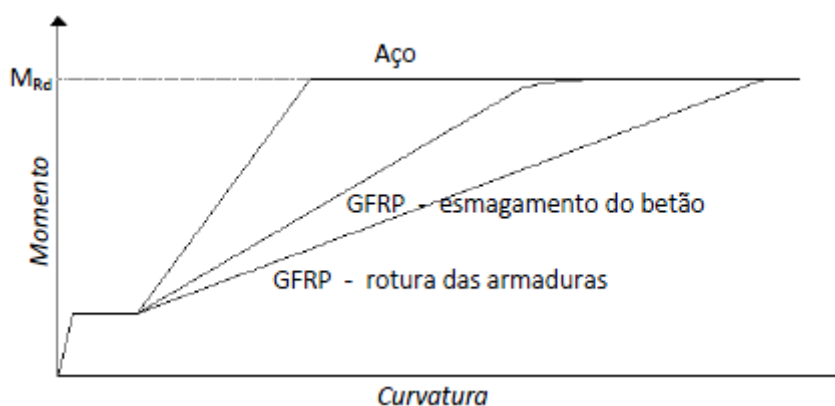


Figura 3.1 – Relações momento-curvatura de secções em B.A. com aço e GFRP [32].

Da figura anterior pode-se constatar que, até ao aparecimento da primeira fenda, o regime é elástico e a relação momento-curvatura é exactamente a mesma para o aço como para o GFRP. Depois de atingido o momento de fendilhação, a curvatura varia bastante entre os dois materiais. As secções armadas com GFRP evidenciam uma deformação significativamente maior perante o mesmo momento aplicado, devido

ao seu baixo módulo de elasticidade. Referentemente aos elementos armados com GFRP é ainda possível perceber a preferência pela rotura por esmagamento do betão, pois assim garante-se algum patamar de cedência.

3.3.1.1. Modos de rotura

O modo de rotura deve ser determinado através da comparação entre a percentagem de armadura, ρ_f , necessária para resistir aos esforços, [3.12], e a percentagem equilibrada de armadura, sendo esta a armadura necessária para que o esmagamento do betão e a rotura dos varões de GFRP ocorra em simultâneo.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad [3.12]$$

em que,

ρ_f – percentagem de armadura de GFRP resistente à tracção (-);

A_f – Área de armadura de GFRP resistente à tracção (m²);

b – largura da secção (m);

d – altura útil da secção (m).

A percentagem equilibrada de armadura pode ser obtida, segundo o ACI 440.1R-06 [3] e o Fib-Bulletin 40 [21], pela expressão [3.13], onde é possível verificar que é integralmente dependente das propriedades mecânicas do betão e dos varões de GFRP.

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad [3.13]$$

em que,

ρ_{fb} – percentagem equilibrada de armadura de GFRP (-);

β_1 – factor de redução da resistência (-);

f_{ck} – resistência característica do betão à compressão (MPa);

ε_{cu} – extensão última do betão à compressão (m/m).

Por fim, o ISIS Manual No.3 [25] também fornece a expressão [3.14] para a determinação da percentagem equilibrada de armadura, da qual importa salientar que os parâmetros α_1 e β_1 são os definidos pelo CSA A23.3-05 [14] e encontram-se expostos na Tabela A1.1 e na Tabela A1.2 do Anexo A1.

$$\rho_{fb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f_{ck}}{\phi_f f_{fu}} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \quad [3.14]$$

em que,

α_1 – factor de redução da resistência (-);

ϕ_c – factor de redução da força do betão (-);

ϕ_f – factor de redução da força da armadura (-).

3.3.1.2. Rotura por esmagamento do betão

Se a percentagem de armadura de GFRP for maior que a percentagem equilibrada de armadura, ou seja $\rho_f > \rho_{fb}$, a rotura do elemento dá-se pelo esmagamento do betão, cujo diagrama de tensões na secção é apresentado na Figura 3.2. Refira-se que f_{c*} representa f_{ck} se o dimensionamento da secção for realizado de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] ou com o ISIS Manual No.3 [25], trata-se de f_{cd} se o mesmo for efectuado de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21].

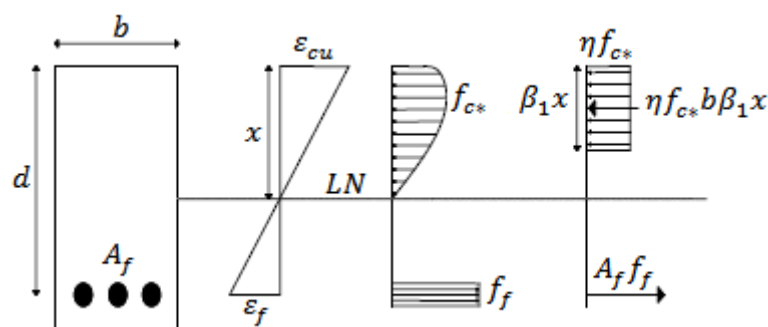


Figura 3.2 - Diagrama de extensões e tensões na rotura por esmagamento do betão.

Dimensionamento de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

O momento resistente de uma secção em betão armado com GFRP pode ser determinado à custa da expressão [3.15] e a respectiva tensão a que os varões estarão sujeitos, f_f , calculada através da expressão [3.16].

$$M_{Rd} = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_{ck}} \right) b d^2 \quad [3.15]$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{\eta \beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu} \quad [3.16]$$

em que,

f_f – tensão nos varões de GFRP à tracção (MPa);

η – factor de aproximação da parábola ao rectângulo no D.R.S. (-).

A variável η deverá assumir o valor de 0.85 e a variável β_1 deverá ter um valor entre 0.65 e 0.85 dependendo da resistência característica do betão utilizado. Assim, $\beta_1 = 0.85$ se $f_{ck} \leq 28 \text{ MPa}$ e, se $f_{ck} > 28 \text{ MPa}$, então β_1 deve ser reduzido em 0.05 por cada 7 MPa acima de 28 MPa, não devendo no entanto ser inferior a 0.65.

Dimensionamento de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21]

De acordo com o Fib-Bulletin 40 [21] o momento resistente da secção deve ser obtido pela expressão [3.17] com as variáveis η , β_1 e ς a serem determinadas através das condições [3.18] e [3.19].

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b d^2 (\beta_1 \varsigma) \left(1 - \frac{\beta_1 \varsigma}{2} \right) \quad [3.17]$$

em que,

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do betão (MPa);

ς – razão entre a posição da linha neutra e a altura útil (-).

$$\left[f_{ck} \leq 50 \begin{cases} \beta_1 = 0.8 \\ \eta = 1.0 \end{cases} ; f_{ck} > 50 \begin{cases} \beta_1 = 0.8 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400} \right) \\ \eta = 1.0 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \end{cases} \right] \quad [3.18]$$

$$\varsigma = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} \quad [3.19]$$

em que,

x – profundidade da linha neutra (m);

ε_f – extensão nos varões de GFRP (m/m).

A extensão na armadura longitudinal de GFRP pode ser obtida através da expressão [3.20], sendo ainda sugerida a expressão [3.21] para o cálculo da tensão exercida nos varões de forma a garantir que a rotura não ocorre pelos mesmos.

$$\varepsilon_f = \frac{-\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta f_{cd}\beta_1\varepsilon_{cu}}{\rho_f E_f}}}{2} \quad [3.20]$$

$$\sigma_f = \varepsilon_f E_f < \frac{f_{fu}}{\gamma_f} \quad [3.21]$$

Dimensionamento de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

De acordo com o ISIS Manual No.3 [25] tanto a força de tracção na armadura de GFRP como a força de compressão no betão deverão ser afectadas por um factor de redução (ϕ_f e ϕ_c) como indicam as expressões [3.22] e [3.23].

$$F_f = \phi_f A_f f_f \quad [3.22]$$

$$F_c = \eta f_{ck} \beta_1 x_b b \quad [3.23]$$

$$\eta = \alpha_1 \phi_c \quad [3.24]$$

em que,

F_f – força de tracção nos varões de GFRP (KN);

F_c – Força de compressão no betão (KN);

x_b – profundidade da linha neutra na condição de armadura equilibrada (m).

O momento resistente da secção é determinado pela expressão [3.25] e a tensão nos varões de GFRP à tracção pela equação [3.26].

$$M_{Rd} = \phi_f A_f f_f \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \quad [3.25]$$

$$f_f = 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\eta\beta_1 f_{ck}}{\rho_f \phi_f E_f \varepsilon_{cu}} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad [3.26]$$

Devido ao facto da rotura ser pelo esmagamento do betão, a posição da linha neutra pode ser determinada pela expressão [3.27].

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} d = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_f}{E_f}} d \quad [3.27]$$

Note-se que os parâmetros α_1 e β_1 pretendem ter em consideração a distribuição de tensões não linear na zona de compressão do betão. Alternativamente às Tabelas do Anexo A1, os valores de α_1 e β_1 podem ser obtidos através das expressões seguintes.

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_{ck} \geq 0.67 \quad [3.28]$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_{ck} \geq 0.67 \quad [3.29]$$

3.3.1.3. Rotura pelos varões de GFRP

Se a percentagem de armadura de GFRP for menor que a percentagem equilibrada de armadura, ou seja $\rho_f < \rho_{fb}$, a rotura do elemento dá-se pelos varões de GFRP, cujo diagrama de tensões na secção é apresentado seguidamente na Figura 3.3.

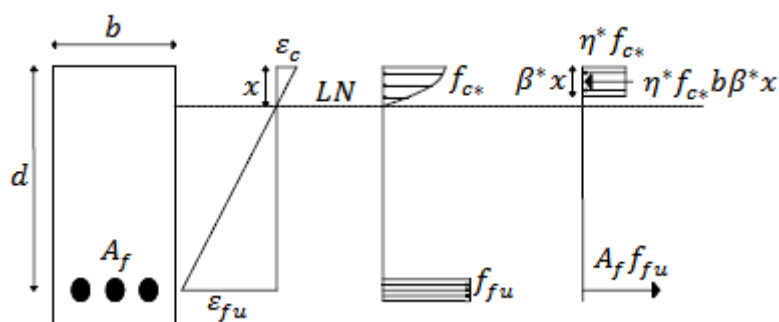


Figura 3.3 - Diagrama de extensões na rotura pelas armaduras.

Como anteriormente referido, f_{c*} deverá assumir os valores de f_{ck} e f_{cd} dependendo do documento que se esteja a considerar. Relativamente a β^* , este deverá tomar o valor de β_1 se o dimensionamento da secção for realizado de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] ou com o Fib-Bulletin 40 [21], e o valor de β se o mesmo for efectuado de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]. Finalmente, em relação a η^* , este deverá representar η se o cálculo da secção for executado de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] ou com o Fib-Bulletin 40 [21], e $\alpha \cdot \phi_c$ se o mesmo for concretizado em conformidade com o ISIS Manual No.3 [25].

Dimensionamento de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

Quando a rotura do elemento ocorre pelos varões de GFRP, o diagrama rectangular do ACI não seria aplicável, porque a tensão máxima do betão (3‰) não poderia ser atingida. Neste caso a tensão de rotura à compressão do betão e a posição da linha neutra seriam duas variáveis desconhecidas, que tornariam a sua análise bastante complexa. Para contornar esta indeterminação, admite-se que na situação limite $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$, ou seja, que a rotura também ocorre no betão, assim o momento resistente da secção pode ser dado simplifadamente pela expressão [3.30].

$$M_{Rd} = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 x_b}{2} \right) \quad [3.30]$$

A profundidade da linha neutra, na condição de armadura em GFRP equilibrada, x_b , pode ser obtida através da expressão [3.31].

$$x_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad [3.31]$$

Dimensionamento de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21]

O momento último resistente, M_{Rd} , da secção pode ser calculado através da expressão [3.32] e a extensão de compressão do betão, ε_c , para o qual ocorre a rotura dos varões, pode ser obtida através de um processo iterativo de resolução das expressões [3.33] e [3.34].

$$M_{Rd} = \frac{A_f f_{fu}}{\gamma_f} \left(1 - \frac{\zeta}{2} \right) \quad [3.32]$$

$$\zeta = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{fu} + \varepsilon_c} \quad [3.33]$$

$$\begin{cases} f_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_c = f_{cd} & \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad [3.34]$$

em que,

ε_c – extensão do betão à compressão (m/m);

ε_{c2} – extensão ao ser atingida a resistência máxima (‰);

ε_{cu2} – extensão última do betão (‰).

Resumidamente, o procedimento de cálculo consiste em admitir uma posição da linha neutra, x , e determinar a extensão de compressão do betão, ε_c , sendo que este processo só estará terminado quando a força de compressão no betão igualar à força de tracção na armadura.

Dimensionamento de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

O momento resistente da secção pode ser dado pela expressão [3.35], e a posição da linha neutra conseguida através de um processo iterativo das expressões [3.36],

[3.22] e [3.23], de acordo com o mesmo raciocínio efectuado pelo Fib-Bulletin 40 [21].

$$M_{Rd} = \phi_f A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) \quad [3.35]$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{fu} + \varepsilon_c} d \quad [3.36]$$

Os parâmetros α e β podem ser determinados recorrendo-se à Tabela A1.1 e à Tabela A1.2. do Anexo A1. Note-se que se a tensão ε_c atingir a ε_{cu} então os parâmetros α e β são iguais aos α_1 e β_1 definidos pelo CSA A23.3-05 [14] admitidos anteriormente para a situação de rotura pelo esmagamento do betão.

3.3.1.4. Armadura mínima de GFRP

Se a rotura do elemento ocorre pelo esmagamento do betão o cálculo da armadura mínima pode ser dispensado, dado que a mesma estará implicitamente garantida, assim o ACI 440.1R-06 [3] sugere a expressão [3.37] para estimar a armadura mínima de flexão a adoptar nos elementos estruturais que atingem a rotura pelos varões de GFRP.

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f_{ck}}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.30}{f_{fu}} b_w d \quad [3.37]$$

em que,

$A_{f,min}$ – área mínima de armadura de GFRP resistente à tracção (m²);

b_w – largura da alma da secção (m).

Para garantir que o momento último resistente seja superior ao momento de fendilhação da secção, o Fib-Bulletin 40 [21] referencia a expressão acima transcrita e propõe a expressão [3.38], derivada do EC2 [19], para cálculo da armadura mínima de flexão.

$$A_{f,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{fu}} bd \geq 0.0013bd \quad [3.38]$$

em que,

f_{ctm} – resistência média do betão à tracção (MPa).

A resistência mínima à flexão é abordada pelo ISIS Manual No.3 [25] sob o pressuposto de que a rotura do elemento não deverá ocorrer imediatamente após a fissuração do mesmo e, portanto, o momento resistente M_{Rd} terá de ser pelo menos 50% maior que o momento de fendilhação M_{cr} , como mostra a expressão [3.39].

$$M_{Rd} \geq 1.5M_{cr} \quad [3.39]$$

em que,

M_{cr} – momento de fendilhação (KN.m).

3.3.2. Esforço Transverso

A resistência ao corte das estruturas de betão armado depende fundamentalmente do desenvolvimento de mecanismos internos, controlados pela zona comprimida do betão não fendilhado, pela interligação mecânica dos agregados e pelas armaduras longitudinais e transversais. A definição destes mecanismos depende não só das propriedades do betão e da armadura como também da interacção entre os dois no interior do elemento estrutural [21].

O comportamento ao corte dos elementos de betão armados com GFRP depende sobretudo das características dos varões, tais como, baixo módulo de elasticidade, resistência transversal ao corte reduzida, elevada resistência à tracção dos varões longitudinais, resistência à tracção dos varões dobrados significativamente menor que a dos varões rectos e anisotropia do próprio compósito [3].

O betão armado com varões de GFRP em estado fendilhado evidencia um mau comportamento ao corte, porque o aumento da fissuração consequente do reduzido

módulo de elasticidade diminui a profundidade da linha neutra, resultando numa menor área de betão comprimida e consecutiva diminuição da contribuição dos agregados na resistência ao corte [32].

Como forma de contornar o problema da baixa resistência ao corte fornecida pela contribuição do betão, recorre-se comumente à colocação de estribos devidamente integrados no mecanismo de treliça (sistema de escoras e tirantes) no interior do elemento estrutural, facultando-se desta forma a transferência de forças entre o betão e a armadura [41].

A contribuição da armadura na resistência ao corte depende da tensão máxima mobilizável pelos varões e, enquanto que, no caso do aço seria considerada a sua tensão de plastificação, no caso dos GFRP, devido ao seu comportamento linear até à rotura, há que considerar a qualidade da aderência entre o betão e o estribo, bem como a resistência do varão dobrado, tendo em conta que esta é significativamente menor do que a do varão recto (cerca de 40 a 50%) [21].

As roturas por corte devem ser evitadas porque correspondem a níveis de ductilidade e capacidade de dissipação de energia inferiores [32]. No entanto, se tal não for controlável, a rotura por corte-compressão (esmagamento das escoras do betão) é preferível à rotura por corte-tracção (rotura da armadura de corte de GFRP), pela razão deste último modo propiciar uma rotura frágil [21].

3.3.2.1. Resistência ao corte

A verificação da resistência ao corte de elementos de betão armado com GFRP deverá ser realizada com base no exposto em seguida, salientando-se que, nos modelos de laje com capacidade para distribuição transversal das cargas aplicadas às mesmas, o dimensionamento de armaduras de corte pode ser dispensado [41].

O esforço transversal resistente, V_{Rd} , resultará da soma entre a resistência ao corte fornecida pelo betão, V_c , e da resistência ao corte fornecida pela armadura, V_f , como indica a expressão [3.40] [21] .

$$V_{Rd} = V_c + V_f \quad [3.40]$$

em que,

V_c – resistência ao corte conferida pelo betão (KN);

V_f – resistência ao corte conferida pelos estribos de GFRP (KN).

Resistência ao corte de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

A resistência ao corte fornecida pelo betão pode ser avaliada de acordo com a expressão [3.41], e a posição da linha neutra pode ser dada pela expressão [3.42].

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w x \quad [3.41]$$

$$x = kd \quad [3.42]$$

em que,

k – factor dependente da resistência dos varões de GFRP à tracção (-).

O parâmetro k e o módulo de elasticidade do betão, E_c , são determinados pelas expressões [3.43] e [3.44], respectivamente.

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad [3.43]$$

em que,

n_f – razão entre os módulos de elasticidade dos varões de GFRP e do betão (-).

$$E_c = 4750 \sqrt{f_{ck}} \quad [3.44]$$

em que,

E_c – módulo de elasticidade do betão (GPa).

A armadura de esforço transversal a adoptar nos elementos de betão pode ser dada pela expressão [3.45] se os estribos estiverem orientados transversalmente ao eixo da peça.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(V_{Ed} - \phi V_c)}{\phi f_{fv} d} \quad [3.45]$$

em que,

A_{fv} – área de armadura transversal de GFRP resistente ao corte (m²);

s – espaçamento entre os estribos de GFRP (m);

f_{fv} – resistência de cálculo à tracção dos varões de GFRP resistentes ao corte (MPa).

A resistência ao corte fornecida de pelas armaduras GFRP deverá ser obtida pela expressão [3.46]. Note-se que esta expressão é geral, pelo que pode ser aplicada, no caso de estribos perpendiculares ao eixo ou no caso de estribos inclinados.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad [3.46]$$

em que,

α – ângulo de inclinação dos estribos de GFRP (°).

A resistência à tracção dos estribos de GFRP, f_{fv} , deve ser limitada como ilustra a expressão [3.47] de forma a controlar a abertura de fendas, manter a integridade do betão e evitar a rotura da porção dobrada do estribo.

$$f_{fv} = 0.004 E_f \leq f_{fb} \quad [3.47]$$

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} \leq f_{fu} \quad [3.48]$$

em que,

f_{fb} – resistência de cálculo em zonas dobradas dos varões de GFRP à tracção (MPa);

r_b – raio de curvatura da dobragem no varão de GFRP (m);

d_b – diâmetro do varão de GFRP (m).

Resistência ao corte de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21]

Este documento não apresenta uma linha definitiva para a verificação da segurança ao corte dos elementos de betão armado com GFRP. Segundo o mesmo, enquanto não forem estabelecidos critérios adequados acerca desta temática, são aplicáveis as regras dos actuais documentos de dimensionamento.

Resistência ao corte de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

Para os elementos que não contenham armadura de corte, tais como, lajes, sapatas e vigas com altura não superior a 300 mm ou vigas que verificam a armadura mínima de esforço transversal, a resistência ao corte fornecida pelo betão pode ser determinada de acordo com a expressão [3.49].

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}}b_wd\sqrt{E_f/E_s} \text{ com } \sqrt{E_f/E_s} \leq 1.0 \quad [3.49]$$

em que,

λ – factor de modificação da densidade do betão (-);

E_s – módulo de elasticidade médio dos varões de aço à tracção (GPa).

Para secções com uma altura superior a 300 mm e que não verifiquem a armadura mínima de esforço transversal, a resistência fornecida pelo betão deverá ser obtida através da expressão [3.50].

$$V_c = \left(\frac{260}{1000 + d}\right)\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}}b_wd\sqrt{E_f/E_s} \text{ com } \sqrt{E_f/E_s} \leq 1.0 \quad [3.50]$$

Para estribos de GFRP posicionados perpendicularmente ao eixo longitudinal a resistência ao corte fornecida pelos mesmos pode ser calculada pela expressão [3.51].

$$V_f = \frac{\phi_f A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s} \quad [3.51]$$

em que,

σ_v – tensão nos estribos de GFRP (MPa);

d_v – profundidade efectiva da secção no corte, representa 90% da altura útil (m).

A resistência ao corte fornecida pelas armaduras de GFRP, V_f , deve ser dada pela diferença entre o esforço transversal actuante a uma distância d do apoio e a resistência ao corte fornecida pelo betão, isto é, $V_f = V_{Ed}(d) - V_c$.

O ISIS Manual No.3 [25] define três zonas ao longo do elemento com diferentes quantidades de armadura: se $V_{Ed} < V_c/2$, não é necessário adoptar armadura de corte; se $V_c/2 \leq V_{Ed} < V_c + V_{f,min}$, precisará ser considerada a armadura mínima de corte; se $V_{Ed} \geq V_c + V_{f,min}$, deverá ser calculada a armadura de corte necessária, em que $V_{f,min} = \varepsilon_f E_{fv} A_{fv}$.

A tensão nos estribos, σ_v poderá ser assumida como o menor valor de entre os obtidos pelas expressões [3.52], [3.53] e [3.54] e a extensão nos varões deverá ser limitada a 0.0025 como indica a expressão [3.55].

$$\sigma_v = \frac{\left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fv}}{1.5} \text{ com } r_b = \max\{4d_b; 50\text{mm}\} \quad [3.52]$$

$$\sigma_v = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{l_d}{d_b}\right) f_{fv}}{1.5} \text{ com } l_{bd} = \max\{6d_b; 70\text{mm}\} \quad [3.53]$$

$$\sigma_v = 0.0001 E_{fv} \left(f_{ck} \frac{\rho_f E_f}{\rho_{fv} E_{fv}} \right)^{0.5} \text{ com } \rho_f = \frac{A_f}{bd} \text{ e } \rho_{fv} = \frac{A_{fv}}{bs} \quad [3.54]$$

$$\varepsilon_v = 0.0001 \left(f_{ck} \frac{\rho_f E_f}{\rho_{fv} E_{fv}} \right)^{0.5} \left\{ 1 + 2 \left(\frac{\sigma_N}{f_{ck}} \right) \right\} \leq 0.0025 \text{ com } \sigma_N = 0 \quad [3.55]$$

em que,

l_{bd} – comprimento de amarração das armaduras (m);

ε_v – extensão nos estribos de GFRP (m/m);

E_{fv} – módulo de elasticidade dos estribos de GFRP (GPa);

ρ_{fv} – percentagem de armadura de GFRP resistente ao corte (-);

σ_N – tensão axial de pré-esforço (MPa).

3.3.2.2. Limitação da extensão na armadura

A extensão de tracção nas armaduras de GFRP deve ser limitada, para garantir a aplicabilidade das estimativas fornecidas pelas expressões expostas anteriormente. A totalidade dos documentos analisados defende que extensão das armaduras transversais será razoavelmente aceite se se situar no intervalo $\varepsilon_{f,máx} = 2\text{‰} - 4\text{‰}$.

Para controlar a abertura de fendas no betão por corte, o ISIS Manual No.3 [25] faculta a expressão [3.56] para o cálculo da extensão máxima nos estribos para uma carga de serviço.

$$\varepsilon_{fv,ser} = \frac{s(V_{ser} - V_c)}{A_{fv}dE_{fv}} \leq 0.002 \quad [3.56]$$

em que,

$\varepsilon_{fv,ser}$ – extensão nos estribos de GFRP em serviço (m/m);

V_{ser} – esforço transversal máximo em serviço (KN).

3.3.2.3. Armadura mínima de esforço transversal

Armadura mínima de GFRP de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

Para evitar uma rotura frágil por corte, o ACI 440.1R-06 [3] refere a necessidade de uma reserva adequada de resistência para garantir um factor de segurança como o admitido nos elementos armados com aço. A expressão [3.57] vem desta forma

proporcionar o cálculo de uma quantidade mínima de armadura de corte de GFRP quando $V_{Ed} > \phi V_c/2$.

$$A_{fv,min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad [3.57]$$

em que,

$A_{fv,min}$ – área mínima de armadura transversal de GFRP (m²).

Armadura mínima de GFRP de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

A armadura mínima de corte sugerida neste documento deverá ser adoptada quando a força de corte, V_f , excede $0.5V_c$, não sendo necessária no caso de lajes ou de vigas com altura inferior a 300 mm. Assim, a área mínima de GFRP pode ser determinada a partir da equação [3.58].

$$\rho_{fv,min} = \frac{A_{fv}}{b_w s} > \frac{0.06\sqrt{f_{ck}}}{0.0025E_{fv}} \quad [3.58]$$

em que,

$\rho_{fv,min}$ - percentagem mínima de armadura transversal de GFRP (-).

Analogamente ao betão armado com aço, o espaçamento entre estribos deverá ser limitado, para que cada fenda de corte seja intersectada por pelo menos uma armadura transversal, pelo que a condição de $s = \min\left\{610mm; \frac{d}{2}\right\}$ deverá ser respeitada. No sentido de evitar uma elevada concentração de tensões nas zonas dobradas dos estribos, a condição de $R_b/d_b \geq 3$ deverá também ser verificada.

3.3.3. Punçoamento

Os recentes documentos de apoio ao projecto de betão armado com GFRP abrangem essencialmente a avaliação do comportamento à flexão e ao corte. Pouca investigação tem surgido no âmbito do comportamento ao punçoamento de lajes

fungiformes. Desde 1960 inúmeras pesquisas têm sido realizadas acerca do punçoamento de lajes armadas com aço convencional. Contudo, estes modelos não podem ser directamente aplicados às lajes armadas com GFRP devido às diferentes propriedades mecânicas dos materiais compósitos e do aço.

A expressão [3.59] proposta pelo ACI 440.1R-06 [3] considera a rigidez da armadura de GFRP na análise ao punçoamento de lajes de betão armadas nos dois sentidos [3], [26]. O perímetro da secção crítica é definido como o quadrado ou rectângulo que envolve a área carregada a uma distância $d/2$ da face do pilar.

$$V_{rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d \quad [3.59]$$

em que,

$V_{rd,c}$ - valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada (KN/m).

u_1 - perímetro da secção crítica para lajes e sapatas (m).

3.4. Estados Limites de Serviço (E.L.S.)

Os Estados Limites de Utilização devem ser verificados com o propósito de garantir um bom comportamento das estruturas ao longo do seu tempo de vida útil. Assim, admite-se que a integridade e funcionalidade das estruturas estarão estabelecidas se três parâmetros forem verificados: deformação, fendilhação e limitação das tensões.

A totalidade dos documentos analisados no âmbito deste trabalho, defende que não existem razões fundamentais para que os princípios subjacentes à verificação dos E.L.S. para elementos de GFRP não devam ser semelhantes aos já estabelecidos nos regulamentos para elementos armados com aço. No entanto, consideram a necessidade de se admitir diferentes limites para ter em conta as propriedades a curto e longo prazo das armaduras de GFRP.

A rigidez dos elementos de betão armados com GFRP é significativamente afectada após a secção fendilhar, pelo que muitas vezes o dimensionamento pode estar

condicionado pela verificação da deformação. Em geral, as secções de betão com GFRP, que atingem a rotura pelo esmagamento do betão, verificam à partida o critério de deformação e o limite da abertura de fendas [3]. Salienta-se ainda que, independentemente da secção estar ou não fendilhada, assume-se um comportamento linear de todos os materiais constituintes do elemento [32].

Em condições de Serviço, as acções não devem sofrer qualquer majoração. De igual forma, as propriedades dos materiais também não devem ser minoradas, a fim de se simular o comportamento real da estrutura. Assim, os valores de cálculo devem atender à seguinte consideração:

$$p_{ser} = cp + sc \quad [3.60]$$

em que,

p_{ser} – carga de serviço (KN/m ou KN/m²).

Atendendo às particularidades dos elementos armados com varões de GFRP, fundamentalmente no que respeita à reduzida rigidez, procede-se então à análise dos critérios para a verificação aos E.L.S. em termos de Limitação de Tensões, Deformação e Fendilhação.

3.4.1. Limitação das tensões

A tensão nos elementos de betão armado com GFRP depende de muitos factores, nomeadamente, do comportamento a curto e a longo prazo do betão e das armaduras, da fluência e da retracção, das condições ambientais, entre outros. Assim, o ACI 440.1R-06 [3] impõe que a tensão induzida nos varões de GFRP deve ser limitada de acordo com a expressão [3.61] de maneira que a rotura do elemento não ocorra por fluência ou fadiga [3], em que M_s é dado pela expressão [3.62].

$$f_{f,s} = M_s \frac{n_f d (1 - k)}{I_{cr}} \leq 0.20 f_{fu} \quad [3.61]$$

em que,

$f_{f,s}$ – tensão induzida nos varões de GFRP por cargas prolongadas (MPa);

M_s – momento actuante máximo devido às cargas prolongadas (KN.m ou KN.m/m).

$$M_s = \frac{cp + 0.20\ sc}{cp + sc} M_{ser} \quad [3.62]$$

em que,

M_{ser} – momento actuante máximo em serviço (KN.m ou KN.m/m).

Considerando a metodologia adoptada para os elementos armados com aço, pode-se igualmente limitar a tensão de compressão do betão para os elementos armados com GFRP. A Tabela 3.8 expõe a tensão máxima de compressão do betão imposta pelo EC2 [19], dependente da combinação de acções e das condições ambientais [21].

AMBIENTE	COMBINAÇÃO	
	Rara	Quase-permanente
Muito Corrosivo	$0.5f_{ck}$	$0.4f_{ck}$
Pouco Corrosivo	$0.6f_{ck}$	$0.45f_{ck}$

Tabela 3.8 - Limites do EC2 [19] para a tensão de compressão no betão.

Finalmente, o ISIS Manual No.3 [25] também sugere a expressão [3.63] para determinar a tensão exercida nos varões de GFRP em condições de serviço.

$$f_f = \frac{M_{ser}}{A_f d (1 - k/3)} \quad [3.63]$$

Posteriormente ao cálculo da tensão na armadura, procede-se à comparação entre a mesma e a tensão admissível no E.L.S., que não deve ser superior a $F_{SLs} \times f_{fu}$, em que F_{SLs} é dado na Tabela 3.9.

MATERIAL	F_{SLS}
CFRP	0.65
AFRP	0.35
GFRP	0.25

Tabela 3.9 - Factores para FRP no Estado Limite de Serviço - CHBDC (2006).

3.4.2. Controlo da deformação

O cálculo das deformações em elementos de betão armado com GFRP pode ser obtido através de dois distintos métodos, o método directo e o método indirecto, no entanto só será abordado o primeiro método, por implicar a determinação da flecha. Em conformidade com o regulamento de estruturas de betão armado com aço, o cálculo das deformações deve ser limitado a cargas estáticas, não sendo aplicável no caso de cargas dinâmicas, tais como, o vento, sismos ou vibrações provocadas por máquinas [3].

Em condições semelhantes de carga, dimensões e área de armadura, os elementos armados com GFRP têm tendência a desenvolver maiores deformações que os armados com aço, essencialmente devido ao menor módulo de elasticidade associado aos GFRP, resultando numa menor rigidez.

Os varões de GFRP ostentam um comportamento linear até à rotura. No entanto, apesar deste comportamento frágil, são capazes de alcançar grandes deformações que são comparáveis às dos elementos armados com aço.

Controlo da deformação de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

Numa secção não fendilhada, o momento de inércia da mesma é dado por I , correspondente a $bh^3/12$ se a sua geometria for rectangular. No entanto, se a secção estiver fendilhada, ou seja, $M_{Ed} > M_{cr}$, há uma redução da rigidez, pelo que o momento de inércia da secção deve ser dado pela expressão [3.64], obtida à custa de uma análise elástica idêntica à efectuada para secções de betão armadas com aço. Por sua vez, sendo a secção armada com GFRP, deve determinar-se o momento de inércia efectivo, de acordo com a expressão [3.65].

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \quad [3.64]$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^3 \beta_d I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I \quad [3.65]$$

em que,

I_{cr} – momento de inércia da secção fendilhada (m^4).

I_e – momento de inércia efectivo (m^4);

I – momento de inércia da secção (m^4);

β_d – coeficiente de redução usado no cálculo da deformação (-).

O momento de fendilhação pode ser determinado através da expressão [3.66] e o coeficiente β_d , que pretende ter em consideração a reduzida contribuição do betão entre fendas nos elementos armados com GFRP, à custa da expressão [3.67].

$$M_{cr} = \frac{2f_r I}{h} = \frac{2(0.62\sqrt{f_{ck}})I}{h} \quad [3.66]$$

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \leq 1.0 \quad [3.67]$$

em que,

f_r – resistência característica do betão à tracção (MPa);

h - altura da secção (m).

A deformação pode ser determinada com base nas técnicas habituais de análise estrutural, com a particularidade de se considerar o momento de inércia efectivo. A deformação a longo prazo, dependente dos efeitos diferidos do betão (fluência e retracção) e pode ser determinada através da expressão [3.68].

$$a_{t_{cp+sc}} = 0.6\xi a_{c_{cp+sc}} \quad [3.68]$$

em que,

$a_{t_{cp+sc}}$ – flecha a longo prazo devida ao conjunto de cargas actuantes (m);

ξ – factor dependente do tempo para as cargas permanentes (m);

$a_{c_{cp+sc}}$ – flecha elástica devida ao conjunto de cargas actuantes (m).

A expressão anterior não é exactamente a exposta no regulamento de estruturas armadas com aço, mas sim uma adaptação da mesma, para atender à diferente rigidez axial dos elementos armados com aço e dos armados com GFRP. Assim, o parâmetro ξ surge com o intuito de aumentar a deformação consequente da redução do módulo de elasticidade devido aos efeitos diferidos. Por sua vez o factor 0.6 pretende majorar a deformação, uma vez que a menor rigidez axial dos GFRP proporciona o aumento do momento de inércia da secção fendilhada.

A variável ξ deve assumir o valor de 2.0, uma vez que maioritariamente as estruturas são dimensionadas para um período de vida útil superior a 5 anos, no entanto, se o período de duração da carga for menor, outros valores podem ser admitidos por consulta da Figura 3.4.

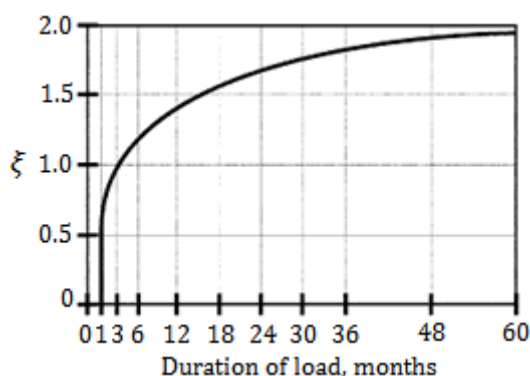


Figura 3.4 – Factores para a deformação a longo prazo.

A deformação a longo prazo, limitada a $l/240$, depende da geometria da secção, das características do carregamento (idade do betão no momento de carregamento e duração da carga) e das propriedades do material (módulo de elasticidade do betão e da armadura, fluência e retracção do betão, formação de novas fendas e agravamento das já existentes) e pode assumir valores significativamente

superiores aos da deformação instantânea, pelo que ambas deverão ser consideradas no cálculo da flecha total de acordo com a expressão [3.69].

$$a_t = a_{c_{sc}} + a_{t_{cp+sc}} = a_{c_{sc}} + 0.6\xi (a_{c_{cp}} + 0.20a_{c_{sc}}) \quad [3.69]$$

em que,

a_t – flecha total a longo prazo (m);

$a_{c_{sc}}$ – flecha elástica devida às cargas variáveis (m);

$a_{c_{cp}}$ – flecha elástica devida às cargas permanentes (m).

A flecha elástica, devida às cargas variáveis e às cargas permanentes é calculada considerando-se um modelo elástico linear com rigidez de flexão ainda não afectada pelas armaduras, pela fendilhação e pela fluência [22].

Controlo da deformação de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21]

O Fib-Bulletin 40 [21] apresenta vários modelos simplificados para determinar a deformação a curto e a longo prazo baseados nos regulamentos já estabelecidos para elementos armados com aço. No entanto, por esta ser uma entidade europeia, apenas será descrita aqui a metodologia de dimensionamento assente no EC2 [19]. Note-se que pelo facto que não ser fornecido qualquer limite para a deformação, será considerado o limite proposto pelo EC2 [19], $l/250$.

A deformação a curto e a longo prazo de estruturas armadas com aço pode ser calculada, de acordo com o EC2 [19] através da expressão [3.70], cujo parâmetro ξ , determinado à custa da expressão [3.71], depende da razão entre o momento de fendilhação e o momento flector máximo de serviço.

$$\delta = \delta_{II}\xi + \delta_I(1 - \xi) \quad [3.70]$$

em que,

δ – parâmetro de deformação considerado (extensão, curvatura ou rotação) que simplificadaamente poderá representar uma flecha (m);

δ_I, δ_{II} – valores do parâmetro calculado, respectivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado (m);

ζ – coeficiente de distribuição, que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas. ($\zeta = 0$ para secções não fendilhadas) (-).

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{máx}} \right)^m \quad [3.71]$$

em que,

β – coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento (-).

Regulamento	β	m
EC2	1	2

Tabela 3.10 - Valores de β e m recomendados pelo EC2 [19].

A adaptabilidade de ambas as equações aos elementos armados com GFRP para as deformações instantâneas foi certificada por Zhao [47]. Igualmente Pecce et al [39] também concluíram que o modelo usado para o betão armado com aço pelo EC2 [19] pode ser usado no reforço com GFRP desde que as características de aderência sejam idênticas.

Controlo da deformação de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

Em conformidade com o ACI 440.1R-06 [3], o ISIS Manual No.3 [25] também sugere a expressão [3.64] para a determinação do momento de inércia da secção fendilhada. Contudo, de acordo com este documento, o momento de inércia efectivo e o momento de fendilhação devem ser dados pelas expressões [3.72] e [3.73], respectivamente.

$$I_e = \frac{I \times I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^2 \right] (I - I_{cr})} \quad [3.72]$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_t} = \frac{(0.6\sqrt{f_{ck}})I}{y_t} \quad [3.73]$$

em que,

y_t – braço do momento de inércia da secção não fendilhada (m).

A deformação máxima de vigas simplesmente apoiadas armadas com GFRP pode ser estimada através das formulações apresentadas na Tabela 3.11.

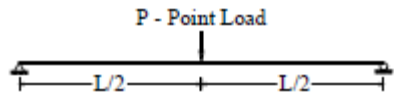
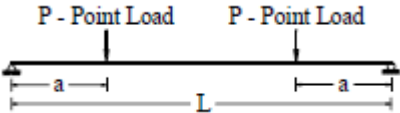
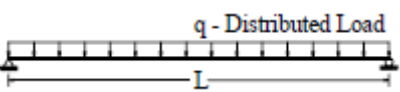
TIPO DE CARGA	FÓRMULA
	$a_t = \frac{PL^3}{48E_c I_e} \left[1 - 8\chi \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$a_t = \frac{PL^3}{24E_c I_e} \left[3 \left(\frac{a}{L} \right) - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^2 - 8\chi \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$a_t = \frac{5qL^4}{384E_c I_e} \left[1 - \frac{192}{5}\chi \left[\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right) \right] \right]$

Tabela 3.11 - Fórmulas para o cálculo da deformação máxima.

É possível constatar que, o cálculo das flechas elásticas é idêntico ao do betão armado com aço, com a diferença de que, em vez de se utilizar o momento de inércia da secção não fendilhada é utilizado o momento de inércia efectivo, I_e .

O módulo de elasticidade do betão e o parâmetro χ podem ser determinados através das expressões [3.74] e [3.75], respectivamente.

$$E_c = 4500\sqrt{f_{ck}} \quad [3.74]$$

$$\chi = \left(1 - \frac{I_{cr}}{I} \right) \quad [3.75]$$

em que,

χ – parâmetro que relaciona a inércia da secção com a da secção fendilhada (-);

A Tabela 3.12 indica a deformação máxima admissível, elástica e a longo prazo, em função do tipo de elemento que se esteja a considerar.

Tipo de Elemento	Deformação a Considerar	Limitação da Deformação
Coberturas ligadas a elementos não-estruturais, susceptíveis de serem danificados perante grandes deformações	Deformação elástica devido à sobrecarga	$l_n/180$
Pavimentos ligadas a elementos não-estruturais, susceptíveis de serem danificados perante grandes deformações	Deformação elástica devido à sobrecarga	$l_n/360$
Coberturas ou pavimentos ligadas a elementos não-estruturais, susceptíveis de serem danificados perante grandes deformações	Deformação a longo prazo devido ao conjunto de cargas actuantes	$l_n/480$
Coberturas ou pavimentos ligadas a elementos não-estruturais, mas não susceptíveis de serem danificados perante grandes deformações		$l_n/240$

Tabela 3.12 – Deformações máximas admissíveis.

3.4.3. Controlo da fendilhação

O controlo da fendilhação surge fundamentalmente como forma de evitar a corrosão das armaduras, pelo que a limitação da largura das fendas é um aspecto crucial a considerar na análise de estruturas de betão armado com aço. Quando a armadura em questão é de GFRP, o problema deixa de ser tão preocupante, uma vez que este material é resistente a este tipo de ataque. Por conseguinte, a abertura de fendas nos elementos armados com GFRP é menos exigente que nos elementos armados com aço [3].

A limitação da largura de fendas deve ter em consideração alguns aspectos importantes, nomeadamente o tipo de exposição (interna ou externa), a agressividade do meio ambiente, a visibilidade das superfícies de betão e o tipo de estrutura [25]. Relativamente a este ultimo parâmetro, note-se que se se tratar de estruturas temporárias, com um período de vida curto ou estruturas em que o critério estético seja irrelevante a verificação da fendilhação pode até ser

desprezada, desde que a estrutura apenas contenha armadura de GFRP. Se na mesma existir armadura de aço, tal verificação não é dispensável [41].

Limitação da largura de fendas de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]

A largura máxima de fendas para elementos armados com varões de GFRP pode ser obtida através da expressão [3.76] e a tensão nos varões de GFRP à tracção estimada pela expressão [3.77].

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \varpi k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s'}{2}\right)^2} \quad [3.76]$$

em que,

w – largura máxima de fendas (m);

ϖ – razão entre a distância da linha neutra à fibra extrema traccionada ($h - kd$) e a distância da linha neutra ao centro de gravidade das armaduras de GFRP ($d - kd$);

k_b – coeficiente de aderência entre o betão e as armaduras de GFRP;

d_c – distância entre a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade das armaduras de GFRP (m);

s' - distância entre o centro de gravidade dos varões de GFRP longitudinais (m).

O coeficiente k_b tem em consideração o grau de aderência entre o betão e a armadura. Se o comportamento dos varões de GFRP for idêntico ao dos varões de aço, deverá ser tomado o valor de $k_b = 1$. Consequentemente, se a aderência exibida pelos varões de GFRP for superior ou inferior à exibida pelos varões de aço, o valor de k_b varia entre 0.6 e 1.72, respectivamente. Note-se que, na ausência de informação a respeito da aderência, deverá ser conservativamente adoptado o valor de $k_b = 1.4$.

$$f_f = \frac{M_{ser}}{A_f d (1 - k/3)} \quad [3.77]$$

Finalmente, através da expressão , é possível constatar que mais uma vez o reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP condiciona a limitação da abertura de fendas, bem como o grau de aderência entre o betão e os varões de GFRP, que resultará num valor de k_b mais elevado.

Em termos de limitação de fendas, o ACI 440.1R-06 [3] recomenda uma abertura de fendas de $0.5mm$ para exposição exterior e $0.7mm$ para exposição interior. Contudo, alerta que estes limites podem não ser os mais adequados em estruturas expostas a ambientes muito agressivos.

Limitação da largura de fendas de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21]

A determinação da largura máxima de fendas de elementos armados com GFRP pode ser efectuada, através das fórmulas do EC2 [19], para elementos de betão armados com aço. As diferentes características de aderência e de tensão a longo prazo dos GFRP podem ser tomadas em conta, respectivamente através dos parâmetros β_I e β_{II} .

O cálculo da abertura de fendas pode ser efectuado através da expressão [3.78], a extensão média na armadura através da expressão [3.79] e a distância máxima entre fendas através da expressão [3.80].

$$w = Y S_{rm} \varepsilon_{fm} \quad [3.78]$$

em que,

Y – parâmetro para limitar a abertura de fendas, ($Y = 1.3$);

S_{rm} - distância máxima entre fendas (m);

ε_{fm} – extensão média na armadura de GFRP (m/m).

$$\varepsilon_{fm} = \frac{\sigma_f \left[1 - \beta_I \beta_{II} \left(\frac{\sigma_{fr}}{\sigma_f} \right)^2 \right]}{E_f} \quad [3.79]$$

em que,

β_I – parâmetro que tem em consideração o tipo de varão (assume o valor de 1 para varões nervurados e 0.5 para varões lisos);

β_{II} – parâmetro que tem em consideração o tipo de carregamento (assume o valor de 1 para cargas aplicadas a curto prazo e 0.5 para cargas prolongadas ou cíclicas);

σ_f – tensão na armadura na secção fendilhada (MPa);

σ_{fr} – tensão na armadura antes da primeira fenda (MPa).

$$S_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2 \frac{d_b}{\rho_{p,ef}} \quad [3.80]$$

em que,

k_1 – parâmetro que tem em consideração a aderência dos varões (assume o valor de 0.8 para varões de elevada aderência e 1.6 para varões lisos);

k_2 – parâmetro que tem em consideração a forma da distribuição de extensões na secção (assume o valor de 0.5 para a flexão e 1.0 para a tracção pura);

$\rho_{p,ef}$ – percentagem de armadura relativa à área de betão efectiva (-).

Por fim, ressalta-se que a fendilhação é também dependente da deformação da armadura e do betão entre duas fendas adjacentes. Assim, o Fib-Bulletin 40 [21] alerta para o facto de que perante deformações semelhantes, as fendas de flexão dos elementos armados com GFRP apresentam maior largura do que a dos elementos armados com aço, devido ao reduzido módulo de elasticidade e ao menor grau de aderência entre o betão e a armadura de GFRP [41].

Por fim, refira-se que como o Fib-Bulletin 40 [21] apenas refere a limitação de fendas exposta noutros documentos científicos, que numa forma geral se situa nos 0.5mm, sendo portanto adoptado esse valor nos exemplos de aplicação.

Limitação da largura de fendas de acordo com o ISIS Manual No.3 [25]

A largura máxima de fendas para elementos armados com varões de GFRP, limitada a 0.5mm, pode ser obtida através da expressão [3.81] e a tensão nos varões de GFRP à tracção estimada pela expressão [3.63].

$$w = 2.2k_b \frac{f_f}{E_f} \frac{h_2}{h_1} (d_c A)^{1/3} \quad [3.81]$$

em que,

h_2 – distância entre a fibra extrema traccionada e o eixo neutro (m);

h_1 – distância entre o centro de gravidade dos varões de GFRP e o eixo neutro (m);

A – área efectiva de betão em torno do centro de gravidade dos varões de GFRP, dividido pelo número de varões (m^2).

O coeficiente k_b deverá tomar o valor de 1, se o comportamento dos varões de GFRP for idêntico aos varões de aço. Por sua vez, se a aderência exibida pelos varões de GFRP for inferior ou superior à exibida pelos varões de aço dever-se-á tomar respectivamente $k_b > 1$ e $k_b < 1$. Na ausência de informação deverá ser admitido $k_b = 1.2$.

3.5. Aspectos Complementares

Algumas das disposições gerais a obedecer na pormenorização das armaduras dizem respeito ao comprimento de amarração e de emenda, ao espaçamento entre varões e ao seu recobrimento. Discute-se ainda alguns aspectos relacionados com a possibilidade ou não da redistribuição de momentos.

3.5.1. Redistribuição de momentos

A análise elástica linear, seguida da redistribuição de esforços, comumente realizada para elementos de betão armados com aço, não deve ser realizada para elementos de betão armado com GFRP, pois a aplicabilidade deste método só é possível se for garantida a capacidade de rotação plástica das secções críticas.

3.5.2. Comprimento de amarração dos varões de GFRP

Acerca do comprimento de amarração, o Fib-Bulletin 40 [21] apenas faz referência e comenta as propostas sugeridas noutros documentos científicos. Relativamente ao

ISIS Manual No.3 [25], a informação exposta não é suficientemente clara para propor critérios de dimensionamento. Assim, neste tópico do trabalho apenas será apresentado o método de cálculo sugerido pelo ACI 440.1R-06 [3].

O comprimento de amarração obtém-se da equação de equilíbrio entre a força transmitida pela armadura e a resultante das tensões de aderência ao longo do contorno da armadura. A aderência entre o varão de GFRP e o betão depende fundamentalmente da forma, da rigidez e da deformação superficial dos varões.

A tensão que se pode desenvolver no varão ao longo do comprimento l_e deve ser limitada à resistência de cálculo dos varões à tracção como indica a expressão [3.82].

$$f_{fe} = \frac{0.083\sqrt{f_{ck}}}{\alpha_A} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) \leq f_{fu} \quad [3.82]$$

em que,

l_e – comprimento do varão embebido (m);

f_{fe} – tensão máxima que se pode desenvolver no varão de GFRP dispensado, ao longo de l_e (MPa);

α_A – factor que depende da degradação da aderência dos varões de GFRP durante a betonagem (-), (por defeito, este valor é 1.0, no entanto, para varões colocados sobre mais de 300 mm de betão este factor deve tomar o valor de 1.5).

C – cobertura para o centro do varão (m).

O comprimento de amarração do varão recto deve ser definido pela expressão [3.83], em que $l_{bd} \leq 100d_b$ e $C/d_b \leq 3.5$. No entanto é preferível que $l_{bd} \geq 20d_b$.

$$l_{bd} = \frac{\alpha_A \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b \quad [3.83]$$

em que,

f_{fr} – tensão instalada no varão (recto) de GFRP dispensado, ao longo de l_{bd} , é dada pelo mínimo entre f_{fu} e f_{fe} (MPa).

Se a tensão nos varões de GFRP à tracção, f_f , for superior à tensão máxima do varão dispensado, f_{fe} , deve aumentar-se o comprimento de amarração e/ou o número de varões ou redimensionar a estrutura considerando a possibilidade da rotura ocorrer pela ligação. Neste último caso, a secção passa a ser denominada por secção de aderência crítica e a verificação da segurança deve ser efectuada tal como se a rotura ocorresse pela armadura, ou seja, através da expressão [3.30], mas substituindo f_{fd} pela tensão nos varões dispensados f_{fe} e a extensão na armadura, ε_{fu} , por f_{fe}/E_f . Perante esta situação, de rotura por falta de aderência, é recomendado a adopção de um factor de redução da tensão de 0.55.

O comprimento de amarração da armadura positiva no ponto de inflexão e nos apoios simples deve ser calculado de acordo com a expressão [3.84], para ter em consideração o reduzido factor de resistência adoptado para os GFRP comparativamente ao aço.

$$l_{bd} \leq \frac{\phi M_{Rd}}{V_{Ed}} + l_a \quad [3.84]$$

em que,

l_a – comprimento de amarração além do centro do apoio (m). No ponto de inflexão representa a maior das profundidades efectivas do elemento ou $12d_b$.

Quando o fim da armadura está confinado a uma reacção de compressão o valor de $\phi M_{Rd}/V_{Ed}$ deverá ser aumentado de 30%. No entanto se ficar demonstrado que o momento resistente é superior ao momento aplicado ao longo de todo o comprimento de amarração esta restrição deverá ser dispensada.

No caso dos varões dispensados estarem dobrados (90°), o comprimento de amarração dos mesmos deve ser obtido através da expressão [3.85] e o factor do qual depende a resistência do varão através da expressão [3.86].

$$l_{bhf} = K_f \frac{d_b}{\sqrt{f_{ck}}} \quad [3.85]$$

em que,

l_{bhf} – comprimento de amarração do varão (dobrado a 90°) dispensado (m);

K_f – factor dependente da resistência do varão (recto) dispensado à tracção (-).

$$K_f = \begin{cases} 165 \text{ se } f_{fu} \leq 520 \text{ MPa} \\ f_{fu}/3.1 \text{ se } 520 < f_{fu} < 1040 \text{ MPa} \\ 330 \text{ se } f_{fu} \geq 1040 \text{ MPa} \end{cases} \quad [3.86]$$

Refira-se que o comprimento de amarração dos varões dobrados não deve ser inferior a $12d_b$ ou 230 mm e ainda para evitar uma rotura frágil por corte $r_b/d_b > 3$.

3.5.3. Comprimento de emenda dos varões de GFRP

As emendas dos varões das armaduras ordinárias devem, sempre que possível ser evitadas, no entanto caso sejam necessárias, devem ser efectuadas em zonas em que os varões estejam sujeitos a tensões pouco elevadas. No que concerne aos varões de GFRP, as emendas devem ser realizadas por sobreposição, pelo menos nenhum comité faz referência a outro tipo de emenda.

Dada a escassez de informação acerca desta matéria o comprimento de sobreposição dos varões de GFRP deve ser dado pelo valor mais conservador adoptado para os varões de aço, ou seja, $1.3l_{bd}$ [3]. Outras particularidades devem ser tomadas em consideração, tais como, não localizar as emendas em zonas de tracção, procurar manter a simetria em relação à secção emendada e efectua-las em secções diferentes.

3.5.4. Espaçamento entre varões de GFRP

O espaçamento entre varões deve ser suficiente para possibilitar a realização da betonagem em boas condições, garantindo às armaduras um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência e protecção. Assim, o ISIS Manual No.3 [25] sugere que o espaçamento mínimo entre os varões longitudinais deve ser dado pela condição [3.87].

$$s_{min} = \max(1.4d_b; 1.4d_g; 30mm; c) \quad [3.87]$$

em que,

s_{min} – espaçamento mínimo entre varões longitudinais (mm);

d_g – máxima dimensão dos inertes (mm);

c – recobrimento das armaduras (mm).

Para um maior controlo da fendilhação longitudinal, o ISIS Manual No.3 [25] também especifica o espaçamento máximo entre os varões longitudinais, que deverá ser determinado através da condição [3.88].

$$s_{máx} = \min(5h_l; 500mm) \quad [3.88]$$

em que,

$s_{máx}$ – espaçamento máximo entre varões longitudinais (mm);

h_l – espessura da laje (mm);

3.5.5. Recobrimento

O recobrimento das armaduras destinado a garantir uma eficiente transmissão de forças entre o betão e o GFRP e proteger os varões dos agentes agressivos é função da qualidade do betão, das características dos varões, das condições ambientais, da importância da estrutura e de eventuais erros de construção. No entanto, o ISIS Manual No.3 [25] refere que de uma forma geral os valores apresentados na Tabela 3.13 podem ser adoptados para situações correntes.

EXPOSIÇÃO	VIGAS	LAJES
Interior	$2.5d_b$ ou 40mm	$2.5d_b$ ou 20mm
Exterior	$2.5d_b$ ou 50mm	$2.5d_b$ ou 30mm

Tabela 3.13 - Recobrimento a adoptar em vigas e lajes.

3.6. Considerações Finais

A filosofia de dimensionamento das estruturas de betão armado com GFRP embora possa ser baseada no princípio de equilíbrio de forças e compatibilidade de extensões, tradicionalmente utilizado para as armadas com aço, tem que ter em consideração as diferentes relações constitutivas das armaduras de GFRP. A verificação da segurança das estruturas de betão armado com GFRP é condicionada geralmente pelo Estado Limite de Serviço, devido ao reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP, que afecta significativamente a deformação da estrutura.

O dimensionamento à flexão dos elementos de betão armado com GFRP é idêntico ao dos elementos de betão armado convencional. No entanto é necessário ter em consideração a relação tensão-deformação do material em questão. As diferentes propriedades físicas e mecânicas dos varões de GFRP, conduzem a que neste tipo de estrutura, seja preferível a rotura pelo esmagamento do betão, contrariamente ao que se pretendia nas estruturas de betão armado com aço.

A totalidade dos documentos analisados apresentam expressões para a determinação do momento resistente em função do modo de rotura. Salienta-se que, como os varões de GFRP não apresentam comportamento dúctil, o ACI 440.1R-06 [3] e o ISIS Manual No.3 [25] propõem um factor de redução, do momento resistente e da força, respectivamente, para proporcionar alguma reserva de resistência e para aumentar a capacidade de rotação. O Fib-Bulletin 40 [21] apresenta-se menos conservador neste aspecto, não mencionando qualquer factor de redução.

O comportamento ao corte dos elementos de betão armado com GFRP é fundamentalmente condicionado pela reduzida rigidez das armaduras longitudinais,

que acentuam significativamente a fissuração. O betão armado com GFRP em estado fendilhado evidencia um mau comportamento ao corte, devido à diminuição da contribuição dos agregados na resistência ao corte e à redução da área de betão comprimida resultante da diminuição da profundidade da linha neutra.

A verificação ao corte de elementos de betão armado com GFRP pode ser realizada de acordo com a metodologia adoptada para os elementos de betão armado com aço. Contudo, refira-se que, a contribuição da armadura na resistência ao corte depende da tensão máxima mobilizável pelos varões, que enquanto para o caso do aço considerávamos a sua tensão de plastificação, para o caso do GFRP à que considerar a tensão do varão dobrado, uma vez que esta é 50% inferior à do varão recto.

De entre os três documentos estudados, o Fib-Bulletin 40 [21] é o único que não apresenta uma metodologia para a verificação da segurança ao corte dos elementos de betão armado com GFRP.

Os modelos utilizados para a verificação ao punçoamento de lajes fungiformes armadas com aço não podem ser directamente aplicados às lajes armadas com GFRP devido às diferentes propriedades mecânicas dos materiais compósitos. Dos documentos analisados, apenas o ACI 440.1R-06 [3] aborda o problema do punçoamento.

A análise do Estado Limite de Serviço (E.L.S.) compreende a verificação das tensões, da deformação e da fendilhação, tal como se sucede nos elementos de betão armado com aço. No que concerne à deformação, os elementos de betão armado com GFRP têm tendência de desenvolver maiores deformações que os de betão armado com aço, fundamentalmente devido ao reduzido módulo de elasticidade associados aos varões de GFRP. Por fim, ressalta-se que devido à não corrosibilidade dos varões de GFRP, a limitação da abertura de fendas nestes elementos é menos exigente do que nos armados com aço, sendo impostos limites basicamente por questões de estética.

Este capítulo terminou com uma análise a alguns aspectos que devem ser considerados no dimensionamento de elementos de betão armado com GFRP, nomeadamente o comprimento de amarração e de emenda, o espaçamento entre

varões longitudinais e o recobrimento, pois o devido cálculo destes parâmetros resultará numa estrutura mais durável, económica e esteticamente concebível.

Salienta-se que pelo facto dos varões de GFRP não poderem ser dobrados em obra, como acontece para os varões de aço, é necessário que à partida os mesmos possuam já o devido comprimento de amarração e de emenda. Em relação ao recobrimento dos varões de GFRP, embora estes detenham maior resistência química do que os de aço, as espessuras de recobrimento exigidas são iguais ou superiores às dos varões de aço, devido à necessidade de mobilizar a aderência entre os mesmos e o betão.

Capítulo 4

Exemplos de Aplicação

Uma vez descritos os procedimentos de cálculo dos elementos de betão armado com GFRP, procede-se então neste capítulo ao dimensionamento de duas lajes (vigada e fungiforme) e uma viga, com base nos três regulamentos analisados. Cada um dos elementos estruturais estudados foi igualmente dimensionado com armaduras convencionais, para uma melhor analogia entre os diferentes tipos de materiais.

4.1. Caso de Estudo 1: Laje Vigada

A Figura 4.1 representa o pavimento de uma oficina de indústria ligeira. O elemento estrutural é constituído por dois painéis de laje, com dimensões $(4.0 \times 3.0)m^2$, e possui uma espessura $0.15m$.

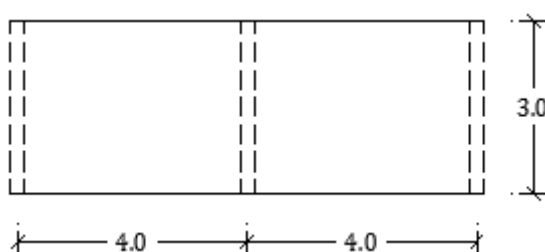


Figura 4.1 - Planta estrutural da laje vigada.

Dado o posicionamento das vigas considerou-se uma laje armada apenas numa direcção. Portanto, o dimensionamento do elemento estrutural será realizado com base no modelo de cálculo exposto na Figura 4.2.

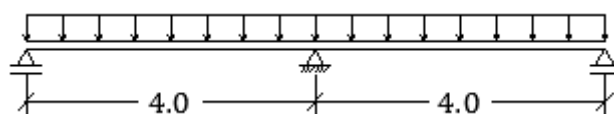


Figura 4.2 - Modelo de cálculo da laje vigada.

4.1.1. Acções

Perante a escassa informação acerca das acções a considerar no dimensionamento de elementos de betão armado com GFRP, estas foram previstas com base no R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções) [42].

- Acções permanentes: peso próprio do elemento estrutural, peso do revestimento do pavimento, peso das restantes cargas permanentes (que incluem, o peso próprio das paredes divisórias e o peso dos equipamentos fixos que irão constar na oficina.
- Acções variáveis: sobrecarga no pavimento.

As acções de dimensionamento respeitantes às cargas gravíticas foram as seguintes:

Peso específico do betão armado com aço.....	25 KN/m^3
Peso específico do betão armado com GFRP.....	24 KN/m^3
Revestimento do pavimento.....	1.5 KN/m^2
Restantes cargas permanentes.....	3.5 KN/m^2
Sobrecarga ($\psi_2 = 0.6$).....	5.0 KN/m^2

4.1.2. Materiais

As lajes, quer a armada com aço, quer a armada com GFRP, foram dimensionadas para um betão da classe C30/37. Os varões de aço utilizados foram da classe A500NR e os varões de GFRP do fabricante *SchöckComBAR*.

4.1.3. Considerações de dimensionamento

A resistência à compressão do betão a considerar no dimensionamento é definida, de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] e o ISIS Manual No.3 [25], como a resistência à compressão específica, f'_c , que segundo o ASTM (*American Society for Testing and Materials*) é obtida através de ensaios em provetes cilíndricos ao fim de 28 dias. Não sendo esta informação muito clara, no que se refere ao tipo de distribuição

estatística utilizado, por analogia considerou-se a resistência à compressão característica, f_{ck} , fornecida pelo EC2 [19].

As propriedades dos materiais disponibilizados pelo fabricante Schöck Combar correspondem a valores médios ou característicos definidos a curto prazo. De acordo com o ACI 440.1R-06 [3] estes devem ser reduzidos em função das expressões [3.1] e [3.2], através das quais se obteve os valores de cálculo apresentados na Tabela 4.1. Refira-se ainda que a extensão nos varões de GFRP foi determinada através do quociente entre a resistência à tracção e o módulo de elasticidade dos varões de GFRP.

Diâmetro do varão	Resistência à tracção a curto prazo	Resistência à tracção de cálculo	Extensão dos varões a curto prazo	Extensão de cálculo dos varões
\emptyset	f_{fk_0}	f_{fu}	ε_{fk_0}	ε_{fu}
(mm)	(MPa)	(MPa)	(—)	(—)
8	1500	1200	0.025	0.020
12	1350	1080	0.0225	0.018
16	1200	960	0.020	0.016
25	>1100	>880	>0.0183	>0.0146
32	>1000	>800	>0.0167	>0.0134

Tabela 4.1 - Resistência e extensão de cálculo dos varões de GFRP (ACI 440.1R-06).

De acordo com o Fib-Bulletin 40 [21] a resistência à tracção dos varões de GFRP, fornecida pelo fabricante, também deve ser reduzida em consequência da exposição ambiental a longo prazo. Em seguida, será exemplificado o cálculo para o caso de um varão de 16mm de diâmetro.

Inicialmente procedeu-se à determinação do expoente n , considerando um ambiente seco $n_{m0} = 0$, uma temperatura média anual de 23°C ($n_T = 0.5$) e um período de vida de serviço de 50 anos $n_{SL} = 2.7$.

$$n = n_{m0} + n_T + n_{SL} = 0 + 0.5 + 2.7 = 3.2 \quad [4.1]$$

Posteriormente calculou-se o factor de redução da resistência à tracção. Note-se que, neste caso, não foi necessário recorrer à expressão [3.6] para determinar a resistência característica obtida a partir do ensaio de 1000h, uma vez que o catálogo [44] fornecia esse valor.

$$\eta_{env} = \frac{\frac{f_{fk,1000h}}{f_{fk_0}}}{\left(\frac{100 - R_{10}}{100}\right)^n} = \frac{\frac{950 \text{ MPa}}{1200 \text{ MPa}}}{\left(\frac{100 - 15}{100}\right)^{3.2}} = 1.33 \quad [4.2]$$

Finalmente avaliou-se a resistência dos varões de GFRP à tracção, afectada pelo factor de redução ambiental.

$$f_{fu} = \frac{f_{fk_0}}{\eta_{env,t}} = \frac{1200 \text{ MPa}}{1.33} = 903.0 \text{ MPa} \quad [4.3]$$

De acordo com o mesmo raciocínio, foram determinadas as resistências de cálculo para os restantes diâmetros comercializados pelo fabricante Schöck Combar, obtendo-se os resultados expostos na Tabela 4.2.

Diâmetro do varão	Resistência à tracção a curto prazo	Resistência à tracção de cálculo	Extensão de cálculo dos varões
\emptyset	f_{fk_0}	f_{fu}	ε_{fu}
(mm)	(MPa)	(MPa)	(—)
8	1500	1402	0.020
12	1350	1144	0.018
16	1200	903	0.016
25	>1100	>759	>0.0146
32	>1000	>625	>0.0134

Tabela 4.2 - Resistência e extensão de cálculo dos varões de GFRP (Fib-Bulletin 40).

O ISIS Manual No.3 [25] não sugere quaisquer factores de redução para afectar a resistência à tracção e a extensão dos varões de GFRP a curto prazo, pelo que conservativamente serão considerados os resultados expostos na Tabela 4.1.

Os valores de dimensionamento dos varões de aço são os já definidos no EC2 [19].

4.1.3.1. Estado Limite Último (E.L.U.)

O dimensionamento do elemento estrutural em questão foi efectuado através de uma análise plástica (método das bandas). No sentido de determinar a carga de cálculo actuante na estrutura de GFRP recorreu-se aos factores de majoração sugeridos pelos guias de dimensionamento. Sendo, o Fib-Bulletin 40 [21], o único que não indica qualquer valor para este efeito, de acordo com o EC2 [19], as cargas permanentes e variáveis, serão afectadas por 1.35 e 1.5, respectivamente.

A selecção das armaduras de flexão da laje de betão armado com GFRP foi realizada através de um processo iterativo, que consistiu em admitir uma quantidade inicial de armadura, repetindo-se o processo até que fossem verificados os Estados Limites.

Como nenhum dos guias de dimensionamento analisados aborda a questão da armadura de distribuição a adoptar nos elementos de betão armado com GFRP, considerou-se os 20% da armadura principal, comumente utilizado nas estruturas de betão armado com aço.

O E.L.U. de Esforço Transverso foi verificado de acordo com todos os regulamentos, sem qualquer armadura de corte, pelo facto da resistência ao corte fornecida pelo betão ser à partida superior ao esforço de cálculo actuante.

4.1.3.2. Estado Limite de Serviço (E.L.S.)

A verificação aos E.L.S. incluiu a análise das tensões, da deformação e da largura de fendas, realizada neste caso para uma combinação quase-permanente de acções. A armadura de compressão, da qual dependem alguns dos parâmetros anteriores, foi conservativamente assumida como nula.

4.1.3.3. Disposições Construtivas

O comprimento de amarração das armaduras de GFRP foi definido em conformidade com o tópico 3.5.2.

Pelo facto, de não ter sido encontrada qualquer informação acerca da armadura de bordo simplesmente apoiado a adoptar nas lajes de betão armado com GFRP, será respeitada a condição imposta pelo EC2 [19] para as lajes de betão armado com aço.

4.1.4. Resultados de dimensionamento

A Tabela 4.3 resume os resultados obtidos no dimensionamento da laje vigada, cujos cálculos justificativos se apresentam no Anexo A2.

AÇO (EC2)	GFRP (ACI)	GFRP (Fib)	GFRP (ISIS)
1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)			
$p_{Ed}: 19.3 \text{ KN/m}^2$	$p_{Ed}: 18.8 \text{ KN/m}^2$	$p_{Ed}: 19.1 \text{ KN/m}^2$	$p_{Ed}: 18.3 \text{ KN/m}^2$
$V_{Ed}: 48.3 \text{ KN/m}$	$V_{Ed}: 47.0 \text{ KN/m}$	$V_{Ed}: 47.8 \text{ KN/m}$	$V_{Ed}: 45.8 \text{ KN/m}$
$M_{Ed}^-: 38.6 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^-: 37.6 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^-: 38.2 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^-: 36.6 \text{ KNm/m}$
$M_{Ed}^+: 21.8 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^+: 21.2 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^+: 21.6 \text{ KNm/m}$	$M_{Ed}^+: 20.7 \text{ KNm/m}$
2. E.L.U. Flexão			
Armadura Negativa	Processo iterativo de escolha da armadura.		
$\mu = 0.134$	Assumir uma quantidade inicial de armadura negativa de:		
$\omega = 0.148$	$\emptyset 12//0.125 + \emptyset 8//0.125 (A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 8//0.175)$		
$A_s = 8.17 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\rho_f = 0.0109$	$\rho_f = 0.0109$	$\rho_f = 0.0109$
Adoptar:	$\rho_{fb} = 0.0029$	$\rho_{fb} = 0.0028$	$\rho_{fb} = 0.0028$
$\emptyset 12//0.125$	$\rho_f > \rho_{fb} \rightarrow \text{Rotura por Esmagamento do Betão}$		
$A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 8//0.25$	$M_{Rd} = 46.7 \text{ KN.m/m}$	$M_{Rd} = 63.1 \text{ KN.m/m}$	$M_{Rd} = 51.6 \text{ KN.m/m}$
Armadura Positiva	Processo iterativo de escolha da armadura.		
$\mu = 0.076$	Assumir uma quantidade inicial de armadura positiva de:		
$\omega = 0.081$	$\emptyset 12//0.125 (A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 8//0.25)$		
$A_s = 4.47 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\rho_f = 0.0075$	$\rho_f = 0.0075$	$\rho_f = 0.0075$
Adoptar:	$\rho_{fb} = 0.0029$	$\rho_{fb} = 0.0028$	$\rho_{fb} = 0.0028$
$\emptyset 10//0.125$	$\rho_f > \rho_{fb} \rightarrow \text{Rotura por Esmagamento do Betão}$		
$A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 8//0.30$	$M_{Rd} = 37.3 \text{ KN.m/m}$	$M_{Rd} = 55.3 \text{ KN.m/m}$	$M_{Rd} = 45.2 \text{ KN.m/m}$

Tabela 4.3 - Caso de Estudo 1: Resultados de dimensionamento.

AÇO (EC2)	GFRP (ACI)	GFRP (Fib)	GFRP (ISIS)
3. E.L.U. Esforço Transverso			
$V_c = 65.1 \text{ KN/m}$ Não é necessária armadura de Corte	$V_c = 52.6 \text{ KN/m}$ Não é necessária armadura de Corte	Não está especificado	Não é necessária armadura de Corte em Lajes
4. Esforços Condicionantes (E.L.S.)			
$M_{cqp}^-: 23.6 \text{ KNm/m}$ $M_{cqp}^+: 13.3 \text{ KNm/m}$	$M_{cqp}^-: 23.2 \text{ KNm/m}$ $M_{cqp}^+: 13.1 \text{ KNm/m}$	$M_{cqp}^-: 23.2 \text{ KNm/m}$ $M_{cqp}^+: 13.1 \text{ KNm/m}$	$M_{cqp}^-: 23.2 \text{ KNm/m}$ $M_{cqp}^+: 13.1 \text{ KNm/m}$
5. Verificação das Tensões			
$\sigma_{apoio} [\text{MPa}]$ $\sigma_{cRaro} = 11.7 < 18$ $\sigma_{cqp} = 10.0 < 13.5$ $\sigma_s = 250.5 < 400$	$f_{fapoio} [\text{MPa}]$ $f_f = 111.9 < 216.0$	$\sigma_{apoio} [\text{MPa}]$ $\sigma_{cRaro} = 10.3 < 18$ $\sigma_{cqp} = 8.8 < 13.5$ $\sigma_s = 175.7 < 915.2$	$f_{fapoio} [\text{MPa}]$ $f_f = 158.5 < 270.0$
$\sigma_{vão} [\text{MPa}]$ $\sigma_{cRaro} = 7.4 < 18$ $\sigma_{cqp} = 6.3 < 13.5$ $\sigma_s = 197.5 < 400$	$f_{fvão} [\text{MPa}]$ $f_f = 90.3 < 216.0$	$\sigma_{vão} [\text{MPa}]$ $\sigma_{cRaro} = 6.5 < 18$ $\sigma_{cqp} = 5.5 < 13.5$ $\sigma_s = 139.1 < 915.2$	$f_{fvão} [\text{MPa}]$ $f_f = 127.9 < 270.0$
6. Verificação da Deformação			
$a_t [\text{mm}]$ $a_t = 13 < 16$	$a_t [\text{mm}]$ $a_t = 12 < 16.7$	$a_t [\text{mm}]$ $a_t = 12 < 16$	$a_c [\text{mm}]$ $a_c = 12 < 16.7$
7. Verificação da Fendilhação			
$w_{apoio} [\text{mm}]$ $w = 0.2 \leq 0.4$	$w_{apoio} [\text{mm}]$ $w = 0.5 \leq 0.7$	$w_{apoio} [\text{mm}]$ $w = 0.3 \leq 0.5$	$w_{apoio} [\text{mm}]$ $w = 0.4 \leq 0.5$
$w_{vão} [\text{mm}]$ $w = 0.2 \leq 0.4$	$w_{vão} [\text{mm}]$ $w = 0.5 \leq 0.7$	$w_{vão} [\text{mm}]$ $w = 0.3 \leq 0.5$	$w_{vão} [\text{mm}]$ $w = 0.4 \leq 0.5$
8. Disposições Construtivas			
$l_{bd}^- = 350 \text{ mm}$ $l_{bd}^+ = 400 \text{ mm}$		$l_{bd}^+ = 750 \text{ mm}$	

Tabela 4.3 - Caso de Estudo 1: Resultados de dimensionamento.

4.1.5. Desenhos de betão armado

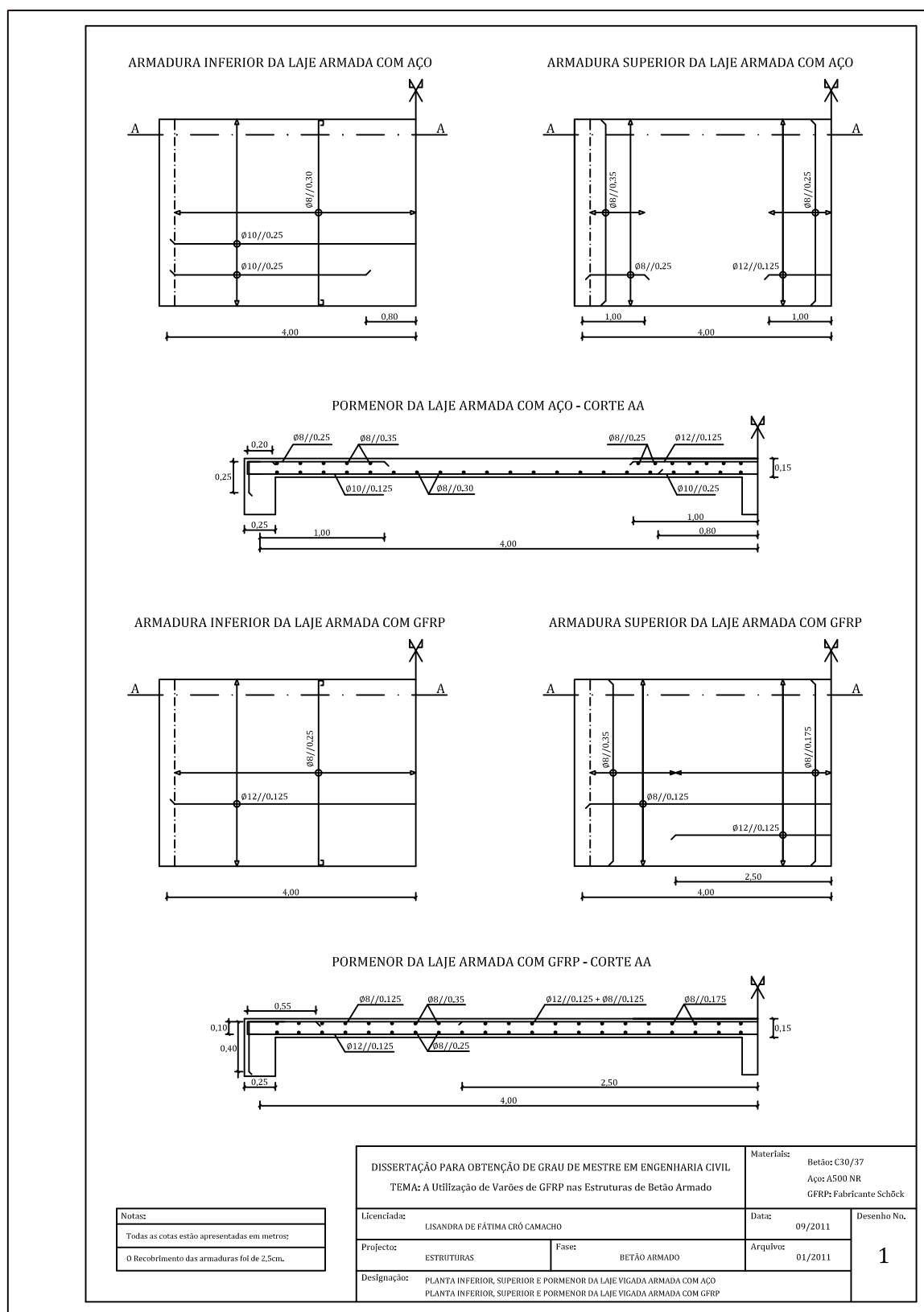


Figura 4.3 - Desenhos de betão armado da laje vigada.

4.2. Caso de Estudo 2: Laje Fungiforme

A Figura 4.4 representa um dos pavimentos de um estacionamento público de automóveis ligeiros. A laje de betão armado, de espessura $0.20m$, assenta unicamente nos nove pilares representados.

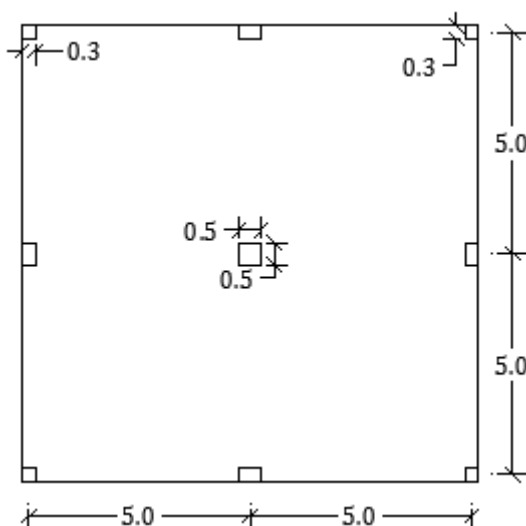


Figura 4.4 - Planta estrutural da laje fungiforme.

O dimensionamento da laje fungiforme será realizado através do método dos pórticos equivalentes, com base no modelo de cálculo exposto na Figura 4.5.

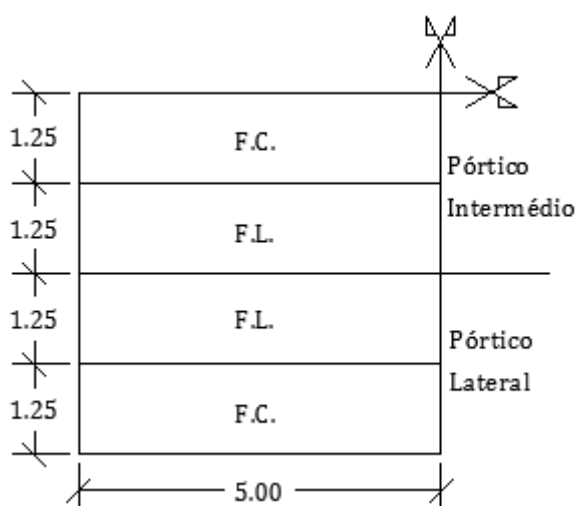


Figura 4.5 - Modelo de cálculo da laje fungiforme.

4.2.1. Acções

As acções consideradas, previstas com base no R.S.A. [42], foram as seguintes:

Peso específico do betão armado com aço.....	25 KN/m^3
Peso específico do betão armado com GFRP	24 KN/m^3
Revestimento do pavimento.....	1.5 KN/m^2
Restantes cargas permanentes.....	2.5 KN/m^2
Sobrecarga	5.0 KN/m^2

4.2.2. Materiais

As lajes, quer a armada com aço, quer a armada com GFRP, foram dimensionadas para um betão da classe C25/30. Os varões de aço utilizados foram da classe A400NR e os varões de GFRP do fabricante *SchöckComBAR*.

4.2.3. Considerações de dimensionamento

As considerações adoptadas são idênticas às expressas no item 4.1.3.

4.2.3.1. Estado Limite Último (E.L.U.)

A verificação dos E.L.U. é similar à realizada no item 4.1.3.1, contudo ao invés de uma análise pelo método das bandas foi realizada uma análise pelo método dos pórticos equivalentes.

4.2.3.2. Estado Limite de Serviço (E.L.S.)

Os Estados Limites de Serviço só foram verificados para a laje de betão armado com GFRP, por estes condicionarem o dimensionamento das armaduras de flexão. A verificação, realizada para a combinação característica, incluiu a análise das tensões, da deformação e da largura de fendas.

4.2.3.3. Disposições Construtivas

O comprimento de amarração das armaduras de GFRP foi definido em conformidade com o tópico 3.5.2.

4.2.4. Resultados de dimensionamento

A Tabela 4.4 resume os resultados obtidos no dimensionamento da laje fungiforme, cujos cálculos justificativos se apresentam no Anexo A2.

		AÇO (EC2)	GFRP (ACI)
Faixa	Sinal	1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)	
Central	+	$M_{Ed}: 40.7 \text{ KN.m/m}$	$M_{Ed}: 40.7 \text{ KN.m/m}$
	-	$M_{Ed}: 98.6 \text{ KN.m/m}$	$M_{Ed}: 98.6 \text{ KN.m/m}$
Lateral	+	$M_{Ed}: 33.3 \text{ KN.m/m}$	$M_{Ed}: 33.3 \text{ KN.m/m}$
	-	$M_{Ed}: 32.9 \text{ KN.m/m}$	$M_{Ed}: 32.9 \text{ KN.m/m}$
Faixa	Sinal	2. E.L.U. Flexão	
Central	+	$A_s = 7.26 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adoptar: $\emptyset 10//0.10$	Admitir: $\emptyset 12//0.10$ $M_{Rd} = 65.7 \text{ KN.m/m}$
	-	$A_s = 19.50 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adoptar: $\emptyset 12//0.10 + \emptyset 10//0.10$ $A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 10//0.20$	Admitir: $\emptyset 16//0.10 + \emptyset 12//0.10$ $A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 12//0.20$ $M_{Rd} = 100.3 \text{ KN.m/m}$
Lateral	+	$A_s = 5.96 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adoptar: $\emptyset 10//0.125$	Admitir: $\emptyset 12//0.125$ $M_{Rd} = 54.0 \text{ KN.m/m}$
	-	$A_s = 5.87 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adoptar: $\emptyset 10//0.125$ $A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 10//0.20$	Admitir: $\emptyset 12//0.125$ $A_{s,dist} \rightarrow \emptyset 12//0.20$ $M_{Rd} = 54.0 \text{ KN.m/m}$
Pilar		3. E.L.U. Punçoamento	
Central		$V_{Ed} = 820.3 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 514.5 \text{ KN}$ Espessamento: 10 cm $V_{Rd,c} = 848.5 \text{ KN}$	$V_{Ed} = 820.3 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 477.5 \text{ KN}$ Espessamento: 10 cm $V_{Rd,c} = 871.5 \text{ KN}$
		$V_{Ed} = 246.1 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 208.9 \text{ KN}$ Espessamento: 5 cm $V_{Rd,c} = 278.0 \text{ KN}$	$V_{Ed} = 246.1 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 129.7 \text{ KN}$ Espessamento: 20 cm $V_{Rd,c} = 246.3 \text{ KN}$
Canto		$V_{Ed} = 73.8 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 74.7 \text{ KN}$	$V_{Ed} = 73.8 \text{ KN}$ $V_{Rd,c} = 61.7 \text{ KN}$ Espessamento: 5 cm $V_{Rd,c} = 74.0 \text{ KN}$

Tabela 4.4 - Caso de Estudo 2: Resultados de dimensionamento.

4.2.5. Desenhos de betão armado

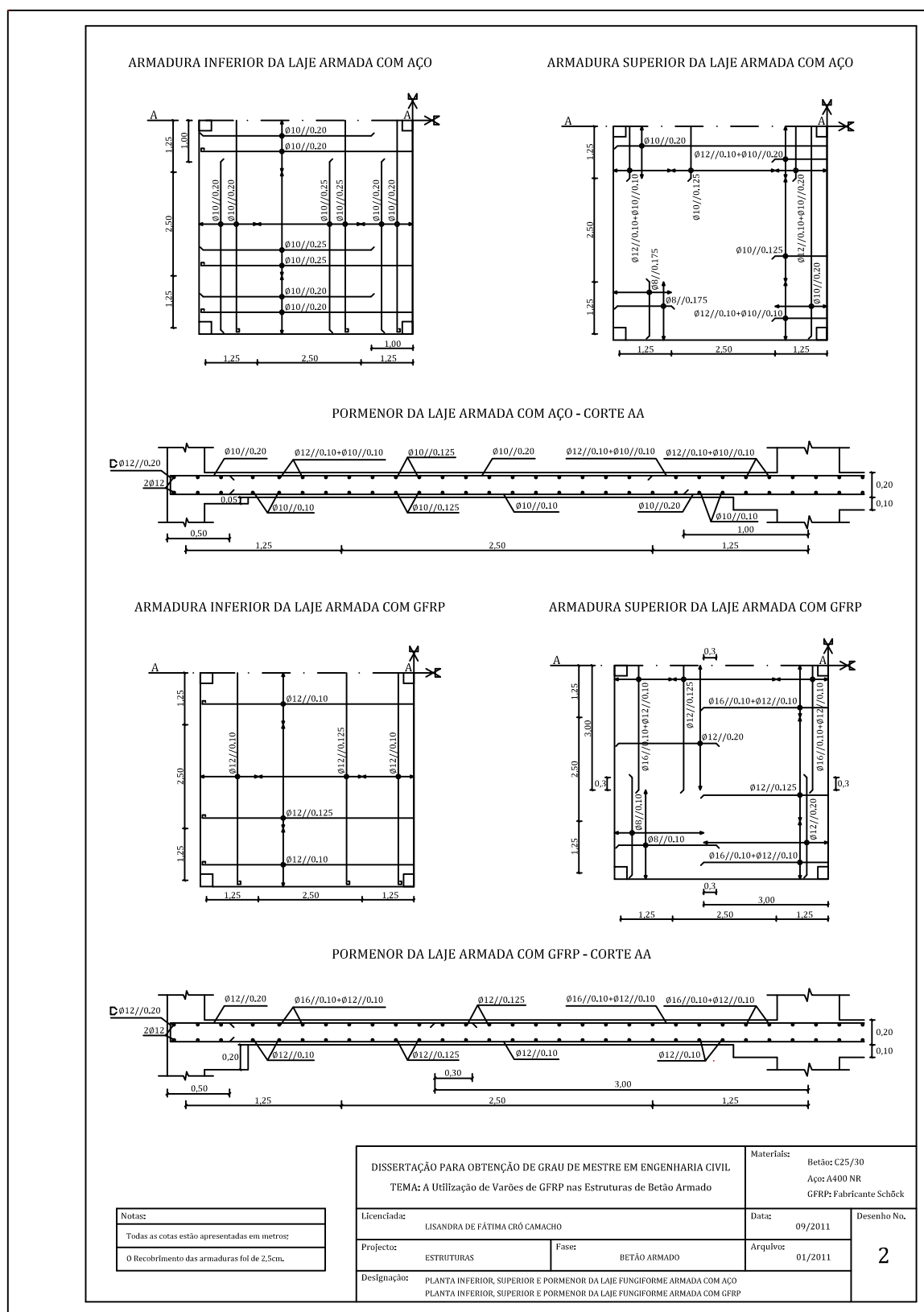


Figura 4.6 - Desenhos de betão armado da laje fungiforme.

4.3. Caso de Estudo 3: Viga

A laje apresentada na Figura 4.7 possui uma espessura de 0.15m. Pretende-se dimensionar a viga assinalada, de dimensões $(0.3 \times 0.85)m^2$, cujo corte transversal é representado na Figura 4.8.

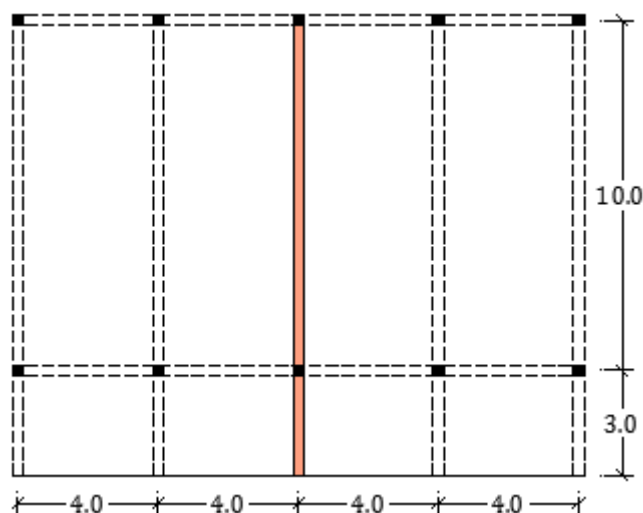


Figura 4.7 - Planta estrutural do elemento.

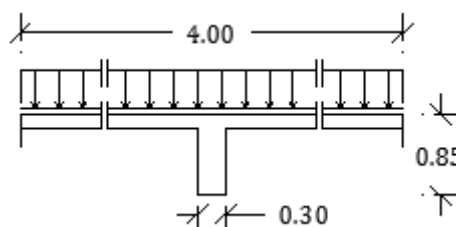


Figura 4.8 - Corte transversal á viga.

Considerou-se as vigas como contínuas, ou seja, desprezou-se a continuidade na ligação aos pilares, e considerou-se que a laje descarrega apenas nas vigas transversais. O modelo de cálculo da viga a dimensionar é apresentado na Figura 4.9.

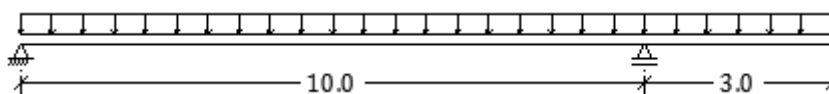


Figura 4.9 - Modelo de cálculo da viga.

4.3.1. Acções

As acções consideradas no dimensionamento da viga foram as seguintes:

Peso específico do betão armado com aço.....	25 KN/m^3
Peso específico do betão armado com GFRP	24 KN/m^3
Revestimento do pavimento.....	2.0 KN/m^2
Sobrecarga ($\psi_2 = 0.2$).....	3.0 KN/m^2

4.3.2. Materiais

As vigas, quer a armada com aço, quer a armada com GFRP, foram dimensionadas para um betão da classe C25/30. Os varões de aço utilizados foram da classe A400NR e os varões de GFRP do fabricante *SchöckComBAR*.

4.3.3. Considerações de dimensionamento

As considerações adoptadas são idênticas às expressas no item 4.1.3.

4.3.3.1. Estado Limite Último (E.L.U.)

No dimensionamento da viga de betão armado, representada na Figura 4.7, foi verificada a hipótese de carga mais desfavorável, ou seja os esforços obtidos tiveram em consideração a alternância de sobrecarga.

A verificação dos E.L.U. é idêntica à realizada no item 4.1.3.1, contudo ao invés de uma análise plástica foi efectuada uma análise elástica, com recurso ao programa de cálculo automático Ftool [31].

O E.L.U. de Esforço Transverso não foi verificado de acordo com o Fib-Bulletin 40 [21], pois o documento analisado não propõe uma metodologia de cálculo das armaduras transversais de GFRP. Embora tenham sido determinadas armaduras transversais, com base nos restantes documentos, ACI 440.1R-06 [3] e ISIS Manual No.3 [25], apenas serão representadas, nos desenhos de betão armado, as armaduras obtidas através da metodologia exposta no ACI.440.1R-06 [3].

4.3.3.2. Estado Limite de Serviço (E.L.S.)

A verificação dos E.L.S. é similar à realizada no item 4.1.3.2.

4.3.3.3. Disposições Construtivas

As considerações adoptadas são idênticas às expressas no item 4.2.3.3.

4.3.4. Resultados de dimensionamento

A Tabela 4.5 resume os resultados obtidos no dimensionamento da viga, cujos cálculos justificativos se apresentam no Anexo A2.

AÇO (EC2)	GFRP (ACI)	GFRP (Fib)	GFRP (ISIS)
1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)			
p_{Ed} : 60.4 KN/m	p_{Ed} : 53.3 KN/m	p_{Ed} : 59.2 KN/m	p_{Ed} : 52.3 KN/m
V_{EdA} : 282.9 KN	V_{EdA} : 251.7 KN	V_{EdA} : 277.5 KN	V_{EdA} : 246.1 KN
$V_{EdB,esq}$: 329.2 KN	$V_{EdB,esq}$: 290.5 KN	$V_{EdB,esq}$: 322.6 KN	$V_{EdB,esq}$: 285.0 KN
$V_{EdB,dir}$: 181.2 KN	$V_{EdB,dir}$: 159.9 KN	$V_{EdB,dir}$: 177.6 KN	$V_{EdB,dir}$: 156.9 KN
M_{Ed}^- : 271.8 KNm	M_{Ed}^- : 239.8 KNm	M_{Ed}^- : 266.4 KNm	M_{Ed}^- : 235.3 KNm
M_{Ed}^+ : 662.6 KNm	M_{Ed}^+ : 594.3 KNm	M_{Ed}^+ : 650.2 KNm	M_{Ed}^+ : 578.9 KNm
2. E.L.U. Flexão			
Armadura Negativa	Processo iterativo de escolha da armadura.		
$\mu = 0.085$	Assumir uma quantidade inicial de armadura negativa de:		
$\omega = 0.090$	6Ø16		
$A_s = 10.4 \text{ cm}^2$	$\rho_f = 0.0050$	$\rho_f = 0.0050$	$\rho_f = 0.0050$
Adoptar:	$\rho_{fb} = 0.0030$	$\rho_{fb} = 0.0036$	$\rho_{fb} = 0.0035$
4Ø16 + 2Ø12	$\rho_f > \rho_{fb} \rightarrow$ Rotura por Esmagamento do Betão		
	M_{Rd} : 412.7 KN.m	M_{Rd} : 565.4 KN.m	M_{Rd} : 466.8 KN.m

Tabela 4.5 - Caso de Estudo 3: Resultados de dimensionamento.

AÇO (EC2)	GFRP (ACI)	GFRP (Fib)	GFRP (ISIS)
2. E.L.U. Flexão			
Armadura Positiva	Processo iterativo de escolha da armadura.		
$\mu = 0.207$	Assumir uma quantidade inicial de armadura positiva de:		
$\omega = 0.243$	$4\emptyset 25 + 2\emptyset 32$		
$A_s = 28.0 \text{ cm}^2$	$\rho_f = 0.0149$	$\rho_f = 0.0149$	$\rho_f = 0.0149$
Adoptar:	$\rho_{fb} = 0.0041$	$\rho_{fb} = 0.0068$	$\rho_{fb} = 0.0041$
$6\emptyset 25$	$\rho_f > \rho_{fb} \rightarrow \text{Rotura por Esmagamento do Betão}$		
	$M_{Rd}: 619.7 \text{ KN.m}$	$M_{Rd}: 827.7 \text{ KN.m}$	$M_{Rd}: 685.3 \text{ KN.m}$
3. E.L.U. Esforço Transverso			
$V_{EdA}(z. \cot\theta):$ 207.6 KN	$V_{EdA}(d):$ 209.1 KN	$V_{EdA}(d):$ 204.3 KN	
$V_{EdB,esq}(z. \cot\theta):$ 253.9 KN	$V_{EdB,esq}(d):$ 238.7 KN	$V_{EdB,esq}(d):$ 235.1 KN	
$V_{EdB,dir}(z. \cot\theta):$ 105.9 KN	$V_{EdB,dir}(d):$ 117.3 KN	$V_{EdB,dir}(d):$ 115.1 KN	
$\sigma_{cbielas} = 2.7 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 9.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{c apoio} = 5.7 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 14.2 \text{ MPa}$	$V_{cA} = 114.7 \text{ KN}$ $V_{cB} = 70.6 \text{ KN}$	$V_c = 85.4 \text{ KN}$	
	Não está especificado		
$A_{swA}: \emptyset 8//0.20$ $0m < x < 1.10m$	$A_{fvA}: \emptyset 8//0.10$ $0m < x < 1.95m$	$A_{fvA}: \emptyset 8//0.175$ $0m < x < 2.80m$	
$A_{swB,esq}: \emptyset 8//0.15$ $8.30m < x < 10.0m$	$A_{fvB,esq}: \emptyset 12//0.175$ $7.35m < x < 10.0m$	$A_{fvB,esq}: \emptyset 12//0.25$ $6.40m < x < 10.0m$	
$A_{swB,dir}: \emptyset 8//0.25$ $10.0m < x < 13.0m$	$A_{fvB,dir}: \emptyset 8//0.20$ $10.0m < x < 13.0m$	$A_{fvB,dir}: \emptyset 8//0.15$ $10.0m < x < 13.0m$	
$A_{swmin}: \emptyset 8//0.25$ $1.10m < x < 8.30m$	$A_{fvmin}: \emptyset 8//0.20$ $1.95m < x < 7.35m$	$A_{fvmin}: \emptyset 8//0.15$ $2.80m < x < 3.90m$ $5.30m < x < 6.40m$	

Tabela 4.5 - Caso de Estudo 3: Resultados de dimensionamento (continuação).

AÇO (EC2)	GFRP (ACI)	GFRP (Fib)	GFRP (ISIS)
4. Esforços Condicionantes (E.L.S.)			
$M_{cqp}^-: 138 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^-: 134 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^-: 134 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^-: 134 \text{ KNm}$
$M_{cqp}^+: 318 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^+: 309 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^+: 309 \text{ KNm}$	$M_{cqp}^+: 309 \text{ KNm}$
5. Verificação das Tensões			
$\sigma_{apoio} [\text{MPa}]$		$\sigma_{apoio} [\text{MPa}]$	
$\sigma_{cRaro} = 7.0 < 15$	$f_{f_{apoio}} [\text{MPa}]$	$\sigma_{cRaro} = 6.5 < 15$	$f_{f_{apoio}} [\text{MPa}]$
$\sigma_{c_{cqp}} = 5.4 < 11.3$	$f_f = 110.6 < 192.0$	$\sigma_{c_{cqp}} = 4.9 < 11.3$	$f_f = 146.2 < 240.0$
$\sigma_s = 189.7 < 320$		$\sigma_s = 157.7 < 903.0$	
$\sigma_{vão} [\text{MPa}]$		$\sigma_{vão} [\text{MPa}]$	
$\sigma_{cRaro} = 11.4 < 15$	$f_{f_{vão}} [\text{MPa}]$	$\sigma_{cRaro} = 10.6 < 15$	$f_{f_{vão}} [\text{MPa}]$
$\sigma_{c_{cqp}} = 8.7 < 11.3$	$f_f = 88.8 < 160.0$	$\sigma_{c_{cqp}} = 8.0 < 11.3$	$f_f = 117.3 < 200.0$
$\sigma_s = 161.4 < 320$		$\sigma_s = 129.9 < 625.0$	
6. Verificação da Deformação			
$a_t [\text{mm}]$	$a_t [\text{mm}]$	$a_t [\text{mm}]$	$a_c [\text{mm}]$
$a_t = 24 < 40$	$a_t = 30 < 41.7$	$a_t = 37 < 40$	$a_c = 39 < 41.7$
7. Verificação da Fendilhação			
$w_{apoio} [\text{mm}]$	$w_{apoio} [\text{mm}]$	$w_{apoio} [\text{mm}]$	$w_{apoio} [\text{mm}]$
$w = 0.2 \leq 0.4$	$w = 0.4 \leq 0.7$	$w = 0.4 \leq 0.5$	$w = 0.4 \leq 0.5$
$w_{vão} [\text{mm}]$	$w_{vão} [\text{mm}]$	$w_{vão} [\text{mm}]$	$w_{vão} [\text{mm}]$
$w = 0.1 \leq 0.4$	$w = 0.3 \leq 0.7$	$w = 0.3 \leq 0.5$	$w = 0.4 \leq 0.5$
8. Disposições Construtivas			
$l_{bd}^- = 550 \text{ mm}$		$l_{bd}^- = 1000 \text{ mm}$	
$l_{bd}^+ = 600 \text{ mm}$		$l_{bd}^+ = 1600 \text{ mm}$	

Tabela 4.5 - Caso de Estudo 3: Resultados de dimensionamento (continuação).

4.3.5. Desenhos de betão armado

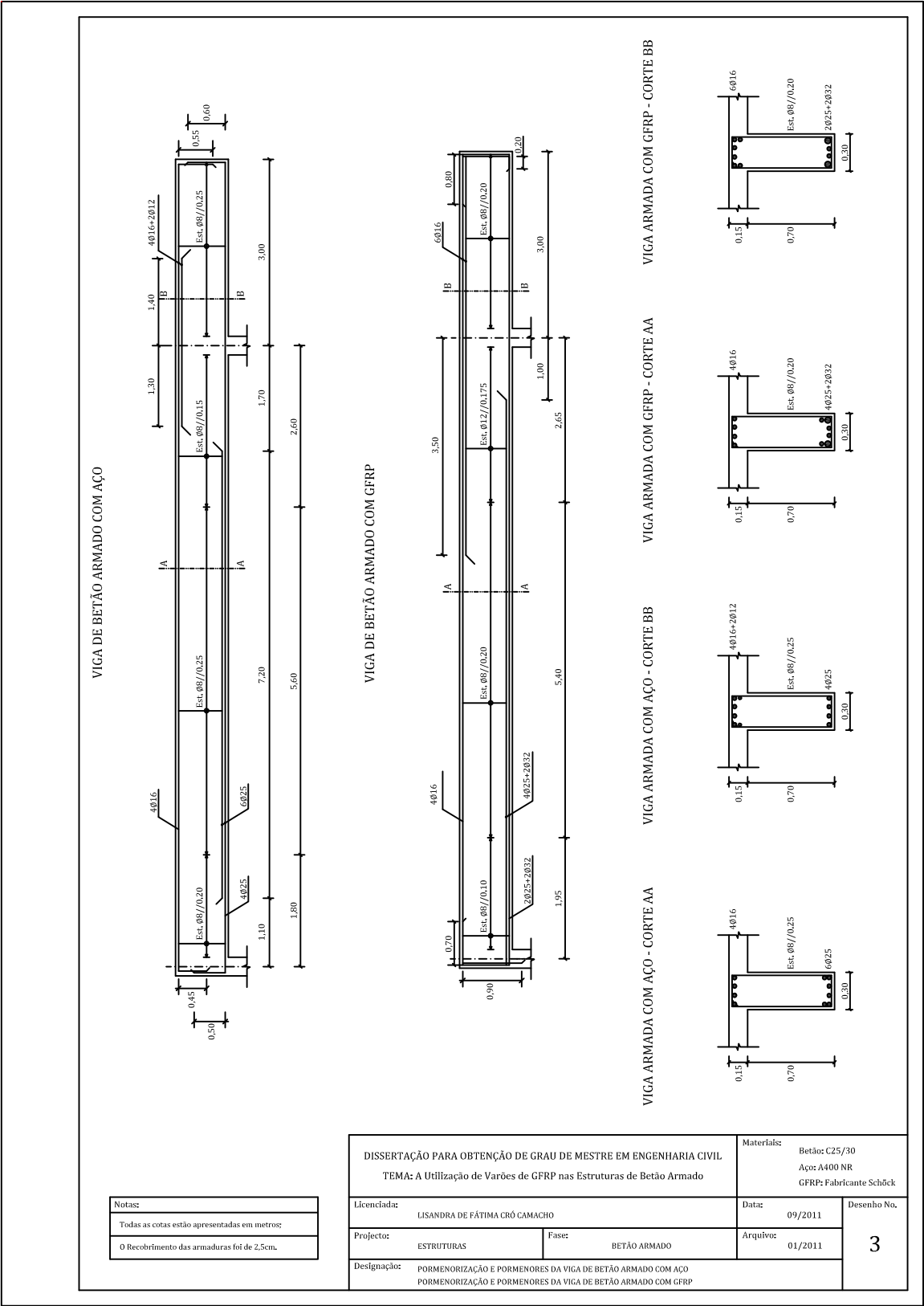


Figura 4.10 - Desenhos de betão armado da viga.

4.4. Considerações Finais

No presente capítulo procedeu-se à verificação dos Estados Limites de elementos de betão armado com GFRP, particularmente uma laje vigada, uma laje fungiforme e uma viga. O dimensionamento destes mesmos elementos com armaduras de aço permitiu uma melhor comparação entre os diferentes materiais.

Nos elementos de betão armado com GFRP o E.L.S. é na maior parte dos casos condicionante, devido ao reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP, que afecta significativamente a deformação. Esta situação, aliada ao facto dos factores de redução da resistência, serem conservativos, conduziu a uma maior taxa de armadura de GFRP.

Concretamente, para o caso da laje vigada, a armadura de aço necessária, para resistir à flexão, correspondeu a 70% da armadura de GFRP, para o mesmo efeito, quer para a zona do apoio quer para a zona do meio-vão. Em relação à viga, a armadura de aço necessária correspondeu a 85% e 82%, respectivamente para a zona do apoio e para a zona do meio-vão.

A laje fungiforme apresentou resultados concordantes com os da laje vigada, em termos de percentagem de armadura de flexão. De uma forma geral, a percentagem de armadura de aço necessária correspondeu a 70% da armadura de GFRP. Apenas na zona do apoio, na faixa central, esta relação foi de 61%, no entanto os níveis de tensão, deformação e fendilhação, nesta zona, estão ligeiramente abaixo dos valores admissíveis.

Para o caso da laje vigada, não foi necessário adoptar armaduras transversais pelo facto da resistência ao corte fornecida pelo betão ser superior ao esforço de corte actuante. Relativamente à viga a quantidade de estribos de aço variou entre 50 e 60% e entre 70 e 80%, respectivamente para o dimensionamento com base no ACI 440.1R-06 [3] e com base no ISIS Manual No.3 [25].

A resistência ao punçoamento da laje de betão armado com GFRP foi ligeiramente inferior à de betão armado com aço, implicando um maior espessamento da laje nas

zonas do pilar de canto e de bordo. No entanto, relembre-se que este é um assunto que ainda requer muita investigação.

A tensão nos elementos de betão armado com GFRP depende de muitos factores, nomeadamente, do comportamento a curto prazo e a longo prazo do betão e das armaduras, da fluência e da retracção. Provavelmente, por estes serem factores de difícil quantificação, principalmente por este ser um material ainda em ascensão, e portanto por serem ainda desconhecidos alguns dos seus comportamentos, a tensão induzida nos varões de GFRP é extremamente limitada, cerca de 20% e de 25% da resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção, respectivamente para o ACI 440.1R-06 [3] e para o ISIS Manual No.3 [25].

Os limites de deformação propostos pelos documentos científicos para os elementos de betão armado com GFRP ($l/240$) são menos conservadores que os tradicionalmente admitidos ($l/250$). Ainda assim, o baixo módulo de elasticidade dos varões de GFRP levou ao desenvolvimento de maiores deformações dos elementos estruturais, em condições de carga e dimensões semelhantes à dos armados com aço.

O reduzido módulo de elasticidade das armaduras de GFRP afecta razoavelmente a largura das fendas dos elementos assim armados, no entanto neste caso este problema é menos preocupante dada a não corrosibilidade das mesmas, razão pela qual os limites impostos são menos exigentes.

Por fim, e com vista a posterior pormenorização dos elementos de betão armado dimensionados determinou-se os comprimentos de amarração dos varões de GFRP. Concluiu-se que o comprimento de amarração dos varões de GFRP é razoavelmente maior do que o dos varões de aço, fundamentalmente nas situações em que o varão de GFRP permanece recto, como é no caso das dispensas de armadura. Este facto deve-se à menor aderência entre o betão e as armaduras de GFRP, pelo que se julga necessário a realização de mais investigações neste âmbito.

Capítulo 5

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

5.1. Conclusões

No presente capítulo pretende-se sintetizar as principais conclusões alcançadas no âmbito da investigação realizada, uma vez que as conclusões particulares de cada capítulo foram devidamente assinaladas nas considerações finais dos mesmos.

O trabalho de investigação apresentado satisfaz genericamente todos os objectivos estabelecidos, nomeadamente a exposição do estado actual do conhecimento, a caracterização do comportamento dos varões de GFRP, a análise do comportamento dos elementos assim armados, a descrição dos modelos de dimensionamento e a aplicação dos mesmos a estruturas concretas.

O Estado da Arte concretizado no seguimento deste trabalho de investigação indica a existência de vários estudos experimentais realizados no âmbito dos elementos de betão armado com GFRP, fundamentalmente no que refere ao comportamento à flexão. Contudo, verificou-se escassa informação acerca da sua resistência a esforços axiais e da sua contribuição ao punçoamento de lajes fungiformes.

Em geral, todos os documentos analisados, neste contexto, apresentam concordância entre si, no que respeita à maior capacidade resistente dos varões de GFRP face aos varões tradicionais. No entanto, e contrariamente ao que se verifica nas armaduras de aço, o diagrama carga-deslocamento das armaduras de GFRP é linear até à rotura.

Nos casos de estudo realizados foi possível concluir que, nos elementos de betão armado com GFRP, o Estado Limite de Serviço é na maior parte dos casos condicionante, devido ao reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP, que afectam significativamente a deformação, conduzindo à necessidade de uma maior taxa de armadura de GFRP.

A resistência ao punçoamento da laje de betão armado com GFRP foi ligeiramente inferior à de betão armado com aço. No entanto, poucos são os documentos que abordam o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes armadas com GFRP, razão pela qual se expectativa um estudo mais específico e conciso acerca deste assunto, para que se possa efectivamente validar a expressão adoptada.

Finalmente, concluiu-se que os comprimentos de amarração das armaduras de GFRP são expressivamente maiores do que os das armaduras de aço. Contudo, relembre-se que como os varões de GFRP não podem ser dobrados em obra, pelo menos nas extremidades dos elementos será despendido menor tempo de mão-de-obra e consequentemente menores custos.

5.2. Desenvolvimentos Futuros

Apesar da comunidade científica parecer bastante activa na área do betão armado com varões de GFRP, persiste a necessidade de desenvolver mais investigações acerca deste assunto, para que esta, seja uma prática mais comum no quotidiano. Neste contexto, focam-se, em seguida, alguns aspectos de interesse, a serem tratados em trabalhos futuros.

- Avaliar se os modelos adoptados para secções rectangulares, podem de facto ser adaptados a secções de diferentes geometrias;
- Verificar o comportamento dos elementos de betão armado com GFRP quando sujeitos à flexão composta;
- Realizar estudos teóricos e experimentais acerca do comportamento ao punçoamento de elementos de betão armado com GFRP;
- Reavaliar a limitação da largura de fendas dos elementos de betão armado com GFRP, pois a não corrosibilidade dos mesmos deveria possibilitar limites menos exigentes.
- Desenvolver estudos envoltos na qualidade da aderência entre o betão e os varões de GFRP e validar as expressões existentes na literatura para o cálculo do comprimento de amarração.

Bibliografia

- [1] ACI 318R-95, "Building code requirements for reinforced concrete and commentary," American Concrete Institute, ACI Committee 318, 1995.
- [2] ACI 440.1R-03, "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars," American Concrete Institute, ACI Committee 440, 2003.
- [3] ACI 440.1R-06, "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars," American Concrete Institute, ACI Committee 440, 2006.
- [4] ACI 440R-96, "State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures," American Concrete Institute, ACI Committee 440, 1996.
- [5] Ahmed, E., A., El-Salakawy, E., F., Benmokrane, B., "Performance Evaluation of Glass Fiber-Reinforced Polymer Shear Reinforcement for Concrete Beams," American Concrete Institute, ACI Structural Journal V.107, N°1, 2010.
- [6] Alhozaimy, A., Alsayed, S., "Durability of Glass Fiber Reinforced Plastic Bars," Project 5/417,.
- [7] Alsayed, S., "Glass Fiber Reinforced Plastic Rebars: Properties and Applications in Concrete Structures," KACST, King Abdulaziz City for Science and Technology,.
- [8] Alsayed, S., H., Al-Salloum, Y., A., Almusallam, T., H., "Performance of Glass Fiber Reinforced Plastic Bars as a Reinforcing Material for Concrete Structures," Department of Civil Engineering Department, King Saud University,.
- [9] Ashour, A., "Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with gfrp bars," Construction and Building Materials 20, 2006.

- [10] Barris, C., Torres, L., Turon, A., Baena, M., Catalan, A., "An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models," *Composite Structures*, V.91, 2009.
- [11] Beber, A., "Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra de Carbono," Tese apresentada ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutro em Engenharia, 2003.
- [12] Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R., "Glass fibre reinforced plastic (gfrp) rebars for concrete structures," *Construction and Building Materials* 9, 1995.
- [13] Bhise, V., "Strength degradation of GFRP bars," Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic in a parital fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering, 2002.
- [14] CAN/CSA-S6-00, "Canadian High Bridge Design Code," Canadian Standard Association, Canadá, 2000.
- [15] Chitsazan, I., Kobraei, M., Jumaat, M., Shafigh, P., "An experimental study on the flexural behavior of FRP RC beams and a comparison of the ultimate moment capacity with ACI," *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 2010.
- [16] CNR-DT 203/2006, "Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars," Council, Italian National Research, 2007.
- [17] Correia, J., Sá, M., Gonilha, J., Almeida, I., Branco, F., Garrido, M., "Pontes em Plásticos Reforçados com Fibras (FRP) e em Betão - FRP," 1ª Jornada de Materiais de Construção, 2011.

- [18] El-Gamal, S., El-Salakawy, E., F., Benmokrane, B., "A New Punching Shear Equation for Two-way Concrete Slabs Reinforced With FRP Bars," SP-230-50, 2004.
- [19] EN 1992-1-1, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Building," European Committee for Standardization (CEN), 2004.
- [20] Ferreira, A., J., Camanho, P., P., Marques, A., T., Fernandes, A., A., "Modelling of concrete beams reinforced with FRP re-bars," Composite Structures 53, 2001.
- [21] Fib-Bulletin 40, "FRP reinforcement in RC structures," Federation Internationale du beton, Task Group 9.3, 2007.
- [22] França, P., "Tabelas de Cálculo," Folhas do Grupo de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado do Curso de Engenharia Civil do IST, 1997.
- [23] Grace, N., F., Soliman, A., K., Abdel-Sayed, G., Saleh, K., R., "Behavior and ductility of simple and continuous frp reinforced beams," Journal of Composites for Construction 2, 1998.
- [24] Hao, Q., Wang, Y., Zhang, Z., Ou, J., "Bond Strength improvement of GFRP rebars with different rib geometries," Journal of Zhejiang, 2007.
- [25] ISIS Design Manual No.3, "Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers," Intelligent Sensing for Innovative Structures, 2001.
- [26] Jacobson, D., A., Bank, L., C., Oliva, M., G., Russel, J., S., "Punching Shear Capacity of Double Layer FRP Grid Reinforced Slabs," SP-230-49,.
- [27] JSCE - Concrete Engineering Series 23, "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials," Japan Society of Civil Engineers, Atsuhiko Machida, Tokyo, 1997.

- [28] Kachlakev, D., I., "Experimental and analytical study on unidirectional and off-axis gfrp rebars in concrete," *Composites Part B: Engineering* 31, 2000.
- [29] Keller, T., "Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Construction," International Association for Bridge and Structural Engineering, Structural Engineering Documents No.7, Zurich, 2003.
- [30] Luca, A., "Behavior of full-scale reinforced concrete members with external confinement or internal composite reinforcement under pure axial load," Dissertation submitted to the Faculty of the University of Miami in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 2009.
- [31] Martha, L., "Ftool V2.12, Programa de análise estrutural de pórticos planos.," Professor Associado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Departamento de Engenharia Civil (DEC) e Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica (Tecgraf/PUC-Rio)., 2008.
- [32] Matos, B., "Vigas de betão armado com varões de GFRP - avaliação do comportamento em serviço e na rotura de vigas hiperestáticas," Dissertação de Mestrado apresentada ao Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2010.
- [33] Mirmiran, A., Yuan, W., Chen, X., "Design for Slenderness in Concrete Columns Internally Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars," *American Concrete Institute, ACI Structures Journal* V.98, Nº12, 2001.
- [34] Mohd.Sam, A., R., Swamy, R., N., "Flexural behaviour of concrete beams reinforced with glass fibre reinforced polymer bars," *Jurnal Kejuruteraan Awam* 17 (1), 2005.
- [35] Moon, D., Zi, G., Lee, S., Oh, H., "Effective rib height of deformed gfrp rebar," Sydney, Australia, 2009.

- [36] Mufti, A., Onofrei, M., Benmokrane, B., Banthia, N., Boulfiza, M., Newhook, J., Bakht, B., Tadros, G., Brett, P., "Durability of gfrp reinforced concrete in field structures," 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures 230, 2005.
- [37] Nkurunziza, G., Debaiky, A., Cousin, P., Benmokrane, B., "Durability of gfrp bars: a critical review of the literature," Process in Structural Engineering and Materials 7, 2005.
- [38] Nogueira, L., "Sistemas de Conexão em Vigas Mistas de GFRP-Betão," Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, 2009.
- [39] Pecce, M., Manfredi, G., Cosenza, E., "Experimental Response and Code Models of GFRP RC Beams in Bendino," ASCE Journal of Composites for Construction, Vol.4, No.4, 2000.
- [40] Pickering, S., L., "Recycling Technologies for Thermoset Composite Materials - Current Statues," Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, V.37, No.8, 2006.
- [41] Reis, V., "Construção de Estruturas de Betão Armado com Varões de FRP," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Especialização em Materiais e Processos de Construção, 2009.
- [42] RSA, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes," Código Nacional Português, 1983.
- [43] Rubinsky, I., A., Rubinsky, A., "An Investigation into the Use of Fiber-Glass for Prestressed Concrete," Magazine of Concrete Research, V.6, 1954.
- [44] Schöck, "Technical Information," Schöck Combar, 2011.

- [45] Shin, S., Seo, D., Byumseok, H., "Performance of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars," Journal of Asian Architecture and Building Engineering, 2009.
- [46] Tavares, D., H., Giongo, J., S., "Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP," Cadernos de Engenharia de Estruturas, V.11, No.52, São Carlos, 2009.
- [47] Zhao, W., "Crack and Deformation Behaviour of FRP Reinforced Concrete Structures," Department of Civil & Structural Engineering, The University of Sheffield, Sheffield, UK, 1999.

Anexo A1

Tabelas Auxiliares

Neste anexo apresentam-se os gráficos auxiliares ao dimensionamento de elementos de betão armados com GFRP.

A1.1. Distribuição de Tensões

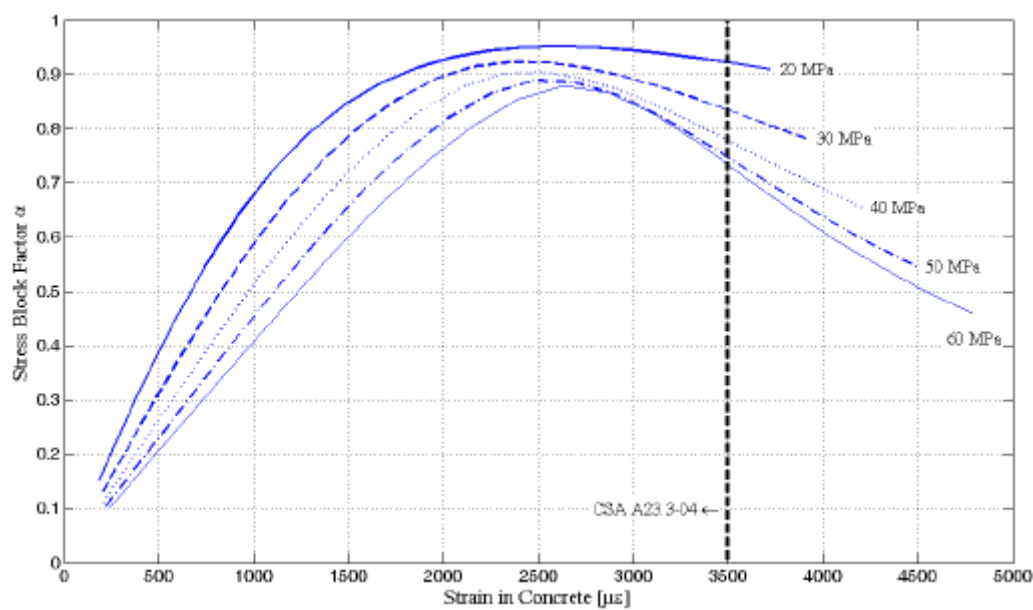


Figura A1.1 – Parâmetro α para tensões no betão de 20 a 60 MPa.

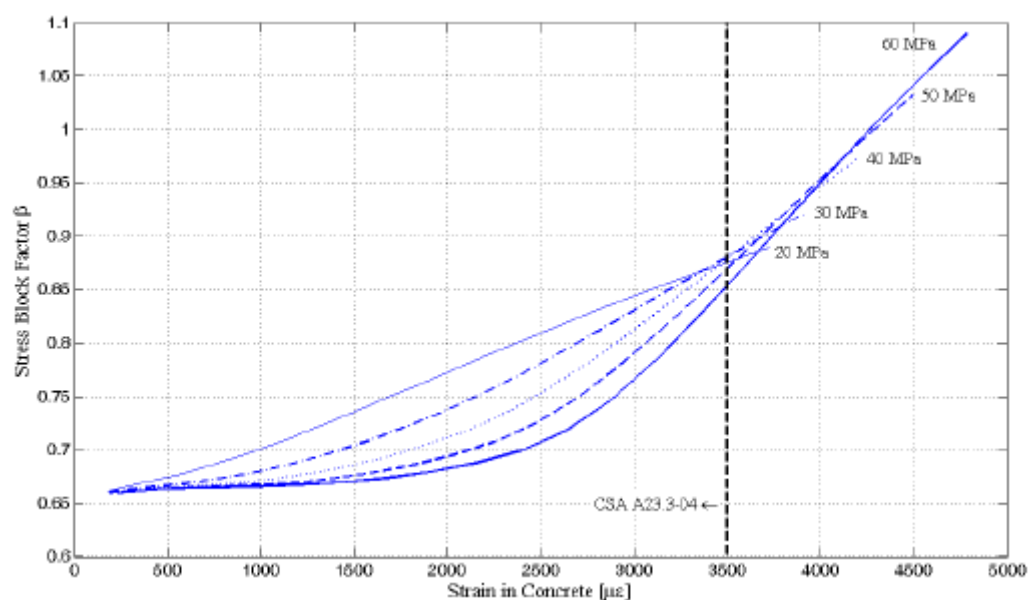


Figura A1.2 - Parâmetro β para tensões no betão de 20 a 60 MPa.

Anexo A2

Cálculos Justificativos

Neste anexo consta os cálculos justificativos referentes ao dimensionamento dos elementos estruturais apresentados no Capítulo 4.

A2.1. Caso de Estudo 1: Laje Vigada

A laje vigada encontra-se representada na Figura 4.1 e o seu dimensionamento será realizado de acordo com modelo de cálculo exposto na Figura 4.2. O elemento estrutural, possui uma espessura de $0.15m$, pelo que será considerada uma altura útil de $0.12m$.

A2.1.1. Betão armado com aço (EC2 [19])

A laje será dimensionada para a classe de betão C30/37 com armaduras de aço da classe A500NR, cujos valores de cálculo são os definidos pelo EC2 [19].

A2.1.1.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot cp + \gamma_q \cdot sc = 19.3 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Ed} = 1.35 \times (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 25 \text{ KN/m}^3 \times 0.15m) + 1.5 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed} = \frac{3}{8} p_{Ed} l = \frac{3}{8} \times 19.3 \text{ KN/m}^2 \times 4m = 29.0 \text{ KN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{5}{8} p_{Ed} l = \frac{5}{8} \times 19.3 \text{ KN/m}^2 \times 4m = 48.3 \text{ KN/m}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 19.3 \text{ KN/m}^2 \times (4m)^2 = 38.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Ed}^+ = 29.0 \text{ KN/m} \times 1.5m - 19.3 \text{ KN/m}^2 \times (1.5m)^2 / 2 = 21.8 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.1.2. E.L.U. Flexão

➤ Momento Negativo

A determinação das armaduras principais foi realizada com recurso às Tabelas de Barés. Assim, para secções rectangulares sujeitas à flexão simples, a armadura de momento negativo a adoptar é calculada através das seguintes expressões.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{38.6 \text{ KN.m}}{(1\text{m}) \times (0.12\text{m})^2 \times (20.0 \times 10^3 \text{ KPa})} = 0.134 \Rightarrow \omega = 0.148$$

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.148 \times (1\text{m}) \times (0.12\text{m}) \times \frac{20.0 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} \times 10^4 = 8.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura de distribuição do momento negativo é dada por:

$$A_{s,dis} = 20\% A_s^- = 0.20 \times (8.17 \text{ cm}^2/\text{m}) = 1.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, a secção do apoio possuirá uma armadura principal de Ø12//0.125 ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição de Ø8//0.25 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$).

➤ Momento Positivo

O cálculo da armadura de momento positivo foi efectuado de forma análoga ao da armadura de momento negativo. Na secção do meio-vão será adoptada uma armadura principal de Ø10//0.125 ($6.28 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição de Ø8//0.30 ($1.68 \text{ cm}^2/\text{m}$).

➤ Armadura Mínima

Área de armadura mínima longitudinal de tracção recomendada pelo EC2 [19]:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d > 0.0013 b_t d \Rightarrow \text{Ø8//0.25} (2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times (1\text{m}) \times (0.12\text{m}) \times 10^4 = 1.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} > 0.0013 \times (1\text{m}) \times (0.12\text{m}) \times 10^4 = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A2.1.1.3. E.L.U. Esforço Transverso

Os elementos, para os quais não é requerida armadura de esforço transverso devem verificar a condição $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d \\ &= 0.035 \times 2^{3/2} \times (30 \text{ MPa})^{1/2} \times (1000 \text{ mm}) \times (120 \text{ mm}) = 65066 \text{ N} \end{aligned}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm}$$

Como $V_{Ed} = 48.3 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 65.1 \text{ KN}$, não é necessária armadura de corte.

A2.1.1.4. Esforços Condicionantes (E.L.S.)

$$p_{cqp} = cp + \psi_2 \cdot sc = 11.8 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Raro} = cp + sc = 13.8 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{cqp} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 25 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m}) + 0.6 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

$$p_{Raro} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 25 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m}) + (5 \text{ KN/m}^2)$$

Momento Flector

$$M_{cqp}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 11.8 \text{ KN/m}^2 \times (4 \text{ m})^2 = 23.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Raro}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 13.8 \text{ KN/m}^2 \times (4 \text{ m})^2 = 27.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cqp}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 11.8 \text{ KN/m}^2 \times (4 \text{ m})^2 = 13.3 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Raro}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 13.8 \text{ KN/m}^2 \times (4 \text{ m})^2 = 15.5 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.1.5. Verificação das tensões

Se o momento actuante na secção for superior ao momento de fendilhação, o cálculo das tensões é realizado para a secção em estado fendilhado (estado II).

$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6} f_{ctm} = \frac{(1000mm)(150mm)^2}{6} \times (2.9N/mm^2) = 10.9 \text{ KN.m}$$

➤ **Momento Negativo (apoio)**

Como $M_{cqp}^- = 23.6 \text{ KN.m} > M_{cr} = 10.9 \text{ KN.m}$, procederemos ao cálculo das tensões na secção em estado II, através das tabelas. Considerando, $\alpha\rho = 0.113$ e nula a armadura de compressão, $\beta = 0$, resulta:

$$C_s = 10.19 \text{ e } C_c = 6.10$$

Para a combinação característica o EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a fendilhação longitudinal:

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck}$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M_{Raro}^-}{bd^2} = 6.10 \times \frac{27.6 \times 10^6 \text{ N.mm}}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 11.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 11.7 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

Para a combinação quase-permanente o EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a fluência:

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck}$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M_{cqp}^-}{bd^2} = 6.10 \times \frac{23.6 \times 10^6 \text{ N.mm}}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 10.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 10.0 \text{ MPa} \leq 0.45f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

O EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a tensão na armadura:

$$\sigma_s \leq 0.8f_{yk}$$

$$\sigma_s = \alpha C_s \frac{M_{cqp}^-}{bd^2} = 15 \times 10.19 \times \frac{23.6 \times 10^6 N \cdot mm}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 250.5 MPa$$

$$\sigma_s = 250.5 MPa \leq 0.8f_{yk} = 400 MPa$$

Portanto, a armadura adoptada verifica a limitação das tensões.

➤ **Momento Positivo (meio-vão)**

A tensão de compressão no betão, para a combinação característica e quase-permanente é de respectivamente $7.4 MPa$ e $6.3 MPa$, sendo portanto inferior à tensão admissível, de $18 MPa$ e $13.5 MPa$, correspondentemente.

A tensão induzida nos varões de GFRP a meio vão é de $197.5 MPa$, com uma tensão admissível de $400 MPa$. Portanto, a armadura adoptada para o momento positivo verifica a limitação das tensões.

A2.1.1.6. Verificação da deformação

O cálculo da deformação em fase fendilhada (estado II) foi efectuado através do Método dos Coeficientes Globais. Então, procederemos à determinação da flecha elástica:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1m) \times (0.15m)^3}{12} = 2.8 \times 10^{-4} m^4$$

$$a_c = \frac{1}{184.6} \frac{pL^4}{EI} = \frac{1}{184.6} \frac{(11.8 KN/m) \times (4m)^4}{(33 \times 10^6 KN/m^2) \times (2.8 \times 10^{-4} m^4)} = 0.0017m$$

Na secção do apoio, com $\alpha\rho = 0.045$; $M_{cr}/M_{cqp}^- = 0.30$; $\varphi = 2.5$; $\rho'/\rho = 0$, resulta $k_t = 3.0$ e $\eta = 1.0$. Na secção do meio-vão, com $\alpha\rho = 0.032$; $M_{cr}/M_{cqp}^- = 0.53$; $\varphi = 2.5$; $\rho'/\rho = 0$, resulta $k_t = 4.5$ e $\eta = 1.0$.

Portanto o coeficiente de repartição, é dado por:

$$\eta k_t = \frac{2(\eta k_t)_{vão} + (\eta k_t)_{apoio}}{3} = \frac{2 \times 1.0 \times 4.5 + 1.0 \times 3.0}{3} = 4.0$$

Assim, a deformação a longo prazo, assume o valor:

$$a_t = \eta k_t a_c \left(\frac{h}{d} \right)^3 = 4.0 \times 0.0017m \times \left(\frac{0.15m}{0.12m} \right)^3 = 0.013m = 13mm$$

De acordo com o EC2 [19], para a combinação de acções quase-permanentes:

$$\delta_{máx} = \frac{L}{250} = \frac{4000mm}{250} = 16mm$$

Como $a_t = 13mm < 16mm$ está verificado o Estado Limite de Deformação.

A2.1.1.7. Verificação da fendilhação

➤ Momento Negativo (apoio)

Determinação da posição da linha neutra:

$$x = \frac{C_c}{C_c + C_s} d = \frac{6.10}{6.10 + 10.19} \times 0.12m = 0.045m$$

Determinação da distância máxima entre fendas:

$$\begin{aligned} h_{c,ef} &= \min \left[2.5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right] \\ &= \min \left[2.5 \times (0.15m - 0.12m); \frac{0.15m - 0.045m}{3}; \frac{0.15m}{2} \right] \\ &= \min[0.075; 0.035; 0.075] = 0.035m \end{aligned}$$

$$A_{c,ef} = 1m \times 0.035m = 0.035m^2$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_f}{A_{c,ef}} = \frac{905 \times 10^{-6}m^2}{0.035m^2} = 0.026$$

O parâmetro k_1 tem em consideração a aderência dos varões e assume o valor de 0.8 para varões de elevada aderência. O parâmetro k_2 reflecte a forma da distribuição de extensões na secção, e é dado pela relação seguinte:

$$\frac{\varepsilon_1}{0.15m - 0.045m} = \frac{\varepsilon_2}{0.15m - 0.045m - 0.035m} \Leftrightarrow \varepsilon_2 = 0.67\varepsilon_1$$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_1 + 0.67\varepsilon_1}{2\varepsilon_1} = 0.84$$

Portanto, a distância máxima entre fendas, é dada por:

$$\begin{aligned} S_{rm} &= 3.4c + 0.425k_1k_2 \frac{d_b}{\rho_{p,ef}} = 3.4 \times (0.025m) + 0.425 \times 0.8 \times 0.84 \times \frac{0.012m}{0.026} \\ &= 0.217m \end{aligned}$$

Determinação da extensão média relativa entre o aço e o betão:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200 \text{ MPa}}{33 \text{ MPa}} = 6.06$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,ef}}{E_s \rho_{p,ef}} (1 + \alpha \rho_{p,ef}) \\ &= \frac{250.5 \text{ MPa}}{200 \times 10^3 \text{ MPa}} - 0.4 \frac{2.9 \text{ MPa}}{(200 \times 10^3 \text{ MPa}) \times 0.026} (1 + 6.04 \times 0.026) \\ &= 0.0010 \end{aligned}$$

em que,

k_t – factor de integração da distribuição de extensões, e tem em conta a duração ou repetição das cargas ($k_t = 0.6$ para acções de curta duração, $k_t = 0.4$ para acções de longa duração)

Determinação do valor característico da abertura de fendas:

$$w = S_{rm}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.217m \times 0.0010 = 0.2mm$$

Os limites admissíveis de fendilhação em edifícios de betão armado dependem da classe de exposição. Para a classe de exposição considerada, X0 (ambiente seco), o EC2 [19] estabelece uma largura de fendas de 0.4mm. Portanto, a secção do apoio verifica a fendilhação.

➤ **Momento Positivo (meio-vão)**

A secção do meio-vão da laje apresenta fendas de 0.2mm de largura, pelo que também verifica a limitação de fendas sugerida pelo EC2 [19].

A2.1.2. Betão armado com GFRP (ACI 440.1R-06 [3])

A laje será dimensionada para a classe de betão C30/37 com os valores de cálculo expostos no EC2 [19]. Relativamente, às armaduras de GFRP, serão usados os valores característicos apresentados no Catálogo Schöck [44] afectados pelos factores de redução sugeridos pelo ACI 440.1R-06 [3]. Como referido anteriormente, a resistência dos varões de GFRP varia em função do diâmetro, pelo que de acordo com a metodologia efectuada no tópico 4.1.3 obteve-se os seguintes resultados:

$$f_{fu}(\varnothing 8): 1200 \text{ MPa}; f_{fu}(\varnothing 12): 1080 \text{ MPa}; f_{fu}(\varnothing 16): 960 \text{ MPa}$$

$$f_{fu}(\varnothing 25): 880 \text{ MPa}; f_{fu}(\varnothing 32): 800 \text{ MPa}$$

A2.1.2.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot cp + \gamma_q \cdot sc = 18.8 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Ed} = 1.2 \times (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + 1.7 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed} = \frac{3}{8} p_{sd} l = \frac{3}{8} \times 18.8 \text{ KN/m}^2 \times 4\text{m} = 28.2 \text{ KN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{5}{8} p_{sd} l = \frac{5}{8} \times 18.8 \text{ KN/m}^2 \times 4\text{m} = 47.0 \text{ KN/m}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 18.8 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 37.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Ed}^+ = 28.2 \text{ KN/m} \times 1.5\text{m} - 18.8 \text{ KN/m}^2 \times (1.5\text{m})^2 / 2 = 21.2 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.2.2. E.L.U. Flexão

➤ Momento Negativo

O procedimento de cálculo das secções de betão armado com GFRP consiste em admitir, à partida, uma quantidade de armadura e certificar se a secção verifica os Estados Limites Últimos e de Serviço. Assim, assumindo uma quantidade inicial de armadura de $\emptyset 12//0.125 + \emptyset 8//0.125$, a percentagem de armadura é dada por:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{1307 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}} = 0.0109$$

A variável β_1 assume um valor entre 0.65 e 0.85 dependendo da resistência característica do betão, assim para a classe de betão utilizada a mesma toma o valor de 0.85. Portanto, a percentagem de armadura equilibrada é dada por:

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1080 \text{ MPa}} \times \frac{60 \times 10^3 \text{ MPa} \times 0.003}{60 \times 10^3 \text{ MPa} \times 0.003 + 1080 \text{ MPa}} \\ &= 0.0029 \end{aligned}$$

Como a percentagem de armadura de GFRP é maior que a percentagem de armadura equilibrada, a rotura da secção ocorre pelo esmagamento do betão. Então, recorre-se à expressão [3.16] para determinar a tensão nos varões e à expressão [3.15] para calcular o momento resistente na secção.

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{\eta \beta_1 f_{ck}}{\rho_f} \cdot E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu}$$

$$\Leftrightarrow \sqrt{\frac{(60 \times 10^3 MPa \times 0.003)^2}{4} + \frac{0.85 \times 0.85 \times 30 MPa}{0.0109} \times 60 \times 10^3 MPa \times 0.003} - 0.5 \times 60 \times 10^3 MPa \times 0.003 \leq 1080 MPa \Leftrightarrow 515.2 MPa \leq 1080 MPa$$

$$M_{Rd} = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_{ck}} \right) b d^2$$

$$= 0.0109 \times 515.2 MPa \times \left(1 - 0.59 \frac{0.0109 \times 515.2 MPa}{30 MPa} \right) \times 1000 mm \times (120 mm)^2 = 7.19 \times 10^7 N \cdot mm/m = 71.9 KN \cdot m/m$$

Como os varões de GFRP não apresentam comportamento dúctil será adoptado um factor de redução, para proporcionar aos elementos de betão alguma reserva de resistência. Assim o factor de redução da resistência a adoptar é dado por:

$$\phi = 0.65 \text{ para } \rho_f > 1.4 \rho_{fb}$$

$$\phi M_{Rd} = 0.65 \times 71.9 KN \cdot m/m = 46.7 KN \cdot m/m$$

Portanto, a armadura adoptada verifica o E.L.U. de Flexão.

$$M_{Ed}^- = 37.6 KN \cdot m/m < M_{Rd}^- = 46.7 KN \cdot m/m$$

Relativamente à armadura de distribuição, como o documento não a referencia será adoptada 20% da armadura principal, ou seja $\emptyset 8//0.175 (2.87 cm^2/m)$.

➤ Momento Positivo

Para o momento positivo foi considerada uma quantidade inicial de armadura de $\phi 12//0.125$, com uma armadura de distribuição de $\emptyset 8//0.20$. Sendo que, para esta armadura, a rotura ocorre pelo esmagamento do betão, as expressões utilizadas e os cálculos efectuados são análogos aos realizados para o momento negativo. Portanto,

o cálculo do momento resistente da secção não será novamente descriminado, apresentando-se apenas os resultados finais na Tabela Resumo do Capítulo 4.

➤ Armadura Mínima

A armadura mínima de flexão sugerida pelo ACI 440.1R-06 [3], á dada por:

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f_{ck}}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.30}{f_{fu}} b_w d \Rightarrow \emptyset 8 // 0.175 (2.87 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{f,min} = \frac{0.41 \times \sqrt{30 \text{ MPa}}}{1080 \text{ MPa}} \times (1\text{m}) \times (0.12\text{m}) \times 10^4 = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{f,min} \geq \frac{2.30}{1080} \times (1\text{m}) \times (0.12\text{m}) \times 10^4 = 2.56 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A2.1.2.3. E.L.U. Esforço Transverso

➤ Apoio Intermédio

Determinação da contribuição do betão na resistência ao corte.

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w k d = \frac{2}{5} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times (1000\text{mm}) \times 0.200 \times (120\text{mm}) = 52581 \text{ N}$$

Como $V_{Ed} = 47.0 \text{ KN} < V_c = 52.6 \text{ KN}$, não é necessária armadura de corte.

➤ Apoio Extremo

Determinação da contribuição do betão na resistência ao corte.

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w k d = \frac{2}{5} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times (1000\text{mm}) \times 0.170 \times (120\text{mm}) = 44694 \text{ N}$$

Como $V_{Ed} = 28.2 \text{ KN} < V_c = 44.7 \text{ KN}$, não é necessária armadura de corte.

A2.1.2.4. Esforços Condicionantes (E.L.S.)

$$p_{cqp} = cp + \psi_2 \cdot sc = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{cqp} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + 0.6 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Momento Flector

$$M_{cqp}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 23.2 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cqp}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 13.1 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.2.5. Verificação das tensões

➤ Momento Negativo (apoio)

O momento actuante máximo devido às acções permanentes (fluência) ou permanentes e cíclicas (fadiga), para a combinação quase permanente de acções, é dado por:

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{cp + 0.20sc}{cp + sc} M_{ser} = \frac{(8.6 \text{ KN/m}^2) + 0.20 \times (5 \text{ KN/m}^2)}{(8.6 \text{ KN/m}^2) + (5 \text{ KN/m}^2)} \times 23.2 \text{ KN.m/m} \\ &= 16.4 \text{ KN.m/m} \end{aligned}$$

A tensão nos varões à tracção de GFRP é dada pela expressão [3.61] e o parâmetro K , do qual tal expressão depende, determinados pela expressão [3.43].

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{E_f}{4750\sqrt{f_{ck}}} = \frac{60 \times 10^3 \text{ MPa}}{4750 \times \sqrt{30 \text{ MPa}}} = 2.31$$

$$\begin{aligned} K &= \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \\ &= \sqrt{2 \times 0.0109 \times 2.31 + (0.0109 \times 2.31)^2} - 0.0109 \times 2.31 = 0.200 \end{aligned}$$

$$f_{f,s} = \frac{M_s}{A_f d \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{16.4 \times 10^6 \text{ N.mm}}{(1307 \text{ mm}^2) \times 120 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0.200}{3}\right)} = 111.9 \text{ MPa}$$

A tensão induzida nos varões de GFRP deve ser limitada, de maneira que a rotura do elemento não ocorra por fluência ou fadiga.

$$f_{f,s} < 0.20f_{fu} \Leftrightarrow f_{f,s} < 0.20 \times 1080 \text{ MPa} \Leftrightarrow 111.9 \text{ MPa} < 216.0 \text{ MPa}$$

Portanto, a armadura adoptada verifica a limitação das tensões.

➤ **Momento Positivo (meio-vão)**

A tensão induzida nos varões de GFRP a meio vão é de 90.3 MPa , com uma tensão admissível de 216.0 MPa . Portanto, a armadura adoptada para o momento positivo verifica a limitação das tensões.

A2.1.2.6. Verificação da deformação

Determinação do momento de inércia da secção não fendilhada:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1000\text{mm}) \times (150\text{mm})^3}{12} = 2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Cálculo do momento de fendilhação:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{2f_r I}{h} = \frac{2 \times 0.62 \sqrt{f_{ck}} I}{h} = \frac{2 \times 0.62 \times (\sqrt{30} \times 10^3 \text{ KPa}) \times 2.8 \times 10^{-4} \text{ m}^4}{0.150 \text{ m}} \\ &= 12.7 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Determinação do momento de inércia da secção fendilhada:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \\ &= \frac{(1000\text{mm}) \times (120\text{mm})^3}{3} \times 0.170^3 + 2.31 \times (905\text{mm}^2) \\ &\quad \times (120\text{mm})^2 \times (1 - 0.170)^2 = 2.4 \times 10^7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Cálculo do factor de modificação:

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) = \frac{1}{5} \left(\frac{0.0075}{0.0029} \right) = 0.238 < 1.0$$

Determinação do momento de inércia efectivo:

$$\begin{aligned}
 I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^3 \beta_d I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^3 \right] I_{cr} \\
 &= \left(\frac{12.7 \text{ KN.m}}{13.1 \text{ KN.m}} \right)^3 \times 0.238 \times (2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4) + \left[1 - \left(\frac{12.7 \text{ KN.m}}{13.1 \text{ KN.m}} \right)^3 \right] \\
 &\quad \times (2.4 \times 10^7 \text{ mm}^4) = 6.3 \times 10^7 \text{ mm}^4 \leq I
 \end{aligned}$$

Estimativa da flecha instantânea para a combinação quase-permanente:

$$a_{c_{cp+sc}} = \frac{1}{184.6} \frac{pL^4}{EI_e} = \frac{1}{184.6} \frac{(11.6 \text{ N/mm}) \times (4000 \text{ mm})^4}{4750 \sqrt{30 \text{ MPa}} \times (6.3 \times 10^7 \text{ mm}^4)} = 9.7 \text{ mm}$$

Estimativa da flecha instantânea devida às cargas permanentes:

$$a_{c_{cp}} = \frac{cp}{cp + sc} a_{c_{cp+sc}} = \frac{8.6 \text{ KN/m}}{8.6 \text{ KN/m} + 5.0 \text{ KN/m}} \times 9.7 \text{ mm} = 6.1 \text{ mm}$$

Estimativa da flecha instantânea devida às cargas variáveis:

$$a_{c_{sc}} = \frac{cp}{cp + sc} a_{c_{cp+sc}} = 3.6 \text{ mm}$$

Determinação da flecha a longo prazo total para a combinação quase-permanente:

$$\begin{aligned}
 a_t &= a_{c_{sc}} + a_{t_{cp+sc}} = a_{c_{sc}} + 0.6\xi \left(a_{c_{cp}} + 0.20a_{c_{sc}} \right) \\
 &= 3.6 \text{ mm} + 0.6 \times 2(6.1 \text{ mm} + 0.20 \times 3.6 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A flecha máxima admissível em Estado Limite de Serviço, é dada por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{240} = \frac{4000 \text{ mm}}{240} = 16.7 \text{ mm}$$

Como $a_t = 12 \text{ mm} < 16.7 \text{ mm}$ está verificado o Estado Limite de Deformação.

A2.1.2.7. Verificação da fendilhação

➤ Momento Negativo (apoio)

A tensão nos varões de GFRP à tracção, para a combinação quase permanente de acções, é dada por:

$$f_f = \frac{M_{ser}}{A_f d \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{23.2 \times 10^6 N \cdot mm}{(1307 mm^2)(120 mm) \left(1 - \frac{0.200}{3}\right)} = 158.5 MPa$$

A variável d_c representa a distância entre a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade das armaduras de GFRP, e o parâmetro ϖ , a razão entre a distância da linha neutra à fibra extrema traccionada e a distância da linha neutra ao centro de gravidade das armaduras de GFRP, ou seja:

$$d_c = h - d = 150 mm - 120 mm = 30 mm$$

$$\varpi = \frac{h - kd}{d(1 - k)} = \frac{150 mm - 0.200 \times 120 mm}{120 mm \times (1 - 0.200)} = 1.31$$

O coeficiente k_b varia entre 0.6 e 1.72, dependendo do grau de aderência entre o betão e a armadura. No entanto, e em caso de ausência de informação a respeito da aderência, deverá ser adoptado conservativamente um coeficiente de 1.4. Assim, a largura máxima de fendas é dada por:

$$\begin{aligned} w &= 2 \frac{f_f}{E_f} \varpi k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s'}{2}\right)^2} \\ &= 2 \times \frac{158.5 MPa}{60 \times 10^3 MPa} \times 1.31 \times 1.4 \times \sqrt{(30 mm)^2 + \left(\frac{75 mm}{2}\right)^2} = 0.5 mm \end{aligned}$$

O ACI limita a abertura de fendas, nas secções de betão armado com GFRP, a 0.7 mm, portanto, a secção do apoio verifica a fendilhação.

➤ Momento Positivo (meio-vão)

A secção do meio-vão da laje apresenta fendas de 0.5mm de largura, pelo que também verifica a limitação de fendas sugerida pelo ACI 440.1R-06 [3].

A2.1.3. Betão armado com GFRP (Fib-Bulletin 40 [21])

A laje será dimensionada para a classe de betão C30/37 com os valores de cálculo expostos no EC2 [19]. Relativamente, às armaduras de GFRP, serão usados os valores característicos apresentados no Catálogo Schöck [44] afectados pelos factores de redução sugeridos pelo Fib-Bulletin 40 [21]. Como referido anteriormente, a resistência dos varões de GFRP varia em função do diâmetro, pelo que de acordo com a metodologia efectuada no tópico 4.1.3 obteve-se os seguintes resultados:

$$f_{fu}(\emptyset 8): 1402 \text{ MPa}; f_{fu}(\emptyset 12): 1144 \text{ MPa}; f_{fu}(\emptyset 16): 903 \text{ MPa}$$

$$f_{fu}(\emptyset 25): 759 \text{ MPa}; f_{fu}(\emptyset 32): 625 \text{ MPa}$$

A2.1.3.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot cp + \gamma_q \cdot sc = 19.1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Ed} = 1.35 \times (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + 1.5 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed} = \frac{3}{8} p_{sd} l = \frac{3}{8} \times 19.1 \text{ KN/m}^2 \times 4\text{m} = 28.7 \text{ KN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{5}{8} p_{sd} l = \frac{5}{8} \times 19.1 \text{ KN/m}^2 \times 4\text{m} = 47.8 \text{ KN/m}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 19.1 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 38.2 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Ed}^+ = 28.7 \text{ KN/m} \times 1.5\text{m} - 19.1 \text{ KN/m}^2 \times (1.5\text{m})^2/2 = 21.6 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.3.2. E.L.U. Flexão

➤ Momento Negativo

Como a quantidade inicial de armadura de GFRP é a mesma, a percentagem de armadura calculada anteriormente mantém. Relativamente à percentagem de armadura equilibrada, esta é dada pela expressão [3.13], na qual a variável β_1 , dependente da resistência característica do betão à compressão, toma o valor de 0.8.

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \\ &= 0.85 \times 0.8 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1144 \text{ MPa}} \times \frac{60 \times 10^3 \text{ MPa} \times 0.0035}{60 \times 10^3 \text{ MPa} \times 0.0035 + 1144 \text{ MPa}} \\ &= 0.0028 \end{aligned}$$

Como a percentagem de armadura de GFRP é maior que a percentagem de armadura equilibrada, a rotura da secção ocorre pelo esmagamento do betão. Assim, procede-se em seguida à determinação da extensão na armadura longitudinal de GFRP.

$$\begin{aligned} \varepsilon_f &= \frac{-\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta f_{cd} \beta_1 \varepsilon_{cu}}{\rho_f E_f}}}{2} \\ &= \frac{-0.0035 + \sqrt{0.0035^2 + \frac{4 \times 1.0 \times (20.0 \text{ MPa}) \times 0.8 \times 0.0035}{0.0109 \times (60 \times 10^3 \text{ MPa})}}}{2} \\ &= 0.0077 \end{aligned}$$

A extensão na armadura longitudinal de GFRP deve ser limitada, de acordo com a expressão [3.21], de modo a garantir que a rotura não ocorre pelos varões.

$$\varepsilon_f < \frac{f_{fu}}{E_f \gamma_f} \Leftrightarrow \varepsilon_f < \frac{1144 \text{ MPa}}{(60 \times 10^3 \text{ MPa}) \times 1.3} \Leftrightarrow 0.0077 < 0.015$$

Por fim, recorre-se à expressão [3.19] para determinar a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil, e à expressão [3.17] para calcular o momento resistente da secção.

$$\varsigma = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0077} = 0.313$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \eta f_{cd} b d^2 (\beta_1 \varsigma) \left(1 - \frac{\beta_1 \varsigma}{2}\right) \\ &= 1.0 \times (20.0 \text{ MPa}) \times (1000 \text{ mm}) \times (120 \text{ mm})^2 \times 0.8 \times 0.313 \\ &\times \left(1 - \frac{0.8 \times 0.313}{2}\right) = 6.31 \times 10^7 \text{ N.mm} = 63.1 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Portanto, a armadura adoptada verifica o E.L.U. de Flexão.

$$M_{Ed}^- = 38.2 \text{ KN.m/m} < M_{Rd}^- = 63.1 \text{ KN.m/m}$$

➤ Momento Positivo

Para o momento positivo foi considerada uma quantidade inicial de armadura de $\phi 12//0.10$. Pela razão anteriormente enunciada, também não serão aqui apresentados cálculos justificativos.

➤ Armadura Mínima

$$A_{f,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{fu}} b d > 0.0013 b d \Rightarrow \phi 8//0.30 (1.68 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{f,min} = 0.26 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{1144 \text{ MPa}} \times (1 \text{ m}) \times (0.12 \text{ m}) \times 10^4 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{f,min} > 0.0013 \times (1 \text{ m}) \times (0.12 \text{ m}) \times 10^4 = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A2.1.3.3. Esforços Condicionantes (E.L.S.)

$$p_{cqp} = cp + \psi_2 \cdot sc = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Raro} = cp + sc = 13.6 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{cqp} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + 0.6 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

$$p_{Raro} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + (5 \text{ KN/m}^2)$$

Momento Flector

$$M_{cqp}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 23.2 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cqp}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 13.1 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Raro}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 13.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 27.2 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Raro}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 13.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 15.3 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.3.4. Verificação das tensões

A metodologia adoptada pelo Fib-Bulletin 40 [21] para limitar a tensão de compressão no betão e a tensão na armadura é idêntica à efectuada para os elementos de betão armados com aço.

➤ Momento Negativo (apoio)

Como $M_{cqp}^+ = 13.1 \text{ KN.m} > M_{cr} = 10.9 \text{ KN.m}$, o cálculo das tensões será realizado em estado II. Através das tabelas, para um $\alpha\rho = 0.163$ e um $\beta = 0$, resulta:

$$C_s = 7.27 \text{ e } C_c = 5.44$$

Para a combinação característica o EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a fendilhação longitudinal:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M_{Raro}^-}{bd^2} = 5.44 \times \frac{27.2 \times 10^6 N.mm}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 10.3 MPa$$

$$\sigma_c = 10.3 MPa \leq 0.6f_{ck} = 18 MPa$$

Para a combinação quase permanente o EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a fluência:

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck}$$

$$\sigma_c = C_c \frac{M_{cqp}^-}{bd^2} = 5.44 \times \frac{23.2 \times 10^6 N.mm}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 8.8 MPa$$

$$\sigma_c = 8.8 MPa \leq 0.45f_{ck} = 13.5 MPa$$

O EC2 [19] impõe o seguinte limite para controlar a tensão na armadura:

$$\sigma_s \leq 0.8f_{fu}$$

$$\sigma_s = \alpha C_s \frac{M_{cqp}^-}{bd^2} = 15 \times 7.27 \times \frac{23.2 \times 10^6 N.mm}{(1000mm) \times (120mm)^2} = 175.7 MPa$$

$$\sigma_s = 175.7 MPa \leq 0.8f_{fu} = 915.2 MPa$$

Portanto, a armadura adoptada verifica a limitação das tensões.

➤ Momento Positivo (meio-vão)

A tensão de compressão no betão, para a combinação característica e quase permanente é de respectivamente 6.5 MPa e 5.5 MPa, sendo portanto inferior à tensão admissível, de 18 MPa e 13.5 MPa, correspondentemente.

A tensão induzida nos varões de GFRP a meio vão é de 139.1 MPa, com uma tensão admissível de 915.2 MPa. Portanto, a armadura adoptada para o momento positivo verifica a limitação das tensões.

A2.1.3.5. Verificação da deformação

Determinação da flecha elástica:

$$a_c = \frac{1}{184.6} \frac{pL^4}{EI} = \frac{1}{184.6} \frac{(11.6 \text{ N/mm}) \times (4000\text{mm})^4}{(4750\sqrt{30} \text{ N/mm}^2) \times (2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4)} = 2.21\text{mm}$$

Cálculo do coeficiente de distribuição:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^m = 1 - \left(\frac{10.9 \text{ KN.m}}{13.1 \text{ KN.m}} \right)^2 = 0.31$$

Considerando $\rho'/\rho = 0$; $\rho = 0.0075$; $\alpha\rho = 0.05$ e $d/h = 0.8$, resulta $k_{s1} = 0.96$; $k_{s2} = 8$; $\varphi = 2$; $k_{\varphi1} = 0.9$ e $k_{\varphi2} = 0.18$. Portanto, a flecha a longo prazo para a combinação quase permanente, é dada por:

$$\begin{aligned} \delta &= (1 - \zeta)\delta_I + \zeta\delta_{II} = [(1 - \zeta)k_{s1}(1 + k_{\varphi1}\varphi) + \zeta k_{s2}(1 + k_{\varphi2}\varphi)]a_c \\ &= [(1 - 0.31) \times 0.96 \times (1 + 0.9 \times 2) + 0.31 \times 8 \times (1 + 0.18 \times 2)] \\ &\quad \times 2.21\text{mm} = 12\text{mm} \end{aligned}$$

A flecha máxima admissível em Estado Limite de Serviço, é dada por:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{250} = \frac{4000\text{mm}}{250} = 16\text{mm}$$

Como $\delta = 12\text{mm} < 16\text{mm}$ está verificado o Estado Limite de Deformação.

A2.1.3.6. Verificação da fendilhação

➤ Momento Negativo (apoio)

Determinação da posição da linha neutra:

$$x = \frac{C_c}{C_c + C_s} d = \frac{5.44}{5.44 + 7.27} \times 0.12\text{m} = 0.051\text{m}$$

Determinação da distância máxima entre fendas:

$$\begin{aligned}
 h_{c,ef} &= \min \left[2.5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right] \\
 &= \min \left[2.5 \times (0.15m - 0.12m); \frac{0.15m - 0.051m}{3}; \frac{0.15m}{2} \right] \\
 &= \min[0.075; 0.033; 0.075] = 0.033m
 \end{aligned}$$

$$A_{c,ef} = 1m \times 0.033m = 0.033m^2$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_f}{A_{c,ef}} = \frac{1307 \times 10^{-6}m^2}{0.033m^2} = 0.040$$

O parâmetro k_1 tem em consideração a aderência dos varões e assume o valor de 0.8 para varões de elevada aderência. O parâmetro k_2 reflecte a forma da distribuição de extensões na secção e é dado pela relação seguinte:

$$\frac{\varepsilon_1}{0.15m - 0.051m} = \frac{\varepsilon_2}{0.15m - 0.051m - 0.033m} \Leftrightarrow \varepsilon_2 = 0.67\varepsilon_1$$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_1 + 0.68\varepsilon_1}{2\varepsilon_1} = 0.84$$

Portanto, a distância máxima entre fendas, é dada por:

$$S_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2 \frac{d_b}{\rho_{p,ef}} = 50 + 0.25 \times 0.8 \times 0.84 \times \frac{12mm}{0.040} = 100.7mm$$

De acordo com o EC2, o factor σ_{fr}/σ_f pode ser substituído por M_{cr}/M para a flexão ou por N_{cr}/N para a tracção simples. Assim, a extensão média relativa entre a armadura e o betão é dada por:

$$\varepsilon_{fm} = \frac{\sigma_f \left[1 - \beta_I \beta_{II} \left(\frac{\sigma_{fr}}{\sigma_f} \right)^2 \right]}{E_f} = \frac{175.7 MPa \left[1 - 1.0 \times 0.5 \times \left(\frac{10.9}{23.2} \right)^2 \right]}{60 \times 10^3 MPa} = 0.0026$$

Determinação do valor característico da abertura de fendas:

$$w = YS_{rm}\varepsilon_{fm} = 1.3 \times 100.7mm \times 0.0026 = 0.3mm$$

Para secções de betão armado com GFRP, o Fib-Bulletin 40 [21] recomenda uma abertura máxima de fendas de $0.5mm$, logo a secção do apoio verifica a limitação de fendas.

➤ Momento Positivo (meio-vão)

A secção do meio-vão da laje apresenta fendas de $0.3mm$ de largura, pelo que também verifica a limitação de fendas sugerida pelo Fib Bulletin n°40 [21].

A2.1.4. Betão armado com GFRP (ISIS Manual No.3 [25])

A laje será dimensionada para a classe de betão C30/37 com os valores de cálculo expostos no EC2 [19]. Relativamente, às armaduras de GFRP, como não são referidos quaisquer factores de redução para afectar os valores característicos a curto prazo serão adoptados os do ACI 440.1R-06 [3].

A2.1.4.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot cp + \gamma_q \cdot sc = 18.3 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Ed} = 1.25 \times (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15m) + 1.5 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed} = \frac{3}{8} p_{sd} l = \frac{3}{8} \times 18.3 \text{ KN/m}^2 \times 4m = 27.5 \text{ KN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{5}{8} p_{sd} l = \frac{5}{8} \times 18.3 \text{ KN/m}^2 \times 4m = 45.8 \text{ KN/m}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 18.3 \text{ KN/m}^2 \times (4m)^2 = 36.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Ed}^+ = 27.5 \text{ KN/m} \times 1.5\text{m} - 18.3 \text{ KN/m}^2 \times (1.5\text{m})^2 / 2 = 20.7 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.4.2. E.L.U. Flexão

➤ Momento Negativo

Considerando uma quantidade inicial de armadura de $\emptyset 12//0.125 + \emptyset 8//0.125$, a percentagem de armadura é idêntica à calculada anteriormente para o dimensionamento de acordo com o ACI 440.1R-06 [3]. Em relação à percentagem de armadura equilibrada, recorreremos à expressão [3.14] para a quantificar, tendo em consideração um factor de redução da força do betão e da armadura, de 0.65 e 0.75, respectivamente.

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_{ck} = 0.85 - 0.0015 \times 30 = 0.805 \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_{ck} = 0.97 - 0.0025 \times 30 = 0.895 \geq 0.67$$

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f_{ck}}{\phi_f f_{fu}} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \\ &= 0.805 \times 0.895 \times \frac{0.65 \times (30 \text{ MPa})}{0.75 \times (1080 \text{ MPa})} \left(\frac{0.0035}{0.0035 + 0.018} \right) = 0.0028 \end{aligned}$$

A percentagem de armadura é maior que a percentagem de armadura equilibrada, portanto, a rotura da secção ocorre pelo esmagamento do betão. Assim, procedemos em seguida à determinação da tensão nos varões de GFRP à tracção, que é dada por:

$$\begin{aligned} f_f &= 0.5E_f \varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\eta\beta_1 f_{ck}}{\rho_f \phi_f E_f \varepsilon_{cu}} \right)^{1/2} - 1 \right] \\ &= 0.5 \times (60 \times 10^3 \text{ MPa}) \times 0.0035 \\ &\times \left[\left(1 + \frac{4 \times 0.805 \times 0.65 \times 0.895 \times (30 \text{ MPa})}{0.0109 \times 0.75 \times (60 \times 10^3 \text{ MPa}) \times 0.0035} \right)^{1/2} - 1 \right] \\ &= 505.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Finalmente, procedemos à determinação da posição da linha neutra e do momento resistente da secção, através das expressões [3.27] e [3.25], respectivamente.

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} d = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_f}{E_f}} d = \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{505.1 \text{ MPa}}{60 \times 10^3 \text{ MPa}}} \times (120 \text{ mm}) = 35.2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \phi_f A_f f_f \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \\ &= 0.75 \times (1307 \text{ mm}^2) \times (505.1 \text{ N/mm}^2) \\ &\times \left(120 \text{ mm} - \frac{0.895 \times (35.2 \text{ mm})}{2} \right) = 5.16 \times 10^7 \text{ N.mm} = 51.6 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Portanto, a armadura adoptada verifica o E.L.U. de Flexão.

$$M_{Ed}^- = 36.6 \text{ KN.m/m} < M_{Rd}^- = 51.6 \text{ KN.m/m}$$

➤ Momento Positivo

Pela razão precedentemente enunciada, também não serão apresentados cálculos intermédios para o dimensionamento da armadura resistente a meio-vão.

➤ Armadura Mínima

A armadura mínima de flexão é abordada pelo ISIS Manual No.3 [25] sob o pressuposto de que a rotura do elemento não deverá ocorrer imediatamente após a fissuração do mesmo e, portanto, o momento resistente M_{Rd} terá de ser pelo menos 50% maior que o momento de fendilhação M_{cr} .

$$M_{cr} = \frac{f_r I_t}{y_t} = \frac{(3.3 \text{ MPa}) \times (2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4)}{(74.7 \text{ mm})} = 1.25 \times 10^7 \text{ N.mm/m} = 12.5 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{Rd} \geq 1.5 M_{cr} = 1.5 \times 12.5 \text{ KN.m/m} = 18.8 \text{ KN.m/m}$$

Portanto, é verificada a armadura mínima de acordo com o ISIS Manual No.3 [25], pois quer o momento resistente no apoio, quer o momento resistente a meio-vão é superior a 18.8 KN.m/m.

A2.1.4.3. E.L.U. Esforço Transverso

O ISIS Manual No.3 [25] menciona que a verificação ao esforço transverso pode ser dispensada no caso de lajes ou vigas com profundidade inferior a 300mm, portanto não será adoptada qualquer armadura de corte para a laje.

A2.1.4.4. Esforços Condicionantes (E.L.S.)

$$p_{cqp} = cp + \psi_2.sc = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{cqp} = (1.5 \text{ KN/m}^2 + 3.5 \text{ KN/m}^2 + 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m}) + 0.6 \times (5 \text{ KN/m}^2)$$

Momento Flector

$$M_{cqp}^- = \frac{1}{8} p_{sd} l^2 = \frac{1}{8} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 23.2 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cqp}^+ = \frac{1}{14.2} p_{sd} l^2 = \frac{1}{14.2} \times 11.6 \text{ KN/m}^2 \times (4\text{m})^2 = 13.1 \text{ KN.m/m}$$

A2.1.4.5. Verificação das tensões➤ **Momento Negativo (apoio)**

A tensão exercida nos varões de GFRP em condições de serviço é dada pela expressão [3.63] e deve ser inferior ao produto entre a resistência de cálculo dos varões de GFRP à tracção e o factor de segurança exposto na Tabela 3.9.

$$f_f = \frac{M_{ser}}{A_f d \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{23.2 \times 10^6 \text{ N.mm}}{(1307 \text{ mm}^2) \times 120 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0.200}{3}\right)} = 158.5 \text{ MPa}$$

$$f_f < 0.25 f_{fu} \Leftrightarrow 158.5 \text{ MPa} < 270.0 \text{ MPa}$$

Portanto, a armadura adoptada verifica a limitação das tensões.

➤ Momento Positivo (meio-vão)

A tensão induzida nos varões de GFRP a meio vão é de 127.9 MPa , com uma tensão admissível de 270.0 MPa . Portanto, a armadura adoptada para o momento positivo verifica a limitação das tensões.

A2.1.4.6. Verificação da deformação

Determinação do momento de inércia da secção não fendilhada:

$$y_t = \frac{b \cdot h \cdot \text{braço} + (n_f - 1) A_f d_c}{bh + (n_f - 1) A_f}$$
$$= \frac{(1000\text{mm}) \times (150\text{mm}) \times (150\text{mm}/2) + (2.31 - 1) \times (905\text{mm}^2) \times (30\text{mm})}{(1000\text{mm}) \times (150\text{mm}) + (2.31 - 1) \times (905\text{mm}^2)} = 74.8\text{mm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + (n_f - 1) A_f (y_t - d_c)^2$$
$$= \frac{(1000\text{mm}) \times (150\text{mm})^3}{12} + (1000\text{mm}) \times (150\text{mm}) \times \left(74.8\text{mm} - \frac{150}{2} \right)^2$$
$$+ (2.31 - 1) \times (905\text{mm}^2) \times (74.8\text{mm} - 30\text{mm})^2 = 2.8 \times 10^8 \text{mm}^4$$

Determinação do momento de inércia da secção fendilhada:

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{12} k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 = 2.4 \times 10^7 \text{mm}^4$$

Cálculo do momento de fendilhação:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_t} = \frac{0.6 \sqrt{f_{ck}} I}{y_t} = \frac{0.6 \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 2.8 \times 10^8 \text{mm}^4}{74.7\text{mm}} = 1.25 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$$
$$= 12.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Determinação do momento de inércia efectivo:

$$\begin{aligned}
 I_e &= \frac{I \times I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{ser}} \right)^2 \right] (I - I_{cr})} \\
 &= \frac{(2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4) \times (2.4 \times 10^7 \text{ mm}^4)}{2.4 \times 10^7 \text{ mm}^4 + \left[1 - 0.5 \left(\frac{12.5 \text{ KN.m}}{13.1 \text{ KN.m}} \right)^2 \right] \times (2.8 \times 10^8 \text{ mm}^4 - 2.4 \times 10^7 \text{ mm}^4)} \\
 &= 4.0 \times 10^7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Estimativa da flecha elástica devida à sobrecarga:

$$\begin{aligned}
 a_c &= \frac{1}{184.6} \frac{sc.L^4}{E_c I_e} = \frac{1}{184.6} \frac{sc.L^4}{4500 \sqrt{f_{ck}} I_e} = \frac{1}{184.6} \frac{(5.0 \text{ N/mm}) \times (4000 \text{ mm})^4}{4500 \sqrt{30 \text{ N/mm}^2} \times (4.0 \times 10^7 \text{ mm}^4)} \\
 &= 6.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Limitação da flecha elástica devida à sobrecarga:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{360} = \frac{4000 \text{ mm}}{360} = 11.1 \text{ mm}$$

Estimativa da flecha elástica a longo prazo:

$$a_t = a_c \left[1 - \frac{192}{5} \chi \left[\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right) \right] \right] = 6.6 \text{ mm} \left[1 - \frac{192}{5} \times 0.9 \left[\frac{1}{3} - \frac{1}{4} \right] \right] = 12 \text{ mm}$$

$$\chi = \left(1 - \frac{I_{cr}}{I} \right) = \left(1 - \frac{2.4 \times 10^7}{2.8 \times 10^8} \right) = 0.9$$

Limitação da flecha a longo prazo devida a todas as cargas actuantes:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{360} = \frac{4000 \text{ mm}}{240} = 16.7 \text{ mm}$$

Como $a_t = 12 \text{ mm} < 16.7 \text{ mm}$ está verificado o Estado Limite de Deformação.

A2.1.4.7. Verificação da fendilhação**➤ Momento Negativo (apoio)**

Para quantificar a abertura de fendas na secção é necessário determinar alguns parâmetros, nomeadamente o d_c (distância entre a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade das armaduras de GFRP), o h_1 (distância entre o centro de gravidade dos varões de GFRP e o eixo neutro) e o h_2 (distância entre a fibra extrema traccionada e o eixo neutro), ou seja:

$$d_c = h - d = 150mm - 120mm = 30mm$$

$$h_2 = h - kd = 150mm - 0.200 \times 120mm = 125.9mm$$

$$h_1 = h_2 - d_c = 125.9mm - 30mm = 95.9mm$$

Por sua vez, a variável A representa a área efectiva de betão em torno do centro de gravidade dos varões de GFRP dividido pelo número de varões, isto é:

$$A = \frac{2bx}{n^\circ \text{varões}} = \frac{2 \times 1000mm \times 30mm}{16} = 3750mm^2$$

Na ausência de informação acerca da aderência entre os varões de GFRP e o betão, dever-se-á considerar um coeficiente k_b igual a 1.2. Assim, a largura máxima de fendas na secção é dada por:

$$\begin{aligned} w &= 2.2k_b \frac{f_f}{E_f} \frac{h_2}{h_1} (d_c A)^{1/3} \\ &= 2.2 \times 1.2 \times \frac{158.5 \text{ MPa}}{60 \times 10^3 \text{ MPa}} \times \frac{125.9mm}{95.9mm} \times (30mm \times 3750mm^2)^{1/3} \\ &= 0.4mm \end{aligned}$$

Como o ISIS Manual No.3 [25] recomenda uma abertura de fendas de $0.5mm$, para secções de betão armado com GFRP, a secção do apoio verifica a fendilhação.

➤ Momento Positivo (meio-vão)

A secção do meio-vão da laje apresenta fendas de $0.4mm$ de largura, pelo que também verifica a limitação de fendas sugerida pelo ISIS Manual No.3 [25].

A2.1.5. Disposições Construtivas

O espaçamento dos varões de GFRP será verificado em conformidade com o tópico 3.5.4 e o comprimento de amarração dos mesmos de acordo com o tópico 3.5.2. Em relação aos varões de aço serão adoptados os procedimentos definidos no EC2 [19].

A2.1.5.1. Espaçamento entre varões de aço

O espaçamento máximo entre armaduras principais é dado por:

$$s_{m\acute{a}x} = \min[3h; 400mm] = \min[3 \times 150mm; 400mm] = 400mm$$

O espaçamento máximo entre armaduras de distribuição é dado por:

$$s_{m\acute{a}x} = \min[3.5h; 450mm] = \min[3.5 \times 150mm; 450mm] = 450mm$$

A2.1.5.2. Espaçamento entre varões de GFRP

O espaçamento mínimo entre varões longitudinais, é dado por:

$$\begin{aligned} s_{min} &= \max(1.4d_b; 1.4d_g; 30mm; c) \\ &= \max(1.4 \times 12mm; 1.4 \times 22mm; 30mm; 25mm) = 30.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

O espaçamento máximo entre varões longitudinais, é dado por:

$$s_{m\acute{a}x} = \min(5h_l; 500mm) = \min(5 \times 150mm; 500mm) = 500mm$$

A2.1.5.3. Armadura de aço no bordo simplesmente apoiado

A quantidade de armadura de bordo simplesmente apoiado a adoptar, na face superior da laje, junto às vigas de bordo, na direcção perpendicular às mesmas, deve respeitar a seguinte condição:

$$A_{s,apoio}^- = \max\{A_{s,min}; 0.25A_{s,v\tilde{a}o}^+\}$$

$$A_{s,apoio}^- = \max\{1.81cm^2/m; 0.25 \times (6.28cm^2/m)\} = 1.81cm^2/m$$

$$\Rightarrow \varnothing 8//0.25(2.01cm^2/m)$$

A2.1.5.4. Comprimento de amarração dos varões de açoComprimento de amarração da armadura inferior

Determinação do valor de dimensionamento da resistência do betão à tracção:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.0 \frac{2.0 MPa}{1.5} = 1.3 MPa$$

Cálculo do valor da tensão de aderência:

$$f_{bd} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2.25(1)(1) \times 1.3 MPa = 2.9 MPa$$

η_1 é um coeficiente que depende da qualidade da aderência e da posição do varão durante a betonagem, e assume o valor de 1.0 para boas condições de aderência; η_2 é um coeficiente que depende do diâmetro do varão e admite o valor de 1.0 para diâmetros inferiores a 32mm.

Determinação do comprimento de amarração base:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{10mm \ 500MPa/1.15}{4 \ 2.9 MPa} = 374.8mm$$

Para varões traccionados, o comprimento de amarração mínimo, é dado por:

$$\begin{aligned}
 l_{b,min} &= \max\{0.3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\} \\
 l_{b,min} &= \max\{0.3 \times 374.8mm; 10 \times 10mm; 100mm\} \\
 &= \max\{112mm; 100mm; 100mm\} = 112mm
 \end{aligned}$$

O comprimento de amarração necessário, para varões traccionados com amarrações curvas pode ser obtido simplifcadamente por:

$$l_{bd} = 0.7l_{b,rqd} = 0.7 \times 374.8mm = 262.4mm > 100mm$$

Ao comprimento de amarração é necessário adicionar a translação do diagrama de momentos, que para o caso de elementos sem armadura de esforço transverso, é dada pela altura útil da secção (120mm). Assim, o comprimento de amarração total é dado por 382.4mm, que por questões práticas será considerado 400mm.

Comprimento de amarração da armadura superior

Determinação do comprimento de amarração base:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{8mm \cdot 500MPa/1.15}{4 \cdot 2.9 MPa} = 299.9mm$$

Para varões traccionados, o comprimento de amarração mínimo, é dado por:

$$\begin{aligned}
 l_{b,min} &= \max\{0.3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\} = \max\{0.3 \times 299.9mm; 10 \times 8mm; 100mm\} \\
 &= \max\{90.0mm; 80mm; 100mm\} = 100mm
 \end{aligned}$$

O comprimento de amarração necessário, para varões traccionados com amarrações curvas pode ser obtido simplifcadamente por:

$$l_{bd} = 0.7l_{b,rqd} = 0.7 \times 299.9mm = 210mm > 100mm$$

Ao comprimento de amarração é necessário adicionar a translação do diagrama de momentos, que para o caso de elementos sem armadura de esforço transversal, é dada pela altura útil da secção (120mm). Assim, o comprimento de amarração total é dado por 330mm, que por questões práticas será considerado 350mm.

A2.1.5.5. Comprimento de amarração dos varões de GFRP

Comprimento de amarração da armadura inferior

Determinação do parâmetro C:

$$C = \min(25mm + 12mm/2; 125mm/2) = 31mm$$

Cálculo da tensão máxima que se pode desenvolver no varão de GFRP dispensado:

$$\begin{aligned} f_{fe} &= \frac{0.083\sqrt{f_{ck}}}{\alpha_A} \left(13.6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) \\ &= \frac{0.083\sqrt{30 \text{ MPa}}}{1.0} \left(13.6 \frac{(4000mm/2)}{12mm} + \frac{31mm}{12mm} \frac{(4000mm/2)}{12mm} + 340 \right) \\ &= 1380.8 \text{ MPa} \leq f_{fu} = 1080 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Determinação do comprimento de amarração do varão de GFRP dispensado:

$$l_{bd} = \frac{\alpha_A \frac{f_{fr}}{0.083\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b = \frac{1.0 \frac{1080 \text{ MPa}}{0.083\sqrt{30 \text{ MPa}}} - 340}{13.6 + \frac{31mm}{12mm}} \times 12mm = 1500mm$$

Verificação do comprimento da armadura positiva na extremidade do apoio:

$$l_{bd} = 900mm \leq \frac{\phi M_{Rd}}{V_{Ed}} + l_a = 1.3 \times \frac{37300 \text{ KN.mm}}{28.2 \text{ KN}} = 1720mm \rightarrow \text{Verifica}$$

Admitindo que as vigas que suportam a laje possuem uma largura de 250mm, e considerando que o comprimento de amarração apenas é dado a partir do centro do

apoio, verificamos que será necessário dobrar o varão. Contudo, os varões de GFRP não podem ser dobrados em obra, pelo que será determinado em seguida o comprimento de amarração do varão dobrado.

$$l_{bhf} = K_f \frac{d_b}{\sqrt{f_{ck}}} = 330 \frac{d_b}{\sqrt{f_{ck}}} = 330 \frac{12mm}{\sqrt{30 MPa}} = 723.0mm \approx 750mm$$

Determinação do ponto de momento nulo, medido a partir do apoio extremo:

$$M_{Ed}^+ = 28.2x - 18.8x^2/2 \Leftrightarrow 0 = 28.2x - 18.8x^2/2 \Leftrightarrow x = 3m$$

Como a partir da coordenada $x = 3m$, ainda temos que acrescentar o comprimento de amarração $l_{bd} = 0.90m$, não compensa fazer dispensa da armadura inferior.

Comprimento de amarração da armadura superior

Determinação do parâmetro C:

$$C = \min(25mm + 12mm/2; 125mm/2) = 31mm$$

Cálculo da tensão máxima que se pode desenvolver no varão de GFRP dispensado:

$$f_{fe} = 1380.8 MPa \leq f_{fu} = 1080 MPa$$

Determinação do comprimento de amarração do varão de GFRP dispensado:

$$l_{bd} = 1500mm$$

Neste caso é possível dispensar a armadura negativa a 2.50m do apoio intermédio.

O comprimento de amarração do varão de 8mm dobrado é dado por:

$$l_{bhf} = K_f \frac{d_b}{\sqrt{f_{ck}}} = 330 \frac{d_b}{\sqrt{f_{ck}}} = 330 \frac{8mm}{\sqrt{30 MPa}} = 482.0mm \approx 500mm$$

A2.2. Caso de Estudo 2: Laje Fungiforme

A laje fungiforme encontra-se representada na Figura 4.4 e o seu dimensionamento será realizado de acordo com modelo de cálculo exposto na Figura 4.5. O elemento estrutural, possui uma espessura de $0.20m$, pelo que será considerada uma altura útil de $0.17m$.

A2.2.1. Betão armado com aço (EC2 [19])

A laje será dimensionada para a classe de betão C25/30 com armaduras de aço da classe A400NR, cujos valores de cálculo são os definidos pelo EC2 [19].

A2.2.1.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot cp + \gamma_q \cdot sc = 21.0 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{Ed} = 1.5 \times (25 \text{ KN/m}^3 \times 0.20m + 4 \text{ KN/m}^2) + 1.5 \times 5 \text{ KN/m}^2$$

Diagrama de momentos flectores para uma carga unitária, $M_{Ed}[\text{KN} \cdot m]$:

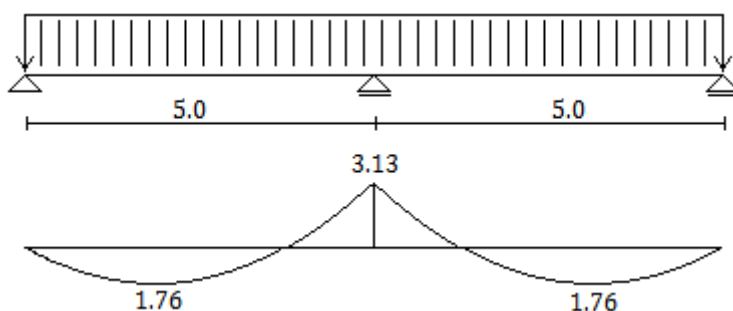


Figura A2.1 – Diagrama de momentos flectores.

Determinação dos momentos de dimensionamento:

Pórtico	$L_{pórtico}[\text{m}]$	$p_{Ed}[\text{KN/m}]$	$M_{Ed}^{+}[\text{KN} \cdot m]$	$M_{Ed}^{-}[\text{KN} \cdot m]$
Lateral	2.5	52.5	92.4	164.3
Intermédio	5.0	105.0	184.8	328.7

Tabela A2.1 - Momentos flectores de dimensionamento.

Distribuição dos momentos flectores nas faixas central e lateral:

Pórtico	Sinal do Momento	Faixa	$M_{Ed}[KN.m/m]$
Lateral e Intermédio	+	Central	40.7
		Lateral	33.3
	-	Central	98.6
		Lateral	32.9

Tabela A2.2 - Momentos flectores distribuídos nas faixas central e lateral.

A2.2.1.2. E.L.U. Flexão

A tabela seguinte indica as quantidades de armadura a adoptar na laje, nas larguras de faixa consideradas. Refira-se ainda que, este cálculo foi realizado com recurso às Tabelas de Barés [22].

Faixa	Sinal do Momento	M_{Ed} [KN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Armadura
Central	+	40.7	0.084	0.089	7.26	Ø10//0.10
	-	98.6	0.204	0.239	19.50	Ø12//0.10 + Ø10//0.10
Lateral	+	33.3	0.069	0.073	5.96	Ø10//0.125
	-	32.9	0.068	0.072	5.87	Ø10//0.125

Tabela A2.3 - Armaduras de flexão da laje fungiforme armada com aço.

A2.2.1.3. E.L.U. Punçãoamento

➤ Pilar Central

Determinação o esforço transversal actuante no pilar, que é dado pelo produto entre a área de influência do pilar e a carga de dimensionamento.

$$V_{Ed} = \left(2 \times \frac{5}{8} \times 5m\right) \left(2 \times \frac{5}{8} \times 5m\right) \times 21.0 \text{ KN/m}^2 = 820.3 \text{ KN}$$

Cálculo do perímetro básico de controlo, u_1 , que é definido como a linha fechada que envolve a área carregada a uma distância não inferior a $2d$ e cujo perímetro é mínimo.

$$u_1 = 4a + 4\pi d = 4 \times 0.5m + 4\pi \times 0.17m = 4.14m$$

Determinação da resistência ao punçoamento:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.12 \times 2 (100 \times 0.0113 \times 25)^{1/3} = 0.731 MPa$$

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.08 \leq 2 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{A_{sFC-}}{d} = \frac{19.2 \times 10^{-4}}{0.17} = 0.0113$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0.0113$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = 731 KN/m^2 \times 4.14m \times 0.17m = 514.5 KN$$

Como $V_{Ed} = 820.3KN > V_{Rd,c} = 514.5KN$ não é verificado o E.L.U. de Punçoamento.

Perante esta situação, recorreremos a um espessamento da laje. Este método consiste em admitir uma nova altura de secção que verifique a expressão seguinte.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

$$\Leftrightarrow 0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left(100 \frac{1.92}{d} \times 25 MPa \right)^{1/3} \times (4 \times 500 + 4\pi d) d \geq 820 \times 10^3 N$$

Partindo da hipótese que $h = 300mm \Leftrightarrow d = 270mm$, a expressão anterior vem:

$$848.5 \times 10^3 N \geq 820.0 \times 10^3 N \text{ com } \left(1 + \sqrt{\frac{200}{270}} \right) \leq 2$$

Como, $V_{Ed} = 820.3 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 848.5 \text{ KN}$, será adoptado um espessamento de 0.10m relativamente à espessura corrente da laje.

➤ Pilar de Bordo

Determinação do esforço transversal actuante no pilar:

$$V_{Ed} = \left(\frac{3}{8} \times 5\text{m}\right) \left(2 \times \frac{5}{8} \times 5\text{m}\right) \times 21.0 \text{ KN/m}^2 = 246.1 \text{ KN}$$

Cálculo do perímetro básico de controlo:

$$u_1 = 2 \times 0.3\text{m} + 0.5\text{m} + 2\pi \times 0.17\text{m} = 2.19\text{m}$$

Determinação da resistência ao punçoamento:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.12 \times 2 (100 \times 0.0051 \times 25)^{1/3} = 0.561 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sFC^-}}{d} = \frac{19.2 \times 10^{-4}}{0.17} = 0.0113$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{sdist(FC^-)}}{d} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{0.17} = 0.0023$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = \sqrt{0.0113 \times 0.0023} = 0.0051$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = 561 \text{ KN/m}^2 \times 2.19\text{m} \times 0.17\text{m} = 208.9 \text{ KN}$$

Como $V_{Ed} = 246.1 \text{ KN} > V_{Rd,c} = 208.9 \text{ KN}$ não é verificado o E.L.U. de Punçoamento.

Partindo da hipótese que $h = 250\text{mm} \Leftrightarrow d = 220\text{mm}$, vem:

$$u_1 = 2 \times 0.3\text{m} + 0.5\text{m} + 2\pi \times 0.22\text{m} = 2.48\text{m}$$

$$\rho_{ly} = 0.0087; \rho_{lz} = 0.0018; \rho_l = 0.0040$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.12 \times 1.95 (100 \times 0.0040 \times 25)^{1/3} = 0.504 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = 504 \text{ KN/m}^2 \times 2.48 \text{ m} \times 0.22 \text{ m} = 278.0 \text{ KN}$$

Como, $V_{Ed} = 246.1 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 278.0 \text{ KN}$, será adoptado um espessamento de 0.05 m relativamente à espessura corrente da laje.

➤ Pilar de Canto

Determinação do esforço transversal actuante no pilar:

$$V_{Ed} = \left(\frac{3}{8} \times 5 \text{ m}\right) \left(\frac{3}{8} \times 5 \text{ m}\right) \times 21.0 \text{ KN/m}^2 = 73.8 \text{ KN}$$

Cálculo do perímetro básico de controlo:

$$u_1 = 2 \times 0.3 \text{ m} + \pi \times 0.17 \text{ m} = 1.13 \text{ m}$$

Determinação da resistência ao punçoamento:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.12 \times 2 (100 \times 0.0017 \times 25)^{1/3} = 0.389 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{A_{smin}}{d} = \frac{2.87 \times 10^{-4}}{0.17} = 0.0017$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0.0017$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = 389 \text{ KN/m}^2 \times 1.13 \text{ m} \times 0.17 \text{ m} = 74.7 \text{ KN}$$

Como $V_{Ed} = 73.8 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 74.7 \text{ KN}$ o pilar verifica o E.L.U. de Punçoamento.

A2.2.2. Betão armado com GFRP (ACI 440.1R-06 [3])

A laje será dimensionada para a classe de betão C25/30 com os valores de cálculo expostos no EC2 [19]. Em relação às armaduras de GFRP, as considerações adoptadas são similares às expostas no item A2.1.2.

A2.2.2.1. Esforços Condicionantes (E.L.U.)

$$p_{Ed} = 1.7 \times (24 \text{ KN/m}^3 \times 0.20\text{m} + 4 \text{ KN/m}^2) + 1.2 \times 5 \text{ KN/m}^2 = 21.0 \text{ KN/m}^2$$

Como podemos verificar a carga de dimensionamento da laje de betão armado com GFRP é idêntica à da laje armada com aço, pelo que os esforços actuantes serão iguais aos determinados anteriormente.

A2.2.2.2. E.L.U. Flexão

A metodologia adoptada para a determinação das armaduras de flexão foi análoga à precedentemente realizada para o caso da laje vigada, pelo que não será novamente discriminado todo o procedimento efectuado. Salienta-se apenas que para qualquer faixa, ou sinal do momento, a rotura da secção ocorre pelo esmagamento do betão.

Faixa	Sinal do Momento	$M_{Ed}[\text{KN.m/m}]$	Armadura admitida	$M_{Rd}[\text{KN.m/m}]$
Central	+	40.7	Ø12//0.10	65.7
	-	98.6	Ø16//0.10 + Ø12//0.10	100.3
Lateral	+	33.3	Ø12//0.125	54.0
	-	32.9	Ø12//0.125	54.0

Tabela A2.4 - Armaduras de flexão da laje fungiforme armada com GFRP.

Como nas estruturas de betão armado com GFRP, o Estado Limite de Serviço é na maior parte dos casos condicionante, a tabela seguinte indica os resultados obtidos para a armadura admitida, em termos de tensões, deformações e abertura de fendas. Note-se que estas verificações foram realizadas para a combinação rara de acções.

Armadura Admitida	Tensões $f_{f,s}[\text{MPa}]$	Deformação $a_t[\text{mm}]$	Fendilhação $w[\text{mm}]$
Ø12//0.10	$f_{f,s} = 104 < 216$	$a_t = 21 \leq 21$	$w = 0.6 \leq 0.7$
Ø16//0.10 + Ø12//0.10	$f_{f,s} = 94 < 192$	$a_t = 15 \leq 21$	$w = 0.5 \leq 0.7$
Ø12//0.125	$f_{f,s} = 106 < 216$	$a_t = 20 \leq 21$	$w = 0.6 \leq 0.7$
Ø12//0.125	$f_{f,s} = 105 < 216$	$a_t = 19 \leq 21$	$w = 0.6 \leq 0.7$

Tabela A2.5 - Verificação dos E.L.S. da laje fungiforme armada com GFRP.

A2.2.2.3. E.L.U. Punçoamento

➤ Pilar Central

Esforço Transverso actuante no pilar:

$$V_{Ed} = 820.3 \text{ KN}$$

Cálculo do perímetro básico de controlo:

$$u_1 = 4 \times (0.5m + 2 \times 0.17m/2) = 2.68m$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.262 \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 2680mm \times 170mm = 477.5 \text{ KN}$$

Como o ACI 440.1R-06 [3] não especifica a percentagem de armadura a considerar na resistência ao punçoamento, por analogia ao betão armado com aço, considerou-se a armadura superior, que atravessa o pilar, em ambas as direcções.

$$\rho_{fy} = \rho_{fz} = \frac{A_{f_{FC-}}}{bd} = \frac{3142mm^2}{1000mm \times 170mm} = 0.0185$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_{fy} \cdot \rho_{fz}} = 0.0185$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \\ = \sqrt{2 \times 0.0185 \times 2.53 + (0.0185 \times 2.53)^2} - 0.0185 \times 2.53 = 0.262$$

Como $V_{Ed} = 820.3KN > V_{Rd,c} = 477.5KN$ não é verificado o E.L.U. de Punçoamento.

Perante esta situação, recorreremos a um espessamento da laje. Partindo da hipótese que $h = 300mm \Leftrightarrow d = 270mm$, o esforço de corte resistente, vem:

$$u_1 = 4 \times (0.5m + 2 \times 0.27m/2) = 3.08m$$

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.262 \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 3080mm \times 270mm = 871.5 \text{ KN}$$

Como, $V_{Ed} = 820.3 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 871.5 \text{ KN}$, será adoptado um espessamento de 0.10m relativamente à espessura corrente da laje.

➤ Pilar de Bordo

Esforço Transverso actuante no pilar:

$$V_{Ed} = 246.1 \text{ KN}$$

Cálculo do perímetro básico de controlo:

$$u_1 = (0.5\text{m} + 2 \times 0.17\text{m}/2) + (0.3 + 0.17/2) = 1.06\text{m}$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.180 \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 1060\text{mm} \times 170\text{mm} = 129.7 \text{ KN}$$

$$\rho_{fy} = \frac{A_{f_{FC^-}}}{bd} = \frac{3142\text{mm}^2}{1000\text{mm} \times 170\text{mm}} = 0.0185$$

$$\rho_{fz} = \frac{A_{f_{dist(FC^-)}}}{bd} = \frac{565\text{mm}^2}{1000\text{mm} \times 170\text{mm}} = 0.0033$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_{fy} \cdot \rho_{fz}} = \sqrt{0.0185 \times 0.0033} = 0.0078$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0078 \times 2.53 + (0.0078 \times 2.53)^2} - 0.0078 \times 2.53 = 0.180$$

Como $V_{Ed} = 246.1\text{KN} > V_{Rd,c} = 129.7\text{KN}$ não é verificado o E.L.U. de Punçoamento.

Perante esta situação, recorreremos a um espessamento da laje. Partindo da hipótese que $h = 400\text{mm} \Leftrightarrow d = 370\text{mm}$, o esforço de corte resistente, vem:

$$u_1 = (0.5\text{m} + 2 \times 0.37\text{m}/2) + (0.3 + 0.37/2) = 1.36\text{m}$$

$$\rho_{fy} = \frac{A_{f_{FC^-}}}{bd} = \frac{3142\text{mm}^2}{1000\text{mm} \times 370\text{mm}} = 0.0085$$

$$\rho_{fz} = \frac{A_{f_{dist(FC^-)}}}{bd} = \frac{565mm^2}{1000mm \times 370mm} = 0.0015$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_{fy} \cdot \rho_{fz}} = \sqrt{0.0085 \times 0.0015} = 0.0036$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0036 \times 2.53 + (0.0036 \times 2.53)^2} - 0.0036 \times 2.53 = 0.128$$

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.128 \sqrt{25 MPa} \times 1300mm \times 370mm = 246.3 KN$$

Como, $V_{Ed} = 246.1 KN < V_{Rd,c} = 246.3 KN$, será adoptado um espessamento de 0.15m relativamente à espessura corrente da laje.

➤ Pilar de Canto

Esforço Transverso actuante no pilar:

$$V_{Ed} = 73.8 KN$$

Cálculo do perímetro básico de controlo:

$$u_1 = 2 \times (0.3m + 0.17m/2) = 0.77m$$

Determinação do esforço de corte máximo resistente:

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.116 \sqrt{25 MPa} \times 770mm \times 170mm = 61.7 KN$$

$$\rho_{fy} = \rho_{fz} = \frac{A_{f_{min}}}{bd} = \frac{503mm^2}{1000mm \times 170mm} = 0.0030$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_{fy} \cdot \rho_{fz}} = 0.0030$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0030 \times 2.53 + (0.0030 \times 2.53)^2} - 0.0030 \times 2.53 = 0.116$$

Como $V_{Ed} = 73.8 \text{ KN} > V_{Rd,c} = 61.7 \text{ KN}$ não é verificado o E.L.U. de Punçoamento.

Perante esta situação, recorreremos a um espessamento da laje. Partindo da hipótese que $h = 250\text{mm} \Leftrightarrow d = 220\text{mm}$, o esforço de corte resistente, vem:

$$u_1 = 2 \times (0.3\text{m} + 0.22\text{m}/2) = 0.82\text{m}$$

$$\rho_{fy} = \rho_{fz} = \frac{A_{f_{min}}}{bd} = \frac{503\text{mm}^2}{1000\text{mm} \times 220\text{mm}} = 0.0023$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_{fy} \cdot \rho_{fz}} = 0.0023$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0023 \times 2.53 + (0.0023 \times 2.53)^2} - 0.0023 \times 2.53 = 0.102$$

$$V_{Rd,c} = \frac{4}{5} k \sqrt{f_{ck}} u_1 d = \frac{4}{5} \times 0.102 \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 820\text{mm} \times 220\text{mm} = 74.0 \text{ KN}$$

Como, $V_{Ed} = 73.8 \text{ KN} < V_{Rd,c} = 74.0 \text{ KN}$, será adoptado um espessamento de 0.05m relativamente à espessura corrente da laje.

A2.3. Caso de Estudo 3: Viga

A viga encontra-se representada na Figura 4.7 e o seu dimensionamento será realizado de acordo com modelo de cálculo exposto na Figura 4.9. O elemento estrutural, possui uma espessura de 0.85m, pelo que será considerada uma altura útil de 0.80m.

O dimensionamento da viga foi efectuado de forma análoga ao da laje viga, pelo que se considerou dispensável a discriminação de todo o processo de cálculo realizado.

Neste contexto, e tendo em consideração que não se dimensionou quaisquer armaduras transversais para a laje anteriormente analisada, será, neste anexo, exposto a verificação do E.L.U. de Esforço Transverso da viga.

Por fim, salienta-se que, embora o procedimento desenvolvido para a verificação da deformação da laje seja idêntico ao realizado para a viga, razão pela qual também não será aqui apresentado, a flecha elástica, obtida através do programa de cálculo, deve ser rectificadora pelo quociente entre o momento de inércia da secção não fendilhada e o momento de inércia efectivo. Esta consideração só se aplica ao dimensionamento realizado de acordo com o ACI 440.1R-06 [3] e o ISIS Manual No.3 [25], pois apenas estes consideram o momento de inércia efectivo nas secções de betão armado com GFRP.

A2.3.1. Betão armado com aço (EC2 [19])

A viga será dimensionada para a classe de betão C25/30 com armaduras de aço da classe A400NR, cujos valores de cálculo são os definidos pelo EC2 [19].

A2.3.1.1. Esforços Condicionantes

$$p_{Ed} = 1.5[25 \text{ KN/m}^3(4\text{m} \times 0.15\text{m} + 0.7\text{m} \times 0.3\text{m}) + 4\text{m} \times 2 \text{ KN/m}^2] \\ + 1.5[4\text{m} \times 3 \text{ KN/m}^2] = 60.4 \text{ KN/m}$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed,A} = 282.9 \text{ KN} ; V_{Ed,B \text{ esq}} = 329.2 \text{ KN} ; V_{Ed,B \text{ dir}} = 181.2 \text{ KN}$$

A2.3.1.2. E.L.U. Esforço Transverso

Considerando uma inclinação de 30° para as bielas comprimidas, passaremos então à determinação do esforço transverso solicitante a $(z \cdot \cotg\theta)$.

$$V_{Ed,A}(z \cdot \cotg\theta) = 282.9 \text{ KN} - 60.4 \text{ KN/m} \times 0.9 \times 0.8\text{m} \times \cotg30^\circ = 207.6 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ esq}}(z \cdot \cotg\theta) = 329.2 \text{ KN} - 60.4 \text{ KN/m} \times 0.9 \times 0.8\text{m} \times \cotg30^\circ = 253.9 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ dir}}(z \cdot \cotg\theta) = 181.2 \text{ KN} - 60.4 \text{ KN/m} \times 0.9 \times 0.8\text{m} \times \cotg30^\circ = 105.9 \text{ KN}$$

Sendo o esforço transversal à esquerda do apoio B condicionante, procedemos à verificação das compressões, respectivamente, nas bielas comprimidas e no apoio.

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}(z \cdot \cot \theta)}{z b_w \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} = \frac{253.9 \text{ KN}}{0.9 \times 0.8 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times \sin 30^\circ \times \cos 30^\circ} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\leq 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} = 0.6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] \times 16.7 \text{ MPa} = 9.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{R_{Ed}^B}{A_{apoio}} = \frac{329.2 \text{ KN} + 181.2 \text{ KN}}{0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}} = 5.7 \text{ MPa} \leq 0.85 f_{cd} = 0.85 \times 16.7 \text{ MPa}$$

$$= 14.2 \text{ MPa}$$

Determinação da armadura transversal nos apoios:

$$(A_{sw}/s) = \frac{V_{Ed}(z \cdot \cot \theta)}{z \cdot \cot \theta \cdot f_{yd}}$$

$$(A_{sw}/s)_A = \frac{207.6 \text{ KN}}{0.9 \times 0.8 \text{ m} \cdot \cot 30^\circ \times 348 \times 10^3 \text{ KPa}} \times 10^4 = 4.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(A_{sw}/s)_{B \text{ esq}} = \frac{253.9 \text{ KN}}{0.9 \times 0.8 \text{ m} \cdot \cot 30^\circ \times 348 \times 10^3 \text{ KPa}} \times 10^4 = 5.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(A_{sw}/s)_{B \text{ dir}} = \frac{105.9 \text{ KN}}{0.9 \times 0.8 \text{ m} \cdot \cot 30^\circ \times 348 \times 10^3 \text{ KPa}} \times 10^4 = 2.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo da armadura transversal mínima:

$$(A_{sw}/s)_{min} = \frac{0.08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times 0.30 \text{ m} \times \sqrt{25 \text{ MPa}}}{400 \text{ MPa}} \times 10^4 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será adoptada uma armadura de $\emptyset 8//0.20(2.51 \text{ cm}^2/\text{m})$ no apoio A, $\emptyset 8//0.15(3.35 \text{ cm}^2/\text{m})$ à esquerda do apoio B e $\emptyset 8//0.25(2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$ à direita do apoio B, sendo esta última armadura correspondente à mínima regulamentar.

Determinação da zona da viga onde se adopta $(A_{sw}/s)_{min}$:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= (A_{sw}/s)z \cdot \cot \theta \cdot f_{yd} \\
 &= 4.02 \times 10^{-4} m^2 \times 0.9 \times 0.8m \times \cot 30^\circ \times 348 \times 10^3 KPa \\
 &= 174.5 KN
 \end{aligned}$$

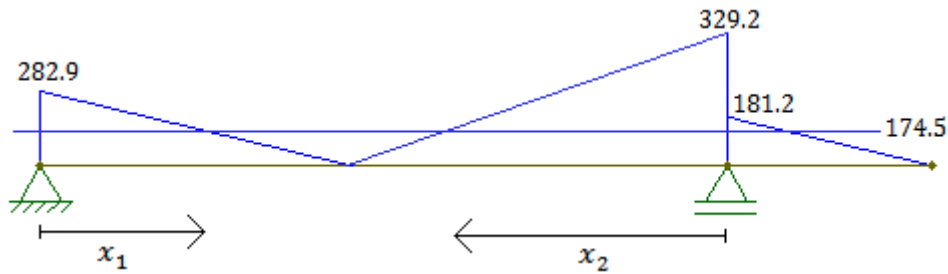


Figura A2.2 - Esforço transversal da viga armada com aço.

Cálculo das coordenadas:

$$x_1 = \frac{282.9 KN - 174.5 KN}{60.4 KN/m} = 1.79m$$

$$x_2 = \frac{329.2 KN - 174.5 KN}{60.4 KN/m} = 2.56m$$

Então, entre as posições $x = 0m$ e $x = 1.8m \rightarrow \emptyset 8//0.20$, $x = 1.8m$ e $x = 7.4m \rightarrow \emptyset 8//0.25$, $x = 7.4m$ e $x = 10.0m \rightarrow \emptyset 8//0.15$, $x = 10.0m$ e $x = 13.0m \rightarrow \emptyset 8//0.25$.

A2.3.2. Betão armado com GFRP (ACI 440.1R-06 [3])

A laje será dimensionada para a classe de betão C25/30 com os valores de cálculo expostos no EC2 [19]. Em relação às armaduras de GFRP, as considerações adoptadas são similares às expostas no item A2.1.2.

A2.3.2.1. Esforços Condicionantes

$$\begin{aligned}
 p_{Ed} &= 1.2[24 KN/m^3(4m \times 0.15m + 0.7m \times 0.3m) + 4m \times 2 KN/m^2] \\
 &\quad + 1.7[4m \times 3 KN/m^2] = 53.3 KN/m
 \end{aligned}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = 239.8 \text{ KN.m} ; M_{Ed}^+ = 594.3 \text{ KN.m}$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed,A} = 251.7 \text{ KN} ; V_{Ed,B \text{ esq}} = 290.5 \text{ KN} ; V_{Ed,B \text{ dir}} = 159.9 \text{ KN}$$

A2.3.2.2. E.L.U. Esforço Transverso

Resistência ao corte fornecida pelo betão no apoio A:

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w k d = \frac{2}{5} \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 0.239 \times 800 \text{ mm} = 114.7 \text{ KN}$$

Resistência ao corte fornecida pelo betão no apoio B:

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w k d = \frac{2}{5} \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 0.147 \times 800 \text{ mm} = 70.6 \text{ KN}$$

Determinação do esforço transverso solicitante à distância d dos apoios:

$$V_{Ed,A}(d) = 251.7 \text{ KN} - 53.3 \text{ KN/m} \times 0.8 \text{ m} = 209.1 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ esq}}(d) = 251.7 \text{ KN} - 53.3 \text{ KN/m} \times 9.2 \text{ m} = -238.7 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ dir}}(d) = 53.3 \text{ KN/m} \times 2.2 \text{ m} = 117.3 \text{ KN}$$

Determinação da armadura transversal no apoio A:

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} = \left(0.05 \times \frac{3 \times 8 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} + 0.3 \right) \times 1200 \text{ MPa} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{fv} = 0.004 E_f = 0.004 \times 60 \times 10^3 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa} \leq f_{fb}$$

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_{Ed} - \phi V_c)} = \frac{0.75 \times (2 \times 50.3 \text{ mm}^2) \times 240 \text{ MPa} \times 800 \text{ mm}}{(209100 \text{ N} - 0.75 \times 114700 \text{ N})} = 117.7 \text{ mm}$$

Determinação da armadura transversal no apoio B à esquerda:

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fd} = \left(0.05 \times \frac{3 \times 12mm}{12mm} + 0.3\right) \times 1080 MPa = 486.0 MPa$$

$$f_{fv} = 0.004 E_f = 0.004 \times 60 \times 10^3 MPa = 240 MPa \leq f_{fb}$$

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_{Ed} - \phi V_c)} = \frac{0.75 \times (2 \times 113.1mm^2) \times 240 MPa \times 800mm}{(238700 N - 0.75 \times 70600 N)} = 175.4mm$$

Determinação da armadura transversal no apoio B à direita:

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fd} = \left(0.05 \times \frac{3 \times 8mm}{8mm} + 0.3\right) \times 1200 MPa = 540 MPa$$

$$f_{fv} = 0.004 E_f = 0.004 \times 60 \times 10^3 MPa = 240 MPa \leq f_{fb}$$

$$s = \frac{\phi A_{fv} f_{fv} d}{(V_{Ed} - \phi V_c)} = \frac{0.75 \times (2 \times 50.3mm^2) \times 240 MPa \times 800mm}{(117300 N - 0.75 \times 70600 N)} = 225.1mm$$

Cálculo da armadura transversal mínima:

$$s = \frac{A_{fv,min} f_{fv}}{0.35 b_w} = \frac{(2 \times 50.3mm^2) \times 240 MPa}{0.35 \times 300mm} = 230mm$$

Portanto, será adoptada uma armadura de $\emptyset 8//0.10(5.03cm^2/m)$ no apoio A, $\emptyset 12//0.175(6.46cm^2/m)$ à esquerda do apoio B e $\emptyset 8//0.20(2.01cm^2/m)$ à direita do apoio B, sendo esta última armadura correspondente à mínima regulamentar.

Determinação da zona da viga onde se adopta armadura mínima:

$$s = \frac{\phi A_{fv,min} f_{fv} d}{(V_{Rd} - \phi V_c)}$$

$$230mm = \frac{0.75 \times (2 \times 50.3mm^2) \times 240 MPa \times 800mm}{(V_{Rd} - 0.75 \times 114700)}$$

$$V_{Rd} = 149009 N = 149.0 KN$$

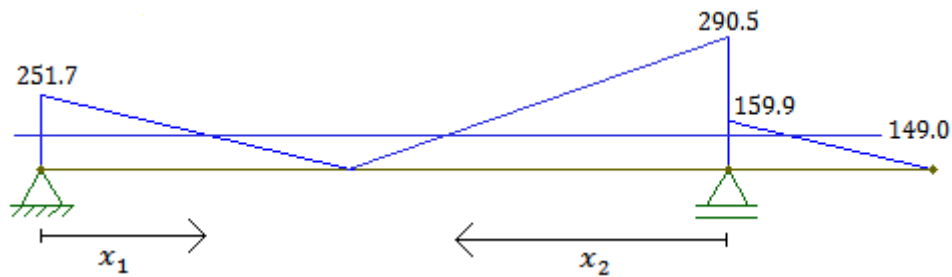


Figura A2.3 - Esforço transversal da viga armada com GFRP (ACI 440.1R-06).

Cálculo das coordenadas:

$$x_1 = \frac{251.7 \text{ kN} - 149.0 \text{ kN}}{53.3 \text{ kN/m}} = 1.93 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{290.5 \text{ kN} - 149.0 \text{ kN}}{53.3 \text{ kN/m}} = 2.65 \text{ m}$$

Então, entre as posições $x = 0 \text{ m}$ e $x = 1.95 \text{ m} \rightarrow \emptyset 8 // 0.10$, $x = 1.95 \text{ m}$ e $x = 7.35 \text{ m} \rightarrow \emptyset 8 // 0.20$, $x = 7.35 \text{ m}$ e $x = 10.0 \text{ m} \rightarrow \emptyset 12 // 0.175$, $x = 10 \text{ m}$ e $x = 13 \text{ m} \rightarrow \emptyset 8 // 0.20$.

A2.3.3. Betão armado com GFRP (ISIS Manual No.3 [25])

As considerações adoptadas são idênticas às expressas no item A2.3.2

A2.3.3.1. Carga de dimensionamento

$$p_{Ed} = 1.25[24 \text{ kN/m}^3(4 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} + 0.7 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}) + 4 \text{ m} \times 2 \text{ kN/m}^2] \\ + 1.5[4 \text{ m} \times 3 \text{ kN/m}^2] = 52.3 \text{ kN/m}$$

Momento Flector

$$M_{Ed}^- = 235.3 \text{ kN.m} ; M_{Ed}^+ = 578.9 \text{ kN.m}$$

Esforço Transverso

$$V_{Ed,A} = 246.1 \text{ kN} ; V_{Ed,B \text{ esq}} = 285.0 \text{ kN} ; V_{Ed,B \text{ dir}} = 156.9 \text{ kN}$$

A2.3.3.2. E.L.U. Esforço Transverso

Resistência ao corte fornecida pelo betão:

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}}b_wd\sqrt{\frac{E_f}{E_s}}$$

$$V_c = 0.2 \times 1.0 \times 0.65 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times (300\text{mm}) \times (800\text{mm}) \sqrt{\frac{60 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}}} = 85444.7 \text{ N}$$

- ZONA 1: Sem armadura de corte ($V_{Ed} < V_c/2$)

$$V_c/2 = 85.4 \text{ KN}/2 = 42.7 \text{ KN}$$

Portanto, não é necessário adoptar armaduras transversais nas zonas da viga em que o esforço transverso actuante é menor que 42.7 KN.

- ZONA 2: Armadura mínima de corte ($V_c/2 \leq V_{Ed} < V_c + V_{f,min}$)

$$V_{f,min} = \varepsilon_f E_{fv} A_{fv} = 0.0025 \times 60 \times 10^3 \text{ MPa} \times (2 \times 50.3\text{mm}^2) = 15.1 \text{ KN}$$

$$V_c + V_{f,min} = 85.4 \text{ KN} + 15.1 \text{ KN} = 100.5 \text{ KN}$$

$$s = \frac{0.0025 E_{fv} A_{fv}}{0.06 b_w \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0.0025 \times 60 \times 10^3 \text{ MPa} \times (2 \times 50.3\text{mm}^2)}{0.06 \times (300\text{mm}) \sqrt{25 \text{ MPa}}} = 167.7\text{mm}$$

Portanto, adoptar Ø8//0.15 nas zonas da viga em que o esforço transverso actuante se situar entre 42.7 KN e 100.5 KN.

- ZONA 3: Armadura necessária ($V_{Ed} \geq V_c + V_{f,min}$)

Determinação do esforço transverso solicitante à distância d dos apoios:

$$V_{Ed,A}(d) = 246.1 \text{ KN} - 52.3 \text{ KN/m} \times 0.8\text{m} = 204.3 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ esq}}(d) = 246.1 \text{ KN} - 52.3 \text{ KN/m} \times 9.2\text{m} = -235.1 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,B \text{ dir}}(d) = 52.3 \text{ KN/m} \times 2.2\text{m} = 115.1 \text{ KN}$$

Determinação da armadura transversal no apoio A:

$$\sigma_v = \frac{\left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.05 \frac{50mm}{8mm} + 0.3\right) \times 1200 MPa}{1.5} = 490.0 MPa$$

$$\sigma_v = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{l_d}{d_b}\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{70mm}{8mm}\right) \times 1200 MPa}{1.5} = 425.0 MPa$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\phi_f A_{fv} d_v \cot g \theta}{V_{Ed}(d) - V_c} \\ &= \frac{0.75 \times (2 \times 50.3mm^2) \times 425.0 MPa \times 0.9 \times 800mm \times \cot g 45^\circ}{204300 N - 85400 N} \\ &= 194.2mm \end{aligned}$$

Determinação da armadura transversal no apoio B à esquerda:

$$\sigma_v = \frac{\left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.05 \frac{50mm}{12mm} + 0.3\right) \times 1080 MPa}{1.5} = 366.0 MPa$$

$$\sigma_v = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{l_d}{d_b}\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{72mm}{12mm}\right) \times 1080 MPa}{1.5} = 352.8 MPa$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\phi_f A_{fv} d_v \cot g \theta}{V_{Ed}(d) - V_c} \\ &= \frac{0.75 \times (2 \times 113.1mm^2) \times 352.8 MPa \times 0.9 \times 800mm \times \cot g 45^\circ}{235100 N - 85400 N} \\ &= 287.9mm \end{aligned}$$

Determinação da armadura transversal no apoio B à direita:

$$\sigma_v = \frac{\left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.05 \frac{50mm}{8mm} + 0.3\right) \times 1200 MPa}{1.5} = 490.0 MPa$$

$$\sigma_v = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{l_d}{d_b}\right) f_{fv}}{1.5} = \frac{\left(0.4 + 0.015 \frac{70mm}{8mm}\right) \times 1200 MPa}{1.5} = 425.0 MPa$$

$$s = \frac{\phi_f A_{fv} d_v \cot \theta}{V_{Ed}(d) - V_c}$$

$$= \frac{0.75 \times (2 \times 50.3mm^2) \times 425.0 MPa \times 0.9 \times 800mm \times \cot 45^\circ}{115100 N - 85400 N}$$

$$= 777.4mm$$

Portanto, será adotada uma armadura de $\emptyset 8//0.175(2.87cm^2/m)$ no apoio A, $\emptyset 12//0.25(4.52cm^2/m)$ à esquerda do apoio B e $\emptyset 8//0.15(3.35cm^2/m)$ à direita do apoio B, sendo esta última armadura correspondente à mínima regulamentar.

A armadura admitida verifica a limitação das extensões, definidas nas expressões [3.55] e [3.56], pelo que procederemos ao cálculo das coordenadas que limitarão as zonas 1, 2 e 3, definidas anteriormente.

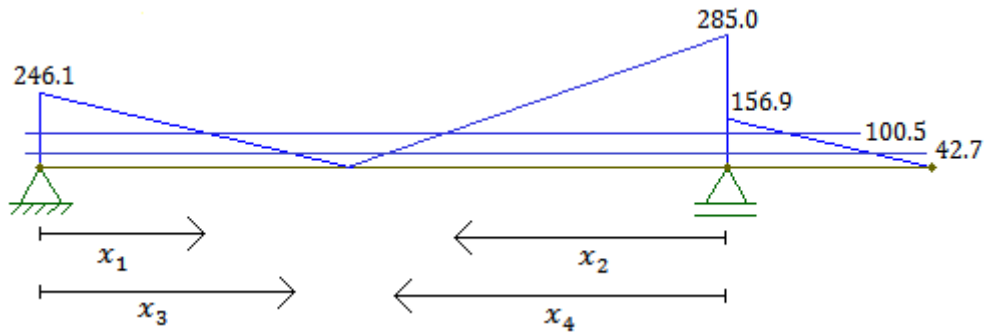


Figura A2.4 - Esforço transverso da viga armada com GFRP (ISIS Manual No.3).

Determinação das coordenadas:

$$x_1 = \frac{246.1 KN - 100.5 KN}{52.3 KN/m} = 2.78m ; x_2 = \frac{285.0 KN - 100.5 KN}{52.3 KN/m} = 3.53m$$

$$x_3 = \frac{246.1 KN - 42.7 KN}{52.3 KN/m} = 3.89m ; x_4 = \frac{285.0 KN - 42.7 KN}{52.3 KN/m} = 4.63m$$

Então, entre as posições $x = 0m$ e $x = 2.8m \rightarrow \emptyset 8//0.175$, $x = 2.8m$ e $x = 3.9m \rightarrow \emptyset 8//0.15$, $x = 3.9m$ e $x = 5.3m \rightarrow$ *Sem armadura*, $x = 5.3m$ e $x = 6.4m \rightarrow \emptyset 8//0.15$, $x = 6.4m$ e $x = 10m \rightarrow \emptyset 12//0.25$, $x = 10.0m$ e $x = 13.0m \rightarrow \emptyset 8//0.15$.