

CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE PONTES PEDONAIS UTILIZANDO BETÕES DE ALTO DESEMPENHO

FRANCISCO DIOGO CRISTINO BAPTISTA GONÇALVES

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

Quero manifestar a minha gratidão e agradecimento profundo a todas as pessoas que colaboraram comigo na execução deste trabalho, e que de forma especial contribuíram com o seu encorajamento, compreensão, dedicação e disponibilidade. De entre estas, gostaria de manifestar a minha especial gratidão:

Ao Prof. Doutor Adão da Fonseca por ter aceite o meu desafio e ter encontrado tempo e disponibilidade para me orientar no Projecto de Mestrado, apesar do seu tempo já estar bastante ocupado. Agradeço todos os ensinamentos, apoio e compreensão que contribuíram para a minha motivação e interesse na realização deste trabalho.

À Prof. Doutora Elsa Caetano pela sua participação, discussão e esclarecimentos prestados sobre a caracterização da acção dos peões.

Ao Engenheiro Miguel Azenha pelos esclarecimentos prestados, apoio e troca de impressões ao longo de todo o trabalho.

Aos meus colegas e amigos pelos esclarecimentos, troca de ideias e amizade sempre demonstrada, destacando o meu amigo André Ferreira pelo envolvimento, colaboração e apoio nas fases mais difíceis do trabalho.

À minha família pelo apoio, encorajamento, compreensão e permanente incentivo.

RESUMO

Actualmente, os betões de elevado desempenho (BED) são ainda apenas geralmente aplicados em situações algo particulares como o caso de edifícios altos e pontes, que estão sujeitos a ambientes extremamente agressivos. O conhecimento associado a este tipo de betões não se encontra generalizado, porém a sua difusão e desmistificação são essenciais, uma vez que estes podem ser encarados como uma evolução dos betões convencionais, mas com uma característica essencial: a elevada durabilidade. Assim, o primeiro objectivo deste trabalho consistiu em resumir as principais características destes betões e identificar o seu campo de aplicação e principais potencialidades. O BED é fabricado recorrendo a materiais de elevada qualidade cuidadosamente seleccionados, e a sua composição é determinada por intermédio de métodos que permitam otimizar a compacidade da mistura. Estes betões são misturados, colocados em obra, compactados e curados com o maior rigor possível, de modo a atingir elevados níveis de qualidade. São produzidos com uma reduzida relação água-ligante (A/L), que é assegurada pela presença de superplastificantes que possibilitam o fabrico de betões passíveis de aplicação em obra com relações A/L compreendidas entre 0.2 e 0.4. Por possuírem na sua constituição adições minerais como a sílica de fumo ou a cinza volante, o uso deste betões traduz-se em elevados benefícios do ponto de vista ecológico e ambiental.

Numa fase posterior, uma vez conhecidas as características deste material, procurou-se a partir de um simples modelo de cálculo, demonstrar a grande vantagem de utilização dos BED, que se encontra associada à redução das secções transversais dos elementos estruturais devido ao significativo aumento da resistência à compressão, o que por sua vez, permite a obtenção de elementos estruturais extremamente esbeltos.

Em pontes pedonais, o uso de betões de elevado desempenho torna-se uma opção com vantagens indiscutíveis, pois garante-se simultaneamente esbelteza e plasticidade. Porém, ao construir estruturas claramente mais leves e agradáveis, é essencial reforçar a atenção relativamente ao seu comportamento dinâmico, já que esta redução de peso acarreta uma ainda maior complexidade. A elevada diversidade de cargas que podem actuar sobre a estrutura, e a consequente dificuldade em definir um modelo correcto de análise de cargas solicitantes, e obter resultados únicos, é uma realidade incontornável. Considerou-se então, ser do maior interesse, efectuar a modelação e dimensionamento do tabuleiro de uma ponte pedonal com recurso a um programa de cálculo automático e efectuar posteriormente, a caracterização e análise detalhada da indução de vibrações pelo movimento dos utentes. As pessoas ao movimentarem-se sobre uma ponte pedonal, em função das características desta, podem gerar níveis de vibração excessivos do ponto de vista de conforto humano, que são motivados pela elevada proximidade entre a frequência da passada dos peões e as frequências naturais da estrutura, fenómeno designado por ressonância. Este fenómeno ganha ainda maior relevo se a estrutura for flexível, com baixo amortecimento estrutural, e solicitada por acções de cargas dinâmicas intensas. Para que o conforto seja garantido, tem sido fundamental o estabelecimento progressivo de várias normas, que visam garantir a segurança em relação a determinados estados limites de utilização por vibração excessiva.

PALAVRAS-CHAVE: betão de elevado desempenho, ponte pedonal, esbelteza, peão, vibração.

ABSTRACT

Currently, high performance concrete (HPC) is used only in special cases like tall buildings and bridges or in structures subject to extremely aggressive environments. HPC understanding is not widespread and it is more than just a concrete with higher resistance: it exhibits high durability.

The first objective of this work is to summarize the main features of HPC and to identify its range of applications. HPC is manufactured using high quality materials that are carefully selected, and their composition is determined by methods that optimize compactness of the mixture. HPC needs to be mixed, put into place, compressed and cured with the best possible accuracy, in order that high quality levels can be achieved. HPC is produced with a low water-cement ratio between 0.2 and 0.4, which is made possible by super plasticizers. By adding minerals such as silica, smoke or fly-ash, use of HPC guarantees high benefits on the ecological and environmental point of view.

The second objective is to show the advantages of HPC: reduction of cross-sections in structural elements and thus the possibility of using extremely slender structural elements.

In footbridges, use of HPC is often an interesting option, since slenderness is usually a goal. However, building lighter and more agreeable structures requires additional attention on its dynamic behaviour. Pedestrians may generate excessive levels of vibration implying discomfort and eventual collapse. This phenomenon gets worse when facing low structural damping

KEYWORDS: high performance concrete, footbridge, slender, pedestrian, vibration.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS	1
1.2. ESTRUTURA DA TESE	1
2. BETÕES DE ALTO DESEMPENHO	3
2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA E TECNOLÓGICA DO BETÃO	3
2.2. BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO: ORIGEM DA DESIGNAÇÃO	4
2.3. MATERIAIS, DOSAGENS E CARACTERÍSTICAS	8
2.4. UTILIZAÇÃO DE BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO	15
2.5. VANTAGENS DE UTILIZAÇÃO DE BED	17
2.6. APLICAÇÕES	19
2.7. PERSPECTIVAS FUTURAS	22
2.7.1. BETÃO DE ULTRA ELEVADO DESEMPENHO	23
2.7.2. “DUCTAL – UM MATERIAL DE FUTURO”	25
3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS BED	29
3.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS BED	29
3.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	30
3.2.1. CURVA TENSÃO-EXTENSÃO	33
3.2.1.1. Determinação Experimental	33
3.2.1.2. Modelos Numéricos	35
3.2.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE	38
3.2.2.1. Determinação Experimental	38
3.2.2.2. Modelos Numéricos	40
3.3. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	43
3.3.1. COMPRESSÃO DIAMETRAL	44
3.3.2. FLEXÃO	47

3.4. COEFICIENTE DE POISSON	49
3.5. RETRACÇÃO	50
3.5.1. RETRACÇÃO PLÁSTICA	50
3.5.2. RETRACÇÃO DE SECAGEM	50
3.5.3. RETRACÇÃO AUTOGÉNEA	51
3.5.4. RETRACÇÃO DE CARBONATAÇÃO	51
3.5.5. MODELO DE PREVISÃO DA RETRACÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2	51
3.6. FLUÊNCIA	53
3.6.1. MODELO DE PREVISÃO DA FLUÊNCIA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2	55
3.6.2. MODELO DE PREVISÃO DA FLUÊNCIA BOUYGUES-LCPC	57
3.7. ADERÊNCIA	58

4. VARIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS EM FUNÇÃO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO BETÃO UTILIZADO

4.1. MODELO ESTRUTURAL CONSIDERADO	61
4.2. OBJECTIVOS E CRITÉRIOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS VIGAS	62
4.3. COMPORTAMENTO EM FLEXÃO DO BED	62
4.4. FLECHAS EM FASE DE UTILIZAÇÃO	65
4.5. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA	65
4.5.1. HIPÓTESES FORMULADAS PARA A CONSTITUIÇÃO DA VIGA COM 25M DE VÃO	65
4.5.2. DEFINIÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA	65
4.5.3. DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE CÁLCULO DA CARGA E DO MOMENTO ACTUANTE	66
4.5.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA À ROTURA – DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (E.L.U.)	67
4.5.5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA EM SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO (E.L.S.)	71
4.5.6. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL RECTANGULAR DA VIGA, DE FORMA A RESPEITAR SIMULTANEAMENTE AS IMPOSIÇÕES RELATIVAS A E.L.U. E E.L.S.	77
4.5.7. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DA VIGA COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM T	79
4.5.8. DETERMINAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DA VIGA COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM T	83
4.5.9. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EM T DA VIGA, DE FORMA A RESPEITAR SIMULTANEAMENTE AS IMPOSIÇÕES RELATIVAS A E.L.U. E E.L.S.	84
4.6. UTILIZAÇÃO DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO	88
4.6.1. DEFINIÇÃO EXACTA DA GEOMETRIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA EM T	91
4.6.2. DETERMINAÇÃO DO CENTRO DE GRAVIDADE E DA INÉRCIA DA SECÇÃO	92

4.6.3. DEFINIÇÃO DO TRAÇADO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	92
4.6.4. DETERMINAÇÃO DA FORÇA ÚTIL DE PRÉ-ESFORÇO, APLICANDO O MÉTODO DAS CARGAS EQUIVALENTES... ..	93
4.6.5. DETERMINAÇÃO DA FORÇA MÁXIMA DE TENSIONAMENTO E DA ÁREA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO	94
4.6.6. VERIFICAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE FENDILHAÇÃO NA COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE DE ACÇÕES. ..	96
4.6.7. CÁLCULO DAS FLECHAS E COMPARAÇÃO COM O LIMITE MÁXIMO ADMISSÍVEL.....	97
4.6.8. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO E.L.U. DE FLEXÃO, CONSIDERANDO O PRÉ-ESFORÇO DO LADO DA RESISTÊNCIA	98
4.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS	100

5. CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PEDONAL EM BED

5.1. PONTES PEDONAIS: CONCEITO GERAL, CONCEPÇÃO E DESIGN	101
5.2. CASO DE ESTUDO: “PONTE PEDONAL – FEUP”	102
5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE PEDONAL	102
5.2.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA	103
5.2.3. MODELO LONGITUDINAL DO TABULEIRO DA PONTE	104
5.2.4. SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO DA PONTE	104
5.2.5. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES.....	105
5.2.6. PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL.....	106
5.2.6.1. Combinação de dimensionamento.....	106
5.2.6.2. Definição do traçado dos cabos.....	107
5.2.6.3. Determinação do momento total de pré-esforço em função da força de pré-esforço	109
5.2.6.4. Determinação da força útil de pré-esforço para verificação do Estado Limite de Descompressão para a combinação frequente de acções, nas secções críticas	110
5.2.6.5. Determinação do momento total de pré-esforço para uma força útil igual a 2834kN	112
5.2.6.6. Verificação da segurança na zona das ancoragens	113
5.2.7. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	115
5.2.7.1. Estados Limites Últimos de flexão	115
5.2.7.2. Estados Limites Últimos de esforço transversal	121
5.2.8. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	124
5.2.8.1. Verificação da tensão máxima de compressão	124
5.2.8.2. Estado limite de fendilhação	125

5.2.8.3. Estado limite de deformação	126
--	-----

6. ACÇÕES DINÂMICAS A QUE ESTÃO SUJEITAS AS PONTES PEDONAIIS

	129
--	-----

6.1. O PROBLEMA DAS VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIIS	129
--	-----

6.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PEÕES	129
---	-----

6.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DO PEÃO	130
--	-----

6.3.1. FREQUÊNCIA DA PASSADA	131
------------------------------------	-----

6.3.2. VELOCIDADE DA PASSADA	132
------------------------------------	-----

6.3.3. COMPRIMENTO DA PASSADA	132
-------------------------------------	-----

6.3.4. TEMPO DE CONTACTO PÉ – PAVIMENTO	132
---	-----

6.3.5. ACÇÃO VERTICAL	134
-----------------------------	-----

6.3.6. ACÇÃO HORIZONTAL	135
-------------------------------	-----

6.3.7. ACÇÃO GERADA POR GRUPOS DE PEÕES E MULTIDÕES	137
---	-----

6.3.8. FUNÇÕES DE CARGA	137
-------------------------------	-----

6.3.8.1. Função de carga para um peão a andar	137
---	-----

6.3.8.2. Função de carga para um peão em corrida	139
--	-----

6.3.8.3. Função de carga para um grupo de peões ou multidão	140
---	-----

6.4. MODELO FINAL DA PONTE PEDONAL	142
---	-----

6.4.1. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ANÁLISE MODAL	142
---	-----

6.4.2. RESPOSTA DA PONTE PEDONAL ÀS ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS POR PEÕES	145
--	-----

6.5. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DE PONTES PEDONAIIS	155
--	-----

6.6. SOLUÇÕES PARA QUE OS LIMITES DE ACELERAÇÃO SEJAM CUMPRIDOS	159
--	-----

6.7. SISTEMAS DE AMORTECIMENTO	160
---	-----

7. CONCLUSÕES

	165
--	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. – (A) Num betão convencional, as fissuras desenvolvem-se na pasta ligante e na interface agregado/pasta; (B) No BED as fissuras propagam-se através das partículas dos agregados maiores	9
Fig.2.2. – Curvas de tensão-deformação para diversas resistências [1]	13
Fig.2.3. – Lake Point Tower (à esquerda) e Water Tower Place (à direita) – Chicago	16
Fig.2.4. – Ponte da Normandia (França) [21]	20
Fig.2.5. – Viaduto de Millau (França) [21]	21
Fig.2.6. – Ponte Vasco da Gama (Portugal)	22
Fig.2.7. – Ponte Mars Hill em Wappelo County, Iowa [29]	27
Fig.2.8. – (A) Ponte pedonal Sherbrooke (Canadá); (B) Ponte pedonal Papatoetoe (Nova Zelândia); (C) Ponte pedonal Seonyu (Coreia do Sul); (D) Ponte pedonal Sakata Mirai (Japão); (E) Ponte pedonal Yamagata (Japão)	27
Fig.3.1. – Rotura prematura do capeamento de enxofre durante o ensaio	31
Fig.3.2. – Curva típica de tensão-extensão de um BED	34
Fig.3.3. – Módulo de elasticidade determinado através dos deslocamentos do prato móvel da prensa e através dos deslocamentos verificados no terço central do provete	35
Fig.3.4. – Representação do diagrama tensão-extensão do betão de acordo com o EC 2 [32]	37
Fig.3.5. – Diagramas tensão-extensão propostos pelo CEB-FIP, 1999 [38]	38
Fig.3.6. – Representação esquemática do ensaio que permite a determinação do módulo de elasticidade, proposto por Torrenti <i>et al</i> [38], recorrendo a transdutores de deslocamentos (LVDT's)	39
Fig.3.7. – Variação de E_c com $f_{cm,cil}$, de acordo com as várias propostas	42
Fig.3.8. – Ensaio de compressão diametral em provetes prismáticos de secção quadrada (esquerda) e cilíndricos (direita)	44
Fig.3.9. – Variação de $f_{ctm,sp}$ com $f_{cm,cil}$, de acordo com as várias propostas	46
Fig.3.10. – Modelo proposto por Petersson, 1980 [47]	47
Fig.3.11. – Quantificação da energia de fractura segundo a RILEM	48
Fig.3.12. – Relação entre o coeficiente de fluência e a tensão de solicitação, proposta por Tomaszewicz <i>et al</i> [38]	54
Fig.4.1. – Modelo estrutural de cálculo – viga simplesmente apoiada, sujeita a G_{pp} e G_1	62
Fig.4.2. – (A) diagrama parábola rectângulo; (B) diagrama bilinear [32]	63
Fig.4.3. – Secção transversal tipo da viga	65
Fig.4.4. – Valor máximo do momento gerado por cargas uniformemente distribuídas, numa viga simplesmente apoiada	67
Fig.4.5. – Diagramas de extensões e tensões relativos ao E.L.U.	67
Fig.4.6. – Altura mínima da secção transversal em função da classe de betão	69

Fig.4.7. – Reacções nos apoios numa viga simplesmente apoiada sujeita unicamente a cargas uniformemente distribuídas	71
Fig.4.8. – Valor da flecha a meio vão para uma viga simplesmente apoiada.....	72
Fig.4.9. – Diagrama de tensões no estado fendilhado.....	74
Fig.4.10. – Secção transversal em T da viga	79
Fig.4.11. – Parábola com referencial local	89
Fig.4.12. – Método das cargas equivalentes ao pré-esforço	89
Fig.4.13. – Cargas equivalentes ao pré-esforço, a considerar na zona da ancoragem	89
Fig.4.14. – Acção total do pré-esforço simulada através de cargas equivalentes a este	89
Fig.4.15. – Braço das forças e posição do eixo neutro em E.L.U. (secção em T).....	91
Fig.4.16. – Diagrama de extensões na rotura (secção em T).....	99
Fig.5.1. – Modelo longitudinal do tabuleiro.....	104
Fig.5.2. – Relação de eficiência entre a secção transversal do tabuleiro e o vão	104
Fig.5.3. – Secção transversal do tabuleiro	105
Fig.5.4. – Diagrama de momentos flectores para a combinação frequente de acções.....	106
Fig.5.5. – Traçado dos cabos de pré-esforço.....	107
Fig.5.6. – Tramo de extremidade (desenho fora de escala)	108
Fig.5.7. – Tramo interior (desenho fora de escala)	109
Fig.5.8. – Diagrama de momentos flectores totais de pré-esforço para $P_{\infty}=2834\text{kN}$	113
Fig.5.9. – Secção relativa à zona de ancoragem (extremidades).....	113
Fig.5.10. – Pormenor da placa de ancoragem de um cabo, segundo o catálogo da VSL (tipo EC) [61]	113
Fig.5.11. – Representação das área homotéticas calculadas para cada um dos três cabos, quando considerados em simultâneo	114
Fig.5.12. – Diagrama de momentos flectores para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga	116
Fig.5.13. – Secção transversal utilizada para verificação ao E.L.U. de flexão	116
Fig.5.14. – Diagrama de esforço transversal para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga	121
Fig.5.15. – Diagrama de momentos flectores para a combinação característica de acções.....	125
Fig.5.16. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C30	127
Fig.5.17. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C60	127

Fig.5.18. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C90	127
Fig.5.19. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C120	127
Fig.5.20. – Tramos considerados para a constituição da viga contínua, para determinar a flecha gerada pela acção equivalente ao pré-esforço	Anexo 4
Fig.5.21. – Flechas, em centímetros, devidas à acção equivalente ao pré-esforço ($P_{\infty}=2834\text{kN}$) para cada tramo considerado, e para cada classe de betão considerada: (A) C30; (B) C60; (C) C90 e (D) C120	Anexo 4
Fig.6.1. – Relação do tempo de contacto pé-pavimento com o factor de amplificação dinâmica da carga e com a frequência da passada [73]	133
Fig.6.2. – Relação do tempo entre dois passos consecutivos e a frequência da passada [75]	134
Fig.6.3. – Variação da função de carga com a frequência da passada, segundo Wheeler [73]	135
Fig.6.4. – Mecanismo lateral de vibração [76]	135
Fig.6.5. – Funções de carga horizontais de uma passada em andamento normal segundo Živanović et al [77]	136
Fig.6.6. – Frequências da passada na direcção vertical e transversal [76]	136
Fig.6.7. – Função de carga para o andar ($G_0=700\text{N}$, $f_p=2\text{Hz}$, $n=3$) [80]	138
Fig.6.8. – Função de carga para a corrida ($G_0=700\text{N}$, $f_p=2\text{Hz}$, $t_c=0.18\text{s}$, $n=4$) [80]	140
Fig.6.9. – Comparação entre os modelos propostos por Dallard e Nakamura [76]	141
Fig.6.10. – Modelo tridimensional final da ponte realizado com o auxílio do programa ROBOT MILLENIUM [62]	142
Fig.6.11. – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro da ponte para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga	142
Fig.6.12. – Modo 1 (vista em 3D da ponte pedonal)	144
Fig.6.13. – Modo 1 (vista XZ da ponte pedonal)	144
Fig.6.14. – Modo 1 (vista XY da ponte pedonal)	144
Fig.6.15. – Modo 2 (vista em 3D da ponte pedonal)	145
Fig.6.16. – Modo 2 (vista XZ da ponte pedonal)	145
Fig.6.17. – Modo 2 (vista XY da ponte pedonal)	145
Fig.6.18. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro	147
Fig.6.19. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tabuleiro	147
Fig.6.20. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tabuleiro	147

Fig.6.21. – Valor do coeficiente redutor (ψ) para vibrações verticais, longitudinais e laterais, admitindo que os peões se movimentam em andamento normal [78].....	151
Fig.6.22. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro (ponte classe II)	153
Fig.6.23. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tabuleiro (ponte classe II)	153
Fig.6.24. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tabuleiro (ponte classe II)	153
Fig.6.25. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro (ponte classe I)	154
Fig.6.26. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tabuleiro (ponte classe I)	154
Fig.6.27. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tabuleiro (ponte classe I)	154
Fig.6.28. – Curvas base da aceleração na direcção vertical (ISO 2631/2) [90].....	157
Fig.6.29. – Curvas base da aceleração na direcção horizontal (ISO 2631/2) [90]	158
Fig.6.30. – Aceleração crítica vertical em função da frequência natural da estrutura	159
Fig.6.31. – Representação esquemática de um TMD [80].....	161
Fig.6.32. – Sistema de um grau de liberdade equivalente com TMD	161
Fig.6.33. – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal [80].....	163

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. – Classes de resistência propostas por Pliskin, 1992 [7].....	6
Quadro 2.2. – Classes de resistência propostas por Aïtcin, 1998 [3].....	6
Quadro 2.3. – Características dos betões (Shah, 2000 [8]).....	7
Quadro 2.4. – Requisitos do cimento e dos SP de modo a diminuir a possibilidade de incompatibilidade (Aïtcin e Neville [20])	11
Quadro 2.5. – Composições típicas de BED (Aïtcin e Neville, 1998 [3])	Anexo 1
Quadro 2.6. – Características do Ductal [®] , segundo a Lafarge e a Bouygues [25].....	26
Quadro 3.1. – Comparação do ganho total de resistência entre um betão convencional e um BED ...	32
Quadro 3.2. – Valores de k_h na equação (3.38.)	52
Quadro 3.3. – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} em função do tipo de cimento.....	52
Quadro 4.1. – Parâmetros dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de secções em flexão.....	64
Quadro 4.2. – Valores de f_{ck} para cada classe de betão	68
Quadro 4.3. – Valores de ε_{cu2} para cada classe de betão	68
Quadro 4.4. – Valores de h , x e A_s para as várias classes de betão.....	69
Quadro 4.5. – Verificação da área máxima de armadura recomendada pelo EC 2 [32]	70
Quadro 4.6. – Valores de f_{cm} para cada classe de betão, entre os 3 e os 28 dias.....	73
Quadro 4.7. – Valores do M_{cqp} e M_{cr} utilizando as alturas mínimas definidas no Quadro 4.4.	73
Quadro 4.8. – Valores de E_c , E_s , α , y_G , I_x e $a_{(flecha)}$ para as várias classes de betão.....	76
Quadro 4.9. – Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.) – secção rectangular	Anexo 2
Quadro 4.10. – Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.) – secção rectangular ..	Anexo 2
Quadro 4.11. – Valores de h_{total} , x e A_s para as várias classes de betão	81
Quadro 4.12. – Valores de h_{total} , x e A_s utilizando um betão C30	82
Quadro 4.13. – Verificação da área máxima de armadura recomendada pelo EC 2 [32]	82
Quadro 4.14. – Valores do M_{cqp} e M_{cr} utilizando as alturas mínimas definidas nos Quadros 4.11. e 4.12.....	83
Quadro 4.15. – Valores de E_c , α , y_G , I_x e $a_{(flecha)}$ para as várias classes de betão	84
Quadro 4.16. – Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.) – secção em T	Anexo 3
Quadro 4.17. – Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.) – secção em T	Anexo 3
Quadro 4.18. – Área mínima da secção transversal que garante um bom comportamento simultaneamente em condições de E.L.U. e E.L.S.....	87

Quadro 4.19. – Valores da carga actuante na combinação quase permanente de acções para as alturas mínimas da secção transversal definidas.....	87
Quadro 4.20. – Características dos aços utilizados em armaduras de pré-esforço	88
Quadro 4.21. – Geometria da secção em T e valores da carga e do momento a meio vão na c.q.p. .	92
Quadro 4.22. – Valores de $y_{G,sup}$, $y_{G,inf}$, e I_x para as várias classes de betão	92
Quadro 4.23. – Valores do parâmetro a , e equação que define o traçado do cabo para cada hipótese analisada	93
Quadro 4.24. – Equações da parábola, da primeira derivada e da segunda derivada.....	93
Quadro 4.25. – Cargas equivalentes – uniformemente distribuída e nas extremidades do cabo	94
Quadro 4.26. – Valores da força de pré-esforço a tempo infinito	94
Quadro 4.27. – Valores de P_{max} , P_0 e P_∞	95
Quadro 4.28. – Valores de P_{max} e A_p para cada solução	95
Quadro 4.29. – Verificação de que a tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço, não excede σ_{po}	96
Quadro 4.30. – Verificação se ocorre fendilhação na c.q.p.	96
Quadro 4.31. – Parâmetros que permitem a determinação do coeficiente de fluência a tempo infinito	98
Quadro 4.32. – Determinação da flecha a tempo infinito	98
Quadro 4.33. – Verificação do E.L.U à flexão, considerando o pré-esforço do lado da resistência.....	99
Quadro 4.34. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura	100
Quadro 5.1. – Valores dos vários parâmetros caracterizadores de cada classe de betão.....	103
Quadro 5.2. – Equações das parábolas, da primeira derivada e da segunda derivada para o tramo de extremidade	108
Quadro 5.3. – Equações das parábolas, da primeira derivada e da segunda derivada para o tramo interior	109
Quadro 5.4. – Cargas equivalentes, considerando apenas metade da viga, uma vez que esta é simétrica ($P=1000kN$)	110
Quadro 5.5. – Valores de P_{max} , P_0 e P_∞	111
Quadro 5.6. – Cargas equivalentes, considerando apenas metade da viga, uma vez que a estrutura é simétrica ($P_\infty=2834kN$)	112
Quadro 5.7. – Valores de M_{sd} e N_{sd} nas secções críticas	116
Quadro 5.8. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para as diferentes classes de betão (secção do apoio interior).....	118
Quadro 5.9. – Posição do eixo neutro (x) e área de armadura ordinária adicional necessária (A_s), admitindo a utilização de um betão C30	118

Quadro 5.10. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para as diferentes classes de betão (secção do vão).....	119
Quadro 5.11. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para um betão C30 (secção do vão)	120
Quadro 5.12. – Valores da armadura mínima por metro, para as diferentes classes de betão	120
Quadro 5.13. – Verificação da cedência da armadura ordinária na rotura (secção do apoio interior), no caso da utilização de um betão C30	121
Quadro 5.14. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura (secção do apoio interior)	121
Quadro 5.15. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura (secção do vão).....	121
Quadro 5.16. – Valores dos vários parâmetros para determinação de $V_{Rd,max}$	122
Quadro 5.17. – Armadura transversal a adoptar em função da classe de betão utilizada	123
Quadro 5.18. – Armadura transversal mínima para cada classe de betão	124
Quadro 5.19. – Limite da tensão de compressão para cada classe de betão.....	124
Quadro 5.20. – Resistência média à tracção para cada classe de betão.....	125
Quadro 5.21. – Parâmetros que permitem a determinação do coeficiente de fluência a tempo infinito	127
Quadro 5.22. – Flecha total a tempo infinito para cada classe de betão considerada	128
Quadro 6.1. – Frequência da passada para vários tipos de andamento	131
Quadro 6.2. – Velocidade do movimento para vários tipos de andamento	132
Quadro 6.3. – Comprimento da passada para vários tipos de andamento	132
Quadro 6.4. – Valores dos parâmetros para os dois tipos de andamento considerados	134
Quadro 6.5. – Períodos, frequências e participação de massas nos vários modos de vibração	143
Quadro 6.6. – Componentes não normalizadas dos dois primeiros modos de vibração nas várias direcções	145
Quadro 6.7. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” associada a cada um dos três casos de carga considerados.....	146
Quadro 6.8. – Valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, provocada por um peão em andamento normal	148
Quadro 6.9. – Parâmetros para determinação da resposta dinâmica	148
Quadro 6.10. – Valores do deslocamento e aceleração máximos	148
Quadro 6.11. – Densidade pedonal em função da classe considerada	150
Quadro 6.12. – Carga por unidade de superfície a aplicar em cada direcção de vibração, para pontes da classe II	150
Quadro 6.13. – Carga por unidade de superfície a aplicar em cada direcção de vibração, para pontes da classe I	150

Quadro 6.14. – Massa dos peões por m^2 em função da classe considerada.....	151
Quadro 6.15. – Modos e frequências de vibração críticos – ponte da classe II ($d=0.8\text{peão}/m^2$).....	151
Quadro 6.16. – Modos e frequências de vibração críticos – ponte da classe I ($d=1\text{peão}/m^2$).....	152
Quadro 6.17. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” em cada direcção de vibração, para pontes da classe II.....	152
Quadro 6.18. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” em cada direcção de vibração, para pontes da classe I.....	152
Quadro 6.19. – Valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, provocada por um grupo de peões.....	155
Quadro 6.20. – Valores regulamentares e normativos da gama de frequências críticas que devem ser evitadas, para vibrações verticais	156
Quadro 6.21. – Valor das acelerações limite dos vários regulamentos apresentados	158
Quadro 6.22. – Valores de referência para o coeficiente de amortecimento crítico de pontes pedonais em betão.....	160
Quadro 6.23. – Parâmetros caracterizadores do sistema considerado, para dimensionamento do TMD	162
Quadro 6.24. – Parâmetros relativos ao TMD	162

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

→ SÍMBOLOS:

NOTA: Dada a elevada quantidade de símbolos utilizados ao longo do trabalho, neste ponto, apenas se indicam os símbolos que foram enunciados ao longo do trabalho e que não foram legendados.

ALFABETO LATINO (Maiúsculas):

A – água

AF – agregado fino

AG – agregado grosso

A/L – relação água-ligante

C – cimento

C₃A – aluminato tricálcico

C₂S – silicato bicálcico

C₃S – silicato tricálcico

CV – cinzas volantes

E – escória

E_{cm} – módulo de elasticidade médio

F_{máx.} – força máxima ou força de rotura

G – módulo de distorção

G_{Fm} – energia de fractura média

L – ligante

M – momento

RH – humidade relativa

SF – sílica de fumo

SP – superplastificante

W – trabalho

ALFABETO LATINO (Minúsculas):

a – altura do entalhe do provete; flecha

a_{máx.} – aceleração máxima

b – largura da secção do provete

d – densidade (número de peões por metro quadrado)

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão

f_{cm} – resistência média à compressão do betão

f_{ct} – resistência à tracção do betão

$f_{ct, sp}$ – resistência à tracção do betão por compressão diametral

h – altura do provete

l – comprimento

pp – peso próprio

q - sobrecarga

r_{cp} – restante carga permanente

y' – primeira derivada

y'' – segunda derivada

ALFABETO GREGO:

$\varnothing$ – diâmetro

$\varnothing X \times Y$ – provete cilíndrico com X de diâmetro e Y de altura

σ – tensão

ε – extensão

$\Delta\varepsilon$ – variação da extensão

ρ – massa volúmica do betão

φ – coeficiente de fluência

α – coeficiente de homogeneização

Φ – modo de vibração

→ ABREVIATURAS:

ACI – American Concrete Institute

AS – Norma australiana

BAEL – Documents définissant les règles de calcul et de conception d'ouvrages en Béton Armé par la méthode des Etats Limites

BED – Betão de elevado desempenho

BER – Betão de elevada resistência

BPEL – Documents définissant les règles de calcul et de conception d'ouvrages en Béton Précontrainte par la méthode des Etats Limites

BS – Norma britânica

BUED – Betão de ultra elevado desempenho

CEB – Comité Euro-Internationale du Béton

CRC – Compact Reinforced Composite

EC 0 – Eurocódigo 0

EC 2 – Eurocódigo 2

E.L.S. – Estado Limite de Serviço ou Utilização

E.L.U. – Estado Limite Último

EN – Norma europeia

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FIB – Fédération Internationale du Béton

FIP – Fédération Internationale du Précontrainte

ISO – International Standards Organization

LCPC – Laboratoire Central de Ponts et Chaussées - Paris

LVDT – Linear variable differential transformers

MC 90 – Model Code 90

NP – Norma portuguesa

NS – Norma norueguesa

ONT – Norma canadiana

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

RILEM – Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions

RPC – Reactive Powder Concrete

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SIFCON – Slurry Infiltrated Fiber Concrete

SINTEF – The Foundation for Scientific and Industrial Research at the Norwegian Institute of Technology (NTH)

TMD – Tuned Mass Damper

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tratando-se de um trabalho de conclusão da unidade curricular Projecto/Investigação do MIEC, procurou-se que o seu conteúdo fosse o mais prestigiante e rigoroso possível. Logicamente que apenas se apresenta uma parcela da informação recolhida e consultada, uma vez que a limitação de páginas e os prazos de conclusão a tal o obrigam.

Trata-se de um tema extremamente actual, uma vez que a partir da evolução registada nos betões convencionais foi possível obter o betão de elevado desempenho, que possui três características fundamentais: a elevada trabalhabilidade, a alta resistência e a elevada durabilidade. Efectuando-se uma caracterização aprofundada das características desta família de betões, foi possível posteriormente perceber quais as principais vantagens que sobressaem da sua aplicação em pontes.

Como elemento de estudo, optou-se por analisar uma ponte pedonal, por se considerar, que é neste tipo de estruturas que se poderão atingir níveis de esbelteza mais elevados. Porém, é necessário ter em conta que a utilização de elementos estruturais mais esbeltos está directamente associada à redução do seu peso, que por sua vez acarreta um aumento dos problemas de origem dinâmica. De facto, em pontes pedonais é elevadíssima a diversidade de cargas que podem actuar sobre a estrutura, assim como o seu posicionamento ao longo do tabuleiro. Tal, implica que seja obrigatório efectuar uma análise detalhada das vibrações induzidas por peões, nos vários tipos de movimento possíveis. Um peão a movimentar-se isoladamente dificilmente gera problemas vibratórios, porém um grupo de peões ou multidão poderão gerar problemas extremamente complexos, tal como tem sido referenciado em inúmeros casos de pontes em que se geraram vibrações claramente superiores às regulamentarmente admissíveis.

No fundo, o que se pretende perceber com a realização deste trabalho é se é possível a aplicação de betões de elevado desempenho em pontes pedonais, sem por em causa o conforto humano dos utilizadores, pois quanto mais esbelta for a estrutura maiores serão as vibrações geradas pelos peões.

1.2. ESTRUTURA DA TESE

Para além do presente capítulo, este trabalho compreende ainda mais seis, organizados e distribuídos da forma a seguir apresentada.

No Capítulo 2 (Betões de alto desempenho) é efectuado o enquadramento histórico dos betões de elevado desempenho, que abrange as principais evoluções surgidas na tecnologia dos betões, e são apresentadas as principais definições e características deste tipo de material, com base na bibliografia

da especialidade. São abordadas as suas principais vantagens e aplicações, e são apresentadas as perspectivas futuras de evolução deste material, surgindo então a necessidade de referenciar os estudos actualmente efectuados sobre um betão com ainda maior resistência e durabilidade, denominado betão de ultra elevado desempenho.

Em geral, a avaliação do comportamento das estruturas de betão é efectuada recorrendo a modelos de cálculo com maior ou menor sofisticação. Para que o modelo possa ser considerado viável, ou seja, com um grau de precisão adequado ao estudo, é essencial conhecer as características mecânicas do material, nomeadamente a sua resposta a acções de compressão, tracção, retracção, fluência. Com este intuito, foi elaborado o Capítulo 3 (Caracterização mecânica dos betões de alto desempenho) que aborda pormenorizadamente as propriedades mecânica mais relevantes dos BED. São apresentados os principais métodos de ensaio propostos na bibliografia da especialidade, assim como as expressões usualmente utilizadas, nomeadamente as regulamentares, para estimar as características mecânicas dos BED.

O Capítulo 4 (Variação do comportamento de vigas em função da classe de resistência do betão utilizado) corresponde a um estudo paramétrico, em que se pretende essencialmente perceber de que forma é possível a redução da secção transversal de uma viga, por utilização de betões com valores bastante elevados de resistência à compressão. Para tal, foi utilizado um modelo de cálculo extremamente simples que corresponde a uma viga simplesmente apoiada. Foram estudadas duas geometrias para a secção transversal, a rectangular e em T. Para cada hipótese de cálculo considerada, efectuou-se a análise do comportamento da viga à rotura (dimensionamento à flexão – E.L.U.) e em serviço (verificação da deformação – E.L.S.). Começou-se por considerar apenas a utilização de armadura ordinária, mas percebeu-se facilmente pelos cálculos realizados, que é obrigatório a utilização de um sistema de pré-esforço, para que as deformações não impliquem a necessidade de utilizar uma secção de dimensões bastante consideráveis, e para que se retirem assim, as maiores vantagens de utilização de um BED.

No Capítulo 5 (Concepção e dimensionamento de uma ponte pedonal em BED) efectuou-se a modelação e o dimensionamento do tabuleiro de uma ponte pedonal seleccionada como elemento de estudo. Para tal foi necessário adoptar um modelo longitudinal do tabuleiro e definir correctamente as acções a considerar. Determinou-se o número de cabos de pré-esforço necessários e traçaram-se os diagramas de momentos gerados pelas cargas e pelo pré-esforço. Efectuaram-se ainda as devidas verificações relativas a E.L.U. e E.L.S. A modelação do tabuleiro foi efectuada recorrendo ao programa de cálculo automático ROBOT MILLENIUM.

No Capítulo 6 (Acções dinâmicas a que estão sujeitas as pontes pedonais) são estudadas as acções dinâmicas induzidas em pontes pedonais pelos peões durante a sua travessia. É dada ênfase à caracterização e modelação das acções induzidas por um único peão em andamento e corrida, e por um grupo de peões, que geralmente se pode tornar crítico. Sintetizaram-se algumas normas estrangeiras que estabelecem níveis máximos de vibração e que sugerem limites mínimos da frequência fundamental da estrutura, de forma a serem verificados os estados limites de utilização por vibração excessiva. São descritos ainda os métodos de cálculo admitidos para determinação da resposta estrutural máxima face às acções dos peões, e são sugeridas algumas técnicas para controlo passivo de vibrações, destacando-se a utilização de amortecedores de massa sintonizados, por se considerar a solução mais viável face à reduzida altura da secção transversal da ponte.

Finalmente, no Capítulo 7 (Conclusões), apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado, uma vez que ao longo dos outros Capítulos já foram sendo referidas algumas considerações importantes relativas a cada assunto.

2

BETÕES DE ALTO DESEMPENHO

2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA E TECNOLÓGICA DO BETÃO

De acordo com Malinowsky, citado por González-Isabel [1], as edificações mais antigas construídas num material que se pode assumir como sendo um betão, são de há 9000 anos em Israel. Mais tarde, no século II a.C., os romanos empregaram largamente uma mistura de pedras, areia, água e cal na construção de diversas obras como aquedutos, pontes e grandes edifícios.

Smeaton (1756), Vicat (1817) e Apsdin (1824) contribuíram de forma significativa para a invenção do betão moderno. Em 1830, Lebrun de Montauban aplicou betão na construção de um edifício, fabricado com cimento artificial e moldado no local.

A invenção do cimento Portland em 1817 por Louis Vicat, a do betão armado em 1848 por Joseph-Louis Lambot e a intervenção do arquitecto Auguste Perret em 1898, foram sem dúvida fronteiras de partida para o uso de um material de construção, que veio revolucionar a construção do séc. XX. O engenho e arte de excepcionais arquitectos e engenheiros no início do século XX permitiram a generalização do uso do betão, tornando-se no material mais utilizado na construção desde a altura até à actualidade. Tal vulgarização deste material na construção é explicada pelo seu baixo custo; simplicidade de processos que permite o aumento da rapidez de construção, e essencialmente assegurar a durabilidade aos elementos de betão armado durante um período de vida previsto; em estado fresco comporta-se como material plástico, permitindo uma colocação em obra fácil, adoptando a forma dos moldes e adequando-se à realização de estruturas com formas diversificadas; após endurecimento, comporta-se como um material estável e duradouro, com a particularidade das suas propriedades mecânicas melhorarem com o tempo.

Os primeiros regulamentos de betão surgem em França e na Alemanha por volta de 1906, nos E.U.A. em 1910 e, em 1918, era publicado o primeiro regulamento em Portugal, denominado Instruções regulamentares para o emprego do betão armado, Decreto 4036 de 28 de Março de 1918.

Nos últimos cinquenta anos de evolução deste material incluem-se melhoramentos significativos com particular repercussão na durabilidade e na alteração da composição dos betões. Entre estes destacam-se o aperfeiçoamento do cimento, as novas tecnologias implementadas com a utilização de betão pronto, o aparecimento de adjuvantes introdutores de ar, a introdução de adjuvantes redutores de água de alta gama – os superplastificantes (SP), e os progressos constatados na aplicação de adições minerais.

No cimento, as melhorias traduziram-se no acréscimo de finura e no aumento do silicato tricálcico que permitem uma hidratação mais rápida, e consequentemente obter betões com resistências à compressão idênticas, mas com uma menor quantidade de cimento e uma maior razão água-ligante.

No entanto, estas alterações podem originar problemas associados à retracção por secagem e ao calor de hidratação, afectando consequentemente a durabilidade do material.

A aparição da indústria do betão pronto surgida nos anos cinquenta deveu-se essencialmente às imposições de aumento de ritmo de construção, e naturalmente traduziu-se num aumento da trabalhabilidade do betão, indispensável para o seu transporte e bombagem. Os betões prontos actualmente utilizados possuem já na sua constituição adições minerais e adjuvantes que asseguram a trabalhabilidade requerida, e são de utilização vulgarizada: cerca de 80% do total de betão usado em 1996 nos EUA [2].

O uso de adjuvantes introdutores de ar permitiu reduzir drasticamente as despesas de manutenção de estruturas de betão expostas à acção do gelo-degelo, em particular de pavimentos e tabuleiros de pontes.

Mas foi o uso de superplastificantes no betão, a partir dos anos setenta do século XX, primeiro no Japão devido à elevada quantidade de armadura que era necessário empregar em função dos requisitos relativos a um bom comportamento face à acção sísmica, e depois em países como o Canadá, EUA, França, Inglaterra, Itália, Noruega e Rússia que constituiu o maior avanço na melhoria das características deste material. Graças a estes adjuvantes redutores de água de alta gama é hoje possível fabricar betões trabalháveis com razões A/L próximas de 0.2, e obter betões de elevada resistência, fluidez e durabilidade. Nestes betões modernos, é a quantidade de SP que controla a trabalhabilidade ao contrário do que acontece nos betões mais correntes, onde este papel é desempenhado pela quantidade de água na amassadura.

As adições minerais, como por exemplo a sílica de fumo ou o metacaulino de elevada radioactividade, passaram a ser incorporadas no betão com o objectivo de reduzir o calor de hidratação, melhorar a resistência, trabalhabilidade e durabilidade, e permitir a reutilização de subprodutos industriais, minimizando assim os custos do material.

As primeiras estruturas a exigir betões de grande resistência e durabilidade foram os edifícios altos, com o intuito de se conseguir reduzir as dimensões dos elementos estruturais e garantir maior esbelteza e harmonia arquitectónica.

Saliente-se porém, que apesar de todas estas evoluções, não se verificaram alterações verdadeiramente revolucionárias na indústria do betão. A utilização de adjuvantes e adições activas melhorou a qualidade dos betões, mas não proporcionou uma revolução como a sofrida no campo das telecomunicações ou mesmo na indústria automóvel [3].

2.2. BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO: ORIGEM DA DESIGNAÇÃO

O aparecimento dos superplastificantes permitiu, tal como já foi referido, a produção de betões com razões A/L bastante reduzidas. Como nas primeiras aplicações deste tipo de betão se procurava a obtenção de elevadas resistências mecânicas, estes começaram por se designar betões de elevada resistência – BER. Porém a redução da razão A/L permitiu evidenciar a melhoria de muitas outras características, tornando-se possível o fabrico de betões com elevada fluidez, elevados valores do módulo de elasticidade, da resistência à flexão, à tracção e à abrasão, com reduzida permeabilidade e melhoria significativa da durabilidade. A designação BER tornou-se então inadequada para descrever a totalidade das melhorias verificadas nesta nova família de betões, surgindo naturalmente a expressão betão de elevado desempenho – BED [3]. Esta designação foi empregue pela primeira vez por Mehta e Aïtcin em 1990 [4], para classificar composições de betões que possuísem três características

diferentes: elevada trabalhabilidade, alta resistência e elevada durabilidade. Estava então estabelecida a grande diferença entre BER e BED: a elevada durabilidade exigida aos BED.

Mesmo assim o conceito de betão de alta resistência evoluiu ao longo do tempo, pois começou por se considerar que 40MPa era um valor elevado, posteriormente fixou-se como limite o valor de 60MPa, até que na actualidade se considera alta resistência a partir de 80MPa. Porém, o conceito de elevada resistência para além de variar ao longo do tempo, pode variar geograficamente, ou seja, o betão assim considerado em certo local pode não o ser em outro.

Segundo Camões [5], citando Aïtcin [3], ao contrário da denominação BER, a expressão BED pode ser considerada vaga. Se, por exemplo, for necessário um determinado betão para uma estrutura sujeita a condições ambientais adversas e elevado período de vida útil, requerendo, portanto, elevada durabilidade, o material não será, certamente, escolhido exclusivamente em função da sua resistência à compressão, podendo até ser suficiente atingir níveis correntes de resistências à compressão, da ordem dos 25MPa. Como exemplo da inadequação da denominação BER, pode ser apontado o descrito por Smith em 1996 [6]. Este salienta a necessidade de aplicação de BED nos EUA, indicando que cerca de 12.5% das pontes existentes se apresentam naturalmente deficientes. Cerca de 43500 pontes necessitam de manutenção acrescida, reabilitação substancial ou mesmo substituição. Assim, neste caso particular, os principais motivos para o uso de BED consistem na melhoria da durabilidade e na redução dos custos de manutenção, reparação e substituição a longo prazo, podendo não ser condicionante a elevada resistência mecânica. Assim, um betão de elevada resistência (BER) pode ser definido como um BED, mas um BED nem sempre apresenta elevada resistência mecânica, ou seja, nem sempre é um BER. No entanto, diversos autores utilizam as duas definições indistintamente, baseados, possivelmente, na premissa de que elevados desempenhos são obtidos em betões de elevada resistência à compressão.

Tradicionalmente, as especificações relativas ao betão apenas enfatizavam a necessidade de determinada resistência à compressão, mas actualmente é imperioso que as especificações tratem com igual importância os requisitos mecânicos e os necessários a uma adequada durabilidade, tais como: reduzido valor de A/L , reduzido potencial de retracção por secagem, baixa permeabilidade e apropriada quantidade de ar introduzida.

A definição de BED não é universal, havendo diferentes entendimentos para este conceito.

O Comité Euro-International du Béton, CEB, publicou em 1995 um relatório que prevê a necessidade de uma extensão do Model Code CEB-FIP 1990 [7], de modo a abranger os BED. Para a definição do Anexo D do Model Code 1990 [7] (“BER é um betão cuja resistência característica à compressão ultrapassa os 50MPa”) é recomendada a emenda para “BER/BED é um betão com resistência à compressão em cilindros superior a 50MPa”, contemplando assim a designação BED.

A NP EN 206-1 (2005) [8] considera que um betão para ser classificado como BER deve pertencer a uma classe de resistência superior a C50/60. Porém, apesar de apresentar uma divisão clara entre BER e betões convencionais, esta norma não contempla o termo BED, não fazendo qualquer referência a este tipo de designação.

Salvaguardando que uma classificação em função da resistência à compressão não descreve todas as propriedades dos BED, Pliskin [9] (Quadro 2.1.) e Aïtcin [3] (Quadro 2.2.), propõem a divisão dos betões por classes, baseadas na resistência à compressão.

Quadro 2.1 – Classes de resistência propostas por Pliskin, 1992 [9]

Classe do Betão	$f_{ck,cil.}$ (MPa)
Betão convencional	20 – 50
Betão de elevado desempenho, BED	50 – 100
Betão de ultra elevado desempenho, BUED	100 – 150
Betão excepcional	Maior que 150 MPa

$f_{ck,cil.}$ – resistência característica à compressão aos 28 dias de idade, determinada em provetes cilíndricos com 160mm de diâmetro e 320mm de altura

Quadro 2.2 – Classes de resistência propostas por Aïtcin, 1998 [3]

Classe do Betão	$f_{cm,cil.}$ (MPa)
Classe I	50 – 75
Classe II	75 – 100
Classe III	100 – 125
Classe IV	125 – 150
Classe V	>150

$f_{cm,cil.}$ – resistência média à compressão aos 28 dias de idade, determinada em provetes cilíndricos com 100mm de diâmetro e 200mm de altura

Apesar de a designação BED não ser consensual e poder ser considerada algo ambígua, para fabricar um BED é necessário recorrer a um reduzido valor da razão A/L e, para tal, é essencial recorrer-se à adição de um adjuvante redutor de água de alta gama, um SP. Assim, um BED pode ser razoavelmente definido como um betão de reduzida razão A/L, que tem de ser sempre inferior a 0.40, usualmente igual a 0.25, e ocasionalmente igual a 0.20. Estes valores não são fixos de forma arbitrária, e pretendem reflectir a extrema dificuldade, ou mesmo a impossibilidade, de, para tais valores de A/L, produzir betões passíveis de serem colocados em obra sem a inclusão de SP.

Recentemente, Shah [10] propõe como possível classificação dos vários tipos de betão a que se apresenta no Quadro 2.3. Nesta classificação, o autor estende a avaliação a parâmetros, normalmente referidos mas não concretizados, relacionados com a resistência à compressão, a trabalhabilidade, a durabilidade e a tenacidade.

Quadro 2.3 – Características dos betões (Shah, 2000 [10])

	Betão convencional	Betão de elevado desempenho	Betão de ultra elevado desempenho
Resistência à compressão (MPa)	< 50	≈ 100	> 200
Razão água/ligante	> 0.5	≈ 0.3	< 0.2
Adjuvante	Não necessário	Necessário plastificante ou superplastificante	Essencial a adição de superplastificante
Adição mineral	Não necessário	Normalmente adiciona-se sílica de fumo ou cinzas volantes	É essencial adicionar sílica de fumo e/ou ultra fino
Fibras	Benéfico	Benéfico	Essencial
Introdução de ar	Necessário	Necessário	Não necessário
Processamento	Convencional	Convencional	Tratamento térmico e pressão
Coeficiente de difusão de cloretos em estado estacionário ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	1	0.6	0.02

Outro tipo de definições, mais vagas mas mais abrangentes, são propostas por outros autores que apresentam diferentes definições para os BED e abordam a necessidade de considerar outros parâmetros distintos da resistência à compressão (trabalhabilidade, durabilidade, obtenção de elevadas resistências iniciais ou a longo prazo, estabilidade volumétrica, etc.).

O ACI [11] adoptou uma definição abrangente para BED, proposta em 1999 por Russel [12]: um betão que congrega a combinação de desempenhos e requisitos uniformes especiais, que não podem ser atingidos rotineiramente recorrendo a constituintes e amassaduras convencionais e práticas correntes de colocação e cura, é definido como sendo um BED. O ACI [11] acrescenta, em comentário, que um BED é um betão em que certas características foram desenvolvidas para uma aplicação particular inserida num determinado ambiente. Exemplos de características que podem ser consideradas críticas numa aplicação concreta são: facilidade de colocação em obra, compactação sem segregação, resistências iniciais elevadas, propriedades mecânicas a longo prazo, permeabilidade, densidade, calor de hidratação, tenacidade, estabilidade volumétrica e elevado período de vida útil em ambientes agressivos. Este conjunto de características e propriedades não são autónomas e podem ser relacionadas entre si em função dos materiais e processos utilizados.

Convém salientar que a introdução deste novo material tem evidentes vantagens, porém é paralelamente obrigatório efectuar controlos de execução ainda mais rigorosos, uma vez que a ausência de requerimentos específicos permite que profissionais sem as competências necessárias se introduzam neste campo sem a tecnologia e conhecimentos necessários, algo que poderá conduzir a atitudes irresponsáveis, com consequências nefastas.

2.3. MATERIAIS, DOSAGENS E CARACTERÍSTICAS

O sucesso dos BED reside no facto de os seus componentes não diferirem dos empregues em betões correntes, obrigando apenas à utilização de superplastificantes e, em certos casos, de adições activas, mantendo o essencial das condições de implementação e não interferindo substancialmente nos processos e equipamentos correntemente utilizados nos betões convencionais. Os BED são constituídos pela mistura devidamente proporcionada, de cimento, agregados finos e grossos, adições minerais, superplastificantes e água.

Apesar de existirem já alguns estudos e referências bibliográficas sobre BED, não se encontra nessas referências um método directo para formular a composição de um BED. Encontram-se sim, regras de boa prática a considerar no estudo destes betões como sejam a escolha criteriosa dos constituintes, a necessidade de um estudo cuidadoso do arranjo granulométrico das partículas, a redução da água de amassadura ao mínimo possível, as características exigidas aos ligantes e a necessidade de adopção de superplastificantes adequados e em dosagens óptimas.

O cimento é um ligante hidráulico artificial, resultante da mistura devidamente proporcionada de carbonato de cálcio (calcário), silicatos de alumínio e ferro (argila) e outras substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro. Pela importância que o constituinte cimento desempenha no betão, tanto no que respeita ao comportamento como pelo custo associado ao peso do mesmo na formulação de um betão, a sua escolha deve ser criteriosa. Em geral, são empregues cimentos CEM I de endurecimento rápido, de baixo calor de hidratação e resistentes aos sulfatos, da classe 42.5R ou 52.5R, em quantidades elevadas, compreendidas em geral entre 400 e 500 kg/m³, podendo, no entanto, ultrapassar este valor. Estes são os mais adequados, pois contém maior percentagem de clínquer ($\geq 95\%$), permitindo assim o uso de adições de qualidade conhecida e na quantidade desejada. São ainda cimentos com baixos valores de perda ao fogo e resíduo insolúvel, o que pressupõe um conteúdo reduzido de substâncias inertes, favorecendo o incremento da resistência final. Porém, Gutiérrez e Cánovas [13], referem que a utilização de um cimento tipo CEM I 52.5R permite um incremento de resistência do betão na ordem de 10 a 15% quando comparado com a utilização de um cimento tipo CEM I 42.5R. No entanto, os mesmos autores, observaram que os cimentos do tipo CEM I 42.5R necessitavam de menores dosagens de adjuvante para obterem idêntica consistência do betão.

Segundo Gonzalez-Isabel [1] os principais parâmetros a considerar na escolha de um cimento para a produção de BED são a composição química, a finura e a uniformidade. Os cimentos apresentam elevada resistência se possuírem altos teores de C₂S e C₃S e reduzidos valores de C₃A. O conteúdo de C₃A deve ser adequadamente controlado, pois elevados teores conduzem a uma redução da fluidez e perda rápida de trabalhabilidade. Segundo Hanna *et al* [14] a quantidade de C₃A deve ser inferior a 8%, valor que também foi levado em conta recentemente, na aplicação de cimentos especiais na Noruega, Suécia e Dinamarca. A finura afecta propriedades como a velocidade de hidratação, a trabalhabilidade, a consistência, a segregação, a resistência e a fissuração devido à retracção. A utilização de cimentos com maior finura e, consequentemente, com superfície específica mais elevada, conduz à obtenção de betões com maior resistência inicial, uma vez que aumenta a área de contacto com a água, o que favorece a velocidade do processo de hidratação. Contudo, a maior finura leva ao aparecimento de alguns problemas reológicos. O garantir da uniformidade das características do cimento ao longo dos vários fornecimentos necessários à conclusão de determinada construção, é outro dos factores essenciais para o sucesso de um BED.

Nos BED, as propriedades dos agregados assumem maior importância do que num betão convencional. Enquanto que num betão convencional as fissuras se desenvolvem na pasta ligante e na interface agregado/pasta, contornando os agregados, num BED, devido ao fortalecimento da pasta

ligante, a superfície de fractura penetra nos agregados, mobilizando a sua resistência, uma vez que a capacidade de carga dos agregados e da pasta é, muitas das vezes, aproximadamente igual (Fig.2.1.).

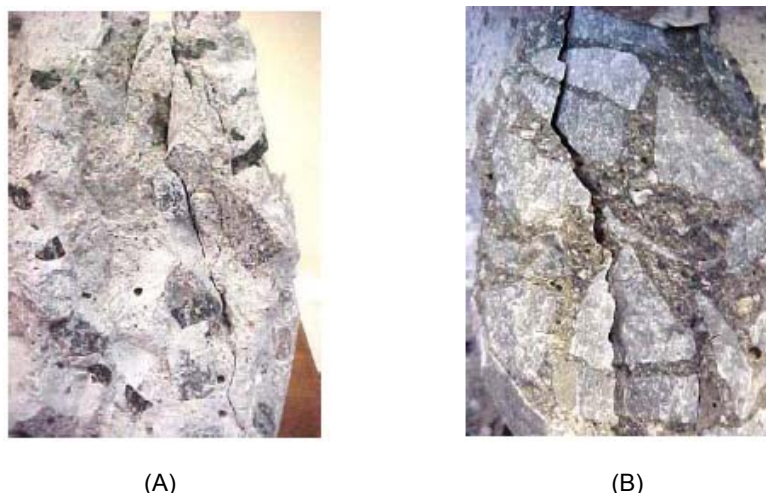


Fig.2.1. – (A) Num betão convencional, as fissuras desenvolvem-se na pasta ligante e na interface agregado/pasta; (B) No BED as fissuras propagam-se através das partículas dos agregados maiores

Para os BED, os agregados deverão ser seleccionados criteriosamente, devendo apresentar-se limpos, isentos de poeiras e isentos de partículas friáveis. Devem apresentar uma forma aproximadamente cúbica e ser aproximadamente equi-dimensionais, sendo de evitar os agregados de forma alongada e lamelar.

A resistência dos BED está limitada pela resistência dos agregados grossos e pela aderência agregado-pasta. Assim, a fracção grossa dos agregados terá que ter uma rigidez e uma resistência à compressão apropriada (superior a 150MPa) devido às inevitáveis concentrações de tensões sofridas. Mindess [15] refere que, tendo em consideração a resistência e a reologia dos BED, tanto podem ser usados agregados britado como rolados. Também Larrard [16] considera que as vantagens e os inconvenientes dos agregados rolados face aos britados se distribuem equitativamente, mas refere também que se torna indispensável o recurso a agregados britados quando se pretende atingir resistências à compressão superiores a 100MPa. Alguns estudos mais recentes indicam que são preferíveis agregados britados, por estes terem uma superfície irregular, que favorece a ligação à pasta de cimento.

Usualmente, a fracção fina dos agregados (areia) usada no fabrico dos BED não difere da utilizada em betões convencionais. Contudo, é desejável usar areias mais grossas do que as utilizadas correntemente. O uso de areias com módulo de finura compreendido entre 2.8 e 3.2, justifica-se devido ao facto de os BED serem, normalmente, misturas com elevado teor em materiais finos devido à elevada dosagem de ligante. Desta forma, já não se torna imperiosa a presença de finos provenientes das areias para, assim, melhorar a trabalhabilidade das misturas e diminuir eventuais riscos associados à possibilidade de ocorrência de segregação dos materiais constituintes. Outra das vantagens associada ao uso de areias mais grossas reside no facto de estas possibilitarem um decréscimo da quantidade de água da amassadura, beneficiando a resistência e, conseqüentemente, a economia da mistura. Porém esta opinião acerca da possibilidade de utilização indistinta de areia rolada ou britada não é consensual, já que se encontram opiniões dissonantes na bibliografia consultada. Por exemplo, o Grupo Español del Hormigón [17], recomenda que as areias a empregar em BED devem ser roladas, com um conteúdo máximo de finos de 1% e um módulo de finura próximo de 3.0. Considera, também,

que o uso de areias britadas, devido ao seu elevado teor em finos, não é recomendável por exigir uma grande quantidade de água e por originar misturas pouco trabalháveis.

Um BED pode ser produzido utilizando apenas o cimento como material ligante. No entanto, uma substituição parcial de cimento por uma ou pela combinação de duas ou três adições minerais com propriedades cimentícias, quando disponíveis a preços competitivos, pode ser vantajosa, não só sob o ponto de vista económico, mas também, sob o ponto de vista reológico e, em algumas situações, sob o ponto de vista da resistência e durabilidade. Actualmente, o ecossistema mundial tem vindo a ser confrontado com um problema crescente e que está associado aos elevados níveis de dióxido de carbono emitidos para a atmosfera. Segundo recentes estudos, a produção de cimento Portland implica a libertação de cerca de uma tonelada de dióxido de carbono, e a indústria do cimento contribui com cerca de 7% do total expelido para a atmosfera. Daí que se torne essencial reduzir o consumo deste material, mas sem nunca por em causa o desempenho das estruturas.

A grande maioria das adições utilizadas nos BED são subprodutos industriais, que se não forem utilizados, irão ser acumulados em depósitos, o que acarretará inevitáveis riscos de poluição do solo, da água e do ar, para além de todos os inconvenientes paisagísticos. Neste contexto, o seu consumo nos betões, para além das vantagens que se podem constatar no próprio material, é responsável por benefícios de ordem económica, de consumo de energia, de protecção ambiental e de conservação dos recursos naturais.

A substituição parcial de cimento pode ser conseguida através do uso de cinzas volantes, escória granulada de alto-forno, sílica de fumo, metacaulino e cinzas de casca de arroz. Contudo, comparada com a produção mundial de cinzas volantes, a disponibilidade das restantes adições minerais é consideravelmente limitada. As adições mais frequentemente utilizadas em BED são, sem dúvida, as sílicas de fumo e as cinzas volantes. A sílica de fumo, cuja disponibilidade é bastante limitada, é, em geral, especificada em aplicações especiais devido à sua elevada pozolanicidade como, por exemplo, em estruturas expostas a ambientes de agressividade química elevada. Apesar de não ser obrigatória a adição de sílica de fumo na produção de BED, é praticamente indispensável a sua inclusão em betões com resistência à compressão superior a 100MPa [3]. O elevado preço da sílica de fumo pode ser um factor inibidor da sua utilização. Sendo o custo da sílica de fumo aproximadamente igual a dez vezes o do cimento, a adopção de uma dosagem corrente de 10% de sílica de fumo em relação ao peso de cimento, pode elevar o custo do material aglomerante presente no betão para cerca do dobro. A dosagem óptima de sílica de fumo, segundo Larrard [18] é de 20 a 25% da massa de cimento. No entanto, para percentagens menores a diferença de comportamento é diminuta e, considerando o custo da adição mineral e dos SP, a dosagem óptima de sílica de fumo a empregar deverá ser próxima dos 10%.

Os adjuvantes mais utilizados em BED são os SP, dada a eficiência que têm. Mas existem outros como os introdutores de ar, retardadores ou aceleradores de presa e controladores de viscosidade, que podem também assumir real importância. Valores da quantidade de SP entre 3 a 10L/m³ são correntes na composição de BED [19]. A sua inclusão na mistura é obrigatória e na formulação de um BED é talvez o conceito menos polémico e que reúne maior consenso. Permite melhorar o desempenho de um betão à custa da redução da quantidade de água da amassadura, mantendo a trabalhabilidade necessária para uma adequada colocação em obra. Os superplastificantes podem ser utilizados tanto na forma de pó como em solução aquosa. Como os adjuvantes em pó devem ser previamente diluídos em água para serem mais eficazmente dispersos no betão, a forma mais prática de utilização e a mais correntemente disponível no mercado, é a solução aquosa.

De acordo com Aïtcin [3] a selecção de um superplastificante adequado é crucial para um BED, devido ao facto de que nem todos os tipos de superplastificantes disponíveis no mercado reagem da mesma forma na presença de determinado ligante. Para além do tipo de SP, também, em determinadas condições, a sua elevada dosagem em betões com muito baixa relação água/ligante, pode implicar variações reológicas muito importantes do betão, como por exemplo, endurecimento prematuro e falsa trabalhabilidade. É particularmente importante assegurar a compatibilidade entre o superplastificante e o cimento utilizado. Aïtcin e Neville [20] indicam que os aspectos que influenciam a compatibilidade entre cimento e os superplastificantes estão relacionados com as características físico-químicas da mistura, enumerando alguns requisitos que os cimentos e os SP devem satisfazer (Quadro 2.4.).

Quadro 2.4. – Requisitos do cimento e dos SP de modo a diminuir a possibilidade de incompatibilidade (Aïtcin e Neville [20])

Componente	Característica
Cimento	Não deve ser muito fino
	Deve conter uma reduzida quantidade de C_3A
	Na fase inicial da hidratação, a reacção deve ser controlada pelos iões de sulfato do cimento, resultantes da dissolução destes na água
Superplastificante	Deve possuir uma grande e alongada rede de moléculas
	Deve conter adequada quantidade de sulfatos solúveis na mistura

A quantidade de água a adicionar deverá ser a menor possível de modo a satisfazer os requisitos prescritos para a mistura enquanto fresca. Com o uso de adjuvantes redutores de água de alta gama é possível colocar em obra betões com razão A/L inferior a 0.3 e abaixamento de cerca de 200mm. Minimizando a quantidade de água a juntar à amassadura e permitindo ao SP controlar as características reológicas do conjunto, é possível maximizar os parâmetros do betão relacionados com a durabilidade.

Composições típicas de BED empregues nos EUA, no Canadá, em Marrocos e em França, são apresentadas por Neville e Aïtcin [3], e reproduzem-se no Quadro 2.5., que é apresentado no Anexo 1.

Associada à implementação em obra dos BED podem ser enunciadas, de forma sucinta, as seguintes características principais:

► Durabilidade e tempo de vida útil:

O emprego dos BED, devido à sua reduzida permeabilidade e elevada resistência à penetração de agentes agressivos, está, muitas das vezes, associado a requisitos de durabilidade das estruturas e respectivos tempos de vida útil, que podem ser definidos para períodos superiores a 100 anos. Porém, é muitas vezes extremamente complexo definir precisamente a longevidade de um BED, pois a durabilidade é uma propriedade que depende das condições particulares do ambiente em que se situam as estruturas. Para além disso, apesar da evolução registada durante os últimos anos nos códigos e regulamentos relativos a estruturas de betão, as exigências de durabilidade não têm merecido

tratamento semelhante às exigências mecânicas. Os requisitos de durabilidade têm sido acautelados de forma indirecta através de imposições em relação à composição, fabrico, colocação em obra e cura.

► Resistência à compressão e módulo de elasticidade:

A elevada resistência à compressão dos BED permite a construção de pilares de dimensões mais reduzidas, o que pode levar a uma maior eficiência económica.

Factores como as características e proporções dos componentes e as condições de cura afectam claramente a resistência à compressão.

▪ Características e proporções dos componentes:

- *Razão água/ligante*: no início do século XX, Abrams enunciou a célebre Lei de Abrams, relacionando a resistência à compressão com a razão água/ligante. Tal como para os betões correntes, também para os BED, funciona a relação de que quanto menor for a razão água/ligante, maior a resistência.
- *Tipo de cimento*: conforme o tipo de cimento utilizado, há influência significativa na resistência, principalmente nas primeiras idades.
- *Agregados*: a resistência, o tamanho e a forma dos agregados devem ser bem avaliados para evitar efeitos indesejáveis de problemas na interface pasta-agregado.
- *Água de amassadura e aditivos*: o excesso de impurezas na água pode provocar problemas na resistência, assim como o uso inadequado de aditivos.
- *Ar incorporado*: dependendo da quantidade de ar incorporado na mistura, poderá obter-se um aumento ou diminuição da resistência. Em geral, o BED tem sempre uma certa quantidade de ar aprisionado, em torno de 0.5% a 2.5%. Experiências realizadas comprovam que taxas de 4% a 6% de ar incorporado enfraquecem o betão.

O módulo de elasticidade constitui uma das propriedades mais importantes, devido à necessidade da determinação das deformações dos elementos estruturais existentes nos projectos. Tal conhecimento só é possível devido à avaliação da rigidez, traduzida através do módulo de elasticidade. Actualmente, ainda é bastante difícil a determinação de um valor para o módulo de elasticidade. Segundo Aïtcin [3], o que o BED ganhou em qualidade, perdeu em simplicidade para determinação do valor desta propriedade que, dependendo do tipo de obra e do volume de betão utilizado, implicaria um estudo específico para cada situação particular.

Porém, apesar de ser difícil a sua determinação, é um dado imperativo que o módulo de elasticidade dos BED, é superior ao dos betões convencionais, o que acarreta um aumento de rigidez, que pode ser condicionante, principalmente em edifícios altos sujeitos a importantes acções horizontais, como é o caso do vento ou dos sismos.

A análise do diagrama de tensão-deformação de um BED, que indica claramente a evolução das deformações à medida que incrementos de carga são introduzidos, é extremamente interessante. A Fig.2.2. ilustra a curva tensão-deformação para diferentes valores de resistências.

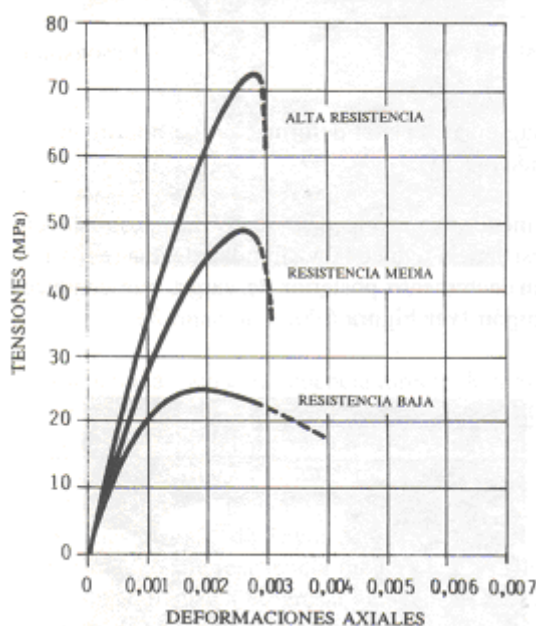


Fig.2.2. – Curvas de tensão-deformação para diversas resistências [1]

Analisando o diagrama de tensão-deformação de um BED verifica-se que a curva tem um ramo ascendente mais extenso de proporcionalidade linear e de maior inclinação que o mesmo troço relativo a um betão convencional, até atingir um pico, que corresponde à máxima resistência à compressão, ao qual se sucede de imediato um ramo descendente, com uma pendente bastante acentuada, que deixa mesmo de existir à medida que aumenta a resistência do betão. A deformação correspondente à tensão máxima no BED, aproximadamente 3‰, é maior que nos betões convencionais (cerca de 2‰), enquanto que a deformação correspondente à rotura é bem menor num BED do que num betão corrente, constatando-se então que os betões de elevado desempenho possuem um comportamento aparentemente mais frágil. Tanto o ramo ascendente como o descendente têm pendentes bastante mais acentuadas que a curva típica de um betão convencional.

Apesar de o limite de proporcionalidade tensão-extensão dos BED ser superior ao dos betões tradicionais, quando esse limite se atinge, não resta muita reserva de deformação até à extensão última e o colapso da massa de betão dá-se ao longo da totalidade do provete num curto intervalo de tempo e de solicitação, contribuindo desta forma para uma rotura frágil e explosiva.

► Baixa permeabilidade:

Esta característica é extremamente importante, uma vez que o estudo da permeabilidade, poderá acrescentar dados para que se possa efectuar uma estimativa de maior relevância na determinação da vida útil do betão, pois a água é um agente primário que assume um papel de destaque como agente de deterioração não só devido aos inúmeros processos físicos de degradação, como também pela possibilidade de tornar-se um veículo de transporte de iões agressivos, que geram também processos químicos de deterioração.

Um BED face à sua micro-estrutura mais densa, e menor volume de vazios, é bastante mais impermeável que um betão corrente, porém dependendo da substituição de parte do cimento por um ou mais elementos, a sua permeabilidade varia. Estudos realizados comprovam que uma substituição

de cerca de 10% de cimento por sílica, reduz significativamente a permeabilidade, e que para qualquer nível de adição de cinzas volantes, e ainda para esta substituição entre 8% e 12%, obtém-se valores óptimos para a resistência à compressão e permeabilidade simultaneamente.

Saliente-se que não se pode assumir que o betão de elevado desempenho seja impermeável, pois mesmo que a água não consiga percolar pelo betão, iões agressivos conseguem.

► **Perda de trabalhabilidade e temperatura:**

A perda de trabalhabilidade com o tempo é um dos problemas que pode afectar a colocação em obra deste tipo de betões, que pode ser resolvido recorrendo ao uso de um retardador. As elevadas dosagens de ligante, designadamente de cimento, podem originar importantes problemas relacionados com a elevada temperatura de hidratação desenvolvida, o que pode levar à necessidade de adopção de procedimentos em obra que permitam arrefecer os elementos de betão.

► **Resistência em idades iniciais:**

Neste tipo de betões, é possível atingir resistências à compressão na ordem dos 25MPa decorridas apenas 4 horas após a betonagem, o que permite uma mais rápida remoção dos moldes e consequente aumento do ritmo construtivo.

► **Cura:**

A cura consiste no conjunto de procedimentos que visam promover a hidratação do cimento, com controlo do tempo, temperatura e condições de humidade, após o lançamento do betão. A crescente utilização de BED tem vindo a enfatizar um problema conhecido do passado: durante os primeiros dias associados à cura do betão ocorre forte libertação de calor, decorrente da hidratação do cimento, à qual se segue uma fase de arrefecimento. Esta última fase, de contracção, ocorre com o betão já endurecido, logo com fortes restrições estruturais, que podem originar fissuração precoce. Daí que a cura dos BED tenha de ser bastante mais cuidadosa do que num betão convencional, uma vez que a presença de elevadas quantidades de cimento e reduzida dosagem de água pode potenciar riscos de fissuração por retracção, nomeadamente por retracção plástica e autogénea.

► **Resistência ao fogo:**

A resistência ao fogo é uma das propriedades mais importantes de um material, e assume ainda maior importância nos BED, uma vez que durante muitos anos foi um assunto bastante controverso, pois em vários relatórios é descrito que os BED têm igual resistência ao fogo que um betão convencional, noutras está demonstrado que os BED, nesta propriedade têm um comportamento bastante pior que os betões convencionais. Na actualidade, parece claro que a resistência ao fogo dos BED não é tão boa como a de um betão corrente, mas também não é assim tão nefasta como muitas vezes é mencionado em diversos artigos e relatórios excessivamente alarmantes. A justificação para um comportamento menos satisfatório do BED quando sujeito à acção do fogo, está relacionada com o facto da sua estrutura ser bastante densa e pouco permeável, o que implica uma maior dificuldade em aliviar as tensões internas geradas pelo movimento de forças expansivas através da sua complexa estrutura capilar.

► Resistência à acção de agentes agressivos:

Pelo facto de os betões de alto desempenho terem uma estrutura extremamente densa, e serem constituídos por uma pasta de cimento hidratada, com um sistema de poros capilares descontínuos, possuem obrigatoriamente uma elevada resistência aos ataques exteriores, daí que a penetração de agentes agressivos em BED, seja bastante mais difícil e apenas superficial.

► Resistência a ataques químicos:

A maior resistência ao ataque químico é evidente quando se utiliza este material, e apenas existe uma limitação química que é normalmente recomendada, e que por isso deve ser cumprida: o cimento quando usado num ambiente marítimo agressivo não deve possuir na sua composição uma quantidade de C_3A superior a 8%, pois tal garante que não ocorrem reacções químicas nefastas. A resistência a ataques químicos, nos BED, é ainda maior se na composição deste material se efectuar uma substituição parcial de cimento, por adições minerais, essencialmente a sílica de fumo que possui um elevado índice de pozolanicidade.

► Resistência à abrasão:

A elevada resistência e densidade dos BED, garante uma protecção bastante superior a acções abrasivas originadas pela areia ou restos de gelo flutuantes. Os BED que possuem sílica de fumo são ainda mais resistentes a estes ataques pois são muito pouco permeáveis. A resistência à abrasão de um BED é extremamente boa, não só devido à elevada resistência do betão, mas também devido à densa estrutura estabelecida entre a pasta ligante e os agregados. É esta então, uma das principais razões para que o uso de BED em pavimentos rodoviários e tabuleiros de pontes seja francamente aconselhável.

2.4. UTILIZAÇÃO DE BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO

Antes de 1980, o betão de elevado desempenho era quase que exclusivamente produzido em laboratório e mediante rigorosas condições de controlo. Mas no início dos anos oitenta esta situação alterou-se drasticamente com o progressivo recurso ao uso dos superplastificantes e da sílica de fumo. Para tal, também muito contribuíram as preocupações ambientais da altura, que implicaram elevadas restrições à indústria da construção, incentivando-a a desenvolver um betão “mais amigo do ambiente”. De forma a resolver esta situação, facilmente se concluiu que era obrigatório definir um novo rumo para a indústria da construção. Reunindo grupos de especialistas do Japão, Austrália, da Europa e da América do Norte foi possível definir todas as propriedades do betão de alta resistência num documento publicado em 1990 e designado – “*High Strength Concrete – state-of-the-art report*”. Percebeu-se então que a aplicação deste tipo de betão em pontes e edifícios altos singulares seria a melhor forma de conseguir a propagação deste material no mercado mundial. O uso do betão de alta resistência / desempenho facilmente se difundiu em todos os continentes, à excepção de África.

É actualmente aceite que é possível fabricar betões com resistências até 100MPa em quase todos os países do Mundo se for pretendido em grandes quantidades, uma vez que só assim será muitas vezes rentável, pois os materiais que o compõe podem ser normalmente encontrados em qualquer local, porém as facilidades e custos de produção e controlo, e a tecnologia a aplicar, poderão implicar o recurso a importações de alguns locais mais desenvolvidos industrialmente.

As primeiras aplicações internas utilizando betão com um desempenho superior ao convencional ocorreram entre os finais dos anos sessenta e o início dos setenta. Estes foram então utilizados em pilares e paredes de edifícios bastante altos em Chicago, em que o ambiente em geral era moderadamente severo. São exemplos da sua utilização a *Lake Point Tower* em 1965 (resistência à compressão de 53MPa) e a *Water Tower Place* em 1970, o edifício mais alto construído em betão armado até então (Fig.2.3.). Já as primeiras aplicações exteriores ocorreram apenas entre o final dos anos oitenta e início dos anos noventa. Desde este período até à actualidade, passou-se cerca de duas décadas, daí que ainda não seja possível ter dados concretos relativamente ao real tempo de vida útil das estruturas em que os BED foram utilizados. Mas, tendo por base os dados relativos à longevidade dos betões correntes, e apesar de não ser possível extrapolar facilmente os resultados dos betões correntes para os BED, é seguro afirmar que os BED têm uma maior durabilidade que os betões mais comuns.

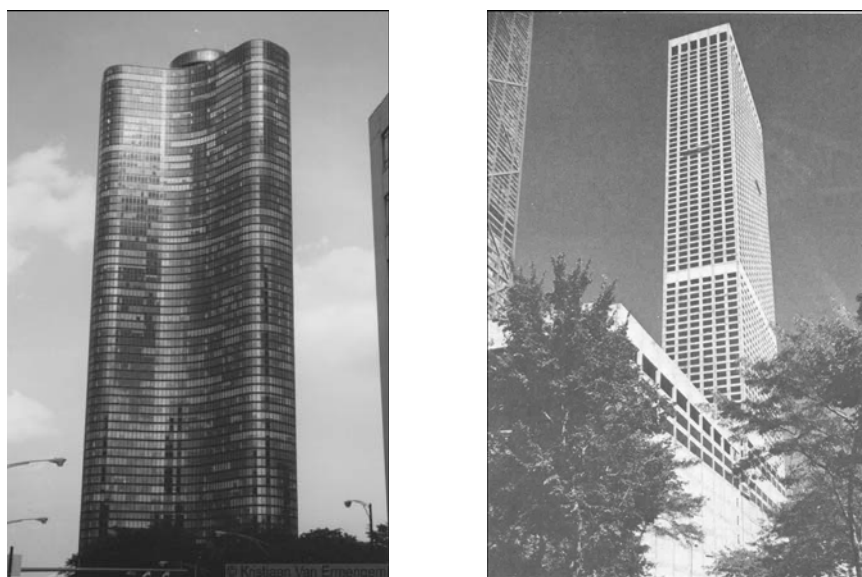


Fig.2.3. – Lake Point Tower (à esquerda) e Water Tower Place (à direita) – Chicago

Saliente-se que o ambiente marítimo pode ser extremamente prejudicial para os BED, devido a um conjunto de factores agressivos, como por exemplo, factores químicos relacionados com a presença de vários iões dissolvidos na água do mar, factores geométricos relacionados com a variação do nível médio da água do mar, e a possível ocorrência de tempestades, factores físicos como gelo/degelo, ou humedecimento/secagem, etc., ou até mesmo factores mecânicos relacionados com a própria acção cinética das ondas, a erosão criada pela suspensão das partículas de areia na água do mar, restos de gelo a flutuar. A combinação de todos ou de apenas alguns destes factores pode ser extremamente prejudicial para as estruturas de betão, percebendo-se então a vantagem do uso de BED, uma vez que estes são bastante mais resistentes a estes factores.

Nos últimos vinte anos, estudos intensivos sobre BED têm sido realizados em diversos países, com o intuito de fornecer aos engenheiros as informações necessárias sobre as suas propriedades, bem como fornecer subsídios para a adaptação das normas e regulamentação do betão, às características diferenciadas deste novo material. O BED tornou-se uma linha prioritária de pesquisa na área de materiais, e actualmente, a bibliografia já pode ser considerada relativamente ampla. Vários

congressos, simpósios, seminários e workshops têm sido promovidos em todo o Mundo para divulgação e discussão de trabalhos de diversos pesquisadores e projectos já realizados.

2.5. VANTAGENS DE UTILIZAÇÃO DE BED

Os principais benefícios do uso de betões de alto desempenho, para os vários intervenientes da indústria da construção, podem traduzir-se simplificada e do seguinte modo:

► Para o projectista:

- A sua maior resistência permite a realização de estruturas mais esbeltas e elegantes;
- É apropriado à crescente tendência de verticalização, com estruturas mais altas, esbeltas e arrojadas, localizadas em atmosferas densamente urbanas ou industriais, carregadas de agentes agressivos;
- Redução da secção dos elementos estruturais, permitindo significativo aumento de espaço útil e diminuição do peso próprio da estrutura e, conseqüentemente, na carga das fundações;
- Aumento da área útil nos andares mais sobrecarregados e nos destinados a estacionamento, melhorando o aproveitamento desses espaços;
- Mais rápida estabilização de efeitos como a fluência e a retracção;
- Menor segregação e exsudação;
- Redução das deformações imediatas como consequência de um maior módulo de elasticidade;
- Melhor comportamento dos elementos à tracção, o que garante uma colaboração mais eficaz com a armadura;
- Redução de ruídos e vibrações em pontes ferroviárias quando comparadas com soluções metálicas;

► Para o construtor:

- É mais fácil a sua colocação em obra;
- Redução do volume de betão necessário;
- Transporte e montagem mais fácil de elementos pré-fabricados;
- Facilidade acrescida nas operações de lançamento, que podem ser fundamentais em locais onde o acesso de vibradores é um obstáculo, como por exemplo, em estruturas com taxas de armaduras elevadas;
- A sua maior resistência nas primeiras idades possibilita que o seu transporte seja efectuado antecipadamente;

► Para o dono da obra:

- Maior qualidade de fabrico e facilidade de colocação em obra;
- Menor segregação propicia melhor acabamento;

- Aumento da velocidade de execução da obra;
- Aumento da durabilidade das estruturas;
- Ao conduzir a uma redução do peso próprio da estrutura, proporciona a construção em solos com menor capacidade de suporte;

► Para o público:

- Menor consumo de recursos naturais;
- Redução de impactes ambientais e ecológicos.

Com todas estas vantagens para os vários intervenientes, o uso de betões de alto desempenho tenderá a crescer expressivamente. Começou por ser utilizado em edifícios altos nos EUA, em plataformas marítimas na Noruega e em pontes em França. Mas gradualmente passou a ser utilizado pela maior parte das empresas de construção em vários tipos de estruturas portentosas em diversos países como Japão, EUA, Canadá, França, Suíça, Noruega, Austrália, Alemanha, China, entre outros. Actualmente, o BED é utilizado em diversas áreas. Em edifícios de betão, a sua aplicação garante uma redução do tempo de execução, um aumento da área útil e permite tornar a estrutura mais durável. Quando utilizado em pontes e viadutos, permite maiores vãos, rapidez de execução e aumento da vida útil, e a sua alta rigidez traduz-se em elevados benefícios quando estes estão sujeitos a acções do vento significativas. O BED é ainda diversas vezes aplicado em pavimentos industriais, armazéns de produtos químicos, e pavimentos rodoviários, devido à sua elevada resistência à abrasão, bem como a ataques químicos; e em plataformas marítimas por se tratar de um material com permeabilidade próxima de zero, proporcionando uma excelente resistência à acção corrosiva da água do mar, e para suportar o impacto de grandes ondas.

Porém existiram alguns obstáculos para um rápido e amplo desenvolvimento como por exemplo a inexistência de um código-regulamentação e documentação completa que incluísse todas as propriedades e aplicações desta família de betões, as dúvidas relativas à variação das propriedades de BED a longo prazo, e ainda a dificuldade em definir todo o tipo de custos extra inerentes à utilização deste material em estruturas.

É importante ainda referir outros inconvenientes da aplicação de BED, como a necessidade de utilizar componentes de elevada qualidade, essencialmente os agregados; este tem um comportamento bastante mais frágil, algo que tem de se ter em conta aquando do dimensionamento de elementos com requisitos mínimos de ductilidade; as dimensões mínimas de elementos em condições de serviço não permitem aproveitar a elevada resistência à compressão em todas as ocasiões; e é necessário efectuar um controlo mais rigoroso e um seguimento da obra bastante mais intenso.

Actualmente, os países mais desenvolvidos normalizaram o uso e comportamento de betões de elevado desempenho através das normas próprias de cada país. Para pontes e edifícios altos os BED tornaram-se uma referência. No âmbito internacional, o Model Code 90 [7] estabelece comportamentos de provetes cilíndricos quando sujeitos a tensões de compressão superiores a 100MPa. Nas normas nacionais de vários países está definido o comportamento de provetes de betão com resistências características de compressão compreendidas entre os 80MPa e os 115MPa. É o caso dos países nórdicos da Europa (Suécia, Finlândia e Noruega), da Alemanha, Holanda, EUA, Canadá e Japão.

Um aspecto que interessa salientar é o facto de existirem dúvidas relativamente à maior economicidade no uso de BED. Tal acontece, uma vez que a análise económica é um processo extremamente complexo pois engloba um número muito considerável de variáveis. O problema surge normalmente quando os custos são analisados particularmente e não globalmente, uma vez que é lógico que o betão de alto desempenho tem um custo mais elevado que um betão corrente, pois os altos consumos de cimento, a incorporação de aditivos e adições e a necessidade de utilização de agregados de excelente qualidade tornam o custo por metro cúbico do BED mais caro que o do betão convencional. Entretanto, ao procurar uma maior resistência, a utilização de BED conduz a uma redução significativa nas dimensões dos elementos estruturais, diminuindo o volume total de betão aplicado na estrutura, que aliada à mais fácil colocação em obra e ao facto de implicar menor número de horas a despender por trabalhador, poderá compensar as diferenças de custos unitários. Daí que o balanço de custos tenha de ser sempre realizado integralmente, para perceber quando é de facto viável a utilização de BED. Em obras mais complexas, o estabelecimento de critérios e comparação de variáveis económicas é ainda mais difícil. De acordo com as conclusões estabelecidas tendo por base várias publicações da especialidade, em quase todas as aplicações, os benefícios que derivam do uso de BED, compensam claramente o incremento de custos associado aos processos de fabrico e controlo de qualidade.

Em síntese, a ideia associada aos betões de alto desempenho de que obter altas resistências, implica altos custos de construção, deve ser reformulada e vista como, melhor qualidade traduz-se em menores custos totais. A crescente necessidade de obter construções com períodos de vida útil mais elevados, com menores custos de manutenção, e numa sociedade cada vez mais preocupada com conceitos como qualidade, durabilidade, desenvolvimento sustentável, os betões de alto desempenho oferecem vantagens que devem ser suficientes para aumentar cada vez mais a sua escala de utilização. Nos últimos anos, alguns trabalhos, pesquisas, congressos e simpósios comprovam que o BED é um material viável técnica e economicamente, para utilização em diversos tipos de estruturas, tanto convencionais, como mais especiais.

Enquanto o betão de alto desempenho ainda não está completamente desenvolvido, observa-se associado ao crescente desenvolvimento tecnológico, uma emergente necessidade de produzir um material ainda mais proveitoso e utilitário que este, para aplicar em situações bastante especiais: o betão de ultra elevado desempenho.

2.6. APLICAÇÕES

Devido às suas elevadas resistências mecânicas, existem dois campos principais de aplicação de betões de alto desempenho: elementos verticais (pilares e paredes) de edifícios altos, para redução das dimensões destes elementos, e pontes.

No caso das pontes, que são a base de análise neste estudo, a elevada durabilidade deste material, torna-o particularmente atractivo como meio de dotar as estruturas situadas em ambientes peculiarmente agressivos, de um elevado tempo de vida útil (100 anos ou mais).

Na actualidade, em certos países como a Noruega e a Dinamarca, onde as condições climáticas predominantes são especialmente adversas, as regulamentações nacionais, já especificam o uso de BED como uma exigência em pontes. Também no Japão isto acontece, mas aí, estas normas estão directamente relacionadas com o elevado desenvolvimento tecnológico e científico.

De seguida, apresentam-se exemplos de aplicação de BED em pontes:

► Ponte da Normandia, França:

A ponte da Normandia situada em França, foi construída durante 1988 e 1994, tem um comprimento total de 2141m e o vão central é de 856m, que aquando da sua inauguração (Janeiro de 1995), era o maior do mundo para este tipo de pontes (estaiadas). O BED foi composto por 425kg/m³ de cimento composto, incorporando 8% de sílica de fumo, e por uma razão A/L de 0.36. Aos 28 dias de idade atingiu uma resistência média de 79MPa.



Fig.2.4. – Ponte da Normandia (França) [21]

► Viaduto de Millau, França:

O viaduto de Millau construído entre 2001 e 2004 com BED foi projectado de forma a garantir um período de vida útil de 120 anos. O BED utilizado atingiu uma resistência à compressão aos 28 dias de idade da ordem dos 60MPa. Este viaduto tem 2460m de comprimento, 340m de altura máxima, vão máximo de 342m e um perfil transversal de 32m. Durante a sua construção foram gastos cerca de 85000m³ de betão, dos quais 50000m³ de BED.



Fig.2.5. – Viaduto de Millau (França) [21]

► Ponte Vasco da Gama, Portugal:

A ponte Vasco da Gama, concluída em 1998, é a mais longa da Europa, com 17.2km de comprimento e com um vão principal de 420m. Para a sua construção foi, pela primeira vez em Portugal, exigido à empresa fornecedora de betão pronto um BED, satisfazendo um elevado padrão de qualidade. Para além das normais preocupações com a resistência e trabalhabilidade do betão, exigiu-se uma durabilidade tal que assegurasse um período de vida útil de 120 anos, sem necessidade de intervenções

de manutenção e reparações de grande vulto. O BED utilizado atingiu uma resistência à compressão aos 28 dias de idade da ordem dos 70MPa, e foi composto por 360kg/m³ de cimento, 20% de cinzas volantes, e por uma razão A/L compreendida entre de 0.31 e 0.34.



Fig.2.6. – Ponte Vasco da Gama (Portugal)

2.7. PERSPECTIVAS FUTURAS

O betão de elevado desempenho devido, fundamentalmente, à sua elevada durabilidade, é especialmente adequado para construções situadas em ambientes particularmente agressivos. A utilização deste tipo de betão permite que as estruturas possam ter um elevado tempo de vida útil, de 100 ou mais anos, e pode ser considerado como uma das maiores evoluções sofridas na tecnologia dos betões. Contudo, esta evolução não pode ser considerada como revolucionária e os BED devem ser entendidos como uma continuidade dos betões convencionais. São betões que podem ser produzidos com o mesmo tipo de materiais mas onde é exigido um controlo criterioso das matérias-primas e da sua colocação em obra. A principal diferença destes betões reside no facto de os BED incluírem um adjuvante SP que permite uma redução substancial da relação A/L, para valores inferiores a 0.4.

Os BED são fabricados, em geral, recorrendo a uma elevada dosagem de cimento, e são dotados de elevadas resistências mecânicas e durabilidade acrescida. Contudo, para a maioria das aplicações práticas, a resistência à compressão de um betão convencional é suficiente. No entanto, não é expectável que estes BED venham a ser de utilização completamente generalizada, mas sim, que, tal como actualmente, sejam aplicados em situações mais particulares tais como pontes e edifícios altos.

Por outro lado, é sabido que a produção e o consequente consumo de cimento deve ser diminuído com o objectivo de contribuir para a sustentabilidade da construção. Contudo, esta diminuição não deve comprometer o necessário desempenho das estruturas de betão, de forma a garantir a manutenção de períodos de vida útil suficientemente alargados. Assim, se a substituição de elevados volumes de cimento por subprodutos industriais, como é o caso das cinzas volantes, se revelar exequível, será extremamente benéfica sob o ponto de vista ecológico e ambiental. Neste contexto, os betões com elevado volume de cinzas volantes, podem ser uma alternativa bastante interessante.

Como ainda não é possível produzir betão de alto desempenho com reduzida permeabilidade e com uma resistência à compressão também diminuída, é fundamental que os projectistas tirem proveito da resistência extra, obtida por redução da razão água/ligante, efectuada para obter um betão de alto desempenho, na actualidade. Provavelmente, e num futuro próximo, será possível produzir betão de alta durabilidade mas com resistências baixas, que poderão ser suficientes para aplicações concretas, e garantir assim maior rentabilidade.

2.7.1. BETÃO DE ULTRA ELEVADO DESEMPENHO

Considerando que um betão convencional tem uma resistência à compressão inferior a 50MPa e um betão de elevado desempenho terá uma resistência próxima de 100MPa, pode-se definir um betão de ultra elevado desempenho, como um betão que possui uma resistência à compressão superior a 200MPa. O processo de produção dos BUED afasta-se ainda mais dos utilizados em betões convencionais. As principais características de um betão de ultra desempenho são a baixa razão água/ligante, uma elevada quantidade de sílica de fumo ou outra adição mineral ultra fina, agregados contendo apenas areia fina, a maior homogeneidade do material, baixa porosidade, elevada impermeabilidade, uma alta quantidade de superplastificantes.

Este tipo de betão necessita de cerca de três vezes menor quantidade de agregados que os betões convencionais, minimizando o peso dos elementos estruturais, mas têm também um grande inconveniente: a falta de ductilidade. Porém, tal inconveniente pode ser ultrapassado através da incorporação de fibras de aço de muito reduzida dimensão, originando-se diferentes tipos de betões de ultra elevado desempenho. Os mais comuns são o RPC (Reactive Powder Concrete) [22], CRC (Compact Reinforced Composite) [23], e o SIFCON (Slurry Infiltrated Fibered Concrete) [24].

O Reactive Powder Concrete (RPC) [22] ou Betão de Pó Reactivo é um betão de ultra resistência, grande ductilidade, com uma porosidade muito reduzida, e com propriedades mecânicas e físicas que lhe conferem um comportamento extremamente inovador. É produzido a partir dos componentes normalmente utilizados no fabrico de betões convencionais, porém implica a selecção de partículas com uma dimensão e reactividade química rigidamente especificada. Na sua constituição inclui-se o cimento Portland, a sílica de fumo, farinha de quartzo, areia fina, adjuvantes redutores de água de alta gama, água e fibras de aço ou orgânicas. Pode ser misturado e utilizado para satisfazer as necessidades das obras correntes, ou pode ser empregue com o intuito de cumprir determinados requisitos específicos em determinadas obras. Pode atingir uma resistência de compressão superior a 200MPa, à qual se alia uma elevada ductilidade. A designação RPC reflecte a reduzida dimensão das partículas

granulares utilizadas e a elevada quantidade de componentes hidráulicamente activos. Por possuir na sua constituição fibras de aço extremamente finas, dispõe de uma resistência à flexão superior a 50MPa. A sua capacidade de absorção de energia é tal, que este material pode ser comparável a alguns metais neste aspecto. Trata-se de um material de permeabilidade muito reduzida, com grande resistência à penetração de cloretos e sulfatos. A sua resistência à abrasão é similar à de uma rocha. A sua elevada durabilidade explica-se pela sua estrutura de poros descontínua, resultante da utilização de componentes com uma granulometria rigidamente seleccionada, garantindo assim uma elevada compactação. Graças ao estado mais fluído que este evidencia aquando da sua colocação, é possível obter soluções finais com uma enorme variedade de cores e texturas. O RPC foi desenvolvido laboratorialmente em França no início dos anos noventa por investigadores da Lafarge [25], Bouygues [26], e Rhodia [27]. Este material, acabaria mais tarde por ficar sobre o alçado da marca registada Ductal® [28].

O Compact Reinforced Composite (CRC) [23], que foi desenvolvido pela Aalborg Portland, mas que é comercializado pela CRC Technology, é um tipo especial de betão de elevado desempenho fortemente reforçado por fibras, com elevada resistência à compressão (150-400MPa) e à flexão (100-300MPa). O seu módulo de elasticidade está compreendido entre 40 a 100GPa. A sua elevada ductilidade é garantida pela indução de pequenas e fortes fibras de aço, que constituem normalmente cerca de 6% do seu volume. O CRC é normalmente referido como um material de futuro em muitos projectos de investigação, devido às suas propriedades mecânicas que lhe garantem uma elevada durabilidade e resistência ao fogo. As suas propriedades mecânicas dependem essencialmente do tipo de agregado, das condições de cura, do tipo de fibras, etc. A sua resistência e ductilidade são similares às do aço, mas como a sua densidade (2600-3500 kg/m³) é muito inferior à do aço, o CRC possui uma razão resistência/peso muito mais favorável. Isto pode então conduzir a que em muitos casos o uso de CRC seja preferível. Possui um campo de aplicações bastante diverso como edifícios altos, pontes de elevado desenvolvimento, estruturas portentosas, plataformas marítimas de grandes dimensões, e em todo o tipo de zonas de alto risco sísmico. Actualmente, na Dinamarca, o CRC também já é utilizado em aplicações pré-moldadas. Porém, a sua utilização ainda é bastante diminuta, essencialmente devido à ausência de códigos e regulamentações que permitam garantir uma aplicação deste material de forma viável e segura.

Para obter o Slurry Infiltrated Fiber Concrete (SIFCON) [24] é necessário envolver o molde da estrutura com fibras e injectar uma pasta fluída para o seu interior contendo argamassa. Logo, as fibras são a primeira componente a colocar no molde, e a pasta fluída infiltra-se posteriormente. Saliente-se que o comportamento deste material é bastante variável, e é fortemente influenciado pela orientação e dimensão das fibras, pelo volume ocupado pelas fibras e pela resistência da pasta fluída. A fracção de fibras é limitada pela capacidade efectiva de estas se misturarem com o betão hidratado. Isto limita o volume de fibras a um intervalo entre 1% e 3%, dependendo do tipo de fibras utilizado e da trabalhabilidade pretendida. O uso de fibras mais pequenas permite a obtenção de uma mistura final mais densa. A orientação das fibras é essencial, uma vez que esta se reflecte na resistência última, resistência residual, ductilidade, energia absorvida, etc. Os dois tipos de fibras que se podem utilizar são as fibras de aço e as fibras de vidro. As de aço podem possuir variadas formas, tamanhos e resistências, já as de vidro têm normalmente a mesma forma, mas podem variar de resistência e diâmetro. O uso deste material é extremamente favorável em regiões sísmicas, face ao seu óptimo comportamento quando solicitado à compressão.

A introdução destes betões de ultra elevado desempenho no mercado é ainda nos dias de hoje extremamente complexa, pois estes acarretam o mesmo tipo de dificuldades e obstáculos que tiveram os betões de elevado desempenho na mesma etapa, mas há cerca de duas décadas atrás. O elevado

custo unitário do material, a ausência de especificações e regulamentação, o risco sempre associado a este tipo de técnicas inovadoras e não optimizadas, são claras razões para que este tipo de betões ainda só seja utilizado em sectores industriais mais desenvolvidos tecnologicamente como o militar, nuclear e até mesmo as plataformas petrolíferas.

Saliente-se que o custo unitário de um betão de ultra elevado desempenho é cerca de 25% superior ao do betão de elevado desempenho, e cerca de 40% superior a um betão convencional com uma resistência de 30MPa.

Um progressivo crescimento da aplicação deste material poderá conduzir a que este possa mesmo substituir o aço em muitas estruturas.

2.7.2. "DUCTAL – UM MATERIAL DE FUTURO"

Ductal® [28] é um material patenteado, obtido através da aplicação de uma tecnologia completamente inovadora, e que contempla as excepcionais características da família dos betões de ultra elevado desempenho, mas com uma ductilidade ainda mais excepcional. É de tal forma importante o reflexo dessa ductilidade no comportamento do material, que por isso este acabou por ser denominado *Ductal*. Trata-se de um material revolucionário para a indústria da construção. As suas características e o seu comportamento, complementadas com um forte recurso a técnicas adequadas de mistura, formulação, colocação, e cura transformam significativamente este material. Não é apenas significativamente diferente de um betão convencional, é um material de carácter único na actualidade, graças a uma eficaz combinação de resistência, ductilidade, durabilidade e estética.

A aplicação desta nova tecnologia, permitiu o desenvolvimento de soluções absolutamente inovadoras, que são competitivas, permitem uma maior rapidez de construção, uma diminuição da manutenção, e uma redução clara dos impactes ambientais.

Este material resultou de inúmeras variações químicas entre a combinação de betões de ultra desempenho e fibras, efectuadas no âmbito de um projecto de investigação e cooperação desenvolvido por três empresas inovadoras – Lafarge [25], Bouygues [26], e Rhodia [27], especializadas em conceber materiais de construção. Estas empresas patentearam o Ductal® [28] e dedicam-se actualmente à sua produção e comercialização. Existem seis formulações químicas distintas que podem ser encontradas na América do Norte, no Japão, na Austrália, e na Europa Ocidental, todas sobre a alçada da designação Ductal® [29].

Uma típica constituição deste material consiste em 710kg/m³ de cimento, 270kg/m³ de sílica de fumo, 210kg/m³ de quartzo, 1020kg/m³ de areia, 160kg/m³ de fibras metálicas, 13kg/m³ de superplastificantes e 140kg/m³ de água. A gama de componentes utilizados é seleccionada criteriosamente para se verificar complementaridade de propriedades, daí que a dimensão, forma e reactividade química das partículas dos componentes seja rigidamente pré-definida. Para produzir Ductal [28] é possível utilizar dois tipos de fibras, fibras metálicas altamente carbonadas ou fibras de álcool polivinílico (PVA). A opção por uma destas, é efectuada tendo por base as exigências de cada aplicação, para atingir a melhor solução final. Factores como a resistência exigida, o grau de exposição a agentes corrosivos, a estética desejada ou até mesmo o grau de exposição à actividade humana, são determinantes na escolha do tipo de fibras a utilizar nas formulações químicas de fabrico de Ductal® [28]. Normalmente utilizam-se as fibras PVA, quando o material durante o seu período de vida vai estar em eminente contacto directo com pessoas. Também o superplastificante utilizado não é um tradicional, mas é antes um SP de terceira geração.

O Ductal[®] [28] tem a capacidade de sofrer grandes deformações até atingir a rotura, ao contrário dos BED que têm um comportamento bastante mais frágil. De facto, o modo de rotura e deformação de um Ductal[®] [28] sugere um comportamento mais próximo do próprio comportamento do aço, do que de um betão. Normalmente para ultrapassar o obstáculo da falta de ductilidade, são usados conjuntamente com betões correntes, reforços de aço, porém ao usar o Ductal, deixa de ser necessária esta adição de aço, e a construção torna-se bastante mais simples e rápida. As principais características e propriedades do Ductal[®] [28] estão expressas no Quadro 2.6.

Quadro 2.6. – Características do Ductal[®] [28] segundo a Lafarge [25] e a Bouygues [26]

	Ductal [®]
Características resistentes:	
Resistência à compressão (MPa) (utilizando provetes cilíndricos)	170-230
Resistência à flexão (MPa)	40-50
Módulo de elasticidade (GPa)	50-60
Energia total de fractura (J/m ²)	20000-30000
Durabilidade:	
Coeficiente de difusão de cloretos (x10 ⁻¹² m ² /s)	0.02
Carbonatação – profundidade de penetração (mm)	<0.5
Gelo/degelo – módulo de elasticidade residual após 300 ciclos (%)	100
Outras propriedades:	
Densidade (kg/m ³)	2450-2550
Ar incorporado (%)	2-4
Porosidade (%)	2-6
Retracção pós-cura	<10 ⁻⁵
Coeficiente de fluência	0.2-0.5

Analisando o Quadro 2.6., constata-se que as vantagens da utilização de Ductal[®] [28] não se reduzem a uma maior resistência à compressão e flexão, este também tem maior resistência à abrasão, acções de gelo-degelo, à carbonatação e à tentativa de penetração de iões de cloreto, que um BED. O Ductal[®] [28] é cerca de 10% mais denso que um betão convencional, e é esta densidade associada à reduzida dimensão das suas partículas constituintes, à descontinuidade dos seus poros, e à uniformidade da mistura constituída pelos vários componentes, que lhe garante uma maior durabilidade quando este está sujeito a ambientes agressivos.

Relativamente ao seu peso, verifica-se que ao comparar um metro linear de uma viga de Ductal[®] [28], aço, betão pré-esforçado e betão armado, este tem uma massa de 140Kg, que é aproximadamente igual à do aço (112Kg), mas muito inferior à massa quer do betão pré-esforçado (467Kg), quer do betão reforçado com aço (530Kg).

A variedade de acabamentos estéticos que é possível obter usando Ductal® [28] é também extraordinariamente relevante, uma vez que é possível fabricar este material de inúmeras cores e tonalidades. Também o tipo de textura pode ser altamente diferenciada, graças ao estado mais fluído que este evidencia aquando da sua colocação.

Segundo a Lafarge [29], este é o material “perfeito”, pois “é o que está mais próximo de aliar as seguintes propriedades: a resistência do aço, a versatilidade do betão, a flexibilidade e plasticidade da madeira, a durabilidade de uma pedra, e a fabulosa estética da cerâmica”.

Em síntese, a aplicação de Ductal® [28] traduz-se numa maior leveza e elegância, maior facilidade, consistência, rapidez e segurança construtivas, permite uma redução do número de horas de trabalho, minimização de custos de manutenção, diminuição de impactes ambientais, e garante um tempo de vida útil extremamente elevado.

A primeira ponte rodoviária a ser concebida por este material na América do Norte, foi a ponte Mars Hill, em Wapello County, Iowa (Fig.2.7.). Foi construída incorporada num programa específico – “Bridge of the Future”, completada em 2006 e foi um autêntico sucesso, uma vez que foi galardoada com o prémio – 2006 PCA Concrete Bridge Award. Tornou-se de facto numa oportunidade única para análise de metodologias e tecnologias aplicadas. Ao mesmo tempo funcionou como “teste” para fomentar investigações, e consequentemente contribuiu para o desenvolvimento de projectos posteriores.



Figura 2.7. – Ponte Mars Hill em Wappelo County, Iowa [29]

Outros exemplos são as pontes pedonais Sherbrooke (Canadá) Papatoetoe (Nova Zelândia), Seonyu (Coreia do Sul), Sakata Mirai (Japão) e Yamagata (Japão) (Fig.2.8.) [21].





(D)



(E)

Figura 2.8. – (A) Ponte pedonal Sherbrooke (Canadá); (B) Ponte pedonal Papatoetoe (Nova Zelândia); (C) Ponte pedonal Seonyu (Coreia do Sul); (D) Ponte pedonal Sakata Mirai (Japão); (E) Ponte pedonal Yamagata (Japão)

3

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS BETÕES DE ALTO DESEMPENHO

3.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS BED

A avaliação do comportamento de estruturas de betão é, em geral, efectuada recorrendo a modelos de cálculo mais ou menos elaborados. Para que essa modelação possa ser válida e satisfatória, e permita simular o comportamento real das estruturas, é essencial conhecer rigorosamente as características mecânicas dos materiais intervenientes, nomeadamente a sua resposta a solicitações de compressão, tracção, flexão e corte. Como complemento destas características analisam-se ainda resumidamente aspectos relacionados com fenómenos como a retracção, a fluência, e a capacidade de aderência.

A resistência à compressão é a propriedade do betão mais avaliada e utilizada para a caracterização de um betão, apesar de em muitas aplicações dos betões não ser a propriedade mecânica mais importante. Contudo, a maior facilidade da determinação da resistência à compressão e o facto desta propriedade mecânica estar directamente relacionada com a estrutura da pasta de betão endurecida, leva a que a avaliação das restantes características do betão, se faça muitas vezes por correlação com esta propriedade.

A avaliação dos efeitos das deformações dependentes do tempo, no comportamento das estruturas de betão, mesmo quando não sujeitas a acções exteriores, é muito importante para a caracterização do seu comportamento em condições de serviço. A utilização de métodos simplificados na análise do comportamento diferido de elementos estruturais justifica-se claramente, pois esta análise envolve um grande número de parâmetros de difícil avaliação e um grau de complexidade por isso elevado. Assim, o problema do comportamento diferido, bem como os factores que lhe estão associados, são tratados de forma estatística, sendo quantificados com variações da ordem de 15 a 20%, na melhor das hipóteses.

Na prática, é corrente a separação das deformações devidas ao comportamento diferido, nas deformações independentes do carregamento (retracção) e nas dependentes do carregamento (fluência). As deformações de comportamento diferido do betão sejam as dependentes do carregamento ou não, devem ser consideradas como dois aspectos de um único problema físico complexo.

As expressões empíricas que se podem encontrar nos diferentes códigos e documentos normativos para estimar as principais propriedades mecânicas do betão a partir da resistência à compressão, são baseadas em trabalhos desenvolvidos com betões que, raramente, ultrapassam uma resistência à compressão de 80MPa. A validade destas expressões para betões de resistência muito superior poderá não ser muito líquida.

De seguida, abordam-se e caracterizam-se as propriedades mecânicas mais relevantes de um BED, procurando estabelecer correlações entre elas, e fazer a comparação com o comportamento previsto nos códigos de dimensionamento.

3.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão é a propriedade do betão mais valorizada pelos engenheiros, sendo geralmente especificada nos projectos de estruturas de betão, além de servir de referência para a sua classificação.

Quando comparada com outras propriedades, pode considerar-se que a resistência à compressão é facilmente ensaiada. Conhecendo o seu valor, torna-se possível obter uma estimativa do desempenho do betão, tanto em termos mecânicos como, indirectamente da sua durabilidade. Por exemplo, o valor do módulo de elasticidade e a resistência à tracção podem ser estimados a partir dos resultados obtidos para a resistência à compressão.

A avaliação do comportamento dos betões em compressão é geralmente realizada com recurso à caracterização da resposta de provetes produzidos para o efeito e que são devidamente ensaiados em equipamento próprio.

O comportamento do betão à compressão uniaxial, determinado por intermédio de ensaios, é influenciado por vários factores, internos e externos, que podem modificar os respectivos resultados. Entre os factores mais determinantes destacam-se a dimensão e forma dos provetes, o estado das superfícies dos provetes em contacto com os pratos da prensa (tipo de capeamento), o tipo e características do sistema de aplicação de carga, idade do betão no momento de ensaio, o seu estado de saturação, a temperatura, as condições de cura do material, e as distorções relativamente à forma original.

Habitualmente as formas dos provetes mais utilizadas, tanto em investigação como em obra, são a cilíndrica e a cúbica. Ambas as formas apresentam vantagens e inconvenientes relacionados com a qualidade dos resultados, a facilidade da produção, os recursos exigidos, bem como pelo facto de a resistência em cilindros permanecer como referência relativamente aos códigos estruturais existentes.

As dimensões padrão mais utilizadas nas normas internacionais são o cubo de 150mm de aresta e o cilindro de $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}^3$. Porém para BED, após um conjunto de estudos aprofundados, concluiu-se que é aconselhável e recomendável utilizar para testar este tipo de betões, provetes de dimensões mais reduzidas (cubos de 100mm de aresta e cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura).

Admitindo que os pratos da prensa são perfeitamente planos, é fundamental garantir que as superfícies de contacto dos provetes se ajustem o mais possível a esta situação e que, em simultâneo, essas duas faces se encontrem o mais paralelas possível. Só desta forma é possível garantir um estado de tensão uniaxial e realizar a transmissão dos esforços actuantes ao provete de modo uniforme, minimizando possíveis concentrações de tensões em determinadas zonas, que podem originar roturas prematuras. Este aspecto assume maior relevo em BED do que em betões convencionais, devido à sua maior rigidez, tornando-os menos adaptáveis à superfície dos pratos da prensa. Exceptuando o caso de graves distorções dimensionais, a correcção das superfícies dos provetes pode ser efectuada recorrendo a um dos seguintes processos:

- rectificação e polimento;
- sistemas aderentes, por capeamento das faces com argamassa de alta resistência, em geral à base de enxofre;

- sistemas não aderentes, por interposição entre as faces e os pratos, de placas de materiais elastómeros ou de uma caixa de areia.

A correcção das superfícies de contacto através de capeamento com argamassas de enxofre é o processo mais utilizado em betões convencionais, e pode também ser utilizado em BED, segundo o ACI 363R-92 (2001) [30], desde que se garanta que a resistência da argamassa seja superior à do betão. Caso contrário, esta metodologia não deve ser implementada uma vez que o material de regularização pode romper prematuramente, provocando variações na uniformidade da transmissão das cargas, o que conduzirá a uma grande dispersão nos resultados (Fig.3.1.).



Fig.3.1. – Rotura prematura do capeamento de enxofre durante o ensaio

De entre os métodos citados, o processo de rectificação traz as seguintes vantagens: em média as resistências à compressão são mais altas e os desvios-padrão são menores, e ainda, pode ser executado a qualquer momento antes do ensaio, desde que os provetes sejam colocados nas mesmas condições de cura antes da rectificação.

Em betões de elevada resistência, o sistema utilizado, nomeadamente a prensa, pode influenciar significativamente a resposta total da amostra até se esgotar completamente a sua capacidade de deformação. Apesar de a rigidez axial do equipamento parecer não influenciar a resistência máxima obtida, a aferição da lei de comportamento total, incluindo a fase pós-pico, só é possível caso a prensa seja dotada de rigidez axial suficientemente elevada.

Outro aspecto importante na tecnologia do betão é a evolução da resistência à compressão com a idade (tempo). A importância prática deste conhecimento assume particular relevância no desenvolvimento de obras: aumento da rapidez de execução das construções de betão armado por encurtamento dos tempos de descofragem e carregamento; controlo de qualidade do betão aplicado sem a necessidade de esperar 28 dias até se atingir a idade de caracterização regulamentar deste material; aceleração do endurecimento por cura a vapor, etc.

O BED apresenta uma taxa maior de ganho de resistência nas primeiras idades quando comparado com betões convencionais. O ACI atribui este comportamento às maiores temperaturas de hidratação desenvolvidas pelos cimentos utilizados nos BED e às menores distâncias existentes entre as partículas hidratadas nestes betões devido às menores relações água/ligante. Mas em idades mais avançadas, a partir dos 28 dias, as taxas de evolução da resistência à compressão no tempo são menores em BED do que nos betões tradicionais. Alguns autores como Han e Walvaren [31] consideram que a baixa razão água/ligante dos BED deixa pouca água disponível para a hidratação a longo prazo das partículas de

cimento, justificando assim este comportamento. Estas constatações podem ser verificadas no Quadro 3.1., que foi elaborado tendo como base dados retirados do ACI 363R-92, 2001 [30].

Quadro 3.1. – Comparação do ganho total de resistência entre um betão convencional e um BED

Parâmetros avaliados	Betão convencional		BED	
	7 dias	90 dias	7 dias	90 dias
Resistência média de compressão (MPa)	17.2	29.0	50.3	69.0
Taxa de ganho de resistência entre 7 e 90 dias (%)	68		37	
Ganho total de resistência entre 7 e 90 dias (MPa)	11.8		18.7	

FONTE: Dados extraídos do ACI 363-R92 (2001) [30]

Algumas normas internacionais propõem fórmulas empíricas para previsão da evolução da resistência à compressão com o tempo.

► O Eurocódigo 2 [32] admite a possibilidade de estimar a resistência do betão numa idade t , para uma temperatura média de 20°C e condições de cura de acordo com a norma NP EN 12390-2:2003 [33], através da equação (3.1.):

$$f_{cm,(t)} = \beta_{cc(t)} * f_{cm,28} \text{ (MPa)} \quad (3.1.)$$

onde, $f_{cm,(t)}$ = resistência média à compressão à idade de t dias;

$f_{cm,28}$ = resistência média à compressão aos 28 dias, de acordo com o Quadro 3.1 do EC 2 [32];

$\beta_{cc(t)}$ = coeficiente que depende da idade do betão e é igual a:

$$\beta_{cc(t)} = \exp \left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (3.2.)$$

sendo que s é um coeficiente que depende do tipo de cimento, classificado de acordo com a norma NP EN 197-1:2001. É igual a 0.20 para cimento das classes de resistência CEM 42.5R, CEM 42.5N e CEM 52.5R (Classe R); igual a 0.25 para cimento das classes de resistência CEM 32.5R, CEM 42.5N (Classe N); igual a 0.38 para cimento das classes de resistência CEM 32.5N (Classe S).

Quando as condições de cura são diferentes das normalizadas, o EC 2 [32] propõe a substituição da idade t na expressão de $\beta_{cc(t)}$, por uma idade equivalente (t_T) ajustada às condições de cura do betão, obtida a partir de:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{\left(-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13.65\right)} * \Delta t_i \quad (3.3.)$$

onde, t_T = idade do betão ajustada em função da temperatura;

$T(\Delta t_i)$ = temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i = número de dias de prevalência da temperatura T .

► O ACI 209R-92 (2001) [34] recomenda a equação (3.4.):

$$f_{cm,(t)} = [t / (2.3 + 0.92 * t)] * f_{cm,28} \text{ (MPa)} \quad (3.4.)$$

► As normas francesas BAEL e BPEL (1995) recomendam a equação (3.5.):

$$f_{cm,(t)} = [t / (1.40 + 0.95 * t)] * f_{cm,28} \text{ (MPa)} \quad (3.5.)$$

► O MC90 do CEB-FIP (1991) [7] recomenda a equação (3.6.):

$$f_{cm,(t)} = \exp \{0.20 * [1 - (28/t) * 0.5]\} * f_{cm,28} \text{ (MPa)} \quad (3.6.)$$

3.2.1. CURVA TENSÃO – EXTENSÃO

3.2.1.1. Determinação experimental

Para obtenção do diagrama tensão-extensão completo é necessária uma configuração de ensaio mais complexa do que a correntemente utilizada em ensaios de determinação da tensão de rotura à compressão. Estes últimos são, em geral, obtidos numa prensa hidráulica sob controlo de força, ou seja, impondo uma determinada velocidade de aplicação de carga constante. Este procedimento não permite a determinação do comportamento após ser alcançada a carga de rotura. Conforme se pode constatar através da observação de um diagrama tensão-extensão típico (Fig.3.2.), não faz sentido utilizar a força aplicada como variável de controlo do ensaio, uma vez que não é possível prever com exactidão a localização do pico do diagrama, correspondente à tensão de rotura do provete, para em seguida diminuir consecutivamente a carga aplicada. Num ensaio controlado por força, ultrapassada a carga máxima, não é possível garantir uma resposta estável, sendo o procedimento incontrolável, resultando na rotura brusca do provete.

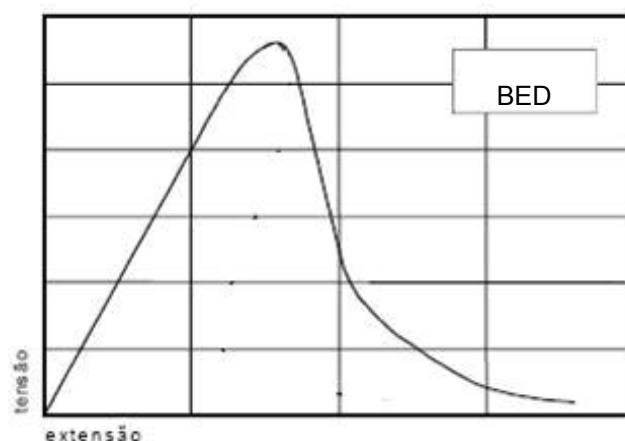


Fig.3.2. – Curva típica de tensão-extensão de um BED

Para a determinação do comportamento em compressão uniaxial as opções disponíveis para realização do ensaio consistem em eleger como variável de controlo o deslocamento do êmbolo do actuador (ou do prato móvel da prensa), os deslocamentos axiais ou transversais do provete e combinações dos diferentes deslocamentos. Em qualquer dos casos, é necessário um controlo e registo contínuo dos deslocamentos.

A forma e a dimensão dos provetes sujeitos a ensaio, tal como já foi referido anteriormente, são parâmetros que variam consideravelmente na literatura consultada, e que influenciam a curva tensão-extensão. Porém, actualmente é possível concluir que se deve garantir uma reduzida relação entre a altura e o diâmetro do provete, com o intuito de evitar eventuais efeitos estruturais (encurvadura). Uma relação altura-diâmetro dupla é recomendável para proporcionar uma menor influência do efeito de cintagem.

Outro dos efeitos que influencia a curva tensão-extensão é o tipo de contacto entre o provete e os pratos de carga da prensa. Se houver um nível elevado de fricção no contacto entre o prato e a prensa, pode ocorrer o confinamento do betão junto aos pratos, aumentando, assim, a capacidade de carga no regime pós-pico, e pode restringir o dano à zona central do provete.

Devido ao comportamento à compressão ser dependente das condições de ensaio e das dimensões dos provetes, o comité técnico da RILEM propõe a generalização de um procedimento, recomenda a adopção de provetes com determinadas dimensões e especifica a instrumentação necessária, de modo a caracterizar o comportamento pós-pico em condições normalizadas, o que permite a comparação entre os resultados obtidos em diferentes tipos de betão, ensaiados com equipamentos distintos.

O procedimento proposto apenas contempla a determinação do comportamento pós-pico, devendo o comportamento pré-pico ser avaliado adoptando uma metodologia distinta, que deve ser utilizada para a determinação do módulo de elasticidade em compressão.

Um dos processos possíveis para definir a curva completa tensão-extensão consiste em efectuar o controlo do ensaio através do deslocamento do prato móvel do equipamento de carga. Assim, as deformações contabilizadas incluem a deformação do equipamento utilizado como estrutura de reacção, da zona central do provete e das extremidades do provetes eventualmente sujeitas ao efeito de cintagem. De modo a isolar o deslocamento sofrido no terço central do provete, todo o diagrama determinado deverá ser corrigido através de um factor $\Delta\epsilon$ (Fig.3.3.) calculado recorrendo ao valor do

módulo de elasticidade real, $E_{\text{terço central}}$, aferido recorrendo aos deslocamentos verificados na zona central do provete. Esta metodologia consiste em igualar o valor do módulo de elasticidade real ao valor do declive da relação tensão-extensão na zona elástica, localizada na região pré-pico do diagrama completo, $E_{\text{prato prensa}}$, determinado a partir dos deslocamentos sofridos pelo prato móvel da prensa (Wee *et al* [35], Júnior [36]).

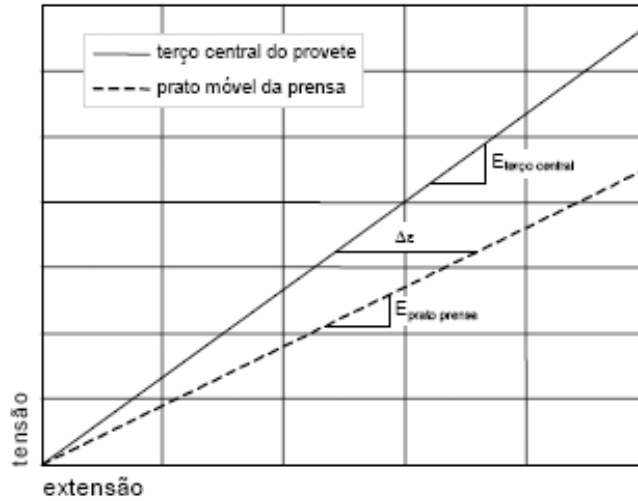


Fig.3.3. – Módulo de elasticidade determinado através dos deslocamentos do prato móvel da prensa e através dos deslocamentos verificados no terço central do provete

3.2.1.2. Modelos numéricos

Face às diferenças entre os diagramas tensão-extensão de um betão tradicional e de um BED, acentuou-se a necessidade de procurar modelos que traduzissem o comportamento completo dos diagramas tensão-extensão de um BED.

Attard e Setunge [37] propuseram um modelo capaz de traduzir o comportamento completo dos diagramas tensão-extensão, aplicável a betões com resistência à compressão compreendida entre 20 e 130MPa, definido pela equação (3.7.).

$$\sigma_c = f_{c0} * \frac{A * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) + B * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2}{1 + (A-2) * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) + (B+1) * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2} \quad (3.7.)$$

onde:

$$A = E_c * \frac{\epsilon_{c0}}{f_{c0}} \text{ e } B = \frac{(A-1)^2}{0.55} - 1 \text{ no troço ascendente do diagrama;}$$

$$A = \frac{f_{ci} * (\epsilon_{ci} - \epsilon_{c0})^2}{\epsilon_{c0} * \epsilon_{ci} * (f_{c0} - f_{ci})} \text{ e } B = 0 \text{ no troço descendente do diagrama;}$$

$E_c = 4370 * f_{c0}^{0.52}$ - módulo de elasticidade tangente na origem (MPa);

$\varepsilon_{c0} = 4.11 * \frac{f_{c0}^{0.75}}{E_c}$ - extensão à tensão máxima f_{c0} ;

$f_{ci} = f_{c0} * (1.41 - 0.17 * \ln(f_{c0}))$ - tensão no ponto de inflexão do diagrama (MPa);

$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{c0} * (2.50 - 0.30 * \ln(f_{c0}))$ - extensão no ponto de inflexão do diagrama;

σ_c - tensão em compressão uniaxial do betão (MPa);

ε_c - extensão do betão.

Com uma perspectiva idêntica à deste último modelo, o Eurocódigo 2 [32] propõe um modelo na análise não linear de comportamento de elementos estruturais de betão armado, para a relação tensão-extensão do betão, aplicável a todas as classes de resistência admitidas por este código, válido para extensões compreendidas no intervalo $[0; \varepsilon_{cu1}]$ e para solicitações de curta duração uniaxiais, definido pela equação (3.8.) e pela representação gráfica esquemática apresentada na Fig.3.4.

$$\sigma_c = f_{cm} * \frac{k * \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right]}{1 + (k - 2) * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad (3.8.)$$

onde:

$k = 1.05 * E_{cm} * |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$;

σ_c - tensão em compressão uniaxial do betão (MPa);

ε_c - extensão do betão (‰);

ε_{c1} - extensão para a tensão máxima f_{cm} , definida por $\varepsilon_{c1} = 0.7 * f_{cm}^{0.31} \leq 2.8$;

ε_{cu1} - extensão última nominal, definida por: $-\varepsilon_{cu1} = 3.5\%$ para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$;

$$-\varepsilon_{cu1} = 2.8 + 27 * \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 \text{ para } 50 < f_{ck} \leq 90\text{MPa} ;$$

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos;

E_{cm} - módulo de elasticidade secante do betão entre os pontos de tensão 0 e $0.4 f_{cm}$

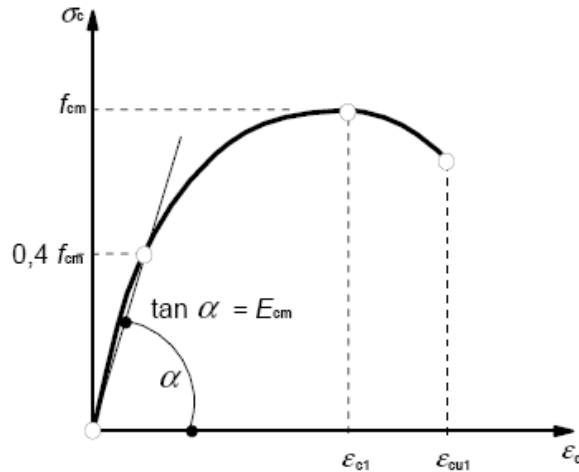


Fig.3.4. – Representação do diagrama tensão-extensão do betão de acordo com o EC 2 [32]

São semelhantes os modelos preconizados pelo EC 2 [32] e pelo modelo de Attard e Setunge [37], no entanto, destaca-se uma diferença entre estes, a extensão última do betão não tem limitação no modelo de Attard e Setunge [37], ao contrário do que acontece no EC 2 [32], onde esta é claramente limitada, à medida que aumenta a resistência do betão, devido ao carácter frágil da rotura dos betões de elevada resistência.

Para simular o comportamento à compressão uniaxial do betão, o CEB-FIP, 1999 [38] propõe a adopção da equação (3.9.) como representativa do ramo ascendente e do ramo descendente da relação tensão-extensão até valores da tensão superiores a metade da resistência média de rotura (Fig.3.5.).

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{E_{c,sec} \cdot \varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}} \cdot f_{cm,cil} \quad (3.9.)$$

onde:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}} \right) \quad (3.10.)$$

em que:

E_c - módulo de elasticidade tangente (MPa);

$E_{c,sec}$ - módulo de elasticidade secante (MPa) desde a origem até à tensão média de compressão máxima, $f_{cm,cil}$, e $E_{c,sec} = f_{cm,cil} / \varepsilon_{c0}$;

σ_c - tensão de compressão (MPa);

ε_c - extensão em compressão

ε_{c0} - extensão correspondente a $f_{cm,cil}$;

$f_{cm,cil}$ - tensão média de rotura à compressão em cilindros $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}^3$;

f_{cm0} - toma o valor 70MPa.

Para valores de tensão do ramo descendente inferiores ao valor referido ($\sigma_c < 0.5f_{cm,cil}$), é recomendável a adopção da relação definida no MC 90 do CEB-FIP [7] (equação (3.11.)).

$$\sigma_c = \left[\left(\frac{1}{\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0}} * \xi - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0})^2} \right) * \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim} / \varepsilon_{c0}} - \xi \right) * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right]^{-1} * f_{cm,cil} \quad (3.11.)$$

com:

$$\xi = \frac{4 * \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 * \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2 \right) + 2 * \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} - \frac{E_c}{E_{c,sec}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c0}} * \left(\frac{E_c}{E_{c,sec}} - 2 \right) + 1 \right]^2} \quad (3.12.)$$

em que:

$\varepsilon_{c,lim}$ - maior extensão de compressão correspondente a um valor de tensão igual a $0.5 f_{cm,cil}$.

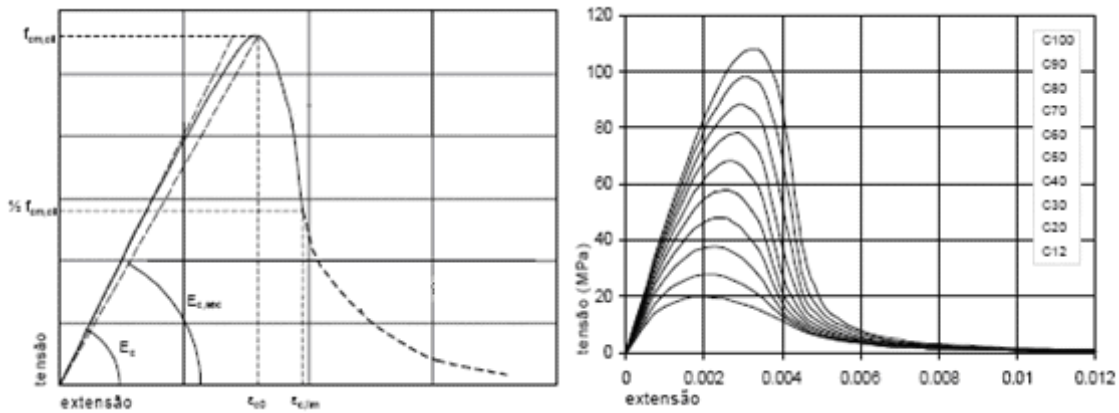


Fig.3.5. – Diagramas tensão-extensão propostos pelo CEB-FIP, 1999 [38]

Conforme se pode verificar na Figura 3.5., as expressões propostas pelo CEB-FIP simulam o aumento da fragilidade do comportamento do betão com o aumento da sua resistência, visível através do acréscimo da inclinação do ramo descendente, pós-pico.

3.2.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE

3.2.2.1. Determinação experimental

As deformações dos elementos estruturais que compõem as estruturas de betão têm uma importância tão relevante quanto a sua resistência aos esforços mecânicos.

A determinação experimental do módulo de elasticidade deve ser efectuada recorrendo à medição dos deslocamentos da zona central do provete, verificados num ensaio de compressão uniaxial. Os provetes a utilizar deverão ter uma relação entre a altura e o diâmetro do provete aproximadamente igual a dois.

Para a determinação do módulo de elasticidade só interessa considerar o ramo ascendente do diagrama de tensões-extensões, pelo que o ensaio tanto pode ser realizado sob controlo de força como sob controlo de deslocamentos.

Um procedimento de ensaio correntemente utilizado foi proposto por Torrenti *et al* [39], em 1999. O ensaio consiste em realizar pelo menos três ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 30% da força de rotura prevista. A medição dos deslocamentos axiais deverá ser efectuada recorrendo a pelo menos três instrumentos de medida dispostos simetricamente em relação aos eixos longitudinal e transversal do provete (Fig.3.6.).

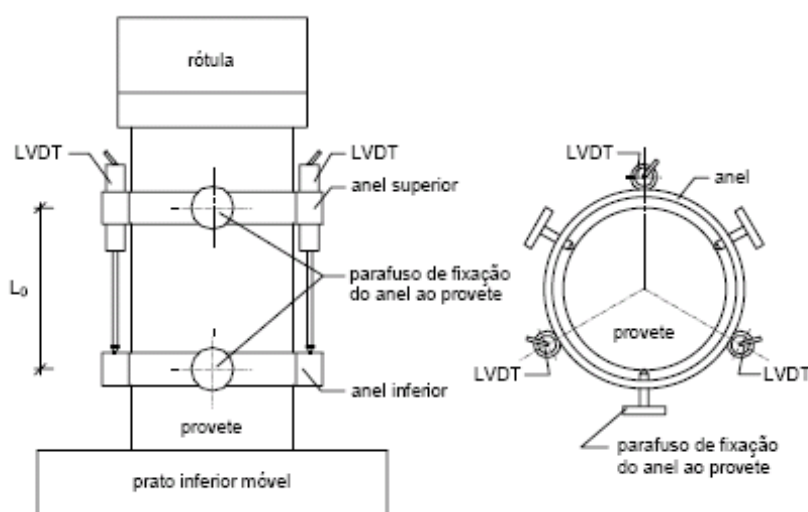


Fig.3.6. – Representação esquemática do ensaio que permite a determinação do módulo de elasticidade, proposto por Torrenti *et al* [38], recorrendo a transdutores de deslocamentos (LVDT's)

O deslocamento entre os pratos da prensa não deve ser considerado e a base de medida dos deslocamentos, L_0 , deverá pertencer ao intervalo compreendido entre metade e 1.1 vezes o diâmetro do provete cilíndrico. O procedimento prevê o controlo do ensaio por força ou por deslocamento e indica as correspondentes velocidades de aplicação da tensão ou da extensão (entre 0.2MPa/s a 1.0MPa/s e entre 5 μ m/m/s a 25 μ m/m/s, respectivamente). Durante a realização do ensaio deverá proceder-se ao registo dos valores da força actuante e dos deslocamentos associados, de forma a permitir determinar as respectivas tensões e extensões envolvendo um número máximo possível de pontos, e o resultado final do módulo de elasticidade deverá ser calculado através do método dos mínimos quadrados.

A experiência da Universidade de Sherbrooke e da Universidade de Berkeley, relatada por Aïtcin [3], valida a determinação do módulo de elasticidade de BED por intermédio de um procedimento semelhante ao atrás descrito. Segundo este autor, os deslocamentos devem ser medidos na zona central da amostra cilíndrica de betão, por intermédio de LVDT's montados em anéis fixos ao provete, distanciados de metade da altura do mesmo. Aïtcin [3] refere ainda que a utilização de apenas dois

LVDT's, distanciados de 180°, é suficiente, face aos excelentes resultados obtidos com dois LVDT's nas Universidades referidas.

3.2.2.2. Modelos numéricos

O módulo de elasticidade do betão é controlado pelo módulo de elasticidade dos seus componentes, designadamente da pasta ligante hidratada e dos agregados, e pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade dos seus constituintes, tendo como base a teoria dos materiais compósitos. O factor que mais influencia o módulo de elasticidade do betão é o tipo de agregados grossos. Este aspecto é largamente reconhecido e está presente em regulamentos e documentos normativos. Por estas razões, é comum a indicação de valores médios do módulo de elasticidade para o betão em função do tipo de agregados, ou fórmulas de majoração e minoração do módulo de elasticidade em função dos agregados utilizados. No entanto, na ausência de determinações experimentais, é corrente o módulo de elasticidade ser estimado através de expressões empíricas que o relacionam com a respectiva resistência à compressão. Neste contexto, foi já proposto um número considerável de relações empíricas, sustentadas em resultados experimentais e sucessivamente adoptadas pelas regulamentações de diversos países.

O ACI 363R-92 (2001) [30] citando diversos trabalhos publicados, relata que os valores de módulo de elasticidade para BED estariam compreendidos entre 31 e 45GPa, dependendo do método de ensaio utilizado.

► O CEB-FIP, 1999 [38], propõe a equação (3.13.):

$$E_{cm} = \alpha_E * E_{c0} * \sqrt[3]{\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm0}}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.13.)$$

onde,

E_{cm} - módulo de elasticidade tangente (MPa);

E_{c0} - toma o valor $2.15 \cdot 10^4$ MPa;

$f_{cm,cil}$ - tensão média de rotura à compressão em cilindros $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}^3$ (MPa);

f_{cm0} - toma o valor 70MPa.

α_E - coeficiente que depende do tipo de agregado (é igual a 1.2 para basalto e calcário denso; 1.0 para agregado quartezítico; 0.9 para calcário; 0.7 para arenito).

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência à compressão não ultrapasse os 80MPa.

► O REBAP, 1986 [40], recomenda a equação (3.14):

$$E_{cm} = 9500 * \sqrt[3]{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.14)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência característica à compressão não exceda os 50MPa, e determinada em cilindros de 150mm de diâmetro e 300mm de altura.

- A norma norueguesa NS 3473, 1992, recomenda a equação (3.15.):

$$E_{cm} = 9500 * f_{cm,cil}^{0.3} \text{ (MPa)} \quad (3.15.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência à compressão esteja compreendida entre 20MPa e 94MPa.

- A regulamentação australiana AS 3600 recomenda a equação (3.16.):

$$E_{cm} = 0.043 * \rho^{1.5} * \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (3.16.)$$

onde ρ representa a massa volúmica do betão em kg/m³.

- A regulamentação canadiana CAN A23.3-M90, recomenda a equação (3.17.):

$$E_{cm} = 5000 * \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (3.17.)$$

- O ACI 363R-92, 2001 [30], recomenda a equação (3.18.):

$$E_{cm} = 3320 * \sqrt{f_{cm,cil}} + 6900 \text{ (MPa)} \quad (3.18.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência à compressão esteja compreendida entre 21MPa e 81MPa.

- O ACI 318-99, 2001, recomenda a equação (3.19.):

$$E_{cm} = 4700 * \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (3.19.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência à compressão não ultrapasse os 80MPa.

- O Eurocódigo 2, 2004 [32], recomenda a equação (3.20.):

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm,cil}}{10} \right)^{0.3} * 10^3 \text{ (MPa)} \quad (3.20)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência característica à compressão não ultrapasse os 90MPa.

Logicamente que a utilização das diferentes equações propostas pelos códigos internacionais originam uma variação de valores apreciável, como é possível verificar na Fig.3.7. Note-se que em geral, as relações propostas fazem depender o módulo de elasticidade proporcionalmente à raiz cúbica ou à raiz quadrada da resistência média à compressão.

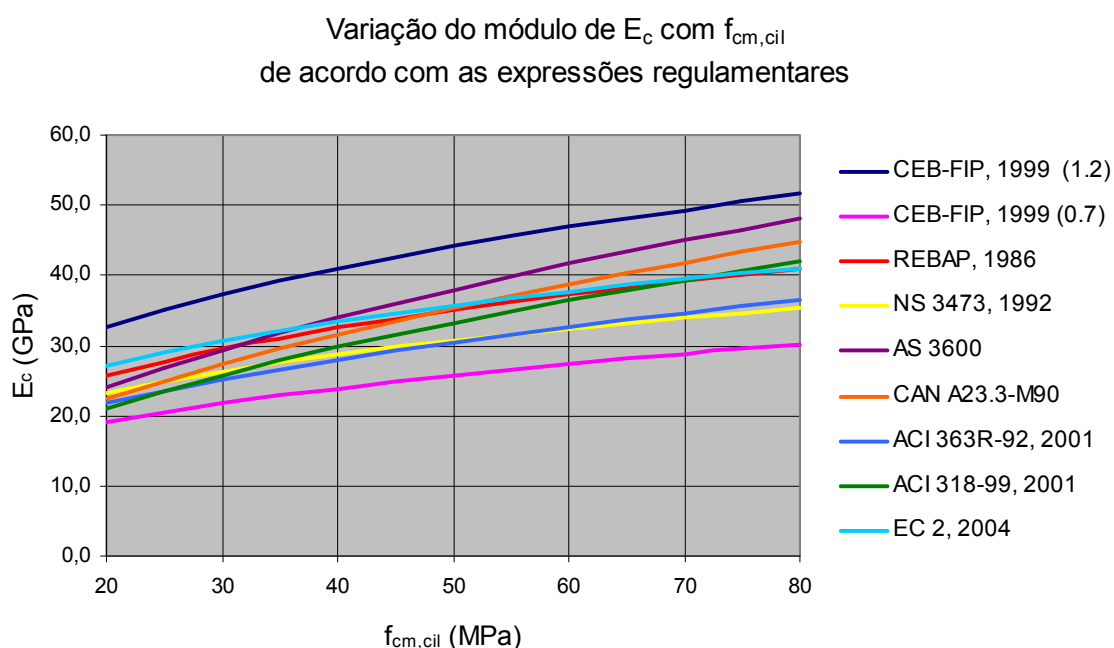


Fig.3.7. – Variação de E_c com $f_{cm,cil}$, de acordo com as várias propostas

Analisando as curvas da Fig.3.7. constata-se que a aplicação da expressão proposta pelo CEB-FIP [38] ($\alpha_E=1.2$), tal como as preconizadas pela regulamentação australiana e canadiana conduzem à obtenção de valores mais elevados de E_{cm} , enquanto que o regulamento norueguês fornece valores estimados de E_{cm} semelhantes aos previstos pelo ACI *Committee* 363 [30], tal como acontece entre o EC 2 [32] e o REBAP [40]. É também possível verificar que, segundo o CEB-FIP [38], a previsão do módulo de elasticidade de betões constituídos com agregados areníticos ($\alpha_E=0.7$), se afasta substancialmente das restantes estimativas, assumindo valores claramente inferiores.

Estudos aprofundados desenvolvidos por um vasto conjunto de autores comprovam que as relações de proporcionalidade entre o módulo de elasticidade e a raiz cúbica da resistência à compressão podem ser mais eficazes do que as baseadas em relações lineares e na raiz quadrada da resistência à compressão. A constante de proporcionalidade referida está relacionada com o módulo de elasticidade do agregado e foi aferida para os betões estudados, constituídos por agregados graníticos e apresentando resistências à compressão compreendidas entre cerca de 25MPa e 110MPa.

Um aspecto referido em vários estudos prende-se com o facto de as expressões habitualmente utilizadas para estimar o módulo de elasticidade de um betão, a partir da tensão de rotura à compressão não serem, na generalidade, as mais adequadas para os BED. A influência que as adições minerais, as baixas relações água/ligante e as elevadas percentagens de adjuvantes exercem nestes betões e nesta propriedade mecânica, levaram à reconsideração destas expressões.

Iravani [41], propôs a expressão (3.21.) baseada nos seus estudos experimentais sobre betões de alta resistência e efectuou a comparação com as expressões propostas pelos códigos americano (ACI) e canadiano (CAN).

$$E_{cm} = 4700 * C_{ca} * \sqrt{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (3.21.)$$

Esta expressão é válida para betões com resistência à compressão compreendida entre 55MPa e 125MPa, onde C_{ca} é um coeficiente dependente dos agregados grossos, com valores entre 0.71 e 0.97.

Baseado nos resultados obtidos em BED similares, fabricados com diferentes tipos de agregados, Baalbaki [42], estabeleceu uma relação que permite estimar o módulo de elasticidade do betão em função do coeficiente de Poisson da rocha mãe do agregado grosso, ν_a , que é um factor que segundo este influencia significativamente as propriedades mecânicas dos BED, dos módulos de elasticidade da matriz (pasta de ligante + partículas de areia com dimensão inferior a 2.0mm), E_{mt} , e do agregado grosso, E_a .

$$E_c = 5.5 * E_{mt}^{0.53} * E_a^{0.22} * \nu_a^{0.38} \text{ (GPa)} \quad (3.22.)$$

Mais recentemente, em 2004, Persson [43] sugere que o módulo de elasticidade é adequadamente dado pela equação (3.23.).

$$E_{cm} = 21.5 * \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \text{ (GPa)} \quad (3.23.)$$

Todas as relações empíricas apresentadas, baseiam-se na análise de resultados obtidos por diversos autores e carecem de uma sustentação teórica. No entanto, devido à sua simplicidade, são ferramentas de uso generalizado que devem ser usadas com especial precaução, principalmente no caso de BED.

3.3. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO

A resistência à tracção de um betão é a propriedade com mais influência no desenvolvimento do padrão de fissuração de um betão e, consequentemente, na sua deformação e durabilidade. Outras propriedades mecânicas como a aderência, resistência à flexão, resistência ao corte e resistência à torção, estão basicamente relacionadas com a resistência à tracção.

A resistência à tracção pode ser determinada directa ou indirectamente, porém, é sempre preferível que esta não seja estimada indirectamente, apesar de por vezes ser corrente a sua determinação a partir da resistência à compressão.

Os ensaios habitualmente utilizados para determinação da resistência à tracção são o ensaio de resistência à tracção directa, o de compressão diametral e o de flexão.

Os ensaios de tracção directa são de difícil execução, sendo os resultados disponíveis escassos. Para além disso, apresentam uma forte limitação, que reside no facto de exigirem equipamentos de transferência de carga de elevada rigidez e sistemas de controlo adequados, caracterizados por uma

elevada sensibilidade. Para os BED, este aspecto torna-se ainda mais relevante, devido à sua maior fragilidade e resistência. Uma vez que este tipo de equipamento não está disponível na maioria dos laboratórios, optou-se então por descrever apenas os outros dois ensaios, que apresentam maior facilidade de execução, entre outras vantagens.

3.3.1. COMPRESSÃO DIAMETRAL

A determinação da resistência à tracção dos betões pode ser conseguida através de um método indirecto, a compressão diametral, também conhecido internacionalmente por ensaio brasileiro. Este ensaio consiste na aplicação de cargas uniformemente distribuídas ao longo de duas geratrizes opostas de um provete cilíndrico ou prismático de secção quadrada, até atingir a sua rotura (Fig.3.8.).

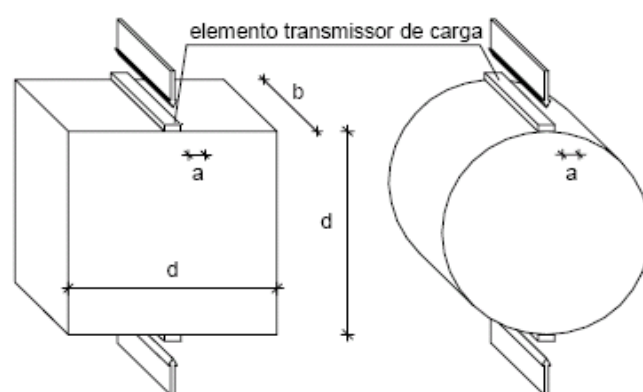


Figura 3.8. – Ensaio de compressão diametral em provetes prismáticos de secção quadrada (esquerda) e cilíndricos (direita)

Registando a respectiva força de rotura, $F_{\max}$, obtém-se a tensão de tracção na direcção normal ao plano diametral que contém as forças (resistência à tracção por compressão diametral, $f_{ct,sp}$):

$$f_{ct,sp} = \frac{2 * F_{\max}}{\pi * d * b} \text{ (MPa)} \quad (3.24.)$$

Em betões convencionais a resistência à tracção avaliada através do ensaio de compressão diametral atinge valores que rondam os 10% da resistência à compressão. No entanto, em BED o acréscimo verificado na resistência à compressão não é acompanhado de um aumento da resistência à tracção da mesma ordem de grandeza, daí que a resistência à compressão diametral em BED, e por consequência a resistência à tracção possa atingir apenas cerca de 5% da respectiva resistência à compressão. Para além disto, estudos efectuados por um conjunto de investigadores comprovam que a resistência à tracção atinge o seu valor máximo por volta dos 14 dias de idade, ao contrário da resistência à compressão, que pode aumentar ainda 10 a 20% do seu valor após os 14 dias.

Tal como já foi referido, apesar de ser preferível aferir directamente o valor de $f_{ctm,sp}$ através de ensaios laboratoriais de fácil implementação, tanto mais que em nada diferem dos que normalmente se realizam em betões convencionais, é também possível efectuar uma previsão da resistência à tracção por compressão diametral, recorrendo a um conjunto de expressões propostas na literatura.

- O MC 90 do CEB-FIP, 1991 [7], propõe a equação (3.25.):

$$f_{ctm,sp} = 0.33 * f_{cm,cil}^{\frac{2}{3}} \text{ (MPa)} \quad (3.25.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão não ultrapasse os 80MPa.

- A norma norueguesa NS 3473, 1992, recomenda a equação (3.26.):

$$f_{ctm,sp} = 0.36 * f_{cm,cil}^{0.6} \text{ (MPa)} \quad (3.26.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 20MPa e 94MPa, e impõe que a resistência média à tracção por compressão diametral seja no máximo de 4MPa.

- Burg e Ost, 1992 [44], recomendam a equação (3.27.):

$$f_{ctm,sp} = 0.61 * \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (3.27.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 85MPa e 130MPa.

- Dal Molin, 1995 [45], recomenda a equação (3.28.):

$$f_{ctm,sp} = 0.38 * f_{cm,cil}^{0.63} \text{ (MPa)} \quad (3.28.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 20MPa e 90MPa.

- Iravani, 1996 [41], recomenda a equação (3.29.):

$$f_{ctm,sp} = 0.57 * \sqrt{f_{cm,cil}} \text{ (MPa)} \quad (3.29.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 50MPa e 100MPa.

- O ACI 363R-92, 2001 [30], recomenda a equação (3.30.):

$$f_{ctm,sp} = 0.59 * \sqrt{f_{cm,cil}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.30.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 21MPa e 81MPa.

► Zain *et al.*, 2002 [46], recomenda a equação (3.31.) baseada no ACI 363R-92, 2001 [30]:

$$f_{ctm,sp(t)} = 0.59 * f_{cm,cil(t)}^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{t}{28}\right)^{0.04} \quad (\text{MPa}) \quad (3.31.)$$

Esta expressão abrange qualquer betão, em qualquer idade t .

► O Eurocódigo 2 [32], recomenda a equação (3.32.) para betões de classes de resistência inferiores ou iguais a C50/60 e a equação (3.33.) para betões de classes superior a C50/60, fazendo uma clara distinção desta propriedade mecânica para os betões de resistência tradicional e para os betões de alta resistência:

$$f_{ctm,sp} = 0.30 * \sqrt[3]{(f_{cm} - 8)^2} \quad (\text{MPa}) \quad (3.32.)$$

$$f_{ctm,sp(t)} = 2.12 * \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (\text{MPa}) \quad (3.33.)$$

Esta expressão é aplicável em betões cuja resistência média à compressão esteja compreendida entre 20MPa e 98MPa.

Logicamente que a utilização das diferentes equações propostas pelos códigos internacionais originam uma variação de valores apreciável, como é possível verificar na Fig.3.9.

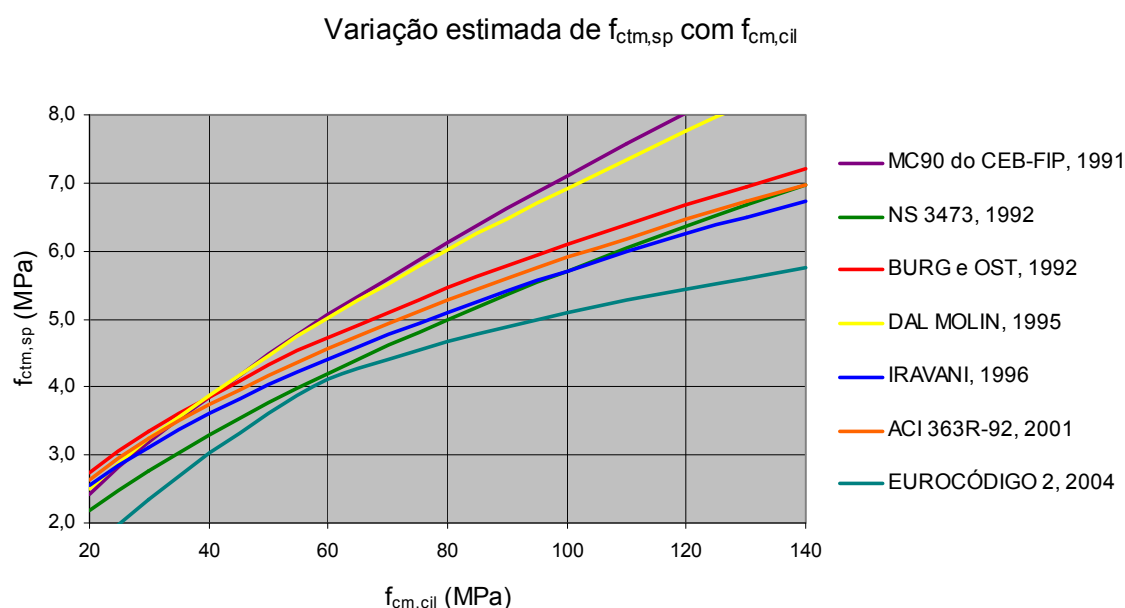


Figura 3.9. – Variação de $f_{ctm,sp}$ com $f_{cm,cil}$, de acordo com as várias propostas

Analisando as curvas da Fig.3.9. constata-se que a aplicação das expressões propostas pelo MC 90 do CEB-FIP [7] e por Dal Molin [45], conduzem à obtenção de valores mais elevados de $f_{ctm,sp}$, enquanto que as restantes propostas fornecem valores estimados de $f_{ctm,sp}$ semelhantes e mais conservativos, à excepção do EC 2 [32], que é a proposta que conduz claramente aos menores valores. Saliente-se ainda que não se traçou a curva correspondente à proposta de Zain *et al* [46], uma vez que teria de se simular diferentes tempos, já que esta apresenta valores diferentes de $f_{ctm,sp}$ em função da idade do betão.

A resistência à tracção quando avaliada através do ensaio brasileiro fornece valores cerca de 5% a 12% superiores aos determinados por tracção directa.

O mecanismo de rotura em tracção uniaxial é distinto do verificado em compressão diametral devido aos diferentes estados de tensão aplicados. Assim, as propriedades dos agregados, as zonas de transição e a pasta ligante não influenciam da mesma forma o comportamento verificado nos dois tipos de ensaio. Nestas circunstâncias, é improvável que seja possível estabelecer uma relação única que traduza a dependência entre a resistência à tracção avaliada pelos diferentes métodos. No entanto, vários autores indicam que apesar de ser recomendável o ensaio de tracção directa, o ensaio brasileiro pode ser utilizado em BED que atinjam, pelo menos, resistências à compressão até 110MPa.

A opção pela realização deste ensaio está muitas vezes associada às vantagens que ele apresenta: é simples de realizar, permite o uso do mesmo tipo de provete usado no ensaio de compressão, emprega uma reduzida quantidade de betão, e fornece resultados mais próximos da tensão de tracção directa do que os obtidos pelo ensaio de flexão.

3.3.2. FLEXÃO

A qualidade de uma simulação numérica no avaliar do comportamento até à rotura de estruturas de betão depende significativamente da energia despendida na formação de uma fenda de área unitária, designada por energia de fractura, G_F . A energia de fractura é considerada como uma característica do material que é capaz de descrever o comportamento à tracção do betão segundo o CEB-FIP [38].

A RILEM, 1985, baseada no modelo desenvolvido por Petersson [47], propôs um método de quantificação da energia de fractura, avaliada recorrendo a ensaios de flexão em vigas com entalhe a meio vão, submetidas a três pontos de carga (Fig.3.10.).

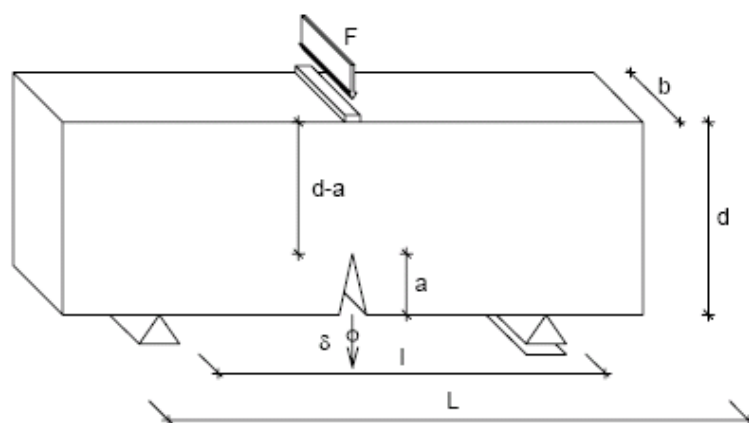


Fig.3.10. – Modelo proposto por Petersson, 1980 [47]

Controlando o deslocamento a meio vão, δ , regista-se ao longo do ensaio, a relação F- δ , em que F é a força aplicada pelo actuador (Fig.3.11.).

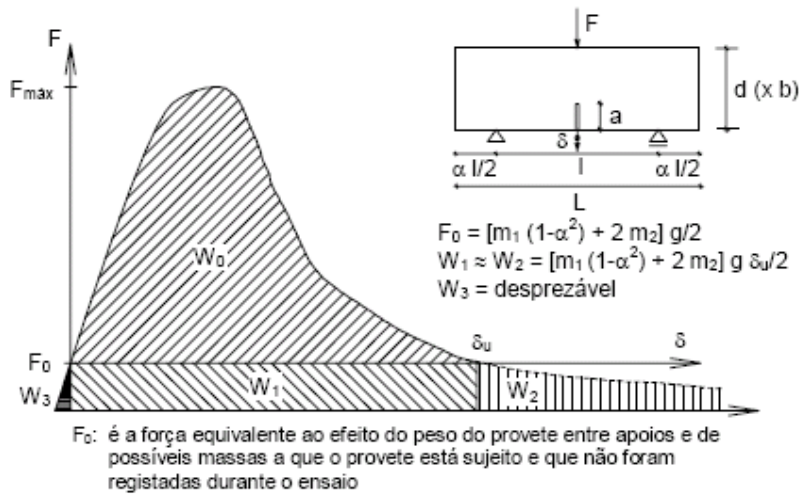


Fig.3.11. – Quantificação da energia de fractura segundo a RILEM

Se para além do trabalho induzido pelo actuador, W_0 , se considerar o trabalho desenvolvido pelo efeito da massa do provete, m_1 , o trabalho associado ao efeito de eventuais massas, m_2 , que acompanham a deformação do provete até ao final do ensaio, e que não estão acopladas ao equipamento de aplicação de carga, tendo ainda em conta o facto de o provete ter uma dimensão superior à distância entre apoios, α , e desprezando a parcela referenciada como W_3 na Fig.3.11., a energia de fractura pode ser calculada recorrendo à expressão (3.34.):

$$G_F = \frac{W_0 + [m_1 * (1 - \alpha^2) + 2 * m_2] * g * \delta_u}{b * (d - a)} \quad (3.34.)$$

onde,

W_0 - trabalho produzido pela carga F exercida pelo actuador durante a deformação do provete;

m_1 - massa do provete entre apoios;

m_2 - massa do equipamento que acompanha a deformação do provete durante o ensaio e que está acoplada ao actuador;

α - parâmetro que corrige o trabalho realizado pelo peso próprio do provete, tendo em conta que L pode ser diferente de l ($\alpha = L/l - 1$);

g - aceleração da gravidade;

δ_u - flecha última, que corresponde ao deslocamento registado no fim do ensaio, quando F=0;

$b * (d - a)$ - área da superfície de fractura projectada para o plano acima do entalhe e na ortogonal ao eixo do provete.

O MC 90 [7] recomenda uma expressão empírica que permite estimar o valor médio da energia de fractura, G_{Fm} (N/mm), em função da resistência média à compressão do betão, expressa em MPa e determinada em cilindros de 150mm de diâmetro e 300mm de altura (equação (3.35.)). O valor de G_{F0} encontra-se tabelado em função da máxima dimensão do agregado, variando entre 0.025 e 0.058, correspondendo ao maior valor, uma maior dimensão máxima do agregado. O valor de f_{cm0} é fixo e igual a 10MPa.

$$G_{Fm} = G_{F0} * \left(\frac{f_{cm,cil}}{f_{cm,0}} \right)^{0.7} \quad (3.35.)$$

Devido ao substancial aumento da fragilidade dos betões de elevada resistência, o CEB-FIP, 1999 [38], limita a aplicação da expressão (3.35.), proposta pelo MC90 [7], apenas a betões com $f_{cm,cil}$ inferior a 80MPa. Para betões de resistência superior, o CEB-FIP, 1999 [38], sugere o uso de uma energia de fractura constante, que depende apenas da máxima dimensão do agregado (equação (3.36.)).

$$G_{Fm} = 4.30 * G_{F0} \quad (3.36.)$$

É de salientar, que as expressões (3.35.) e (3.36.) consideram que a energia de fractura corresponde apenas à área W_0 sob a curva carga-flecha (ver Fig.3.11.), pelo que não têm em conta a participação do peso próprio do provete e do efeito de eventuais massas não registadas durante o ensaio.

Saliente-se ainda que o ensaio descrito, utilizado para a determinação da energia de fractura, também permite determinar outras propriedades, tais como a resistência à flexão e o módulo de elasticidade.

3.4. COEFICIENTE DE POISSON

A determinação do coeficiente de Poisson exige a medida simultânea da extensão axial e da extensão transversal dos provetes durante o ensaio de compressão uniaxial. No entanto, apesar da sua determinação não ser propriamente complexa, uma vez que se pode adoptar um esquema de ensaio semelhante ao apresentado na Fig.3.6. (complementado com a presença de pelo menos um instrumento de medida de deslocamentos colocado na direcção transversal ao eixo do provete), a quantidade de resultados experimentais, disponíveis na bibliografia, é reduzida para o betão em geral e para o BED em particular.

O ACI *Committee* 363 [30] indica que os resultados do coeficiente de Poisson obtidos por diferentes investigadores variam entre 0.20 e 0.32, parecendo verificar-se uma tendência para a sua diminuição com o aumento da razão água/ligante do betão. Esta tendência é corroborada pelos resultados dos ensaios realizados por Iravani [41] e Júnior [36]. Iravani [41], a partir dos resultados que obteve, determinou um valor médio de 0.20 para o coeficiente de Poisson, em betões com resistências à compressão compreendidas entre 55MPa a 125MPa.

Face à escassa informação disponível, pode considerar-se, que no domínio elástico, o valor do coeficiente de Poisson dos BED, parece ser bastante comparável ao obtido em betões convencionais, pois para estes, o Eurocódigo 2 [32] indica que o coeficiente de Poisson pode ser considerado igual a 0.2 (betão não fendilhado).

3.5. RETRACÇÃO

As deformações devidas ao comportamento diferido do betão, independentes do carregamento, designam-se geralmente por retracção. Trata-se de um fenómeno que leva o betão a ter deformações com a passagem do tempo, que se podem tornar preocupantes, e que por isso devem ser previstas pelos projectistas de estruturas. Estas deformações podem separar-se nas que se observam antes e durante o endurecimento do betão e nas que se observam após o endurecimento do betão, sendo então habitual considerar a retracção decomposta em parcelas distintas: retracção plástica, retracção autogénea ou endogénea, retracção de secagem ou de dessecação, e a retracção de carbonatação. As componentes de retracção mais relevantes para o comportamento diferido do betão são a retracção de secagem e a retracção autogénea. A retracção exprime-se de forma adimensional, como uma extensão.

A bibliografia relativa ao estudo do fenómeno da retracção no betão de elevado desempenho é ainda bastante reduzida. Em geral, a opinião dos investigadores é coincidente ao afirmarem que a retracção inicial de um BED é superior à de um betão convencional, porém após um período de secagem relativamente grande (superior a 90 dias), a retracção experimentada pelos BED ou pelos betões correntes é similar. A retracção total final observada em BED tende a ser inferior à observada em betões convencionais. O *ACI Committee 363* [30] corrobora estas últimas afirmações, mas destaca ainda, que a retracção de um betão é quase directamente proporcional à quantidade de água que este possui, e não depende da razão água/ligante, como diversos autores crêem. Assim, com os procedimentos de dosificação actualmente utilizados, é possível reduzir drasticamente a quantidade de água de amassadura através da utilização de superplastificantes, o que se traduz então numa redução significativa dos valores da retracção.

Porém, não é ainda possível estabelecer regras à priori generalizadas para a estimação dos valores de retracção de um BED a partir dos valores dos betões convencionais. A retracção final pode ser maior ou menor num BED, dependendo fundamentalmente do tamanho do elemento estrutural, da sua configuração geométrica, das condições de cura a que esteve sujeito, e da composição do betão.

3.5.1. RETRACÇÃO PLÁSTICA

A retracção plástica ocorre na superfície do betão fresco durante as primeiras horas, enquanto o betão não atinge uma resistência significativa e se mantém plástico. No fundo, a retracção plástica traduz-se pela quantidade de água perdida através da superfície do betão fresco. Se a quantidade de água perdida por unidade de área excede a quantidade de água trazida para a superfície por drenagem, a fissuração indesejável por retracção plástica pode ocorrer. Este tipo de retracção e a ocorrência de fissuras associadas a este fenómeno ocorre assim fundamentalmente em superfícies de grandes dimensões expostas ao ar, com temperaturas elevadas e/ou vento. Como o BED possui quantidades de água reduzidas, e o desenvolvimento de poros capilares é muito pequeno, não há drenagem de água, o que pode conduzir à fissuração por retracção plástica. Daí que seja essencial garantir que a perda de água superficial seja reduzida. Para que tal aconteça, torna-se fundamental efectuar uma cura húmida logo após a desmoldagem.

3.5.2. RETRACÇÃO DE SECAGEM

A retracção por secagem corresponde ao processo de migração da água para fora do betão endurecido, por evaporação. Ocorre quando o material é submetido a uma humidade relativa externa menor do que a sua humidade interna. Em BED, a secagem ocorre mais lentamente do que em betões correntes, pois ao contrário deste últimos que são porosos e têm grandes capilares, os BED possuem uma micro-

estrutura muito mais compacta. Daí que a retracção de secagem não seja em princípio tão predominante nos BED como é nos betões convencionais.

3.5.3. RETRACÇÃO AUTOGÉNEA

A retracção autogénea desenvolve-se durante o endurecimento do betão e consiste na redução de volume devido à hidratação contínua do cimento ao longo da sua massa, e não devido a outras causas tais como a evaporação e carregamentos externos. No BED, na ausência de cura em água, a retracção autogénea desenvolve-se rapidamente pois a água é drenada pela fina porosidade resultante da contracção volumétrica, desenvolvendo-se rapidamente tensões de tracção, o que resulta no rápido desenvolvimento da retracção autogénea. Segundo estudos experimentais realizados por Khan [48] e Saje [49] a retracção autogénea assume maior importância na retracção total dos BED relativamente aos betões convencionais. O elevado teor da pasta ligante dos BED contribui decisivamente para que a retracção autogénea seja superior nestes betões, podendo mesmo, segundo Larrard [50] atingir valores duplos nos BED relativamente aos betões tradicionais. Assim, a retracção autogénea em BED é elevada, desenvolve-se rapidamente nas primeiras idades, mas cessa rapidamente, uma vez que a hidratação e o envelhecimento do betão com menor razão água/cimento termina mais cedo. Uma significativa porção de retracção autogénea ocorre durante as primeiras 18 horas, estabilizando após 10 semanas.

Muito recentemente, um conjunto de estudos abordando a retracção autogénea de BED contendo adições minerais com efeito pozolânico, elaborado por diversos investigadores dos quais se destacam Subramaniam [51] e Termkhajornkit [52], veio reforçar as conclusões dos estudos realizados anteriormente e permitiram ainda verificar que a retracção autogénea de BED contendo sílica de fumo é superior à de betões idênticos contendo outras adições como as cinzas volantes.

3.5.4. RETRACÇÃO DE CARBONATAÇÃO

A retracção de carbonatação é a resultante da combinação entre os produtos hidratados do cimento com o dióxido de carbono, principalmente atmosférico, originando produtos sólidos com volume inferior ao dos que lhe deram origem. Trata-se da componente mais irrelevante da retracção para o comportamento do betão.

3.5.5. MODELO DE PREVISÃO DA RETRACÇÃO SEGUNDO O EC 2

O Eurocódigo 2 [32] apresenta um modelo que define a extensão total (ε_{cs}) do betão como a soma da extensão de retracção de secagem (ε_{cd}) e da extensão de retracção autogénea (ε_{ca}), de acordo com a equação (3.37.):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.37.)$$

Considera que a retracção de secagem se desenvolve de forma lenta e que é um fenómeno provocado pela migração de água no betão endurecido, sendo o seu valor final ($\varepsilon_{cd,\infty}$) definido pela equação (3.38.):

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (3.38.)$$

com

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{10} \right)} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (3.39.)$$

e

$$\beta_{RH} = 1.55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.40.)$$

onde,

k_h - coeficiente que depende da dimensão nominal da secção (h_0) de acordo com os valores do Quadro 3.2.;

Quadro 3.2. – Valores de k_h na equação (3.38.)

h_0 (mm)	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

h_0 - dimensão nominal da secção (mm), definida por $h_0 = 2 * A_c / u$, onde A_c é a área da secção transversal de betão (mm²) e u é o perímetro da secção transversal exposta a secagem (mm);

$\varepsilon_{cd,0}$ - extensão de retracção por secagem;

f_{cm} - resistência à compressão média (MPa);

α_{ds1} e α_{ds2} - coeficientes dependentes do tipo de cimento de acordo com o Quadro 3.3.;

Quadro 3.3. – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} em função do tipo de cimento

Tipo de cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
Classe S	3	0.13
Classe N	4	0.12
Classe R	6	0.11

RH - humidade relativa do ambiente (%).

O desenvolvimento da retracção de secagem $\varepsilon_{cd}(t)$, com a idade t do betão, relativamente à idade t_s em que se iniciou a retracção de secagem, determina-se pela expressão (3.41.):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (3.41.)$$

com

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 * \sqrt{h_0^3}} \quad (3.42.)$$

onde,

t_s - idade do betão (dias) no início da retracção por secagem. Normalmente corresponde ao fim da cura.

A extensão da retracção autogénea na idade t (dias) do betão determina-se pela expressão (3.43.):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca,\infty} \quad (3.43.)$$

com

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (3.44.)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2 * t^{0.5})} \quad (3.45.)$$

3.6. FLUÊNCIA

Na engenharia estrutural designa-se correntemente por fluência tanto o fenómeno da fluência como o fenómeno da relaxação do betão ou o efeito conjunto destes dois fenómenos. Estes fenómenos, sendo formas de dissipação de energia de deformação em energia interna, encontram-se fisicamente interligados e são matematicamente idênticos. Como tal, é conveniente definir correctamente cada um dos conceitos. Designa-se por fluência, o aumento de extensões no tempo de um elemento de betão endurecido, submetido a um determinado estado de tensão constante, e por relaxação, a variação de tensão no tempo de um elemento de betão endurecido, submetido a uma deformação constante.

A fluência exprime-se então de forma adimensional, como uma extensão, que corresponde à parcela resultante da diferença entre a extensão total do provete, submetido a um determinado estado de tensão constante, e das parcelas correspondentes à extensão instantânea inicial, à extensão de retracção e de eventuais extensões térmicas. Traduz-se geralmente na prática pela redução de dimensões de uma peça de betão que ocorre pela exposição desta a uma tensão constante. Acontece devido à presença de vazios na pasta de cimento endurecida e está claramente relacionada com a retracção.

A fluência depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento estrutural, da composição do betão, da idade do betão no primeiro carregamento, e da duração e intensidade da carga.

De acordo com os resultados experimentais até hoje divulgados, pode considerar-se que a fluência é menor em betões de elevado desempenho, uma vez que esta se reduz com o aumento da resistência à compressão do betão. Este facto está presente nos modelos de previsão da fluência existentes em códigos e documentos normativos como o EC 2 [32], MC 90 [7], REBAP [40] ou ACI 209R-92 [34]. Tal aspecto traduz-se numa vantagem dos BED, que é o facto de poderem ser solicitados a níveis de

tensão superior, obtendo-se deformações por fluência idênticas às obtidas em betões convencionais com níveis de solicitação inferiores.

Como os BED desenvolvem resistências elevadas em idades muito jovens, assume particular relevância a possibilidade de os solicitar a essas idades. A Divisão de Materiais e Estruturas para Obras-de-Arte do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Paris*) e a Divisão Científica do Grupo Bouygues [24], realizaram um vasto estudo experimental de caracterização do comportamento diferido de BED carregados em idades jovens e muito jovens. Observou-se uma redução da fluência básica (admitindo que não há qualquer transferência de humidade entre provetes e o ambiente exterior) com a diminuição da razão água/ligante e uma redução da fluência de secagem (correspondente ao aumento de fluência originado pela secagem da água existente nos interstícios do betão) muito significativa com o aumento da resistência do betão. Deste estudo, resultou a proposta de um modelo empírico de previsão das deformações de fluência, específico para BED carregados em idades muito jovens, que se apresenta em 3.6.2.

A SINTEF FCB, baseada em experiências de baixa carga, mantendo valores de tensão compreendidos entre 30 a 50% da tensão de rotura, estabeleceu que para um BED (80MPa), o coeficiente de fluência é aproximadamente igual a 75% do coeficiente de fluência associado a um betão convencional.

Jaccoud [53], nas suas investigações obteve valores de deformação por fluência para um BED, compreendidos entre 30 a 40% dos valores relativos a betões convencionais. Slate *et al* [54] constatarem reduções do coeficiente de fluência em BED, ainda mais significativas. Através de ensaios efectuados em amostras de betão com resistências de 70MPa, solicitados por uma tensão compreendida entre 45 a 60% da tensão de rotura, estes autores, estimaram valores para o coeficiente de fluência de um BED, compreendidos entre 50 a 75% do determinado para um betão convencional. Destaca-se ainda destes ensaios, que a relação tensão-fluência num BED é aproximadamente linear no tramo compreendido entre 0 a 70% da tensão de rotura, ao contrário do que acontece nos betões convencionais, onde a partir de $0.45f_{ck}$ se começa a considerar não linearidade da fluência.

Tomaszewicz *et al* [55] analisaram a relação entre o coeficiente de fluência e a tensão de solicitação, para três valores de resistência à compressão de um BED (Fig.3.12.). Aplicando níveis de tensão compreendidos entre 50 a 80% da resistência à compressão, o autor estudou a deformação para um período de tempo compreendido entre os 28 e 70 dias. Os resultados dos seus ensaios permitiram constatar que a resistência e o coeficiente de fluência variam na razão inversa, pois ao BED de maior resistência está associado um menor valor de coeficiente de fluência.

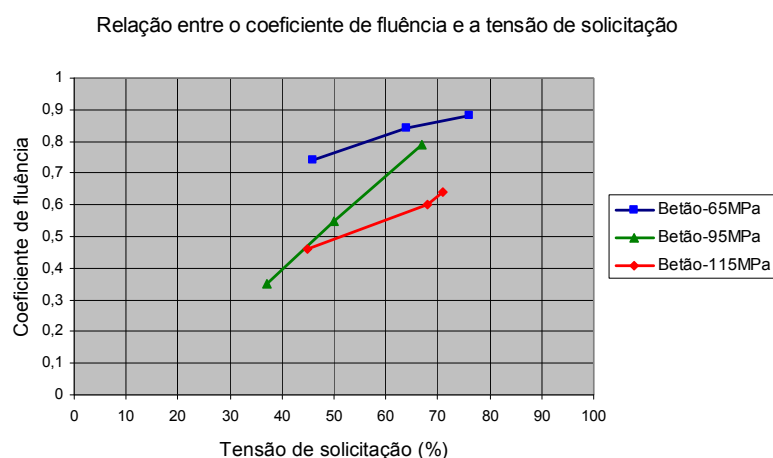


Fig.3.12. – Relação entre o coeficiente de fluência e a tensão de solicitação, proposta por Tomaszewicz *et al* [55]

Khan [48], num estudo de comparação do comportamento diferido de betões de resistência normal (30MPa), média (70Mpa) e alta (100MPa), observou que a fluência diminuía com o aumento da resistência à compressão na idade do carregamento, para todos os tipos de betão. Os resultados obtidos mostraram a maior sensibilidade dos betões de alta resistência quanto à idade do carregamento do que os betões de resistência normal e média. Khan [48], comparou ainda os valores experimentais de fluência com os valores estimados pelo modelo de previsão preconizado no MC90 [7], e constatou que quanto maior a resistência do betão, mais inadequado se mostrava este modelo à previsão do comportamento em fluência de betões carregados em idades muito jovens.

Estudos mais recentes permitiram concluir que a utilização de adições minerais com efeitos pozolânicos, como as escórias de alto forno e a sílica de fumo, contribuem para a redução significativa da fluência, e que esta redução era mais acentuada no betão que incorporava sílica de fumo.

Realce-se um dado estatístico interessante divulgado pelo ACI 209R-92, 2001 [34]. Segundo este, não existem relatos sobre problemas de fluência em pilares moldados por BED.

3.6.1. MODELO DE PREVISÃO DA FLUÊNCIA SEGUNDO O EC 2

O Eurocódigo 2 [32] apresenta um modelo de previsão das deformações de fluência muito semelhante ao preconizado no MC 90 [7], introduzindo apenas os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 , destinados a considerar a influência da resistência do betão.

Este modelo não apresenta qualquer limitação à resistência característica do betão, ao contrário do modelo do MC 90 [7].

A extensão de fluência do betão $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ esperada no tempo t para uma tensão de compressão constante σ_c aplicada na idade t_0 pode ser determinada pela equação (3.46.):

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (3.46.)$$

com:

σ_c - tensão constante aplicada na idade t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão inicial na idade t_0 ;

$E_{c,28}$ - módulo de elasticidade do betão aos 28 dias (pode ser considerado igual $1.05E_{cm}$).

Quando a tensão aplicada na idade t_0 ultrapassar o valor $0.45 * f_{ck}(t_0)$ o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ deve ser substituído pelo coeficiente de fluência não linear definido pela expressão (3.47.):

$$\varphi_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * e^{1.5 * \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} - 0.45 \right)} \quad (3.47.)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ pode ser determinado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (3.48.)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência que se pode estimar por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (3.49.)$$

com

φ_{RH} - factor que traduz a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$- \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 * \sqrt[3]{h_0}} \Leftarrow f_{cm} \leq 35 MPa \quad (3.50.)$$

$$- \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \Leftarrow f_{cm} > 35 MPa \quad (3.51.)$$

$\beta(f_{cm})$ - factor que traduz a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional, definido por:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.52.)$$

$\beta(t_0)$ - factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento (t_0) no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (3.53.)$$

h_0 - espessura nominal do elemento (mm), definida por:

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \quad (3.54.)$$

A_c - área da secção transversal de betão (mm²);

u - perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente (mm);

e onde $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência no tempo e que se pode estimar por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \quad (3.55.)$$

com

β_H - coeficiente dependente da humidade relativa (RH) e da espessura nominal do elemento (h_0), definido por:

$$- \beta_H = 1.5 * \left[1 + (0.012 * RH)^{18} \right] * h_0 + 250 \leq 1500 \Leftarrow f_{cm} \leq 35MPa \quad (3.56.)$$

$$- \beta_H = 1.5 * \left[1 + (0.012 * RH)^{18} \right] * h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3 \Leftarrow f_{cm} > 35MPa \quad (3.57.)$$

Os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 , destinados a considerar a influência da resistência do betão definem-se por:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} \quad (3.58.)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão pode ser considerada modificando a idade de carregamento t_0 na expressão (3.53.) pelo valor definido por,

$$t_0 = t_{0,T} * \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 \quad (3.59.)$$

com α assumindo o valor -1 para cimentos da classe S, o valor 0 para cimentos da classe N e o valor 1 para cimentos da classe R. O efeito da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão do betão na idade de carregamento ($t_{0,T}$) pode ser considerado de acordo com a expressão (3.60.).

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13.65 \right)} * \Delta t_i \quad (3.60.)$$

onde:

$T(\Delta t_i)$ - temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i - número de dias de prevalência da temperatura T .

3.6.2. MODELO DE PREVISÃO DA FLUÊNCIA BOUYGUES-LCPC

O modelo desenvolvido na sequência do estudo realizado pela Divisão de Materiais e Estruturas para Obras-de-Arte do LCPC e a Divisão Científica do Grupo Bouygues [24], foi concebido para prever a deformação de fluência de betões de alta resistência, mesmo quando carregados em idade muito jovens.

A deformação de fluência ao fim de um tempo t para um carregamento na idade t_0 pode ser determinada pela equação (3.61.):

$$\varepsilon_{cc}(t) = \alpha(t_0) * f[t - t_0, \beta(t_0)] \quad (3.61.)$$

A “lei da cinética de fluência” $f(t - t_0, \beta)$ define-se pela expressão (3.62.):

$$f(t-t_0, \beta) = \frac{e^{-\left(\sqrt[p]{\frac{\beta}{(1-t_0+\tau)}}\right)} - e^{(-1-p)}}{1 - e^{(-1-p)}} \quad (3.62.)$$

onde:

β - parâmetro definido como uma escala do tempo t ;

τ - parâmetro definido como uma transição do tempo t , em geral muito pequena, que permite agir sobre a origem, cujo papel é mais importante para os instantes t compreendidos entre 0 e 2 dias;

p - parâmetro caracterizador da evolução da lei a longo prazo (p.e., tomando para β o valor 1, a lei assume o valor 0.95 ao fim de 19 dias para $p = 1$; ao fim de 1 ano para $p = 2$; ao fim de 20 anos para $p = 3$; e ao fim de 4 séculos para $p = 4$).

Estes parâmetros relacionam-se entre si através da expressão (3.63.):

$$\beta = \tau * (p + 1)^p \quad (3.63.)$$

O parâmetro $\alpha(t_0)$ define-se como assintótico da fluência, podendo obter-se a partir da expressão (3.64.):

$$\alpha(t_0) = Kfl(t_0) * \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (3.64.)$$

com:

σ_c - tensão aplicada na idade t_0 ;

$E_{c,28}$ - módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade;

$Kfl(t_0)$ - coeficiente dependente da idade de carregamento.

Os parâmetros caracterizadores deste modelo de previsão de fluência podem determinar-se para um dado betão a partir dos resultados de dois ensaios em idades diferentes de carregamento.

Fixando o valor de p (p.e. $p = 2$), a partir de resultados experimentais determinam-se os valores de τ e $Kfl(t_0)$, sendo possível a definição da lei de fluência para um determinado betão.

3.7. ADERÊNCIA

As características de aderência entre armadura e betão que a envolve têm uma importância decisiva no estudo dos elementos estruturais de betão armado. O seu conhecimento é um requisito indispensável para o cálculo de deformações, controlo da dimensão de fissuras e definição de quantidades mínimas de armadura. Na actualidade, as publicações de resultados experimentais relacionados com as características de aderência em BED são ainda muito escassas. Da pouca informação existente,

interessa realçar que o incremento experimentado pela tensão de aderência é proporcional à redução de porosidade gerada pelas adições minerais existentes na constituição dos BED. Os resultados de diferentes ensaios realizados por Elzedin [56], em betões com resistências à compressão de aproximadamente 90MPa, permitiram constatar que a tensão de aderência é directamente proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do betão, os valores de tensão de aderência obtidos são bastante elevados, e a evolução temporal traduz-se num aumento muito pouco significativo da tensão de aderência.

4

VARIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS EM FUNÇÃO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO BETÃO UTILIZADO

4.1. MODELO ESTRUTURAL CONSIDERADO

Os betões de elevado desempenho permitem obter elementos estruturais mais esbeltos, com maior durabilidade e consequentemente mais económicos. Tal facto tem então contribuído de forma decisiva, para a crescente utilização desta família de betões em grandes edifícios e pontes. A grande vantagem da utilização de BED encontra-se associada à redução das secções transversais dos elementos estruturais devido ao significativo aumento da resistência à compressão.

Em geral, as pontes pedonais com alguma estética são constituídas por aço, porém a utilização de betão, permite obter uma “plástica estrutural” muito superior. Daí, que se torne interessante, perceber de que forma se traduz no comportamento das estruturas, a utilização de betões com resistências à compressão superiores, os BED.

A escolha da secção transversal a empregar numa ponte é influenciada por diversos factores como o vão a ser vencido e o respectivo sistema estrutural, a altura de construção disponível ou índice de esbeltez desejado, o processo de construção, meios disponíveis, equipamentos e outros factores circunstanciais, economia da construção – estruturas mais esbeltas exigem um maior consumo de aço, etc.

Pretende-se então nesta etapa, tendo como base o modelo estrutural mais simples, que consiste numa viga simplesmente apoiada, perceber como é possível minimizar a secção transversal das vigas, através da utilização de um betão com uma resistência à compressão cada vez maior. Por se tratar de um estudo paramétrico e introdutório aos trabalhos posteriores, que consistirão na concepção e dimensionamento do tabuleiro de uma ponte pedonal, entendeu-se por simplificação analisar apenas vigas com secção rectangular numa primeira etapa, e posteriormente vigas com secção em T. Considerou-se ainda que a viga estaria sujeita naturalmente ao seu peso próprio (G_{pp}), e a uma carga adicional também de carácter permanente (G_1) igual a 5kN/m actuando em todo o comprimento da viga (Fig.4.1.).

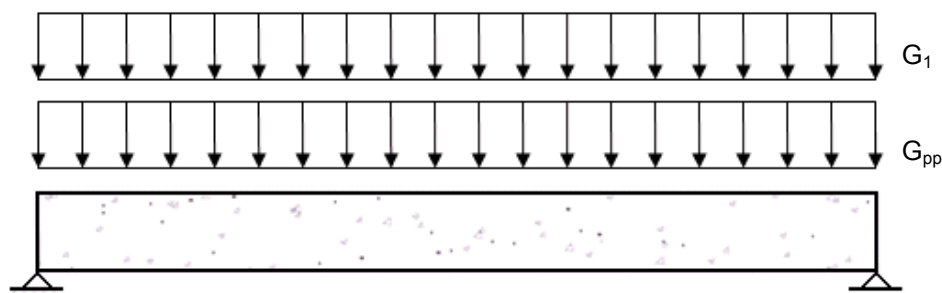


Fig.4.1. – Modelo estrutural de cálculo – viga simplesmente apoiada, sujeita a G_{pp} e G_1

4.2. OBJECTIVOS E CRITÉRIOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE VIGAS

Os objectivos desta análise consistem em estudar de que forma um elemento constituído por BED é capaz de vencer um vão significativamente elevado. Relativamente à geometria da secção, fixou-se então uma largura da secção transversal igual a 3m, por ser esta a medida geralmente definida para a largura do tabuleiro de uma ponte pedonal, e de seguida procurou-se definir a menor altura possível, otimizando assim a secção. O dimensionamento da área de armadura necessária, em cedência, para garantir o equilíbrio, e a deformação da viga são as restantes incógnitas. Assim, pretende-se garantir simultaneamente um bom comportamento da estrutura em situação corrente de serviço, controlando a deformação (*Estado Limite de Utilização*), e assegurar um nível de segurança adequado em relação à rotura por flexão (*Estado Limite Último*). Regulamentarmente, a verificação do E.L.S. corresponde a limitar a deformação, controlar os níveis de fendilhação, e garantir um adequado comportamento dinâmico, porém o objectivo primordial deste estudo concentra-se apenas no controlo da deformação. Geralmente, a verificação ao E.L.U. implica verificação à flexão, ao corte, encurvadura e equilíbrio. Mais uma vez, apenas se efectuou a análise à flexão, por se considerar que a flexão é preponderante em vigas, e por ser este normalmente o modo de rotura mais comum. Tal, é de facto propositado, pois é sem dúvida preferível ter uma rotura por flexão, com plastificação da armadura, apresentando deformação e fendilhação visíveis – rotura dúctil com aviso, do que a rotura ser súbita, como acontece por exemplo por corte.

4.3. COMPORTAMENTO EM FLEXÃO DO BED

Os estudos existentes sobre o comportamento em flexão de elementos estruturais em betão não referem diferenças significativas em regime elástico, contrariamente ao que se verifica em fase fendilhada, da utilização de BED em vez dos betões mais convencionais. Apresentando os BED uma elevada resistência à compressão, com rotura explosiva, portanto acentuadamente frágil, coloca-se a questão dos elementos estruturais com eles fabricados apresentarem adequada ductilidade em flexão.

A utilização de BED tal como já foi referido, permite a concepção de peças com secções transversais de menores dimensões, logo de menor peso próprio. Por sua vez, a minimização das dimensões implica consequentemente menores inércias, o que, em geral, se traduz por maiores deformações nesses elementos. Pelo contrário, elementos de BED apresentam menores deformações por fluência do que elementos semelhantes em betão de resistência normal, para idênticas condições de carregamento.

Para o dimensionamento de secções transversais, em Estado Limite Último, de elementos estruturais em betão armado sujeitos a flexão é possível admitir diferentes tipos de diagramas de tensões-extensões: parábola-rectângulo, bilinear e rectangular. A utilização de um em detrimento de outro

depende do código de dimensionamento (Eurocódigo 2 [32], MC 90 do CEB-FIP [7], Código Americano ACI 318/318R [57], REBAP [40]) que se pretende utilizar. Neste estudo optou-se por adoptar os princípios de análise e dimensionamento contidos no EC 2 [32], que caracteriza e especifica expressões analíticas para betões até uma resistência característica à compressão de 90MPa.

O EC 2 [32] admite a utilização dos três tipos de diagramas referidos. O diagrama parábola-rectângulo é definido pela expressão:

$$\sigma_c = f_{cd} * \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (4.1.)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (4.2.)$$

onde,

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura à compressão e definido por: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c}$;

γ_c - coeficiente parcial de segurança relativo ao betão ($\gamma_c = 1.5$);

α_{cc} - coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. O Anexo Nacional Português recomenda $\alpha_{cc} = 0.85$;

ε_{c2} - extensão ao ser atingida a resistência máxima;

n - expoente que:

▪ para $f_{ck} < 50MPa \rightarrow n = 2.0$

▪ para $f_{ck} \geq 50MPa \rightarrow n = 1.4 + 23.4 * \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$

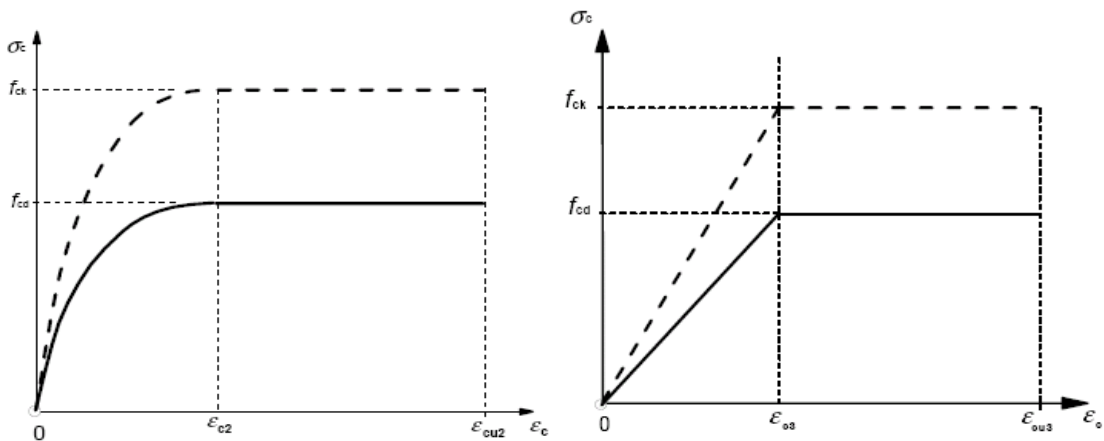


Fig.4.2. – (A) diagrama parábola rectângulo; (B) diagrama bilinear [32]

Conforme já referido em 2.3. e 3.2.1., no caso de BED, o campo de comportamento elástico do diagrama tensão-extensão em compressão uniaxial aumenta com a resistência, reduzindo-se a extensão

última. O EC 2 [32] traduz este facto ajustando os referidos parâmetros através das expressões apresentadas na terceira coluna do Quadro 4.1.

Quadro 4.1. – Parâmetros dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de secções em flexão

Forma do diagrama	Betões de resistência normal	Betões de alta resistência
	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
Parábola-rectângulo	$\varepsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085 * (f_{ck} - 50)^{0.53}$
	$\varepsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35 * \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$
	$n = 2$	$n = 1.4 + 23.4 * \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$
Bilinear	$\varepsilon_{c3} = 1.75 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{c3} = 1.75 + 0.55 * \left(\frac{f_{ck} - 50}{40} \right)$
	$\varepsilon_{cu3} = 3.5 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{cu3} = 2.6 + 35 * \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$
Rectangular equivalente	$\lambda = 0.8$	$\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
	$\eta = 1.0$	$\eta = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Para dimensionamento, o EC2 limita a extensão máxima de compressão em flexão (ε_{cu2} ou ε_{cu3} consoante o diagrama considerado) em função da classe de resistência do betão. Para betões de resistência normal este parâmetro é 3.5‰, enquanto para os betões de elevada resistência este parâmetro é dado pelas expressões apresentadas na terceira coluna do Quadro 4.1. Saliente-se que os diagramas referidos se destinam ao dimensionamento em Estado Limite Último, não sendo por isso adequados para a análise estrutural não linear de secções em flexão.

Apresentando os BED uma rotura em compressão de carácter mais frágil do que o betão corrente, a ductilidade de elementos em BED sujeitos a flexão afigura-se como um aspecto importante do seu comportamento. Porém, estudos realizados por Pendyala *et al* [58], e por Lin e Lee [59], permitiram concluir que, apesar do carácter mais frágil da rotura à compressão do BED, os elementos estruturais em BED, que cumpram os requisitos de ductilidade dos códigos ACI318/318R [57], MC 90 [7] e EC 2 [32], exibem elevada ductilidade em flexão. Este comportamento pode ser explicado pela menor profundidade do eixo neutro observada em rotura, o que permite uma maior extensão dos varões da armadura, mesmo em vigas com uma considerável percentagem de armadura. Carneiro *et al* [60], em 2005, depois de ensaiar vigas, duplamente armadas, realizadas em betão com uma resistência até 150MPa, concluiu que o parâmetro mais importante para a ductilidade é a percentagem de armadura.

4.4. FLECHAS EM FASE DE UTILIZAÇÃO

Deformações excessivas podem prejudicar o correcto funcionamento, comprometer o aspecto da estrutura, e gerar preocupação ao público em geral. A International Standards Organization (ISO) 4356, define valores limites de flechas, para que se garanta um comportamento satisfatório das estruturas em geral. Porém, é necessário garantir que os limites são adequados à estrutura que se pretende analisar, e que não há requisitos especiais a satisfazer.

Baseado nisto, o Eurocódigo 2 [32], para estruturas em geral, considera que na combinação quase permanente de acções, flechas maiores que vão/250 devem ser evitadas sobre o ponto de vista da aparência e das condições de utilização. Este admite ainda que se pode prever uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações.

Tendo por objectivo com a utilização dos BED a redução das secções das peças, a questão das deformações coloca-se com maior acuidade neste tipo de elementos.

A determinação das deformações em peças de betão armado fissurado, tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão conduz a cálculos laboriosos e por vezes complexos. O método mais rigoroso para determinação das flechas consiste em calcular as curvaturas em várias secções ao longo do elemento e em calcular de seguida as flechas por integração numérica.

4.5. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA

4.5.1. HIPÓTESES FORMULADAS PARA A CONSTITUIÇÃO DA VIGA COM 25M DE VÃO

- Hipótese 1: Viga simplesmente apoiada constituída por um betão da classe C30/37;
- Hipótese 2: Viga simplesmente apoiada constituída por um betão da classe C60/75;
- Hipótese 3: Viga simplesmente apoiada constituída por um betão da classe C90/105;
- Hipótese 4: Viga simplesmente apoiada constituída por um betão da classe C120/135.

Saliente-se que por uma questão de simplificação, daqui em diante se denominou os betões da classe C30/37, C60/75, C90/105 e C120/135, por C30, C60, C90 e C120, respectivamente.

4.5.2. DEFINIÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA

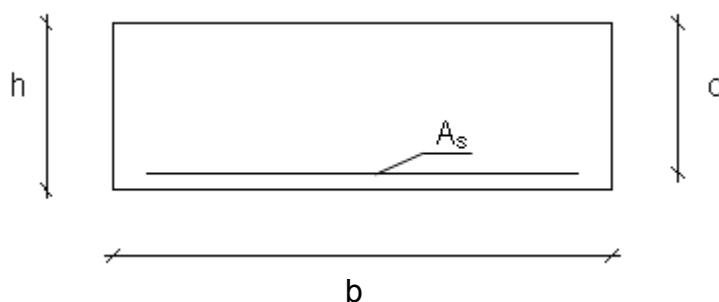


Fig.4.3. – Secção transversal tipo da viga

- o Largura, b : adoptou-se 3m, por ser esta a medida geralmente utilizada na concepção do tabuleiro de uma ponte pedonal;
- o Altura, h : é a incógnita;
- o Distância, d : é a distância entre o bordo superior da secção transversal e o centro de gravidade dos varões de aço que compõe a armadura longitudinal de tracção;

Pressuposto de cálculo para determinação de d :

→ Admitindo 30mm de recobrimento, uma armadura longitudinal constituída por varões de 20mm de diâmetro dispostos numa única camada, e a existência de estribos de 8mm de diâmetro, vem que:

$$d = h - 0.03 - \frac{0.02}{2} - 0.008 = h - 0.048 \text{ m}$$

4.5.3. DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE CÁLCULO DA CARGA E DO MOMENTO ACTUANTE

→ Carácter das cargas aplicadas: *permanente*

- Peso próprio: $G_{pp} = \gamma_{betão} * (b * h) = 25 * (3 * h) = 75h \text{ kN/m}$
- Carga permanente adicional: $G_1 = 5 \text{ kN/m}$

Comparando G_{pp} e G_1 , e considerando valores mínimos de h expectáveis, percebe-se desde logo que o peso próprio é responsável para que a estrutura fique desde logo sujeita a um estado de deformação e tensão bastante consideráveis, pois a magnitude dos esforços induzidos por este será bastante superior à originada pelos esforços associados à carga permanente G_1 .

Para dimensionamento em E.L.U., adoptando o coeficiente de segurança de majoração das cargas de carácter permanente ($\gamma_G = 1.35$), resulta:

$$p_{Sd} = \gamma_G * (G_{pp} + G_1) = 1.35 * (75h + 5) = 101.25h + 6.75 \text{ kN/m}$$

Para verificação da segurança em E.L.S., existem três combinações de acções possíveis definidas pelo CEB-FIP, porém para controlo da deformação, segundo o EC 2 [32], a análise comparativa com o valor limite tem de ser efectuada, considerando a combinação de acções quase-permanente, que corresponde a estados limites de longa duração.

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = (75h + 5) + (0) = 75h + 5 \text{ kN/m}$$

Tratando-se de uma viga simplesmente apoiada, o diagrama de momento de cálculo actuante tem uma forma parabólica e é máximo a meio vão (Fig.4.4.).

Logo, se $l=25\text{m}$:

$$M_{Sd} = \frac{p_{Sd} * l^2}{8} = \frac{(101.25h + 6.75) * 25^2}{8} = (7910.156h + 527.344) \text{ kN*m}$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} * l^2}{8} = \frac{(75h + 5) * 25^2}{8} = (5859.375h + 390.625) \text{ kN*m}$$

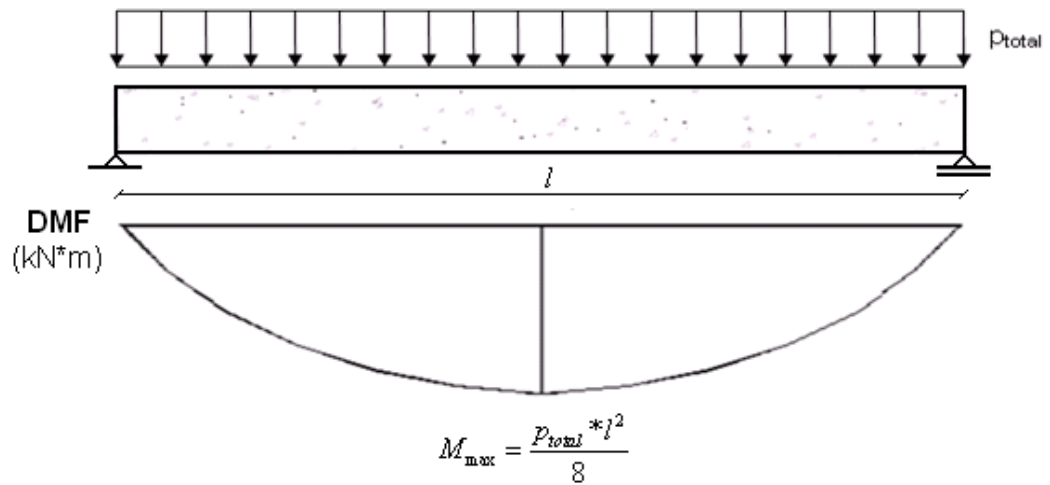


Fig.4.4. – Valor máximo do momento gerado por cargas uniformemente distribuídas, numa viga simplesmente apoiada

4.5.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA À ROTURA – DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (E.L.U.)

Nesta etapa, o que se pretende é definir o valor da altura da secção, a posição do eixo neutro e a área de armadura, em cedência, que é necessária para garantir o equilíbrio, recorrendo às equações de equilíbrio e compatibilidade relativas ao E.L.U., e fazendo variar a resistência do betão à compressão.

Admitiu-se uma distribuição parabólica-rectangular de tensões (Fig.4.5.) e definiu-se que o aço a utilizar seria A500 NR.

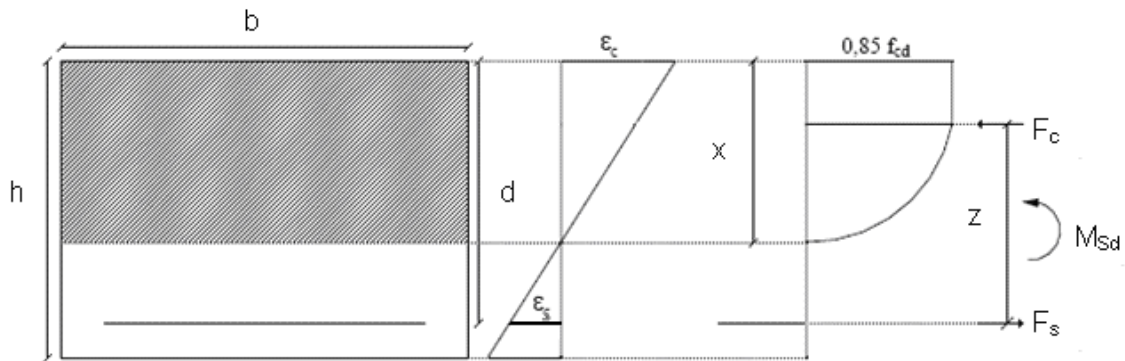


Fig.4.5. – Diagramas de extensões e tensões relativos ao E.L.U.

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_s \Leftrightarrow f_{cd} * b * \chi_1 * x = A_s * f_{yd} \quad (4.3.) \\ \bullet M_{Sd} = F_s * z = F_c * z \Leftrightarrow M_{Sd} = A_s * f_{yd} * (d - \chi_2 * x) \quad (4.4.) \\ \bullet \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x} \quad (4.5.) \end{array} \right.$$

em que,

- f_{cd} : valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão $\left(f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} \right)$;
- α_{cc} : coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. O valor recomendado é 0.85, segundo o Anexo Nacional;
- f_{ck} : valor característico da tensão de rotura à compressão do betão:

Quadro 4.2. – Valores de f_{ck} para cada classe de betão

	C30	C60	C90	C120
f_{ck} (MPa)	30	60	90	120

- γ_c : coeficiente parcial de segurança relativo ao betão ($\gamma_c = 1.5$);
- b : largura da secção transversal ($b = 3m$);
- χ_1 : coeficiente de área (secção rectangular $\rightarrow \chi_1 = 0.810$);
- x : posição do eixo neutro;
- A_s : área de armadura longitudinal de tracção;
- f_{yd} : valor de cálculo da tensão de cedência do aço $\left(f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$;
- f_{yk} : valor característico da tensão de cedência do aço ($f_{yk} = 500MPa$);
- γ_s : coeficiente parcial de segurança relativo ao aço ($\gamma_s = 1.15$);
- M_{sd} : momento de cálculo actuante, definido em 4.5.3.;
- d : distância entre o bordo superior da secção transversal e o centro de gravidade dos varões de aço que compõe a armadura de tracção ($d = h - 0.048$);
- χ_2 : coeficiente de posição (secção rectangular $\rightarrow \chi_2 = 0.416$);
- ε_c : extensão correspondente à tensão de rotura do betão ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$):

Quadro 4.3. – Valores de ε_{cu2} para cada classe de betão

	C30	C60	C90	C120
ε_{cu2} (‰)	3.5	2.9	2.6	(2.6)*

* O EC 2 [32] não admite que f_{ck} possa ser superior a 90MPa, logo optou-se por admitir que a extensão de um betão da classe C120 seria igual à de um betão C90, apesar de na prática se esperar que esta seja menor. Porém ao usar a expressão do EC 2 [32], para $f_{ck} \geq 50MPa \rightarrow \varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35 * ((90 - f_{ck}) / 100)^4$, obter-se-ia para um betão C120, um valor de ε_{cu2} superior ao de um betão C90, o que não é lógico nem realista.

- ε_s : extensão limite de cedência do aço $\left(\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \right)$;

- E_s : valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço ($E_s = 200GPa$).

Substituindo, os vários parâmetros das equações (4.3.), (4.4.) e (4.5.) pelos seus valores, obtém-se um sistema de três equações a três incógnitas. As incógnitas serão h (altura da secção transversal), x (posição do eixo neutro) e A_s (área de armadura longitudinal).

No Quadro 4.4. encontram-se os valores de h , x e A_s obtidos por resolução do sistema de equações, para a viga de 25m de vão e para cada classe de betão considerada.

Quadro 4.4. – Valores de h , x e A_s para as várias classes de betão

Classe de betão	h (m)	x (m)	A_s (cm ²)
C30	0.5592	0.3154	299.63 → 96ø20 (A=301.59)
C60	0.3509	0.1731	329.03 → 105ø20 (A=329.87)
C90	0.2758	0.1241	353.63 → 113ø20 (A=355.00)
C120	0.2323	0.1004	381.55 → 122ø20 (A=383.27)

Analisando os resultados obtidos constata-se de imediato que a utilização de um betão de elevada resistência permite minimizar claramente a secção transversal da viga para o dimensionamento em E.L.U. Para melhor se verificar esta constatação elaborou-se a Fig.4.6.

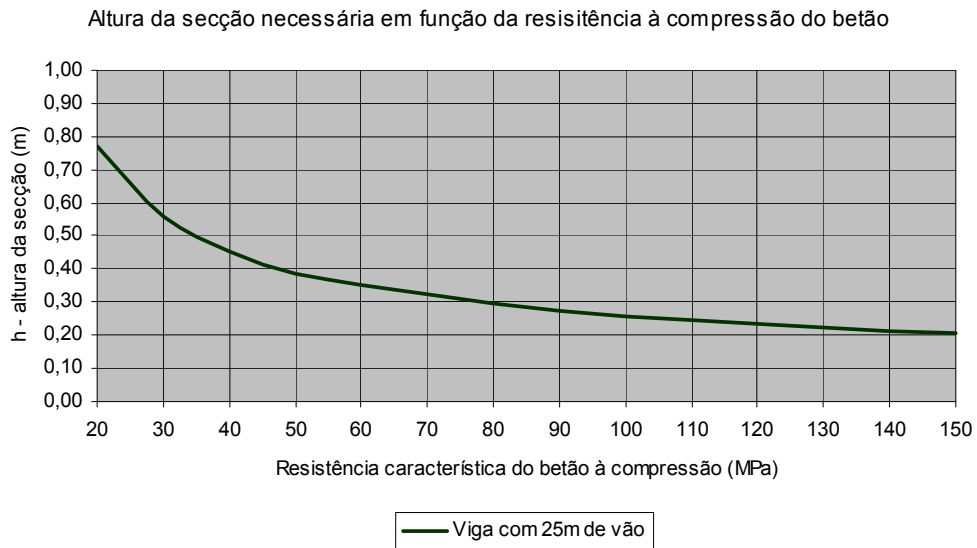


Fig.4.6. – Altura mínima da secção transversal em função da classe de betão

Assim, comparando especificamente os betões C30 e C120, para uma viga de 25m de vão, verifica-se que a utilização de um betão C120 mantendo fixa a largura da secção (3m), permite uma redução da altura para cerca de metade do valor exigido se se usar um C30.

Analisando a Fig.4.6., verifica-se que para uma viga de 25m de vão, para os betões até aproximadamente à classe C100, a variação da altura mínima é bastante significativa, mas entre os betões das classes C100 e C150, a altura mínima a considerar reduz-se de forma muito pouco significativa.

Um outro aspecto que interessa salientar dos resultados expressos no Quadro 4.4., é o facto de a utilização de um betão de maior resistência implicar a existência de uma maior quantidade de armadura de tracção. Isto é facilmente explicável, pois se não existisse armadura, quanto maior fosse a resistência do betão utilizado, mais frágil e explosiva seria a rotura, logo, ao incluir armadura, para garantir que a rotura é do tipo dúctil, com aviso, é necessário que esta esteja em cedência, e logicamente para garantir o equilíbrio $F_c = F_s$, utilizar-se-á uma maior área de armadura para uma maior resistência à compressão do betão.

Um aspecto que também não pode ser ignorado tem a ver com o facto do EC 2 [32] recomendar no capítulo relativo a disposições construtivas relativas a vigas, que a área da secção da armadura seja limitada a um máximo, ou seja não deva ser superior a 4% da área de betão da secção transversal – *Anexo Nacional*.

No Quadro 4.5., verifica-se então se este valor máximo recomendado é ou não ultrapassado nas soluções obtidas no Quadro 4.4.

Quadro 4.5. – Verificação da área máxima de armadura recomendada pelo EC 2 [32]

Classe de betão	h (m)	$A_{\text{betão}}$ (m ²)	A_s (m ²)	$A_s/A_{\text{betão}}$ (%)	$A_{s,\text{máx.}} = 0.04 * A_{\text{betão}}$ (m ²)
C30	0.5592	1.68	0.0300	1.79	0.0671 ► OK!
C60	0.3509	1.05	0.0329	3.13	0.0421 ► OK!
C90	0.2758	0.83	0.0354	4.27	0.0331 ► ≈OK!
C120	0.2323	0.70	0.0382	5.47	0.0279 ► KO!

Analisando o Quadro 4.5., verifica-se que a relação entre as áreas de armadura e betão é inferior à máxima recomendada à excepção das hipóteses em que a viga é constituída por C90 e C120. O facto destes betões terem uma resistência bastante elevada, permite então que associado a estes sejam utilizadas elevadas quantidades de armaduras. Porém, admitiu-se que todas as soluções do Quadro 4.4. eram viáveis pois, mesmo para o caso específico dos betões C90 e C120, o limite é apenas ligeiramente ultrapassado.

Conclui-se então que uma combinação conjunta e otimizada de betão de alta resistência com maiores taxas de armaduras, pode aparentemente eliminar a fragilidade aparente associada aos betões de elevada resistência.

4.5.5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA VIGA EM SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO (E.L.S.)

Neste ponto, decidiu-se determinar a flecha máxima da viga para combinações quase permanentes de acções de forma simplificada, tendo por base apenas as características da secção de meio vão. Podem-se efectuar cálculos muito mais complexos e exactos para determinação da flecha, mas tal não era objectivo nesta introdução ao estudo dos tabuleiros de pontes, e para além disso, considera-se que o método de cálculo adoptado representa com um grau de precisão minimamente adequado aos objectivos de cálculo, o comportamento real da estrutura.

No fundo nesta análise apenas interessou perceber a ordem de grandeza das deformações da viga e comparar as vantagens de utilização de um betão de maior resistência, sendo então suficiente calcular apenas flechas da viga admitindo que esta possui um comportamento elástico, ou seja, que o carregamento a que a viga estará sujeita é instantâneo. De facto, tal é suficiente, pois efectuando os cálculos simplificados necessários relativos então a uma situação de carregamento instantâneo, facilmente estes acabam por ser interpretados e extrapolados para situações de maior complexidade, nas quais, se considera a fluência e a retracção (comportamento da viga diferido no tempo).

Deduziu-se a expressão da flecha a utilizar, através da integração dupla da curvatura ao longo da viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída, da seguinte forma:

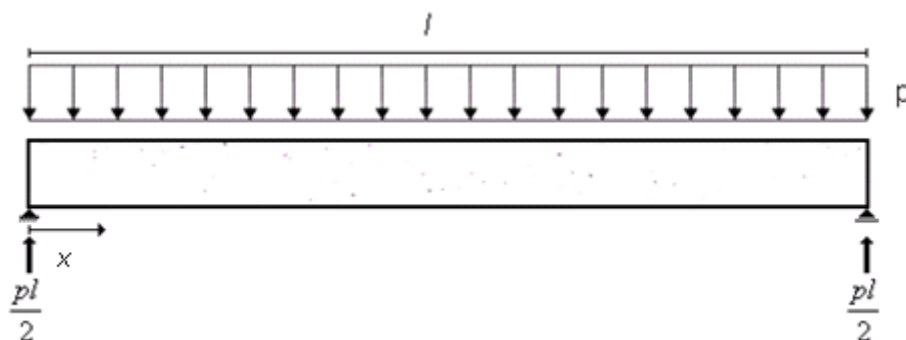


Fig.4.7. – Reacções nos apoios numa viga simplesmente apoiada sujeita unicamente a cargas uniformemente distribuídas

O momento em qualquer ponto ao longo da viga, a partir do apoio duplo da esquerda é dado pela expressão (4.6.).

$$M(x) = \frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2} \quad (4.6.)$$

Logo a flecha será dada pela expressão (4.7.).

$$a = \iint \left(\frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2} \right) \frac{1}{EI} dx \quad (4.7.)$$

Integrando duas vezes obtém-se a expressão (4.8.).

$$a = \frac{p}{2EI} \left(\frac{lx^3}{6} - \frac{x^4}{12} \right) + Ax + B \quad (4.8.)$$

As constantes de integração A e B são obtidas sabendo que:

$$\left. \begin{array}{l} \bullet x=0 \rightarrow a=0 \\ \bullet x=l \rightarrow a=0 \end{array} \right\} B=0 \text{ e } A=\frac{pl^3}{24EI}$$

Substituindo A e B pelos seus valores obtém-se a expressão (4.9.).

$$a = \frac{p}{24EI}(2lx^3 - x^4 - l^3x) \quad (4.9.)$$

Numa viga simplesmente apoiada, a flecha será máxima a meio vão, quando $x = \frac{l}{2}$, logo:

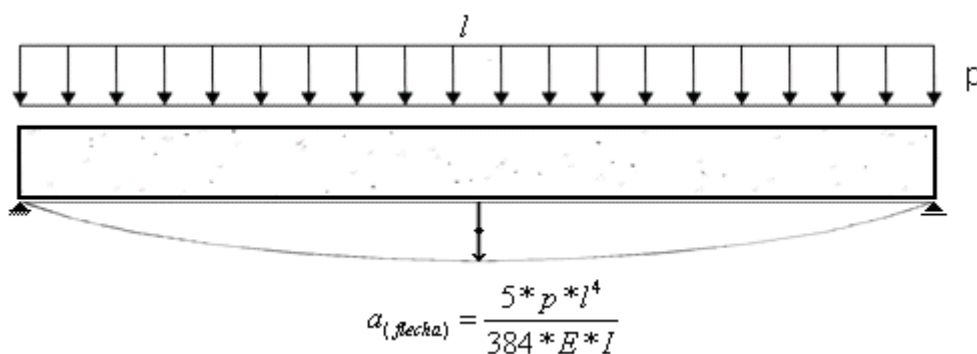


Fig.4.8. – Valor da flecha a meio vão para uma viga simplesmente apoiada

Para além das simplificações efectuadas, que conduzem a alguns erros que podem ser algo significativos, as deformações reais podem diferir ainda dos valores estimados, essencialmente devido a factores que não podem ser esquecidos, como, a dispersão das propriedades dos materiais, as condições ambientais, a história do carregamento, o grau de encastramento dos apoios, condições do terreno, etc.

Uma vez definida a expressão da flecha a utilizar, interessa agora então perceber qual o comportamento da viga quando solicitada pelo carregamento. De facto é essencial determinar se quando é solicitada pelo carregamento composto pelas duas cargas permanentes já referidas, a viga irá fendilhar ou não, pois a inércia a considerar na expressão da flecha deduzida, é a inércia da secção activa. Esta secção activa só coincide com a inércia de toda a secção rectangular, se não houver fendilhação.

Regulamentarmente, segundo o EC 2 [32], admite-se que a fendilhação ocorrerá quando o betão estiver sujeito a uma tensão de tracção por flexão maior ou igual a f_{ctm} . Admite-se então, que na combinação quase permanente de acções, ocorrerá fendilhação da viga, quando o momento na combinação quase permanente de acções (M_{cqp}) for igual ou superior ao momento de cracking (M_{cr}). No caso de uma secção rectangular o momento de cracking, para flexão simples, pode ser determinado simplifadamente pela expressão (4.10.), onde não é considerada a armadura ordinária de tracção no cálculo da inércia.

$$\sigma = \frac{M}{I_x} * y \Leftrightarrow f_{ctm} = \frac{M_{cr}}{b * h^3} * \frac{h}{2} \Leftrightarrow M_{cr} = \frac{f_{ctm} * b * h^2}{6} \quad (4.10.)$$

com,

- f_{ctm} : valor da resistência média à tracção do betão:

$$\begin{aligned} \blacksquare f_{ctm} &= 0.30 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60 \\ \blacksquare f_{ctm} &= 2.12 * \ln\left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)\right) > C50/60 \end{aligned}$$

- f_{cm} : valor da resistência média à compressão do betão:

Quadro 4.6. – Valores de f_{cm} para cada classe de betão, entre os 3 e os 28 dias

	C30	C60	C90	C120
f_{cm} (MPa)	38	68	98	128

Utilizando as alturas mínimas definidas em E.L.U. (Quadro 4.4.), determinou-se para cada hipótese, o momento na combinação quase permanente de acções (aplicando a fórmula definida em 4.5.3.) e o momento de cracking para verificar se ocorre fendilhação (Quadro 4.7.).

Quadro 4.7. – Valores do M_{cqp} e M_{cr} utilizando as alturas mínimas definidas no Quadro 4.4.

Classe de betão	h (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cqp} (kN*m)	M_{cr} (kN*m)
C30	0.5592	2.9	3667.19	453.42
C60	0.3509	4.4	2446.68	270.89
C90	0.2758	5.0	2006.64	190.16
C120	0.2323	5.6*	1551.76	151.10

* O EC 2 [32] não admite que f_{ck} possa ser superior a 90MPa, porém, para o betão C120 optou-se por aplicar a expressão de f_{ctm} válida para betões com uma classe superior a C50.

Analisando o Quadro 4.7., verifica-se que para as secções definidas em E.L.U., o M_{cr} é muito inferior ao M_{cqp} , o que indica que a secção se encontra claramente fendilhada na combinação quase permanente de acções, independentemente do betão utilizado. Conclui-se então que é necessário analisar o comportamento da viga admitindo que ocorre fendilhação, e desprezando a participação do betão traccionado entre fendas.

→ Procedimento de cálculo:

- $E_c = E_{cm}$ - como se trata de uma resposta instantânea, não existe nem fluência nem retracção, logo o módulo de elasticidade do betão a considerar na análise, terá de ser igual ao módulo de elasticidade médio, que varia consequentemente, com a variação da classe de resistência do betão;

- $E_s = 200GPa$;

- Determinação do coeficiente de homogeneização:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.11.)$$

Como se admite a fendilhação, foi necessário de seguida recorrer às equações de equilíbrio e compatibilidade, e desprezando a contribuição do betão fendilhado, determinar a posição do eixo neutro, que será obrigatoriamente coincidente com a posição do centro de gravidade da secção, pois o eixo neutro é baricêntrico da secção activa.

- Determinação do eixo neutro recorrendo às equações de equilíbrio e compatibilidade, que será coincidente com o centro de gravidade da secção:

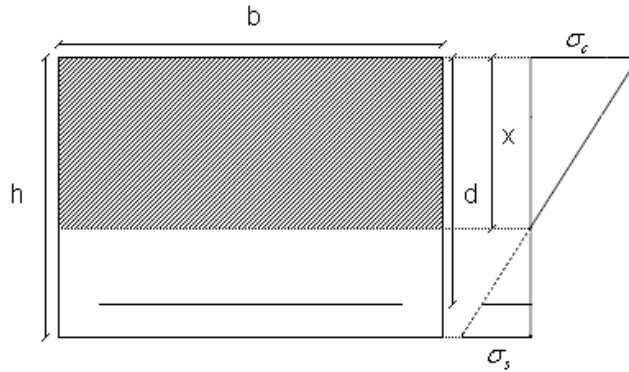


Fig.4.9. – Diagrama de tensões no estado fendilhado

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = F_s \Leftrightarrow A_c * \sigma_c = A_s * \sigma_s \Leftrightarrow \frac{x^3}{2} * \sigma_c = A_s * \sigma_s \quad (4.12.) \\ M_{cqp} = F_s * z = F_c * z \Leftrightarrow M_{cqp} = A_s * \sigma_s * \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad (4.13.) \\ \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} \Leftrightarrow \frac{\sigma_c}{E_c * x} = \frac{\sigma_s}{E_s * (d-x)} \Leftrightarrow \sigma_c * \frac{E_s}{E_c} * \frac{d-x}{x} = \sigma_s \quad (4.14.) \end{array} \right.$$

Substituindo, os vários parâmetros já conhecidos A_s , M_{cqp} , d , E_s e E_c , nas equações (4.12.), (4.13.) e (4.14.), obtém-se um sistema de três equações a três incógnitas. As incógnitas serão x (posição do eixo neutro), σ_c (tensão no betão) e σ_s (tensão no aço).

- Determinação do centro de gravidade da secção activa, para verificar que $x \equiv y_G$:

$$A_{\square} * y_1 + \alpha * A_{\circ} * y_2 = A_{total} * y_G \quad (4.14)$$

onde,

- $A_{\square}$: área da secção transversal rectangular activa ($A_{\square} = b * x$);
- y_1 : distância do centro de gravidade da figura com área $A_{\square}$ ao bordo superior da secção transversal rectangular $\left(y_1 = \frac{x}{2}\right)$;
- $A_{\circ}$: área de armadura longitudinal, de acordo com o número de varões necessário;
- y_2 : distância do centro de gravidade da armadura longitudinal ao bordo superior da secção transversal rectangular ($y_2 = d$);
- A_{total} : área total incluindo zona activa de betão e armadura ($A_{total} = A_{\square} + \alpha * A_{\circ}$);
- y_G : posição do centro de gravidade da secção constituída por zona activa de betão e pela armadura longitudinal – (incógnita).

- Determinação do momento de inércia da secção activa:

$$I_x = \frac{b * x^3}{12} + A_{\square} * d'^2 + \left[\frac{\pi * r^4}{4} + A_{\circ} * d''^2 \right] * n * \alpha \quad (4.15)$$

onde,

- b : largura da secção transversal ($b = 3m$);
- x : altura da secção transversal activa (posição do eixo neutro);
- d' : distância entre o centro de gravidade da secção activa de betão e o eixo neutro $\left(d' = \frac{x}{2}\right)$;
- r : raio de um varão da armadura longitudinal $\left(r = \frac{0.020}{2}\right)$, pois admitiu-se que a armadura era composta por varões $\varnothing 20mm$;
- $A_{\circ}$: área transversal de um varão longitudinal $\varnothing 20mm$ - $A_{\circ} = \pi * r^2$;
- d'' : distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal e o eixo neutro ($d'' = d - x$);

- n : número de varões $\varnothing 20$ que compõe a armadura longitudinal.

▪ Cálculo da flecha elástica para a combinação quase permanente de acções:

$$a_{(flecha)} = \frac{5 * p_{cqp} * l^4}{384 * E_c * I_x} \quad (4.16)$$

No Quadro 4.8., encontram-se para cada classe de betão, os valores calculados de E_c , E_s , α , y_G , I_x e finalmente $a_{(flecha)}$ obtidos pela aplicação das várias expressões definidas no procedimento de cálculo.

Quadro 4.8. – Valores de E_c , E_s , α , y_G , I_x e $a_{(flecha)}$ para as várias classes de betão

Classe de betão	E_c (GPa)	E_s (GPa)	α	$x=y_G$ (m)	I_x (m ⁴)	$a_{(flecha)}$ (m)
C30	33	200	6.06	0.1960	0.02569	0.28158
C60	39	200	5.13	0.1368	0.00723	0.56481
C90	44	200	4.55	0.1117	0.00357	0.83104
C120	48*	200	4.17	0.0966	0.00213	1.11355

* Para o cálculo de $E_c=E_{cm}$ para o betão da classe C120, o EC 2 [32] já não é válido, logo utilizou-se a expressão de E_{cm} definida pela norma norueguesa NS 3473, 1992 ($E_{cm}=9500*f_{cm,cil}^{0.3}$), por ser a que tem um limite superior de intervalo de aplicação, mais próximo da tensão de compressão de 120MPa (esta norma é aplicável a betões até uma resistência à compressão de 94MPa). Se se aplicasse a expressão do EC2, que só é válida até betões da classe C90, obter-se-ia para um C120, $E_{cm}=47$ MPa.

Analisando os resultados obtidos, expressos no Quadro 4.8., verifica-se que quanto maior é a resistência de betão, maior é o módulo de deformabilidade do betão, o que implica uma diminuição do coeficiente de homogeneização. Com o aumento da resistência do betão, a área de betão necessária diminui, a área de aço aumenta, o peso próprio diminui, diminuindo o momento flector na combinação quase permanente. Aplicando as equações de equilíbrio, verifica-se que com o aumento da resistência do betão, diminui a profundidade do eixo neutro. Ao diminuir a posição do eixo neutro, a inércia irá diminuir também, pois no cálculo desta, apenas se considera a secção activa, desprezando o efeito do betão fendilhado, que se encontra abaixo do eixo neutro. Os valores da inércia reduzem-se para valores de tal forma baixos que as deformações aumentam com o aumento da resistência do betão, apesar de favoravelmente, o módulo de elasticidade do betão aumentar e de diminuir a secção, o peso próprio, e consequentemente o valor de p_{cqp} .

Relativamente aos valores das flechas determinados, verifica-se que estes ultrapassam claramente os valores limites definidos pelo EC 2 [32], pois segundo este, para uma viga de 25m de vão, o limite é definido por $25/250=0.1$ m. No caso de se admitir a viga constituída por um betão da classe C120, obter-se-ia uma flecha de 1.1m que é um valor extremamente elevado, e que nunca poderia ser admissível em termos práticos. Saliente-se ainda que a análise elástica efectuada conduz a uma subestimação de valores da flecha reais, pois as flechas seriam ainda superiores às obtidas, caso se tivesse considerado efeitos como a fluência e a retracção.

De facto, os valores das flechas elevados obtidos são facilmente justificáveis uma vez que se adoptaram secções transversais em que a largura é muito superior à altura, logo a inércia é extremamente reduzida, e consequentemente aumenta significativamente a deformação. Esta situação é ainda mais agravada, pelo facto do vão estudado ter uma dimensão bastante considerável.

Compreende-se então a partir dos resultados do Quadro 4.8., que é o E.L.S. que condiciona a altura mínima a adoptar para a viga, uma vez que é necessário respeitar as limitações regulamentares relativas às deformações. De facto, em E.L.U., o aumento da resistência do betão permite reduzir de forma significativa a altura da viga, porém tal redução provoca claro aumento das deformações da viga. Assim, conclui-se que numa viga constituída por betão e armadura ordinária, as vantagens de utilização de um betão de maior resistência podem não ser muito significativas, se se quiser garantir flechas inferiores ao valor limite estabelecido. Ao utilizar um betão de alta resistência associado a uma maior percentagem de armadura ordinária, a principal vantagem é o aumento do módulo de deformabilidade. A redução da secção acaba no fundo por se transformar numa desvantagem, como é possível verificar nos resultados obtidos, pois esta redução de altura provoca uma diminuição muito significativa da inércia da secção, pois a altura de uma secção rectangular é um termo cúbico na expressão da inércia. Como esta diminuição da inércia é tão significativa, e os efeitos favoráveis da redução do peso próprio e do aumento do módulo de elasticidade não são suficientes para contrariar tal diminuição, a flecha aumenta, atingindo mesmo, como já foi referido, valores inaceitáveis para os valores mais elevados de resistência de betão.

O que se pretende então agora determinar são as alturas mínimas que podem ser adoptadas para cada hipótese de estudo para que sejam simultaneamente garantidas as limitações de E.L.S. e E.L.U.

4.5.6. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL RECTANGULAR DA VIGA, DE FORMA A RESPEITAR SIMULTANEAENTE AS IMPOSIÇÕES RELATIVAS A E.L.U. E E.L.S.

Esta etapa de dimensionamento consiste num processo iterativo de arbítrio da altura, em que no final se pretende obter uma flecha inferior à máxima regulamentar. Tratando-se de um processo iterativo, foi necessária a utilização do programa de cálculo automático Excel. Enumera-se de seguida o procedimento de cálculo utilizado.

→ Procedimento de cálculo:

- Começou-se por arbitrar a altura da secção (h);

- Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.):

Uma vez conhecida a altura da secção, como o objectivo era minimizar a secção transversal, definiu-se que se poderia utilizar a máxima armadura possível, mas garantindo simultaneamente a cedência e o limite máximo de armadura (igual a 4% da área de betão).

- fixou-se a extensão limite de cedência do aço através da expressão (4.17.).

$$\epsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17\text{‰} \quad (4.17.)$$

- aplicou-se a equação de compatibilidade (4.18.), onde $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$, $\varepsilon_s = \varepsilon_{syd}$ e d são conhecidos, e obteve-se a máxima profundidade do eixo neutro.

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad (4.18.)$$

- obteve-se de seguida a área máxima de armadura em cedência (A_s) pela equação de equilíbrio (4.19.), e definiu-se o número mínimo de varões $\varnothing 20$ correspondentes a A_s .

$$0.85 * \frac{f_{ck}}{1.5} * b * \chi_1 * x = A_s * \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (4.19.)$$

Tomou-se ainda em atenção o valor máximo de armadura aconselhado pelo EC 2 [32], não podendo a armadura determinada ter uma área superior a 4% da área de betão. Nas situações em que tal aconteceu o procedimento foi inverso ao até aqui enunciado pois, implicou fixar primeiro a área máxima da armadura em função da área de betão e de seguida determinar a posição do eixo neutro através da equação (4.20.), e verificar a cedência da armadura através da equação (4.21.).

$$x = \frac{A_{s,max} * f_{yd}}{f_{cd} * b * \chi_1} \quad (4.20.)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu2} * x}{(d - x)} \geq \varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4.21.)$$

- com a outra equação de equilíbrio (4.22.) verificou-se se o momento resistente (M_{Rd}), determinado com a armadura A_s , era superior ao momento de cálculo actuante (M_{Sd}), tal como necessário.

$$M_{Rd} = A_s * \frac{f_{yk}}{1.15} * (d - \chi_2 * x) \quad (4.22.)$$

▪ **Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.):**

- aplicando as três equações de equilíbrio (4.12.), (4.13.) e (4.14.), relativas a E.L.S., utilizando os valores da armadura definida para E.L.U., e o valor do momento a meio vão na combinação quase permanente definido pela nova geometria, obtém-se a posição do eixo neutro na combinação quase permanente de acções.
- determinou-se para a nova secção o momento de cracking e estabeleceu-se a comparação deste, com o momento actuante na combinação quase permanente de acções, verificando que a secção continua fendilhada apesar da altura ter aumentado.
- repetiu-se de seguida todo o procedimento de cálculo definido em 4.5.5., de análise da viga com comportamento elástico fendilhado (determinação do eixo neutro coincidente com o centro de gravidade da secção activa, determinação do momento de inércia da secção activa, e cálculo da flecha elástica para c.q.p.), mas utilizando a nova altura mínima e a nova quantidade de armadura calculada.
- comparou-se finalmente o valor da flecha obtido com o limite regulamentar, e verificou-se a validade da altura mínima adoptada.

Os valores obtidos dos vários parâmetros resultantes da aplicação do procedimento de cálculo descrito encontram-se nos Quadros 4.9. e 4.10. (Anexo 2). Note-se que apenas se apresentam nestes quadros os valores da altura mínima que de facto podem ser arbitrados para que as deformações da viga não ultrapassem o valor máximo regulamentar, porém a sua determinação implicou a realização de algumas iterações que não são apresentadas por não terem qualquer interesse prático.

Analisando detalhadamente o Quadro 4.10. constata-se que para garantir que as deformações da viga não ultrapassem o máximo regulamentar, as vantagens de utilização de um betão de alta resistência reduzem-se muito significativamente. Por exemplo, verifica-se que se se utilizar um betão C120 em vez de um betão C30, para uma viga com um vão de 25m, e 3m de largura, apenas se pode reduzir a altura em 23cm. A redução passa mesmo para 3cm, que é um valor quase insignificante, no caso de se utilizar um betão C120 em vez de um C90. Porém, no caso destes betões, esta redução é justificada pelo facto de a armadura que se poderia utilizar ser superior à máxima recomendada pelo EC 2 [32]. Como se seguiu a recomendação do EC 2 [32], fixou-se a armadura igual à máxima, o que consequentemente acabou por limitar a redução da altura mínima admissível que garante que a flecha limite não é ultrapassada.

Percebendo então, que a inércia da secção e a carga a que a estrutura estará sujeita, destacando-se a correspondente ao peso próprio, constituem parâmetros fundamentais e extremamente significativos na expressão de cálculo de flechas, compreende-se que se torna indispensável a utilização de uma secção transversal com menor área, o que se traduzirá consequentemente numa redução da carga a que a estrutura estará sujeita. Assim, entendeu-se ser indicado analisar uma secção alternativa à secção rectangular, a secção em T, que conduz a menores valores de área de secção transversal, pela sua geometria, principalmente graças à reduzida largura e à elevada altura da alma, que normalmente esta apresenta. Para além disso, uma secção em T, permite um aumento do braço entre as forças no betão e na armadura, garantindo um maior momento resistente, se for considerada a mesma armadura que a utilizada na secção rectangular. Pretende-se então perceber se o uso desta secção permitirá tirar maiores vantagens da utilização de um betão de uma classe de resistência superior.

4.5.7. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DA VIGA COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM T

A secção transversal tipo de uma viga em T é ilustrada na Fig.4.10.

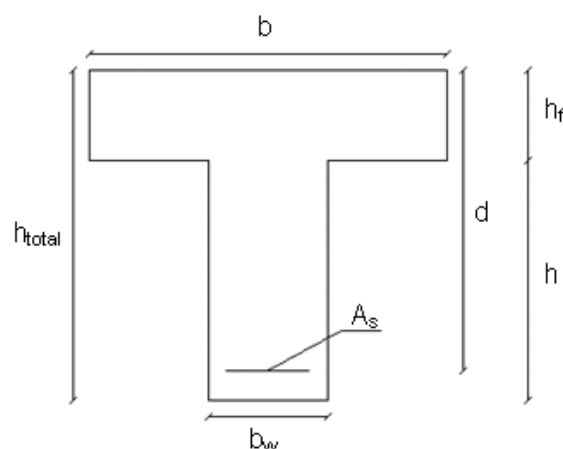


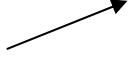
Fig.4.10. – Secção transversal em T da viga

- o Largura do banzo, b : adoptou-se 3m;
- o Altura, h_f : adoptou-se 0.15m;
- o Largura da alma, b_w : adoptou-se 0.45m;
- o Altura da alma, h : é a incógnita;
- o Distância, d : é a distância entre o bordo superior da secção transversal e o centro de gravidade dos varões de aço que compõe a armadura de tracção.

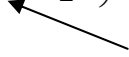
Pressuposto de cálculo para determinação de d :

→ Começando por admitir que os varões de 20mm de diâmetro estarão dispostos por quatro camadas, uma vez que estes estarão dispostos na alma, e admitindo 30mm de recobrimento e a existência de estribos de 8mm de diâmetro, resulta:

$$d = h_f + h - 0.03 - (2 * 0.02) - \left(0.02 + \frac{0.02}{2} \right) - 0.008 = h_{total} - 0.108 \text{ m}$$



2 camadas de varões até ao centro de gravidade da armadura, desde o bordo inferior da secção



Espaçamento entre as camadas de varões até ao centro de gravidade da armadura (igual ao diâmetro dos varões)

Nota: o espaçamento mínimo entre varões foi determinado de acordo com o EC 2 [32]. Segundo este, a distância livre (vertical e horizontal) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior ao menor dos valores seguintes: o diâmetro do varão, a dimensão máxima do agregado + 5mm, ou 20mm. Definiu-se então um espaçamento mínimo igual a 20mm.

A carga de cálculo actuante e a carga actuante na combinação quase permanente de acções são definidas por:

$$p_{Sd} = \gamma_G * (G_{pp} + G_1) = 1.35 * (25 * (3 * 0.15 + 0.45 * h) + 5) = 15.19 * h + 21.94 \text{ kN/m}$$

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = 25 * (3 * 0.15 + 0.45 * h) + 5 = 11.25 * h + 16.25 \text{ kN/m}$$

O momento de cálculo actuante e o momento na combinação quase permanente de acções, para meio vão, onde o momento é máximo numa viga simplesmente apoiada de 25 m:

$$M_{Sd} = \frac{p_{Sd} * l^2}{8} = \frac{(15.19h + 21.94) * 25^2}{8} = 1186.719 * h + 1713.867 \text{ kN*m}$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} * l^2}{8} = \frac{(11.25 * h + 16.25) * 25^2}{8} = 878.906 * h + 1269.531 \text{ kN*m}$$

Nesta etapa, o que se pretende é definir o valor da altura da secção, a posição do eixo neutro e a área de armadura, em cedência, que é necessária para garantir o equilíbrio, recorrendo às equações de equilíbrio e compatibilidade relativas ao E.L.U.

Tratando-se de uma secção em T, existem duas hipóteses de análise: o eixo neutro cai dentro do banzo ($x \leq h_f$) ou o eixo neutro cai na alma ($x > h_f$). Começa-se então por efectuar uma análise como a descrita para secções rectangulares, ou seja, admite-se que o eixo neutro cairá dentro do banzo. Se os resultados evidenciarem que este pressuposto é falso, a análise é um pouco mais complicada, pois torna-se necessário considerar a força de compressão no betão (F_c), como a soma de duas parcelas: força actuante na parte do banzo correspondente às abas e força actuante na alma da secção.

Começando então por admitir $x \leq 0.15m$:

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_s \Leftrightarrow f_{cd} * b * \chi_1 * x = A_s * f_{yd} \quad (4.23.) \\ \bullet M_{sd} = F_s * z = F_c * z \Leftrightarrow M_{sd} = A_s * f_{yd} * (h + h_f - 0.108 - \chi_2 * x) \quad (4.24.) \\ \bullet \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x} \quad (4.25.) \end{array} \right.$$

Substituindo, os vários parâmetros das equações (4.23.), (4.24.) e (4.25.) pelos seus valores, obtém-se um sistema de três equações a três incógnitas. As incógnitas serão h (altura da alma), x (posição do eixo neutro) e A_s (área de armadura longitudinal).

No Quadro 4.11. estão os valores de h_{total} , x e A_s obtidos por resolução do sistema de equações, para a viga de 25m de vão e para cada classe de betão considerada.

Quadro 4.11. – Valores de h_{total} , x e A_s para as várias classes de betão

Classe de betão	h (m)	h_{total} (m)	x (m)	A_s (cm ²)
C30	0.2874	0.4374	0.2032 > 0.15 ► KO!	193.00 → 62Ø20
C60	0.1901	0.3401	0.1327 < 0.15 ► OK!	252.10 → 81Ø20
C90	0.1483	0.2983	0.1036 < 0.15 ► OK!	295.40 → 95Ø20
C120	0.1214	0.2714	0.0890 < 0.15 ► OK!	338.20 → 108Ø20

Analisando os resultados obtidos, constata-se de imediato que as equações de equilíbrio definidas não são válidas no caso de se utilizar um betão da classe C30. Logo para esta classe de betão terá de se efectuar uma análise sabendo que o eixo neutro se encontra na alma.

Sabendo que para C30, $x > 0.15m$:

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_s \Leftrightarrow f_{cd} * (b - b_w) * h_f + f_{cd} * b_w * \chi_1 * x = A_s * f_{yd} \quad (4.26.) \\ \bullet M_{Sd} = F_c * z \Leftrightarrow M_{Sd} = f_{cd} * (b - b_w) * h_f * \left(h + h_f - 0.108 - \frac{h_f}{2} \right) + f_{cd} * b_w * \chi_1 * x * (h + h_f - 0.108 - \chi_2 * x) \quad (4.27.) \\ \bullet \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad (4.28.) \end{array} \right.$$

No Quadro 4.12. encontram-se os valores de h_{total} , x e A_s obtidos por resolução do sistema de equações (4.26.), (4.27.) e (4.28.), para a viga constituída por um betão da classe C30.

Quadro 4.12. – Valores de h_{total} , x e A_s utilizando um betão C30

Classe de betão	h (m)	h_{total} (m)	x (m)	A_s (cm ²)
C30	0.3002	0.4502	0.2111 > 0.15 ► OK!	179.60 → 58ø20

No Quadro 4.13., verifica-se então se o valor máximo de armadura recomendado é ou não ultrapassado nas soluções obtidas nos Quadros 4.11. e 4.12.

Quadro 4.13. – Verificação da área máxima de armadura recomendada pelo EC 2 [32]

Classe de betão	h (m)	$A_{betão}$ (m ²)	A_s (m ²)	$A_s/A_{betão}$ (%)	$A_{s,máx.} = 0.04 * A_{betão}$ (m ²)
C30	0.3002	0.5851	0.0234	3.07	0.0180 ► OK!
C60	0.1901	0.5356	0.0252	4.70	0.0214 ► KO!
C90	0.1483	0.5167	0.0295	5.72	0.0207 ► KO!
C120	0.1214	0.5046	0.0338	6.70	0.0202 ► KO!

Analisando o Quadro 4.13., verifica-se que a relação entre as áreas de armadura e betão é superior à máxima recomendada à excepção da hipótese em que a viga é constituída por C30. Desde logo seria então necessário reformular os valores de altura de alma, mas como se sabe que a análise em serviço para controlo das deformações vai ser ainda mais condicionante, admitiram-se então como válidas nesta fase, as soluções definidas nos Quadros 4.11. e 4.12.

4.5.8. DETERMINAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DA VIGA COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM T

Para determinação das flechas, é necessário antes de mais, verificar para cada hipótese estudada, se ocorre fendilhação para a combinação quase permanente de acções. No caso de uma secção em T, o momento de cracking, para flexão simples, pode ser determinado simplifadamente pela expressão (4.29.), onde não é considerada a armadura ordinária de tracção no cálculo da inércia.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} * I_x}{y_{inf.}} \quad (4.29.)$$

com,

$$y_{G,inf.} = h + h_f - \frac{b * h_f * \frac{h_f}{2} + b_w * h * \left(h_f + \frac{h}{2} \right)}{b * h_f + b_w * h} \quad \text{e} \quad y_{G,sup.} = h + h_f - y_{G,inf.}, \quad \text{sendo} \quad y_{G,inf.} \text{ e}$$

$y_{G,sup.}$ as distâncias desde o centro de gravidade da secção de betão em T à fibra inferior e à fibra superior da secção respectivamente;

$$I_x = \frac{b * h_f^3}{12} + b * h_f * \left(y_{G,sup.} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w * h^3}{12} + b_w * h * \left(y_{G,inf.} - \frac{h}{2} \right)^2$$

Utilizando as alturas mínimas da alma definidas em E.L.U. (Quadros 4.11. e 4.12.), determinou-se para cada hipótese, o momento na combinação quase permanente de acções e o momento de cracking para verificar se ocorre fendilhação (Quadro 4.14.).

Quadro 4.14. – Valores do M_{cqp} e M_{cr} utilizando as alturas mínimas definidas nos Quadros 4.11. e 4.12.

Classe de betão	h (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cqp} (kN*m)	M_{cr} (kN*m)
C30	0.3002	2.9	1533.38	237.41
C60	0.1901	4.4	1436.61	252.54
C90	0.1483	5.0	1399.87	240.18
C120	0.1214	5.6	1376.23	234.80

Analisando o Quadro 4.14., verifica-se que para as secções definidas em E.L.U, o M_{cr} é muito inferior ao M_{cqp} , o que indica que a secção se encontra claramente fendilhada na combinação quase permanente de acções, independentemente do betão utilizado. Conclui-se então que é necessário analisar o comportamento da viga admitindo que ocorre fendilhação. Começando por admitir que o eixo neutro em serviço cai no banzo, o procedimento de cálculo é em tudo idêntico ao descrito em 4.5.5., pois ao admitir o eixo neutro no banzo, a secção activa será definida no banzo e será rectangular. Daí que a análise possa ser efectuada como a descrita para secções rectangulares.

No Quadro 4.15., encontram-se para cada classe de betão, os valores calculados de E_c , α , y_G , I_x e finalmente $a_{(flecha)}$ obtidos pela aplicação das várias expressões definidas no procedimento de cálculo de secções rectangulares, que como já referido, é válido desde que o eixo neutro se encontre no banzo.

Quadro 4.15. – Valores de E_c , α , y_G , I_x e $a_{(flecha)}$ para as várias classes de betão

Classe de betão	E_c (GPa)	α	$x=y_G$ (m)	I_x (m ⁴)	$a_{(flecha)}$ (m)
C30	33	6.06	0.1261<0.15 ►OK!	0.00716	0.42221
C60	39	5.13	0.1051<0.15 ►OK!	0.00327	0.73362
C90	44	4.55	0.0935<0.15 ►OK!	0.00209	0.99013
C120	48	4.17	0.0856<0.15 ►OK!	0.00149	1.25576

Analisando os resultados obtidos, expressos no Quadro 4.15., verifica-se que a hipótese formulada do eixo neutro em serviço cair no banzo é válida, logo também é válido o procedimento de cálculo aplicado. Tal como no caso da secção rectangular, também as flechas atingem valores muito superiores ao máximo regulamentar. É então necessário determinar as alturas mínimas da alma que garantam simultaneamente as limitações de E.L.S. e E.L.U.

4.5.9. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EM T DA VIGA, DE FORMA A RESPEITAR SIMULTANEAMENTE AS IMPOSIÇÕES RELATIVAS A E.L.U. E E.L.S.

Esta etapa de dimensionamento, tal como no caso da secção ser rectangular, consiste num processo iterativo. Porém, neste caso o que se arbitra é a altura da alma da secção que no final garanta uma flecha inferior à máxima regulamentar.

→ Procedimento de cálculo:

- Começou-se por arbitrar a altura da alma da secção (h);

- Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.):

Uma vez conhecida a altura da alma, e por isso da secção, como o objectivo era minimizar a secção transversal, definiu-se que se poderia utilizar a máxima armadura possível, mas garantindo simultaneamente a cedência e o limite máximo de armadura (igual a 4% da área de betão).

- fixou-se a extensão limite de cedência do aço através da expressão (4.30.).

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17\text{‰} \quad (4.30.)$$

- aplicou-se a equação de compatibilidade (4.31.), onde $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$, $\varepsilon_s = \varepsilon_{syd}$ e d são conhecidos, e obteve-se a máxima profundidade do eixo neutro.

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \quad (4.31.)$$

- como se pretende colocar a maior quantidade de armadura possível, mas garantindo a cedência desta, logicamente que se pretende que o eixo neutro em E.L.U. desça o máximo, caindo então sobre a

alma, ou seja, $x > 0.15$. Para obter a área máxima de armadura em cedência (A_s) é necessário aplicar a equação de equilíbrio (4.32.) e definir o número mínimo de varões $\phi 20$ correspondentes a A_s .

$$f_{cd} * (b - b_w) * h_f + f_{cd} * b_w * \chi_1 * x = A_s * f_{yd} \quad (4.32.)$$

Tomou-se ainda em atenção o valor máximo de armadura aconselhado pelo EC 2 [32], não podendo a armadura determinada ter uma área superior a 4% da área de betão. Nas situações em que tal aconteceu o procedimento foi inverso ao até aqui enunciado pois, implicou fixar primeiro a área máxima da armadura em função da área de betão e de seguida determinar a posição do eixo neutro. Porém, para determinar a posição do eixo neutro é necessário aplicar a equação (4.33.) em vez da (4.34.), pois ao aplicar esta última obter-se-iam valores de eixo neutro negativo, o que significa que ao limitar a armadura a $A_{s,max}$, o eixo neutro já cairá no banzo, sendo aplicável a equação de equilíbrio normalmente utilizada para secções rectangulares.

$$x = \frac{A_{s,max} * f_{yd}}{f_{cd} * b * \chi_1} \quad (4.33.)$$

$$x = \frac{A_{s,max} * f_{yd}}{f_{cd} * (b - b_w) * h_f + f_{cd} * b_w * \chi_1} \quad (4.34.)$$

Verificou-se ainda a cedência da armadura através da equação (4.35.)

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu2} * x}{(h + h_f - 0.108 - x)} \geq \varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4.35.)$$

- com a equação de equilíbrio (4.36.), se $x > h_f$, ou com a equação (4.37.) se $x \leq h_f$, verificou-se se o momento resistente (M_{Rd}), determinado com a armadura A_s ou $A_{s,max}$ respectivamente, era superior ao momento de cálculo actuante (M_{Sd}), tal como necessário.

$$M_{Rd} = f_{cd} * (b - b_w) * h_f * \left(h + h_f - 0.108 - \frac{h_f}{2} \right) + f_{cd} * b_w * \chi_1 * x * (h + h_f - 0.108 - \chi_2 * x) \quad (4.36.)$$

$$M_{Rd} = A_s * \frac{f_{yk}}{1.15} * (d - \chi_2 * x) \quad (4.37.)$$

▪ Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.):

- começou-se por aplicar as três equações de equilíbrio (4.12.), (4.13.) e (4.14.), relativas a E.L.S., começando então por admitir que o eixo neutro se encontrava no banzo e a secção podia ser analisada como uma secção rectangular. Nestas equações utilizou-se a armadura definida em E.L.U. e o valor do momento a meio vão na combinação quase permanente definido pela nova geometria. Como se verificou que utilizando estas equações se obtinha um eixo neutro a cair na alma, constatou-se que estas não poderiam então ser utilizadas.

Para, em serviço, determinar qual a posição do eixo neutro na alma, calculou-se o momento estático pela expressão (4.38.).

$$b * h_f * \left(x - h_f + \frac{h_f}{2} \right) + (x - h_f) * b_w * \left(\frac{x - h_f}{2} \right) = A_s * (h + h_f - 0.108 - x) * \alpha \quad (4.38.)$$

- determinou-se para a nova secção o momento de cracking, tendo sido necessário calcular a nova inércia e a nova posição do centro de gravidade da secção, e estabeleceu-se a comparação deste, com o momento actuante na combinação quase permanente de acções, verificando que a secção continua fendilhada, apesar da altura ter aumentado.
- repetiu-se de seguida todo o procedimento de cálculo definido em 4.5.5., de análise da viga com comportamento elástico fendilhado (determinação do eixo neutro coincidente com o centro de gravidade da secção activa, determinação do momento de inércia da secção activa, e cálculo da flecha elástica para c.q.p.), mas utilizando a nova altura mínima, a nova quantidade de armadura calculada, e fazendo as adaptações necessárias, já que em serviço, como o eixo neutro cai na alma, a secção activa é uma secção em T (aplicação das expressões (4.39.) e (4.40.).

$$x \equiv y_G = \frac{\left(b * h_f * \frac{h_f}{2} \right) + \left(b_w * (x - h_f) * \left(h_f + \frac{x - h_f}{2} \right) \right) + \alpha * A_s * d}{(b * h_f + b_w * (x - h_f) + \alpha * A_s)} \quad (4.39.)$$

$$I_x = \frac{b * h_f^3}{12} + b * h_f * \left(x - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w * (x - h_f)^3}{12} + b_w * (x - h_f) * \left(\frac{x - h_f}{2} \right)^2 + \left[\frac{\pi * \left(\frac{0.02}{2} \right)^4}{4} + \pi * \left(\frac{0.02}{2} \right)^2 * (d - x)^2 \right] * \alpha * n_{\text{varões}}^p \quad (4.40.)$$

- comparou-se finalmente o valor da flecha obtido com o limite regulamentar, e verificou-se a validade da nova altura mínima adoptada.

Os valores obtidos dos vários parâmetros resultantes da aplicação do procedimento de cálculo resumido descrito atrás encontram-se nos Quadros 4.16. e 4.17. (Anexo 3). Note-se que apenas se apresentam nestes quadros os valores da altura mínima que de facto podem ser arbitrados para que as deformações da viga não ultrapassem o valor máximo regulamentar, porém a sua determinação implicou a realização de algumas iterações que não são apresentadas por não terem qualquer interesse prático.

Analizando detalhadamente o Quadro 4.17. constata-se que tal como na análise da viga com secção rectangular, também no caso de se utilizar uma secção de betão em T, com armadura ordinária, são pouco significativas as vantagens de utilização de um betão de melhor resistência, se se pretender garantir que as deformações da viga não ultrapassem o máximo regulamentar.

Considerando apenas a utilização de armadura ordinária verifica-se que a principal vantagem de utilização de uma secção em T em vez de uma rectangular, reside no facto dos resultados obtidos para a primeira, implicarem a utilização de uma menor área, algo que é sem dúvida vantajoso em termos económicos. Porém a utilização de uma viga em T conduz a menores inércias, pois a secção activa tem uma altura menor do que a obtida em secções rectangulares.

Conclui-se então que ambas as soluções requerem elevadas quantidades de armadura e é ainda importante salientar que foi arbitrada de forma subestimada, a distância entre o bordo superior da secção transversal e o centro de gravidade dos varões de aço que compõe a armadura de tracção, em ambos os tipos de secção analisada, pois face ao elevado número de varões necessário, estes

obrigatoriamente teriam de estar dispostos por uma elevado número de camadas. Porém tratando-se de um estudo simplificado e paramétrico, não se considerou ser de real importância repetir todos os cálculos, mas arbitrando inicialmente uma distância d mais realista.

Sintetizando, interessa concluir que o controlo de deformação em vigas de vão elevado é extremamente condicionante na tentativa de otimizar qualquer tipo de secção utilizando betões de elevadas resistências. Porém percebe-se facilmente que a utilização de uma viga em T quando comparada com uma secção rectangular, implica uma diminuição muito significativa do peso próprio e da armadura necessária, para além de se tornar obviamente numa solução esteticamente mais leve e agradável. Nos Quadros 4.18. e 4.19., estão evidenciadas as diferenças da utilização de uma secção em T.

Quadro 4.18. – Área mínima da secção transversal que garante um bom comportamento simultaneamente em condições de E.L.U. e E.L.S.

Classe de betão	$A_{\text{secção rectangular}} \text{ mínima (m}^2\text{)}$	$A_{\text{secção em T}} \text{ mínima (m}^2\text{)}$
C30	$3 \times 0.90 = 2.70$	$3 \times 0.15 + 0.45 \times 0.65 = 0.743$
C60	$3 \times 0.75 = 2.25$	$3 \times 0.15 + 0.45 \times 0.55 = 0.698$
C90	$3 \times 0.70 = 2.10$	$3 \times 0.15 + 0.45 \times 0.54 = 0.693$
C120	$3 \times 0.67 = 2.01$	$3 \times 0.15 + 0.45 \times 0.53 = 0.689$

Conclui-se por análise do Quadro 4.18. que em vigas de 25m de vão é muito significativa a diferença em termos de área de betão, de utilizar uma secção rectangular ou em T. De facto, o uso de uma secção em T permite uma minimização da secção de betão em cerca de 30% para todas as classes de betão estudadas, o que ao longo de todo o comprimento da viga, se reflectirá numa poupança de aproximadamente 40m^3 de betão, traduzindo-se então num indiscutível benefício económico.

Quadro 4.19. – Valores da carga actuante na combinação quase permanente de acções para as alturas mínimas da secção transversal definidas

Classe de betão	$p_{\text{cqp}} \text{ secção rectangular (KN/m)}$	$p_{\text{cqp}} \text{ secção em T (KN/m)}$
C30	72.50	23.56
C60	61.25	22.44
C90	57.50	22.33
C120	55.25	22.21

Analisando o Quadro 4.19., constata-se que a minimização da área da secção de betão obtida por utilização de uma secção em T, garante consequentemente uma redução significativa da carga actuante sobre a estrutura. Essa redução é mais evidente no caso de utilização de um betão C30. Porém em todas as hipóteses, essa redução é superior a 50%, o que permite compensar o efeito desfavorável para o valor final da flecha, do facto das secções em T definidas, terem menores valores de inércia que as secções rectangulares, comparando as duas soluções para cada classe de betão.

4.6. UTILIZAÇÃO DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO

Percebendo então que uma secção em T permite uma clara minimização do peso próprio, nesta etapa, pretendeu-se analisar as vantagens de utilizar o pré-esforço numa viga com esta geometria e extensão.

A introdução do pré-esforço permite um melhor comportamento da estrutura, pois associado à sua utilização emergem inúmeras vantagens. Vencer maiores vãos, maiores esbeltezas, diminuição do peso próprio, melhoria do comportamento em serviço, utilização de betões e aços de alta resistência, incremento de ductilidade das obras, evitando a fendilhação são todas razões inegáveis para que a utilização do pré-esforço se torne na melhor solução para a viga de 25m de vão abordada neste capítulo.

As armaduras de pré-esforço são constituídas por aço de alta resistência, e podem ser compostas por fios, cordões e barras. Neste estudo entendeu-se ser adequado a utilização de cordões com as características descritas no Quadro 4.20.

Quadro 4.20. – Características dos aços utilizados em armaduras de pré-esforço

	$f_{p0.1k}$	f_{pk}	E_p
cordões	1670	1860	195±10

com,

- $f_{p0.1k}$: valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;
- f_{pk} : valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;
- E_p : módulo de elasticidade do pré-esforço.

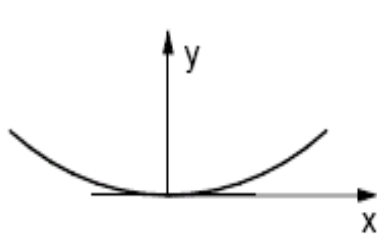
O pré-esforço é, por definição, uma deformação imposta, daí que a sua aplicação numa estrutura isostática, como a que é analisada neste capítulo, não introduz esforços adicionais.

Relativamente às características do traçado do cabo, é essencial que a escolha deste seja feita com base no diagrama de esforços das cargas permanentes. Uma vez que a estrutura analisada (viga simplesmente apoiada) apenas está sujeita a cargas permanentes uniformemente distribuídas, o traçado do cabo deve ser parabólico (2º grau), deverá cruzar o centro de gravidade da secção nas extremidades (zona de momentos nulos), e deverá ainda ser aproveitada a excentricidade máxima a meio vão, que corresponde à zona de maior momento devido às acções aplicadas. Saliente-se que para definir a excentricidade máxima geometricamente admissível, é necessário ter em conta aspectos como a dimensão da bainha, o recobrimento ($c > \phi_{bainha}$), a excentricidade do cabo dentro da bainha e as tolerâncias de posicionamento. Para além disto, deve logicamente respeitar-se as restrições de ordem prática construtiva e os limites correspondentes às dimensões das ancoragens e resistência do betão. São de seguida enunciadas as principais características do traçado parabólico adoptado.

- Equação geral da parábola:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (4.41.)$$

Mas caso se utilize um referencial local, tal como na Fig.4.11., vem:



$$- y(x = 0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$- y'(x = 0) = 0 \Rightarrow b = 0$$

Resulta simplificada que: $y = ax^2$, sendo o parâmetro a determinado através de um ponto (x,y) de coordenadas conhecidas.

Fig.4.11. – Parábola com referencial local

A acção do pré-esforço pode ser simulada através de cargas – cargas equivalentes ao pré-esforço (Fig.4.12.).

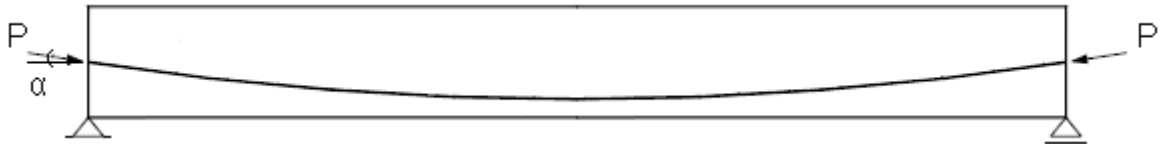


Fig.4.12. – Método das cargas equivalentes ao pré-esforço

Na zona de ancoragem, como $tg(\alpha) \cong sen(\alpha)$ e $cos(\alpha) \cong 1$ pode considerar-se simplificada que P é equivalente à consideração de duas componentes, como representado na Fig.4.13.

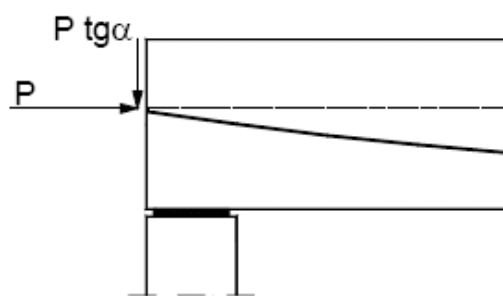


Fig.4.13. – Cargas equivalentes ao pré-esforço, a considerar na zona da ancoragem

Para uma viga simplesmente apoiada e sujeita unicamente a cargas uniformemente distribuídas, o traçado do cabo será parabólico, podendo então a acção do pré-esforço ser simulada através do seguinte sistema de cargas representado na Fig.4.14., onde y' e y'' são a primeira e a segunda derivada da equação parabólica do cabo.

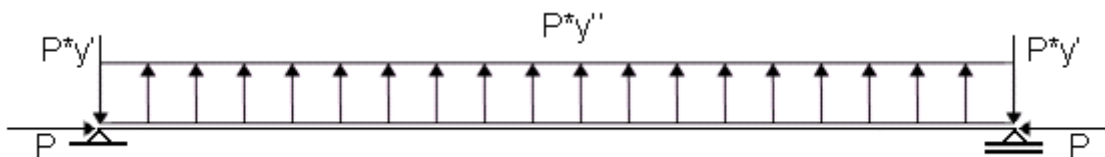


Fig.4.14. – Acção total do pré-esforço simulada através de cargas equivalentes a este

De acordo com o EC 2 [32], a força máxima a aplicar num cabo de pré-esforço é dada pela expressão (4.42.):

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max} \quad (4.42.)$$

onde,

- A_p : área da secção transversal da armadura de pré-esforço;
- $\sigma_{p,\max}$: tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço, $= \min\{0.8 * f_{pk}; 0.9 * f_{p0.1k}\}$.

Esta é a força de puxe na origem do cabo (ancoragem activa). Porém ocorrem perdas instantâneas devidas à deformação elástica do betão, se existir mais do que um cabo de pré-esforço, ao atrito entre o cordão e a bainha, e devidas ao deslocamento da armadura nos dispositivos de ancoragem (reentrada de cabos). Estas perdas estão normalmente compreendidas entre 8 a 15%. Então, o valor da força de pré-esforço inicial ($P_{m0}(x)$) na idade $t=t_0$, aplicada imediatamente após tracção e a amarração das armaduras, obtém-se deduzindo à força aplicada ($P_{\max}$), as perdas instantâneas, não devendo exceder o valor definido na expressão (4.43.).

$$P_{m0}(x) = A_p * \sigma_{pmo}(x) \quad (4.43.)$$

onde,

- $\sigma_{pmo}(x)$: tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço, igual ao $\min\{0.75 * f_{pk}; 0.85 * f_{p0.1k}\}$.

Ao longo do tempo, deve também considerar-se que ocorrem perdas diferidas de pré-esforço (12%-15%) devidas à fluência e retracção do betão, e à relaxação a longo prazo do aço de pré-esforço. A força de pré-esforço após consideração das perdas instantâneas e diferidas denomina-se força de pré-esforço útil ou a tempo infinito (P_{∞}). O valor da força útil de pré-esforço pode ser estimada através dos seguintes critérios:

- Critério de balanceamento das cargas: $q_{eq} \cong (0.8 \text{ a } 0.9) * q_{cqp}$;
- Critério da limitação da deformação: $\delta_{total} = (1 + \varphi) * (\delta_{cqp} - \delta_{pe}) \leq \delta_{admissivel}$,

$$\text{com } \delta_{pe} = (0.8 \text{ a } 0.9) * \delta_{cqp} ;$$

- Critério da descompressão: na prática pretende-se assegurar que não existem tensões ao nível da fibra extrema que ficaria mais traccionada (ou menos comprimida) por efeitos dos esforços actuantes, com exclusão do pré-esforço.

A verificação de segurança ao estado limite último de flexão pode ser efectuada considerando o pré-esforço do lado da resistência ou do lado da acção. Optou-se por considerar o pré-esforço do lado da resistência, considerando então as seguintes equações de equilíbrio:

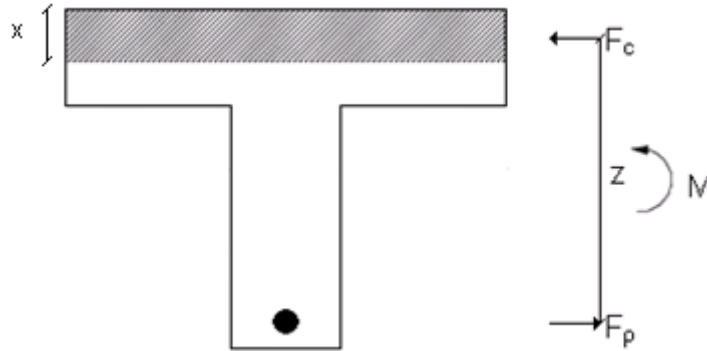


Fig.4.15. – Braço das forças e posição do eixo neutro em E.L.U. (secção em T)

→ Equações de equilíbrio, se $x \leq h_f$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_p \Leftrightarrow \frac{f_{ck}}{1.5} * b * \chi_1 * x = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \\ \bullet M_{Rd} = F_p * z \Leftrightarrow M_{Rd} = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} * (d - \chi_2 * x) \end{array} \right. \quad (4.45.)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_p \Leftrightarrow \frac{f_{ck}}{1.5} * b * \chi_1 * x = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \\ \bullet M_{Rd} = F_p * z \Leftrightarrow M_{Rd} = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} * (d - \chi_2 * x) \end{array} \right. \quad (4.44.)$$

De seguida enumera-se o procedimento utilizado para análise do comportamento de uma viga pré-esforçada, de secção em T e com 25m de vão. O critério de pré-dimensionamento do pré-esforço utilizado foi o critério da limitação da deformação. Assim, pretendeu-se determinar pelo método das cargas equivalentes, a força útil de pré-esforço que gera uma flecha aproximadamente igual a 80% da flecha provocada pelas cargas na combinação quase permanente. Considerou-se o efeito da fluência de forma simplificada, e estabeleceu-se 0.1m (vão/250) como a flecha máxima admissível. Tratou-se de um processo iterativo, em que o objectivo é então determinar a mínima altura da alma que pode ser utilizada para que o limite máximo da flecha não seja atingido.

4.6.1. DEFINIÇÃO EXACTA DA GEOMETRIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA EM T

No Quadro 4.21., indicam-se já os valores finais mínimos da altura da alma admissíveis para que a flecha seja cumprida. Porém a sua definição implicou a realização de algumas iterações seguindo as várias etapas de cálculo de seguida enunciadas. No Quadro 4.21., a última coluna representa o momento a meio vão, onde é máximo numa secção simplesmente apoiada sujeita apenas a cargas uniformemente distribuídas, na combinação quase permanente de acções.

Quadro 4.21. – Geometria da secção em T e valores da carga e do momento a meio vão na c.q.p.

Classe de betão	b (m)	b _w (m)	h _f (m)	h (m)	h _{total} (m)	E _c (GPa)	p _{cqp} (kN/m)	M _{cqp} (kN*m)
C30	3	0.45	0.15	0.54	0.69	33	22.33	1744.14
C60	3	0.45	0.15	0.42	0.57	39	20.98	1638.67
C90	3	0.45	0.15	0.36	0.51	44	20.30	1585.94
C120	3	0.45	0.15	0.32	0.47	48	19.85	1550.78

4.6.2. DETERMINAÇÃO DO CENTRO DE GRAVIDADE E DA INÉRCIA DA SECÇÃO

A distância entre o centro de gravidade e a fibra inferior e superior, e a inércia da secção em T foram calculados através das expressões (4.46.) e (4.47.), não considerando ainda a armadura de pré-esforço, pois esta ainda não foi determinada.

$$y_{G,sup.} = \frac{b * h_f * \frac{h_f}{2} + b_w * h * \left(h_f + \frac{h}{2} \right)}{b * h_f + b_w * h} \text{ e } y_{G,inf.} = h + h_f - y_{G,sup.} \quad (4.46.)$$

sendo $y_{G,inf.}$ e $y_{G,sup.}$ as distâncias desde o centro de gravidade da secção de betão em T, à fibra inferior e à fibra superior da secção respectivamente.

$$I_x = \frac{b * h_f^3}{12} + b * h_f * \left(y_{G,sup.} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w * h^3}{12} + b_w * h * \left(y_{G,inf.} - \frac{h}{2} \right)^2 \quad (4.47.)$$

No Quadro 4.22. encontram-se representados os valores de $y_{G,sup.}$, $y_{G,inf.}$ e I_x para cada geometria e classe de betão considerada.

Quadro 4.22. – Valores de $y_{G,sup.}$, $y_{G,inf.}$ e I_x para as várias classes de betão

Classe de betão	$y_{G,sup.}$ (m)	$y_{G,inf.}$ (m)	I_x (m ⁴)
C30	0.1960	0.4940	0,02553
C60	0.1593	0.4107	0.01443
C90	0.1425	0.3675	0.01034
C120	0.1320	0.3380	0.00810

4.6.3. DEFINIÇÃO DO TRAÇADO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

Utilizando um referencial local, tal como detalhado atrás, é possível obter a equação que define o traçado do cabo. Considerando a origem do referencial local a meio vão, no ponto de tangencia nula, tem-se então que $y(x=0) = 0 \Rightarrow c = 0$ e $y'(x=0) = 0 \Rightarrow b = 0$, logo a equação da parábola será definida por: $y = ax^2$, sendo o parâmetro a determinado através de um ponto (x,y) de coordenadas conhecidas. O ponto de coordenadas conhecidas será então $(x=v\grave{a}o/2; y=e=y_{G,inf}-a_b)$. Sendo e a excentricidade do cabo, $y_{G,inf}$ a distância entre o centro de gravidade da secção em T e o bordo inferior da secção, e a_b a distância, a meio vão, entre o bordo inferior da secção e o centro geométrico da bainha. Tendo em conta as tolerâncias de posicionamento e sabendo que o recobrimento deve ser maior que o diâmetro da bainha, adoptou-se $a_b=0.15m$.

$$y = ax^2 \Leftrightarrow a = \frac{y_{G,inf} - 0.15}{12.5} \quad (4.48.)$$

Quadro 4.23. – Valores do parâmetro a , e equação que define o traçado do cabo para cada hipótese analisada

Classe de betão	a	Equação da parábola (cabo)
C30	0.002201	$y=0.002201x^2$
C60	0.001669	$y=0.001669x^2$
C90	0.001392	$y=0.001392x^2$
C120	0.001203	$y=0.001203x^2$

4.6.4. DETERMINAÇÃO DA FORÇA ÚTIL DE PRÉ-ESFORÇO, APLICANDO O MÉTODO DAS CARGAS EQUIVALENTES

No Quadro 4.24. estão definidas as equações das parábolas, das primeiras e das segundas derivadas destas, algo que é fundamental para aplicação do método das cargas equivalentes.

Quadro 4.24. – Equações da parábola, da primeira derivada e da segunda derivada

Classe de betão	$y=ax^2$	$y'=2ax$	$y''=2a$
C30	$y=0.002201x^2$	$y'=0.004404x$ $y'(x=12.5m)=0.05504$	$y''=0.004404$
C60	$y=0.001669x^2$	$y'=0.003337x$ $y'(x=12.5m)=0.04171$	$y''=0.003337$
C90	$y=0.001392x^2$	$y'=0.002784x$ $y'(x=12.5m)=0.03480$	$y''=0.002784$
C120	$y=0.001203x^2$	$y'=0.002407x$ $y'(x=12.5m)=0.03009$	$y''=0.002407$

No Quadro 4.25. encontram-se as cargas equivalentes, que permitem a obtenção da força útil de pré-esforço.

Quadro 4.25. – Cargas equivalentes – uniformemente distribuída e nas extremidades do cabo

Classe de betão	Força horizontal na extremidade	Força vertical na extremidade	Força uniformemente distribuída
C30	P	$P \cdot \tan(\alpha) = P \cdot y'(x=12.5) = 0.05504 \cdot P$	$P \cdot y'' = 0.004404 \cdot P$
C60	P	$P \cdot \tan(\alpha) = P \cdot y'(x=12.5) = 0.04171 \cdot P$	$P \cdot y'' = 0.003337 \cdot P$
C90	P	$P \cdot \tan(\alpha) = P \cdot y'(x=12.5) = 0.03480 \cdot P$	$P \cdot y'' = 0.002784 \cdot P$
C120	P	$P \cdot \tan(\alpha) = P \cdot y'(x=12.5) = 0.03009 \cdot P$	$P \cdot y'' = 0.002407 \cdot P$

NOTA: $\sum F_{eq} \cong 0 \rightarrow$ Verificação para C30: $2 \cdot 0.05504 \cdot P = 25 \cdot 0.004404 \cdot P \rightarrow$ OK!

Então, a força útil de pré-esforço capaz de balancear cerca de 80% das cargas quase permanente é determinada por aplicação da expressão (4.49.). Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.26.

$$P_{\infty} \cdot y'' \cdot l = 80\% \cdot p_{cqp} \cdot l \Leftrightarrow P_{\infty} = \frac{80\% \cdot p_{cqp}}{y''} \quad (4.49.)$$

Quadro 4.26. – Valores da força de pré-esforço a tempo infinito

Classe de betão	$0.8 \cdot p_{cqp}$ (kN/m)	$y''=2a$	P_{∞} (kN)
C30	17.86	0.004404	4055.83
C60	16.78	0.003337	5028.45
C90	16.24	0.002784	5833.33
C120	15.88	0.002407	6598.01

4.6.5. DETERMINAÇÃO DA FORÇA MÁXIMA DE TENSIONAMENTO E DA ÁREA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

Admitindo perdas imediatas e perdas diferidas da ordem dos 12%, obtém-se os valores da força de pré-esforço inicial (P_0) e da força de pré-esforço máxima ($P_{\max.}$). Numa fase posterior, quando todo o traçado e geometria do cabo, e a área de pré-esforço já tivessem sido definidos, dever-se-iam ter calculado detalhadamente as perdas (instantâneas e diferidas) ao longo da viga, já que estas variam ao longo desta. Porém, considerou-se que tal não era essencial em função dos objectivos da análise que se está a efectuar.

$$P_{\max} \rightarrow 12\% \text{ perdas instantâneas} \rightarrow P_0 \rightarrow 12\% \text{ perdas diferidas} \rightarrow P_{\infty}$$

Quadro 4.27. – Valores de $P_{\max}$, P_0 e P_{∞}

Classe de betão	P_{∞} (kN)	P_0 (kN)	$P_{\max}$ (kN)
C30	4055.83	4608.90	5237.39
C60	5028.45	5714.14	6493.35
C90	5833.33	6628.79	7532.71
C120	6598.01	7497.73	8520.15

Uma vez conhecida a força máxima de tensionamento, torna-se possível determinar a área da secção transversal da armadura de pré-esforço.

$$A_p = \frac{P_{\max}}{\sigma_{p,\max}} \quad (4.50.)$$

onde,

$$- \sigma_{p,\max} = \min \{0.8 \cdot 1860; 0.9 \cdot 1670\} = \min \{1488; 1503\} = 1488 \text{ MPa}$$

Por questões económicas, é vantajoso utilizar cabos standards dos sistemas de pré-esforço (número de cordões que preencham na totalidade uma ancoragem). Então o diâmetro da bainha, tal como o número de cordões por cabo e até o número de cabos foram definidos tendo como base os catálogos da “VSL Construction Systems” [61]. Com base nestes catálogos, admitiu-se a utilização de cordões de 0.5” com uma área nominal de 0.99 cm^2 e cordões de 0.6” com uma área de 1.4 cm^2 . Admitiu-se ainda a utilização de uma ancoragem na extremidade do tipo *EC*. Nos casos em que sejam utilizados mais do que um cabo, pondera-se a hipótese de aumentar a largura da alma da viga na zona da extremidade, caso seja necessário, face às dimensões mínimas catalogadas da placa de ancoragem.

Quadro 4.28. – Valores de $P_{\max}$ e A_p para cada solução

Classe de betão	$P_{\max}$ (kN)	A_p (cm^2)
C30	5237.39	35.20 → 1 cabo de 37 cordões 0.5” (A=36.63)
C60	6493.35	43.64 → 1 cabo de 37 cordões 0.6” (A=51.80)
C90	7532.71	50.62 → 1 cabo de 37 cordões 0.6” (A=51.80)
C120	8520.15	57.26 → 2 cabos de 31 cordões 0.5” (A=61.38)

Interessa agora verificar se não é excedida a tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço, admitindo que as perdas instantâneas são constantes ao longo da viga:

$$\sigma = \frac{P_0}{A_p} \leq \sigma_{p0} \quad (4.51.)$$

onde,

$$- \sigma_{po} = \min \{0.75 * 1860; 0.85 * 1670\} = \{1395; 1419.5\} = 1395 \text{ MPa}$$

Quadro 4.29. – Verificação de que a tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço, não excede σ_{po}

Classe de betão	P_0 (kN)	A_p (cm ²)	$\sigma \leq \sigma_{po}$ (MPa)
C30	4608.90	36.63	1258 < 1395 ► OK!
C60	5714.14	51.80	1103 < 1395 ► OK!
C90	6628.79	51.80	1280 < 1395 ► OK!
C120	7497.73	61.38	1222 < 1395 ► OK!

Conclui-se então que devem ser utilizadas as soluções propostas no Quadro 4.28. Constata-se que o uso de um betão de maior resistência permite utilizar uma maior quantidade de armadura de pré-esforço que irá contrariar o efeito das cargas, e assim permitir o uso de uma secção de menor altura de alma, ou seja, menor área de betão.

4.6.6. VERIFICAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE FENDILHAÇÃO NA COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE DE ACÇÕES

Para determinação das flechas, é necessário antes de mais conhecer o valor da inércia da secção activa. Assim é essencial verificar se ocorre fendilhação para a combinação quase permanente de acções. No caso de uma secção em T, o momento de cracking para a secção de meio vão, em flexão composta, pode ser determinado através da expressão (4.52.).

$$-\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{M_{cr}}{I_x} * y_{G,inf} - \frac{P_{\infty} * e}{I_x} * y_{G,inf} \leq f_{ctk,0.05} = 0.7 * f_{ctm} \quad (4.52.)$$

Quadro 4.30. – Verificação se ocorre fendilhação na c.q.p.

Classe de betão	P_{∞} (kN)	A_c (m ²)	I_x (m ⁴)	$y_{G,inf}$ (m)	e (m)	$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	M_{cr} (kN*m)	M_{cqp} (kN*m)
C30	4055.83	0.693	0.02553	0.4940	0.3440	2.0	1801.11	1744.14
C60	5028.45	0.639	0.01443	0.4107	0.2607	3.1	1696.42	1638.67
C90	5833.33	0.612	0.01034	0.3675	0.2175	3.5	1635.37	1585.94
C120	6598.01	0.594	0.00810	0.3380	0.1880	3.9	1600.60	1550.78

Analisando o Quadro 4.30., percebe-se que não ocorre fendilhação na combinação quase permanente de acções em todas as hipóteses formuladas. Assim a inércia que entra na expressão da flecha, é a inércia da secção activa, que neste caso como não há fendilhação, corresponderá à secção total da viga em T. Note-se que se utilizou simplificada os valores da inércia e da posição do centro de gravidade determinados em 4.6.2., por se considerar que a contabilização do pré-esforço não introduziria praticamente alterações nos valores destes parâmetros, pois a área de pré-esforço tem uma dimensão desprezável quando comparada com a de betão.

4.6.7. CÁLCULO DAS FLECHAS E COMPARAÇÃO COM O LIMITE MÁXIMO ADMISSÍVEL

Ao existir pré-esforço, a flecha a determinar será então a diferença entre a flecha causada pelas cargas quase permanentes (p_{cqp}) e a flecha no sentido ascendente provocada pela acção de pré-esforço ($p_{p.e.}$), que por sua vez é igual a $80\% \cdot p_{cqp}$, pois a força útil de pré-esforço foi estimada de forma a balancear cerca de 80% das cargas quase permanentes. De forma resumida a flecha e contra-flecha foram determinadas através da aplicação das expressões (4.53.) e (4.54.).

$$a_{cqp} = \frac{5 \cdot p_{cqp} \cdot 25^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad (4.53.)$$

$$a_{p.e.} = \frac{5 \cdot p_{p.e.} \cdot 25^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0.8 \cdot p_{cqp} \cdot 25^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad (4.54.)$$

Porém, não foi apenas com a diferença entre as flechas provocadas pelas cargas e pelo pré-esforço que se comparou a flecha máxima admissível ($a_{lim.}=0.1m$). De facto, esta diferença foi ainda multiplicada por $(1+\text{coeficiente de fluência})$, para que de forma simplificada e aproximada fosse tido em conta o efeito da fluência, e ter assim uma ideia mais realista do intervalo onde se situariam as flechas a tempo infinito, quando a viga é sujeita a um carregamento diferido no tempo, tal como ocorre na realidade. A flecha a tempo infinito foi determinada pela expressão (4.55.).

$$a_{\infty} \approx (1 + \varphi) \cdot (a_{c.q.p.} - a_{p.e.}) < a_{adm} = 0.1m \quad (4.55.)$$

Foi então necessário calcular para cada hipótese o coeficiente de fluência. Como a fluência depende da composição do betão, foi necessário determinar o coeficiente de fluência para cada hipótese estudada, tendo como base o Anexo B, do Eurocódigo 2 [32]. Todas as equações básicas para determinação do coeficiente de fluência foram já descritas em 3.6.1. Assim no Quadro 4.31. apresentam-se os valores dos vários parâmetros que permitiram a determinação do coeficiente de fluência. No Quadro 4.32. identificam-se os valores das flechas a tempo infinito para cada uma das hipóteses estudadas. Saliente-se ainda que para o cálculo do coeficiente de fluência, foi necessário arbitrar a humidade relativa do meio ambiente, a temperatura média, a idade do betão à data de carregamento e a classe de cimento. Fixou-se então:

- $RH = 60\%$;
- *Temperatura média* = $22^{\circ}C$, durante 5 dias $\rightarrow (T(\Delta t_i)) = (T(5)) = 22^{\circ}C$, por se admitir que o pré-esforço é aplicado cinco dias após a betonagem efectuada numa única etapa da viga;
- *Cimento da Classe R.*.

Quadro 4.31. – Parâmetros que permitem a determinação do coeficiente de fluência a tempo infinito

Classe de betão	h_0 (mm)	α_1	α_2	φ_{RH}	$\beta(f_{cm})$	$t_{0,T}$ (dias)	t_0 (dias)	$\beta(t_0)$	$\varphi(t_{\rightarrow\infty}, t_0) = \varphi_0$
C30	286,96	0.944	0.984	1.547	2.725	5.47	9.12	0.604	2.55
C60	278.43	0.628	0.876	1.213	2.037	5.47	9.12	0.604	1.49
C90	273.83	0.486	0.814	1.058	1.697	5.47	9.12	0.604	1.08
C120	270.62	0.404	0.772	0.964	1.485	5.47	9.12	0.604	0.86

Quadro 4.32. – Determinação da flecha a tempo infinito

Classe de betão	$\varphi(t_{\rightarrow\infty}, t_0)$	a_{cqp} (m)	$a_{p.e.}$ (m)	a_{∞} (m)
C30	2.55	0.13478	0.10783	0.09567
C60	1.49	0.18953	0.15163	0.09437
C90	1.08	0.22697	0.18157	0.09443
C120	0.86	0.25977	0.20782	0.09663

4.6.8. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO E.L.U. DE FLEXÃO, CONSIDERANDO O PRÉ-ESFORÇO DO LADO DA RESISTÊNCIA

Para a verificação da segurança ao estado limite último de flexão, considerando o pré-esforço do lado da resistência, começou então por admitir-se que o eixo neutro cairia no banzo.

→ Equações de equilíbrio, se $x \leq h_f$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet F_c = F_p \Leftrightarrow \frac{f_{ck}}{1.5} * b * \chi_1 * x = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \end{array} \right. \quad (4.56.)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{Rd} = F_p * z \Leftrightarrow M_{Rd} = A_p * \frac{f_{p0.1k}}{1.15} * (d - \chi_2 * x) \geq M_{sd} = \frac{p_{sd} * l^2}{8} \end{array} \right. \quad (4.57.)$$

Com a equação de equilíbrio de forças obtém-se a posição do eixo neutro, e com a equação de momentos determina-se o momento resistente, e verifica-se se este é superior ao momento de cálculo actuante máximo (a meio vão). Os resultados obtidos por aplicação das equações (4.56.) e (4.57.) são expressos no Quadro 4.33.

Quadro 4.33. – Verificação do E.L.U à flexão, considerando o pré-esforço do lado da resistência

Classe de betão	A_p (cm ²)	$d=h_{\text{total}}-a_b$ (m)	x (m)	M_{Sd} (kN*m)	M_{Rd} (kN*m)
C30	36.63	0.54	0.12877<0.15 ► OK!	2354.59	2587.49
C60	51.80	0.42	0.09105<0.15 ► OK!	2212.21	2874.44
C90	51.80	0.36	0.06070<0.15 ► OK!	2141.02	2518.08
C120	61.38	0.32	0.05494<0.15 ► OK!	2092.55	2652.28

Analisando os resultados do Quadro 4.33., verifica-se que a hipótese formulada do eixo neutro cair no banzo é válida, logo são válidas as equações de equilíbrio utilizadas. Como o momento resistente é superior ao momento actuante, conclui-se que não é necessária armadura ordinária adicional.

Determinada a posição do eixo neutro, é necessário definir o diagrama de extensões na rotura e verificar se a armadura de pré-esforço se encontra em cedência.

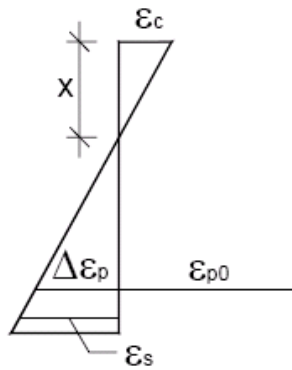


Fig.4.16. – Diagrama de extensões na rotura (secção em T)

A cedência estará então garantida desde que seja respeitada a expressão (4.58.).

$$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p0} > \varepsilon_{pyd} \Leftrightarrow \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_c * (d - x)}{x} + \frac{P_\infty}{A_p * E_p} > \frac{f_{pyd}}{E_p}, \text{ com } f_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \quad (4.58.)$$

Através do Quadro 4.34. é possível verificar que a cedência da armadura de pré-esforço é garantida na rotura.

Quadro 4.34. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura

Classe de betão	ε_c (‰)	$\Delta\varepsilon_p$ (‰)	ε_{p0} (‰)	ε_p (‰)	ε_{pyd} (‰)
C30	3.50	11.18	5.68	16.86	7.45
C60	2.90	10.48	4.98	15.46	7.45
C90	2.60	12.82	5.78	18.60	7.45
C120	2.60	12.82	5.51	18.34	7.45

4.6.9. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Conclui-se então que a utilização do pré-esforço é essencial para controlar as deformações em vigas com vãos elevados. De facto, se este não for utilizado são necessárias grandes quantidades de armaduras ordinárias para se conseguir um comportamento em serviço razoável. É no fundo o pré-esforço, que para estruturas com vãos elevados a vencer, traduz a vantagem de utilização racional de betões de elevadas resistências. Ao utilizar-se o pré-esforço, tornam-se evidentes os benefícios de utilização de um BED, pois para a secção em T, verifica-se que ao usar um betão da classe C120 é possível minimizar a altura da alma em cerca de 40%, e por isso minimizar a área da secção em cerca de 15%, quando comparado com a utilização de um C30, para o mesmo comprimento de vão. O uso de um betão de maior resistência permite utilizar uma maior quantidade de armadura de pré-esforço que irá contrariar o efeito das cargas, e assim permitir o uso de uma secção de menor altura de alma, ou seja, menor área de betão.

A utilização de uma secção em T, em vez de uma secção rectangular é também uma vantagem inegável, uma vez que permite uma minimização muito considerável do peso próprio da estrutura.

Assim, a solução ideal para uma viga de 25m, consiste em aliar a utilização de uma secção de reduzido peso – secção em T, e utilizar um sistema de pré-esforço que contrarie ao máximo as cargas. No limite, poderá mesmo dimensionar-se o pré-esforço que anula completamente o efeito das cargas, ficando então toda a secção comprimida, mas tal poderá implicar custos elevados, daí que seja mais comum dimensionar o pré-esforço para equilibrar cerca de 80% das cargas permanentes, e depois controlar as flechas.

No caso de pontes, que são o objecto de estudo nesta análise, o uso do pré-esforço é indispensável para controlar as deformações, porém no dimensionamento deste tipo de estruturas, o critério fundamental que tem de se assegurar, para além da segurança, é o conforto dos utilizadores.

5

CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PEDONAL EM BED

5.1. PONTES PEDONAIS: CONCEITO GERAL, CONCEPÇÃO E DESIGN

As pontes pedonais são infra-estruturas que são adicionadas a um determinado ambiente quer por necessidades funcionais, quer estéticas, e que contribuem positivamente para o desenvolvimento cultural de um local. Os projectistas assumem neste tipo de estruturas um papel essencial, pois é larguíssima a variedade de projectos diferentes que se podem realizar. Porém o objectivo da solução final deve ser único: realizar uma ponte que alie simultaneamente uma total funcionalidade, eficiência, segurança e elegância. Saliente-se que as condições locais e temporais são essenciais e conferem a cada projecto uma determinada singularidade. No fundo, é a combinação das condições financeiras, históricas, sociais, e essencialmente topográficas, com os princípios da engenharia que permitem a realização de obras extraordinárias.

O primeiro documento de carácter global, orientador para a construção de pontes pedonais, foi anunciado durante a Primeira Conferência Internacional, em Paris – Footbridge 2002, e publicado pela FIB. Denominado “*Guidelines for the Design of Footbridges*”, este documento foi provavelmente o primeiro a agregar de forma concisa, os conhecimentos técnicos e experiências de engenheiros projectistas e arquitectos. Com um carácter absolutamente mundial, este guia de construção procurou cruzar e interrelacionar o conhecimento dos maiores especialistas na matéria, procurando maximizar a qualidade de pontes pedonais. Não se trata de um documento extremamente rígido, pois admite a aplicação de soluções inovadoras, mas procura sensibilizar os projectistas de forma que a solução por estes encontrada, seja acima de tudo prudente e sensata. No projecto de pontes pedonais há que seguir essencialmente três critérios: eficiência (resistência/serviço), economia e elegância. Conceitos como esbelteza, leveza, e grandiosidade são cada vez mais utilizados para descrever as pontes pedonais mais modernas. Para ser possível a realização de estruturas cada vez mais esbeltas foi essencial o avanço tecnológico ocorrido ao nível dos materiais utilizados. De facto a evolução dos materiais de construção permitiu que estes suportassem tensões mais elevadas e consequentemente pudessem ser submetidos a maiores esforços, originando assim a criação de estruturas mais esbeltas, com menores áreas de secção transversal e maiores vãos.

O uso de betões de elevado desempenho torna-se uma opção com vantagens indiscutíveis, pois garante-se simultaneamente esbelteza e plasticidade. Porém, ao construir estruturas claramente mais leves e agradáveis, é essencial reforçar a atenção relativamente ao seu comportamento dinâmico, já que esta redução de peso acarreta uma ainda maior complexidade. De facto, como o nível de carga

numa ponte pedonal é bastante mais baixo do que nos viadutos rodoviários, é possível construir estruturas muito esbeltas, que por isso serão mais sensíveis a problemas de vibração.

Apesar de tudo, a análise comportamental de uma ponte, tem vindo progressivamente a ser cada vez mais facilitada, através de programas e análises computacionais que conseguem prever de forma cada vez mais exacta o comportamento dinâmico de uma ponte ao longo do seu período de vida útil. Porém existem ainda alguns factores, que dificultam esta previsão, dos quais se destaca o amortecimento, por ser o mais problemático. Tal deve-se essencialmente ao facto de o amortecimento de uma ponte só ser exactamente conhecido após a sua construção, para além de variar ao longo do tempo. O amortecimento depende de um conjunto de parâmetros como os materiais utilizados, a complexidade e forma da estrutura, o tipo de tabuleiro, as condições de rolamento e superficiais, e ainda do número de pessoas que atravessam simultaneamente a ponte.

Um outro problema que também interessa salientar é a elevada diversidade de cargas que podem actuar sobre a estrutura, e a consequente dificuldade em definir um modelo correcto de análise de cargas solicitantes, e obter resultados únicos. Por exemplo, uma pessoa a caminhar naturalmente sobre uma ponte origina efeitos insignificantes, porém um conjunto variado de cargas pode provocar oscilações muito elevadas.

O material utilizado na ponte pode atingir então um papel preponderante, pois reflecte-se numa maior ou menor oscilação da estrutura. Logicamente que estruturas mais pesadas e rígidas tenderão a possuir uma oscilação muito menor. Porém, as soluções mais leves não devem claramente ser descartadas devido aos problemas dinâmicos que lhes estão subjacentes, até porque existem métodos de resolução e minimização de tais problemas.

A regulamentação em vigor relativa a estruturas de edificios e pontes impõe ao projectista a verificação da segurança em relação aos *Estados Limites Últimos* – garantia de uma suficiente segurança à rotura, e em relação aos *Estados Limites de Utilização* – garantia de um comportamento adequado em serviço. Relativamente à verificação dos E.L.U. a regulamentação é explícita nos critérios a adoptar em pontes pedonais, porém no que respeita à verificação da segurança em E.L.S., tal já não acontece, pois na maioria dos regulamentos nem sequer é abordado especificamente um dos principais problemas inerentes a este tipo de estruturas: a possibilidade de ocorrência de níveis elevados de vibração.

Neste capítulo, apresentam-se os procedimentos e cálculos utilizados na análise e dimensionamento do tabuleiro de uma ponte pedonal a partir do traçado pré-estabelecido da rasante e do corte geológico na zona de implementação da estrutura. Como é natural, a solução proposta depende de todas as condicionantes geométricas, tanto as de traçado como as relativas às secções longitudinal e transversal. De seguida, considerou-se essencial efectuar a modelação da ponte pedonal com recurso a um programa de cálculo automático e efectuar a caracterização e análise detalhada da indução de vibrações pelo movimento dos utentes.

5.2. CASO DE ESTUDO: “PONTE PEDONAL – FEUP”

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE PEDONAL

A ponte escolhida como objecto de estudo, trata-se de uma ponte pedonal ainda não realizada, mas com o intuito de ser construída no novo Campus da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, estabelecendo a ligação entre a zona central do edificio B (actual bar de alunos) e a zona da cantina e do parque de estacionamento de alunos de mestrado. No caso de ser realmente construída,

com este material inovador, representaria desde logo à partida um exemplo extremamente marcante e interessante para os alunos da FEUP.

Saliente-se que um pouco mais para Este do local referido existe também uma ponte pedonal efectuando a ligação entre a cantina e a zona da biblioteca.

Para efeitos de modelação e análise utilizaram-se os desenhos em formato digital da planta de implementação e corte transversal realizados em Abril de 2005, da autoria de Pedro e Luís Ramalho Arquitectos LDA e do Prof.. Doutor Adão da Fonseca (Anexos 4 e 5).

A directriz do traçado do tabuleiro consiste numa curva circular em planta com raio de 603m, com um comprimento total aproximado de 85m. Longitudinalmente a rasante desenvolve-se com uma inclinação de cerca de 5% a partir de ambas as extremidades até uma zona central em arco que estabelece a ligação entre os traçados rectos inclinados, com um raio aproximado de 100m e 9.95m de vão. Trata-se de um tabuleiro de betão pré-esforçado longitudinalmente, com uma largura utilizável por peões de 3.0m. Os pilares adoptados inclinados têm uma secção transversal circular e em cada extremidade existe então um encontro.

5.2.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA

Como neste estudo se pretende provar a vantagem em termos de esbeltez de utilização de um betão de alto desempenho admite-se inicialmente que o tabuleiro pode ser constituído por diferentes betões. As hipóteses admitidas, para que se possa efectuar um estudo comparativo, incluem a utilização de um betão C30, C60, C90 e C120. Em função da necessidade de cumprimento das verificações relativas a E.L.U. e E.L.S. verificar-se-á então a necessidade ou não de utilizar um betão de resistência mais elevada. Os parâmetros relativos a cada classe de betão que tiveram de ser devidamente introduzidos no programa ROBOT MILLENIUM [62] estão definidos no Quadro 5.1.

Para além do betão, admite-se que se utilizará aço de armaduras ordinárias, A500 e aço de pré-esforço, A_{SP} 1670/1860.

Quadro 5.1. – Valores dos vários parâmetros caracterizadores de cada classe de betão

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
f_{ck} (MPa)	30	60	90	120
f_{cm} (MPa)	38	68	98	128
f_{ctm} (MPa)	2.9	4.4	5.0	5.6
E_{cm} (GPa)	33	39	44	48
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6.06	5.13	4.55	4.17
ν	0.2	0.2	0.2	0.2
$G = \frac{E_{cm}}{2 * (1 + \nu)}$ (GPa)	13.75	16.25	18.33	20.00

5.2.3. MODELO LONGITUDINAL DO TABULEIRO DA PONTE

O modelo longitudinal de cálculo do tabuleiro pode ser aproximado a uma viga contínua de 8 tramos de igual comprimento, 10.6m, com um apoio fixo no encontro E1 e com apoios móveis nos pilares P1 a P7 e no encontro E2, conforme representado na Fig.5.1. Saliente-se que se considerou um modelo plano longitudinalmente, não considerando assim inclinações e o arco sobre a estrada, pois tal implicaria uma complexidade bastante elevada nos cálculos posteriores. Porém tal simplificação foi apenas adoptada depois de se ter verificado que por exemplo ao nível dos valores de momentos flectores, esta se traduziria numa diferença dos valores obtidos da ordem de 0.1%.

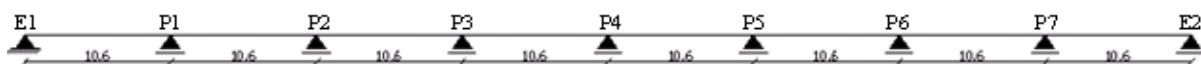


Fig.5.1. – Modelo longitudinal do tabuleiro

5.2.4. SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO DA PONTE

A escolha da secção transversal foi um exercício de colaboração estreita entre as perspectivas de arquitectura e engenharia de estruturas, na tentativa de definir a secção que mais potencialidades tem para oferecer neste caso concreto. Pretendendo assim definir uma secção com a maior esbeltez possível de forma a retirar as maiores vantagens de utilização de um BED, definiu-se iterativamente a altura mínima da secção condicionada pelas verificações de segurança em E.L.U. e E.L.S., resultando então um tabuleiro com a geometria indicada na Fig.5.3. De facto, a geometria adoptada parece estar de acordo com a secção tipo para pontes com vãos entre 10 e 25m, sugerida pela FIB (Fig.5.2.).

Name	Cross-section	Classical span-range (m)
Rectangular slab		< 12 to 15
Slab		10 to 25
Ribbed slab		20 to 35
Rectangular rib		30 to 45
Box-girder		> 40 to 45

Fig.5.2. – Relação de eficiência entre a secção transversal do tabuleiro e o vão

A secção transversal tem uma área igual a 0.913m^2 e uma inércia segundo x, igual a 0.005374m^4 . O centro de gravidade dista 0.136m da fibra superior e 0.159m da fibra inferior.

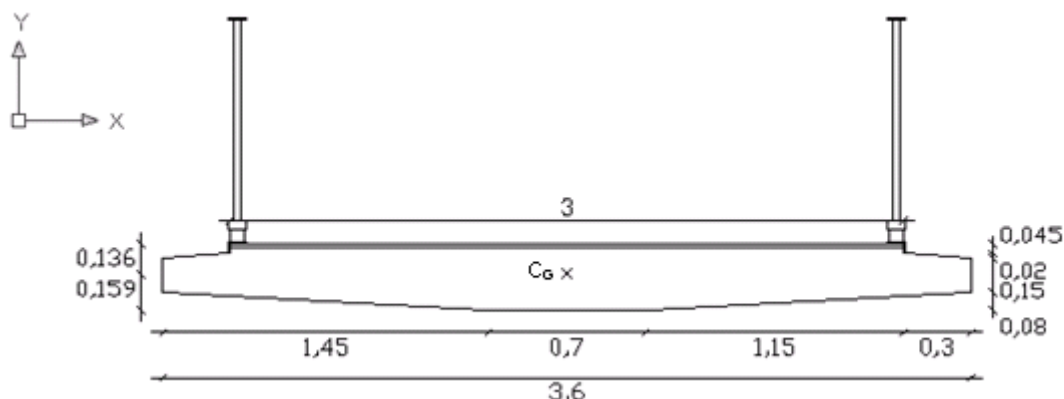


Fig.5.3. – Secção transversal do tabuleiro

5.2.5. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

Neste estudo, para definição das acções a considerar na análise do comportamento do tabuleiro da ponte, adoptaram-se os critérios preconizados no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) – *Regulamentação Portuguesa* [63]. Este estabelece os critérios gerais a adoptar na verificação de segurança em relação a E.L.U. e E.L.S., define o tipo de acções, e permite a quantificação destas, indicando para cada uma, os seus valores característicos e correspondentes valores dos coeficientes Ψ , por forma a serem obtidos os valores reduzidos.

É de referir que para o modelo de cálculo longitudinal adoptado, em que o tabuleiro só é impedido de deslizar numa secção (sobre o apoio E1), não se desenvolvem esforços no tabuleiro devido à retracção, fluência ou variações uniformes de temperatura. Assim, as acções que interessam ao dimensionamento do tabuleiro são as seguintes:

- cargas permanentes:
 - *peso próprio*: uma vez que a secção transversal do tabuleiro é constante, o peso próprio é então definido pelo produto entre o peso específico do betão e a área da secção transversal, resultando desta forma:

$$pp = \gamma_{betão} * A_{secção transversal} = 25\text{kN} / \text{m}^3 * 0.913\text{m}^2 = 22.83\text{kN} / \text{m}$$

- *restante carga permanente*: para se contabilizar o peso dos elementos não estruturais e de revestimentos do pavimento, adoptou-se que a restante carga permanente seria definida pelo produto entre uma carga de $2\text{kN}/\text{m}^2$ e a largura máxima da secção transversal, resultando assim:

$$rcp = 2\text{kN} / \text{m}^2 * 3.6\text{m} = 7.20\text{kN} / \text{m}$$

- sobrecarga uniforme em passadiços:

A sobrecarga uniforme a actuar sobre o pavimento, foi definida de acordo com o estipulado no artigo 47º do RSA [63]. Segundo este artigo, nos passadiços deve considerar-se actuando sobre o pavimento uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a

4kN/m^2 , sendo os valores reduzidos obtidos através dos coeficientes: $\Psi_0=0.4$; $\Psi_1=0.3$ e $\Psi_2=0.2$. Como apenas deve ser considerada para esta sobrecarga, a zona destinada à utilização, resulta:

$$q = 4\text{kN/m}^2 * 3\text{m} = 12.00\text{kN/m}$$

- variação térmica diferencial:

Segundo o artigo 19º do RSA [63], as variações diferenciais de temperatura devem ser tidas em conta de acordo com as condições locais e as características térmicas da estrutura. No entanto, o RSA [53] não fornece nenhum valor para esta acção, que pode ser muito importante para grandes pontes. Adoptaram-se os seguintes valores:

- valor característico: $\Delta T = 15^\circ\text{C}$;
- valor frequente: $\Delta T = 10^\circ\text{C}$;
- valor quase permanente: $\Delta T = 5^\circ\text{C}$.

Considera-se que esta variação, admitida linear ao longo da altura da secção, tem um valor nulo no centro de gravidade da secção transversal.

5.2.6. PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL

5.2.6.1. Combinação de dimensionamento

Uma vez que se considera que a estrutura ficará localizada num ambiente bastante agressivo, o pré-esforço longitudinal será determinado, verificando o estado limite de descompressão para a combinação frequente de acções, conforme preconizado no EC 2 (Quadro 7.1N – “*elementos de betão pré-esforçado com armadura aderente*”) [32].

A combinação frequente de acções é definida pela expressão (5.1.).

$$S_{sd} = G_m + \psi_1 * Q_{k,base} + \sum_i Q_{k,i} = CP + \psi_1 * SOB + \Delta T_{cf} \quad (5.1.)$$

com, $CP = (22.83 + 7.20)\text{kN/m}$, $SOB = (0.3 * 12)\text{kN/m}$ e $\Delta T_{cf} = 10^\circ\text{C}$. Saliente-se que a variação diferencial de temperatura, ΔT_{cf} , não foi contabilizada nas zonas dos apoios, onde é favorável. Definindo então duas combinações no programa ROBOT MILLENIUM [62] (uma contabilizando ΔT_{cf} e outra não) obteve-se o diagrama envolvente de momentos flectores representado na Fig.5.4.

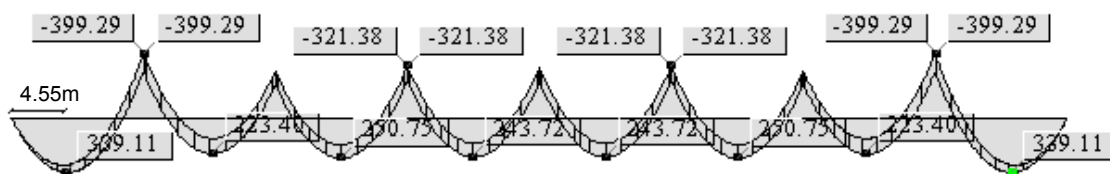


Fig.5.4. – Diagrama de momentos flectores para a combinação frequente de acções

É com base neste diagrama de esforços que se procede à determinação do traçado de cabos de pré-esforço.

5.2.6.2. Definição do traçado dos cabos

Foi adoptado um traçado dos cabos parabólico (2º grau) com base no diagrama de momentos flectores relativo à combinação frequente de acções. Considerou-se que a excentricidade dos cabos nos apoios extremos é nula e procurou-se assegurar excentricidades máximas nas secções críticas, a secção do vão do primeiro tramo e a secção do segundo apoio. Admitindo uma distância mínima de 0.10m entre o eixo dos cabos (admitindo que estes são colocados todos lado a lado) e a superfície de betão, torna-se possível calcular as excentricidades destes nas secções críticas. Este valor de 0.10m procura contabilizar simplifadamente o recobrimento, metade do diâmetro dos cabos e os diâmetros dos varões de armadura ordinária longitudinal e transversal (estribos).

Para a secção sobre o apoio (P1) tem-se: $e_{\max, \sup} = y_{G, \sup} - 0.10 = 0.136 - 0.10 = 0.036m$

Para a secção de vão: $e_{\max, \inf} = y_{G, \inf} - 0.10 = 0.159 - 0.10 = 0.059m$

Finalmente, considerou-se ainda que os pontos de inflexão dos cabos estão situados a uma distância de 0.15 do comprimento do vão, uma vez que para vigas, esta distância deverá estar geralmente compreendida entre 0.10 a 0.20 do comprimento do vão. Uma vez determinados os parâmetros β , λ e h , torna-se possível definir rigorosamente as equações dos cabos, ou seja o valor da excentricidade ao longo da viga. A posição alinhada dos cabos permite obter uma equação válida para todos os cabos. Para obtenção das equações, a viga foi dividida em vários troços, ficando associado a cada um deles uma equação (Fig.5.5.).

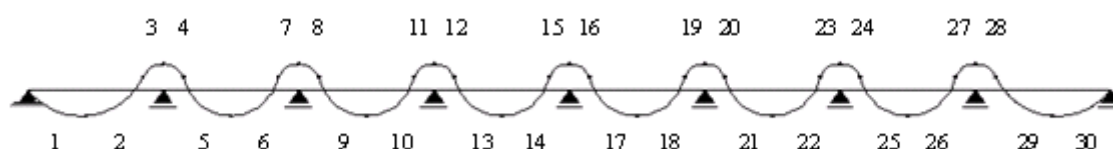


Fig.5.5. – Traçado dos cabos de pré-esforço

Facilmente se constata que apenas será necessário definir cinco equações diferentes, uma vez que o comprimento de vãos é constante e a viga é simétrica. Saliente-se que as equações das parábolas foram definidas relativamente a referenciais locais representados nas Figuras 5.6. e 5.7. A partir destas mesmas figuras obtém-se os parâmetros β , λ e h , as equações das parábolas, das primeiras e das segundas derivadas.

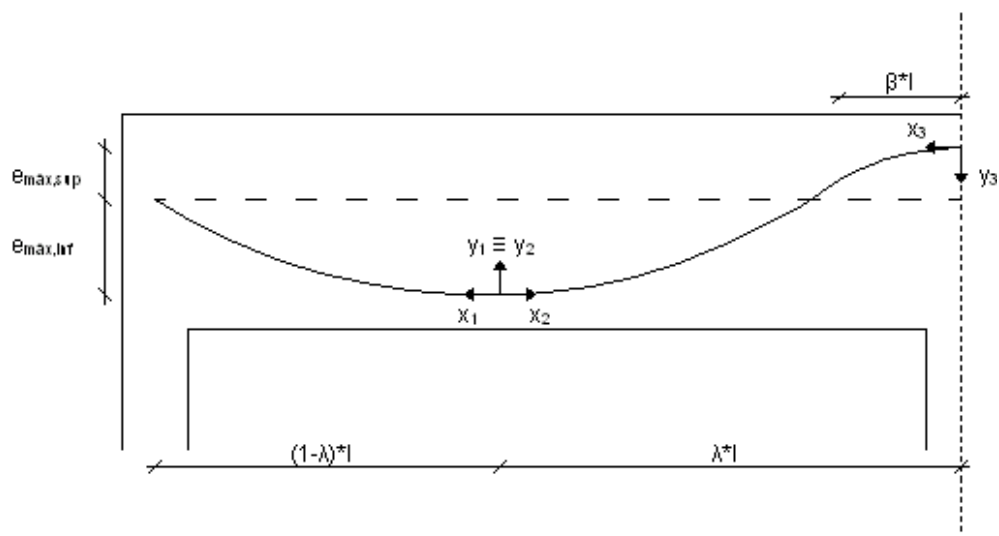


Fig.5.6. – Tramo de extremidade (desenho fora de escala)

- Determinação de $\beta \cdot l$: $\beta = 0.15 \Rightarrow \beta \cdot l = 0.15 \cdot 10.6 = 1.59m$

- Determinação de λ : $(1 - \lambda) \cdot 10.6 = 4.55 \Rightarrow \lambda = 0.571$

Verificação: $\lambda \cdot l = 0.571 \cdot 10.6 = 6.05 \Rightarrow \text{OK!}$

- Determinação de h : $h = \frac{\beta}{\lambda} \cdot (e_{max,sup} + e_{max,inf}) = \frac{0.15}{0.571} \cdot (0.036 + 0.059) = 0.025m$

Quadro 5.2. – Equações das parábolas, da primeira derivada e da segunda derivada para o tramo de extremidade

Tramo extremidade			
Troço	$y=ax^2$	$y'=2ax$	$y''=2a$
1	$y=0.002850x^2$	$y'=0.00570x$ $y'(x=4.55m)=0.02594$	$y''=0.00570$
2	$y=0.003520x^2$	$y'=0.00704x$ $y'(x=4.46m)=0.03140$	$y''=0.00704$
3	$y=0.009890x^2$	$y'=0.01796x$ $y'(x=1.59m)=0.03140$	$y''=0.01796$

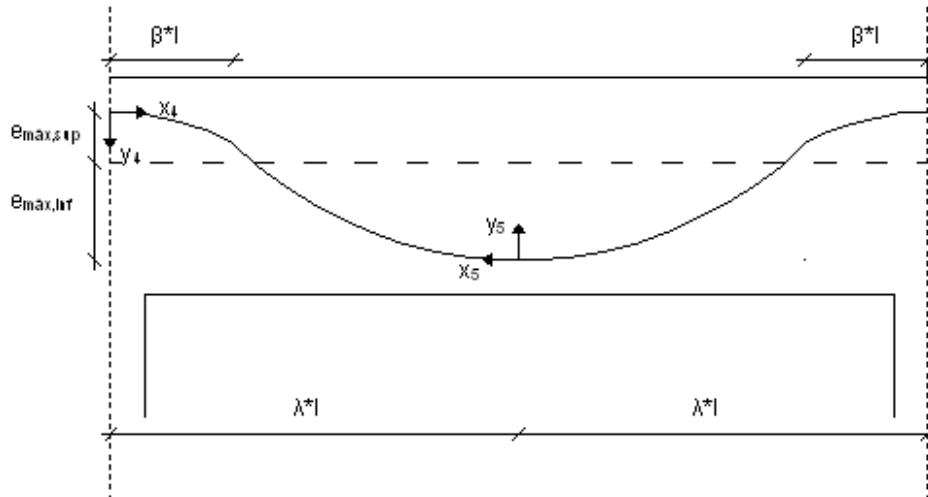


Fig.5.7. – Tramo interior (desenho fora de escala)

- Determinação de $\beta \cdot l$: $\beta = 0.15 \Rightarrow \beta \cdot l = 0.15 \cdot 10.6 = 1.59m$

- Determinação de λ : $(1 - \lambda) \cdot 10.6 = 5.3 \Rightarrow \lambda = 0.5$

Verificação: $\lambda \cdot l = 0.5 \cdot 10.6 = 5.3 \Rightarrow \text{OK!}$

- Determinação de h : $h = \frac{\beta}{\lambda} \cdot (e_{\max,\text{sup}} + e_{\max,\text{inf}}) = \frac{0.15}{0.5} \cdot (0.036 + 0.059) = 0.0285m$

Quadro 5.3. – Equações das parábolas, da primeira derivada e da segunda derivada para o tramo interior

Tramo interior			
Troço	$y=ax^2$	$y'=2ax$	$y''=2a$
4	$y=0.011270x^2$	$y'=0.02254x$ $y'(x=1.59m)=0.03584$	$y''=0.02254$
5	$y=0.004830x^2$	$y'=0.00966x$ $y'(x=3.71m)=0.03584$	$y''=0.00966$

5.2.6.3. Determinação do momento total de pré-esforço em função da força de pré-esforço

Uma vez conhecido o traçado dos cabos resultantes e aplicando o método das cargas equivalentes ao pré-esforço, torna-se possível determinar os diagramas de momentos isostáticos, hiperstáticos e totais de pré-esforço para uma força $P=1000kN$, obtendo-se assim a relação entre o momento total de pré-esforço e a força útil de pré-esforço (P_{∞}).

Quadro 5.4. – Cargas equivalentes, considerando apenas metade da viga, uma vez que esta é simétrica (P=1000kN)

Força horizontal na extremidade	P=1000kN
Força vertical na extremidade	$P \cdot \tan(\alpha_1) = P \cdot y'_1(x=4.55) = 1000 \cdot 0.02594 = 25.94 \text{ kN}$ (descendente)
Força uniform. distribuída (troço 1)	$P \cdot y''_1 = 1000 \cdot 0.00570 = 5.70 \text{ kN/m}$ → em 4.55m (ascendente)
Força uniform. distribuída (troço 2)	$P \cdot y''_2 = 1000 \cdot 0.00704 = 7.04 \text{ kN/m}$ → em 4.46m (ascendente)
Força uniform. distribuída (troço 3)	$P \cdot y''_3 = 1000 \cdot 0.01796 = 17.96 \text{ kN/m}$ → em 1.59m (descendente)
Força uniform. distribuída (troço 4)	$P \cdot y''_4 = 1000 \cdot 0.02254 = 22.54 \text{ kN/m}$ → em 1.59m (descendente)
Força uniform. distribuída (troço 5)	$P \cdot y''_5 = 1000 \cdot 0.00966 = 9.66 \text{ kN/m}$ → em 3.71m (ascendente)

Recorrendo ao ROBOT MILLENIUM [62], e introduzindo as cargas definidas no Quadro 5.4., obtém-se para as secções críticas pretendidas o valor do momento total de pré-esforço.

Para a secção sobre o apoio (P1) tem-se: $M_p^{total} = 60.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{60.10}{1000} = 0.0601 \cdot P$

Para a secção de vão (4.55m): $M_p^{total} = -49.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{-49.62}{1000} = -0.0496 \cdot P$

O momento isostático é definido em cada secção como sendo igual ao produto entre a força de pré-esforço e a excentricidade.

Para a secção sobre o apoio (P1) tem-se: $M_p^{isost.} = P \cdot e_{\max, \sup} = 1000 \cdot 0.036 = 36 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Para a secção de vão (4.55m): $M_p^{isost.} = -(P \cdot e_{\max, \inf}) = -(1000 \cdot 0.059) = -59 \text{ kN} \cdot \text{m}$

O momento hiperstático de pré-esforço é obtido pela diferença entre o momento total e o momento isostático.

Para a secção sobre o apoio (P1) tem-se: $M_p^{hiper.} = M_p^{total} - P \cdot e_{\max, \sup} = 60.10 - 36 = 24.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Para a secção de vão (4.55m): $M_p^{hiper.} = M_p^{total} - P \cdot e_{\max, \inf} = -49.62 - (-59) = 9.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.2.6.4. Determinação da força útil de pré-esforço para verificação do estado limite de descompressão para a combinação frequente de acções, nas secções críticas

A partir da relação anteriormente determinada entre o momento total e a força de pré-esforço, torna-se possível verificar a descompressão nas secções críticas, para calcular o pré-esforço a aplicar. Saliente-se que segundo o EC 2 [32], o limite de descompressão requer as armaduras aderentes ou bainhas estejam colocadas pelo menos 25mm no interior do betão comprimido.

Assim, para a secção sobre o apoio interior (P1) resulta,

$$\begin{aligned}\sigma^{\text{sup}} &= -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{sup}} + \frac{M_{cf}^-}{I_x} * y^{\text{sup}} \leq 0 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow -\frac{P_{\infty}}{0.913} - \frac{0.0601 * P_{\infty}}{0.005374} * (0.136 - 0.075) + \frac{399.29}{0.005374} * (0.136 - 0.075) \leq 0 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow P_{\infty} \geq 2549.9 \text{ kN}\end{aligned}$$

E para a secção do vão (4.55m) vem,

$$\begin{aligned}\sigma^{\text{inf}} &= -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{inf}} + \frac{M_{cf}^+}{I_x} * y^{\text{inf}} \leq 0 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow -\frac{P_{\infty}}{0.913} - \frac{0.0496 * P_{\infty}}{0.005374} * (0.159 - 0.075) + \frac{339.11}{0.005374} * (0.159 - 0.075) \leq 0 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow P_{\infty} \geq 2833.7 \text{ kN}\end{aligned}$$

Assim, das duas condições anteriores resulta, $P_{\infty} = 2834 \text{ kN}$.

Admitindo 10% de perdas imediatas e 12% de perdas diferidas obtém-se os valores da força de pré-esforço inicial (P_0) e da força de pré-esforço máxima ($P_{\text{máx}}$). Numa fase posterior, quando todo o traçado e geometria do cabo, e a área de pré-esforço já tivessem sido definidos, dever-se-iam ter calculado detalhadamente as perdas (instantâneas e diferidas) ao longo do tabuleiro, já que estas variam ao longo deste. Porém, considerou-se que tal não era essencial em função dos objectivos da análise que se está a efectuar, e por se ter já admitido valores elevados para as perdas.

$$P_{\text{máx}} \rightarrow 10\% \text{ perdas instantâneas} \rightarrow P_0 \rightarrow 12\% \text{ perdas diferidas} \rightarrow P_{\infty}$$

Quadro 5.5. – Valores de $P_{\text{máx}}$, P_0 e P_{∞}

P_{∞} (kN)	P_0 (kN)	$P_{\text{máx}}$ (kN)
2834.0	3220.5	3578.3

Uma vez conhecida a força máxima de tensionamento, torna-se possível determinar a área da secção transversal da armadura de pré-esforço através da expressão (5.2.).

$$A_p = \frac{P_{\text{máx}}}{\sigma_{p,\text{máx}}} \quad (5.2.)$$

onde,

$$- \sigma_{p,\text{máx}} = \min \{0.8 * 1860; 0.9 * 1670\} = \min \{1488; 1503\} = 1488 \text{ MPa}$$

Logo,

$$A_p = \frac{3578.3}{1488 * 10^3} = 24.05 \text{ cm}^2 \quad (5.3.)$$

Tendo como base os catálogos da “VSL Construction Systems” [61], e utilizando ancoragens em ambas as extremidades do tipo EC, adopta-se um sistema de três cabos com 7 cordões 0.6”, com uma área total igual a 29.40cm².

Interessa apenas ter ainda em atenção se não é excedida a tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço, admitindo que as perdas instantâneas são constantes ao longo da viga.

$$\sigma = \frac{P_0}{A_p} = \frac{3220.5}{29.40 * 10^{-4}} = 1095.4 \text{ MPa} \leq \sigma_{po} \quad (5.4.)$$

onde,

$$\sigma_{po} = \min \{0.75 * 1860; 0.85 * 1670\} = \{1395; 1419.5\} = 1395 \text{ MPa OK!}$$

5.2.6.5. Determinação do momento total de pré-esforço para uma força útil igual a 2834kN

Aplicando novamente o método das cargas equivalentes, torna-se possível determinar o diagrama de momentos totais de pré-esforço, para uma força $P_{\infty} = 2834 \text{ kN}$. Este diagrama será indispensável para as verificações posteriores relativas a E.L.U. e E.L.S.

Quadro 5.6. – Cargas equivalentes, considerando apenas metade da viga, uma vez que a estrutura é simétrica ($P_{\infty}=2834 \text{ kN}$)

Força horizontal na extremidade		$P_{\infty}=2834 \text{ kN}$
Força vertical na extremidade	$P_{\infty} * \text{tg}(\alpha_1) = P_{\infty} * y'_1(x=4.55) = 2834 * 0.02594 = 73.51 \text{ kN}$	(descendente)
Força unif. distribuída (troço 1)	$P_{\infty} * y''_1 = 2834 * 0.00570 = 16.15 \text{ kN/m}$	→ em 4.55m (ascendente)
Força unif. distribuída (troço 2)	$P_{\infty} * y''_2 = 2834 * 0.00704 = 19.95 \text{ kN/m}$	→ em 4.46m (ascendente)
Força unif. distribuída (troço 3)	$P_{\infty} * y''_3 = 2834 * 0.01796 = 50.90 \text{ kN/m}$	→ em 1.59m (descendente)
Força unif. distribuída (troço 4)	$P_{\infty} * y''_4 = 2834 * 0.02254 = 63.88 \text{ kN/m}$	→ em 1.59m (descendente)
Força unif. distribuída (troço 5)	$P_{\infty} * y''_5 = 2834 * 0.00966 = 27.38 \text{ kN/m}$	→ em 3.71m (ascendente)

Recorrendo ao ROBOT MILLENIUM [62] e introduzindo as cargas definidas no Quadro 5.6., obtém-se para as secções críticas pretendidas o valor do momento total de pré-esforço.

Para a secção sobre o apoio (P1) tem-se: $M_p^{total} = 170.33 \text{ kN} * \text{m}$

Para a secção de vão (4.55m): $M_p^{total} = -140.58 \text{ kN} * \text{m}$

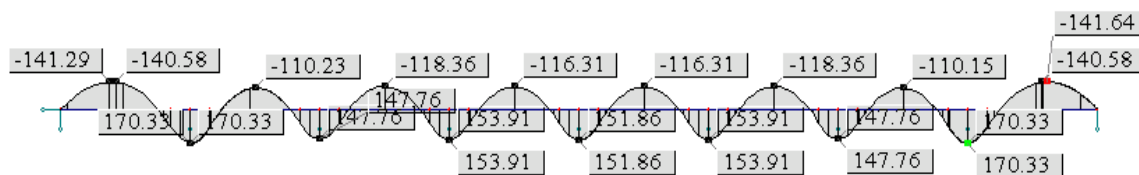


Fig.5.8. – Diagrama de momentos flectores totais de pré-esforço para $P=2834\text{kN}$

5.2.6.6. Verificação da segurança na zona das ancoragens

A verificação da segurança nas zonas das ancoragens que se pretende efectuar, e que pode ser crítica neste estudo em função do valor da força de pré esforço que se pretende aplicar, consiste em garantir que não ocorre esmagamento do betão devido às tensões de compressão localizadas geradas pelas forças de pré-esforço aplicadas a cada cabo.

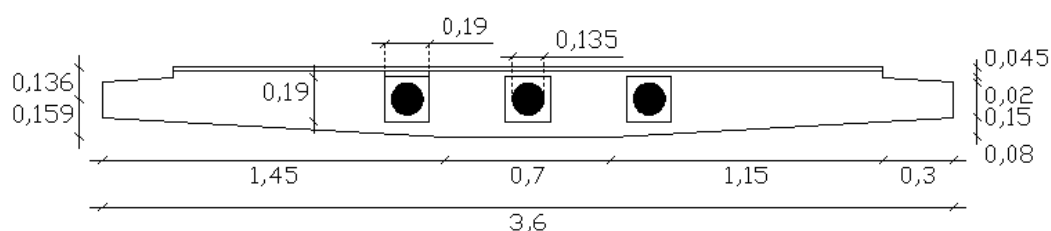


Fig.5.9. – Secção relativa à zona de ancoragem (extremidades)

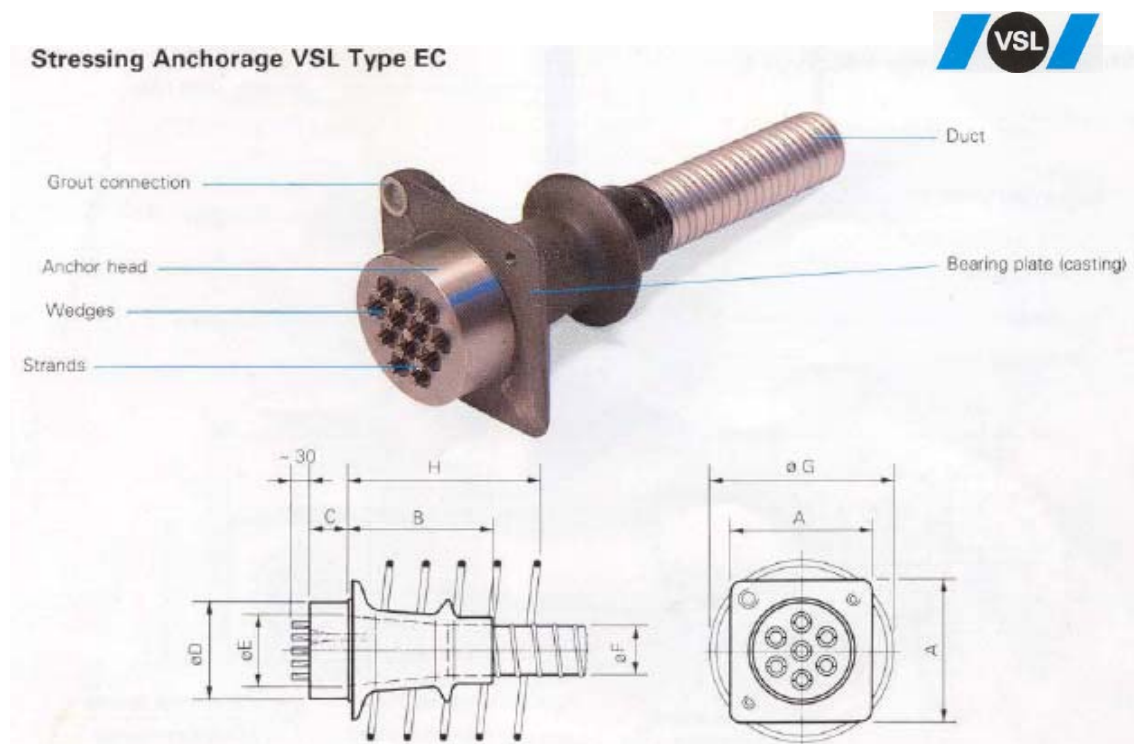


Fig.5.10. – Pormenor da placa de ancoragem de um cabo, segundo o catálogo da VSL (tipo EC) [61]

De acordo com o EC 2 [32], o valor resistente da força concentrada aplicada com uma distribuição uniforme numa determinada área A_{c0} , pode ser determinada através da expressão (5.5.).

$$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 * f_{cd} * A_{c0} \quad (5.5.)$$

onde:

A_{c0} - representa a área sobre a qual se exerce directamente a força (área da placa de ancoragem);

A_{c1} - representa a maior área homotética a A_{c0} , contida no contorno da peça, com o mesmo centro de gravidade de A_{c0} e cuja dimensão dos lados não pode exceder em três vezes a dimensão dos lados correspondentes de A_{c0} . No caso de existência de várias forças concentradas, como é o caso, as áreas correspondentes às várias forças não se devem sobrepor.

É indispensável então efectuar duas verificações da pressão local no betão, pois à partida não é possível perceber qual será a condicionante. Assim, deverá fazer-se uma primeira verificação admitindo apenas uma força aplicada, e uma segunda verificação onde se assume a aplicação das três forças em simultâneo.

O valor de cálculo de cada uma das forças concentradas aplicadas é definido pela expressão (5.6.).

$$F_{Sd1} = F_{Sd2} = F_{Sd3} = 1.35 * (A_{p/cqbo} * \sigma_{p0}) \quad (5.6.)$$

Sendo $\sigma_{p0} = \min \{0.75 * 1860; 0.85 * 1670\} = \{1395; 1419.5\} = 1395 MPa$ resulta,

$$F_{sd1} = F_{sd2} = F_{sd3} = 1.35 * (7 * 1.40 * 10^{-4} * 1395 * 10^3) = 1845.59 kN$$

i) considerando apenas um cabo:

$$- A_{c0} = 0.19 * 0.19 = 0.0361 m^2$$

$$- A_{c1} = (3 * 0.19) * (2 * 0.136) = 0.15504 m^2$$

ii) considerando os três cabos:

$$- A_{c0} = 0.19 * 0.19 = 0.0361 m^2$$

$$- A_{c1} = (0.51) * (2 * 0.136) = 0.13872 m^2$$

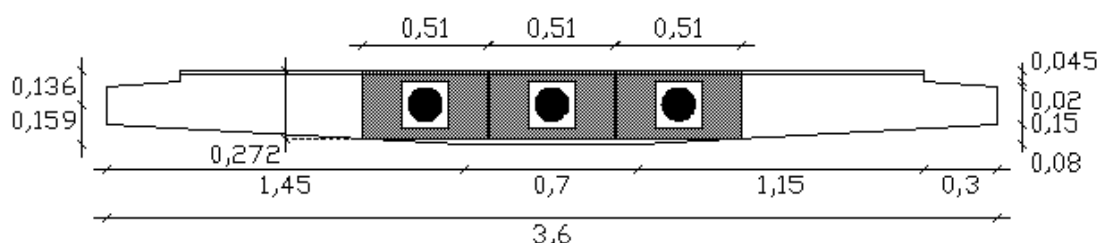


Fig.5.11. – Representação das área homotéticas calculadas para cada um dos três cabos, quando considerados em simultâneo

Cálculos auxiliares para determinação de A_{c1} :

- Determinação da largura máxima que posso considerar para definir A_{c1} , garantindo a máxima altura possível, que é igual a $2 \cdot 0.136 = 0.272m$, e tendo em consideração as condicionantes geométricas:

- o Largura máxima independentemente das condicionantes geométricas $= 3 \cdot 0.19 = 0.57m$

Atendendo às condicionantes geométricas:

- o $h' = h_{total} - 2 \cdot 0.136 = 0.295 - 0.272 = 0.023m$

- o $l' = \frac{1.45 \cdot h'}{0.08} = \frac{1.45 \cdot 0.023}{0.08} = 0.417$

- o $0.7 + 2 \cdot 0.417 = 1.534m \geq l_{max} \cdot 3 \Rightarrow l_{max} \leq 0.51m$

Conclui-se então que sendo igual A_{c0} nas duas hipóteses consideradas, e sendo A_{c1} inferior no caso de se considerarem os três cabos, logicamente que se torna mais desfavorável a verificação dos três cabos, pois como A_{c1} é menor, também será menor o valor resistente da força concentrada. Torna-se assim possível determinar a resistência do betão necessária à data de aplicação do pré-esforço, admitindo que não se procede a qualquer alteração na geometria da secção da viga.

$$F_{Sd,i} \leq F_{Rdu} \Leftrightarrow 1845.59 \leq 0.0361 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} \cdot \sqrt{\frac{0.13872}{0.0361}} \Leftrightarrow f_{ck} \geq 39.2MPa, \text{ mas}$$

$$0.0361 \cdot \frac{39.2 \cdot 10^3}{1.5} \cdot \sqrt{\frac{0.13872}{0.0361}} \leq 3.0 \cdot \frac{39.2 \cdot 10^3}{1.5} \cdot 0.0361 \Leftrightarrow 1849.35 \leq 2830.24 \text{ OK!}$$

Constata-se que para que não ocorra esmagamento do betão na zona da ancoragem é necessário a utilização de um betão com uma resistência característica à compressão de 40MPa, o que se traduz na prática, pela necessidade de utilizar no mínimo um betão da classe C40.

5.2.7. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A segurança em relação ao E.L.U. deve ser satisfeita em termos de esforços com base na condição expressa em (5.7.).

$$S_d (\text{esforço actuante}) \leq R_d (\text{esforço resistente}) \quad (5.7.)$$

As combinações de acções para a verificação da segurança aos E.L.U. são então estabelecidas de acordo com o artigo 9º do RSA [63].

5.2.7.1. Estados limites últimos de flexão

As acções que intervêm na verificação ao estado limite último de rotura por flexão são o peso próprio, restante carga permanente, a sobrecarga e a acção do pré-esforço. Com o auxílio do programa ROBOT MILLENIUM [62] determinaram-se os diagramas de momento flectores gerados pelas cargas e pela acção equivalente ao pré-esforço.

A carga de cálculo actuante devido ao peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga foi definida de acordo com a expressão (5.8.), obtendo-se o diagrama representado na Fig.5.12.

$$p_{sd(cargas)} = \gamma_g * p_{Gk} + \gamma_q * p_{Qk} = 1.35 * (22.83 + 7.20) + 1.5 * 12 = 58.54 \text{ kN / m} \quad (5.8.)$$

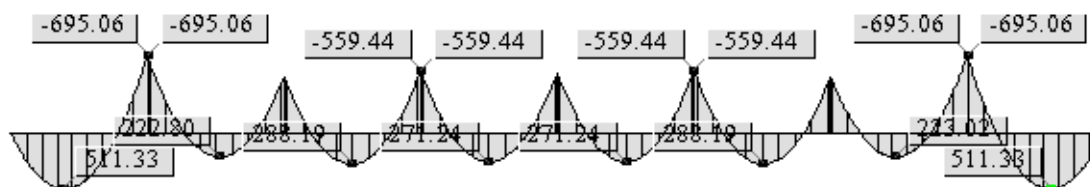


Fig.5.12. – Diagrama de momentos flectores para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga

Torna-se então possível recorrendo a equações de equilíbrio de forças e compatibilidade determinar a posição do eixo neutro, calcular o momento resistente, M_{Rd} e efectuar a verificação da cedência das armaduras nas secções críticas. Inicialmente começou-se por arbitrar que não seria necessária armadura adicional ordinária. Esta premissa mantém-se desde que o momento resistente determinado seja superior ao momento de cálculo actuante, que é igual à diferença entre o momento devidamente majorado, provocado pelo peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga, e o momento total de pré-esforço. Optou-se por considerar o pré-esforço do lado da acção e por simplificação para determinação da posição do eixo neutro considerou-se que a secção em análise podia ser aproximada a uma outra com a mesma área e com uma inércia muito aproximada, pois se tal não fosse considerado, a determinação do eixo neutro transformar-se-ia num processo iterativo bastante complexo, e sem interesse prático neste estudo. A secção utilizada está representada na Fig.5.13.



Fig.5.13. – Secção transversal utilizada para verificação ao E.L.U. de flexão

Os esforços de cálculo considerados para as duas secções críticas analisadas encontram-se no Quadro 5.7.

Quadro 5.7. – Valores de M_{sd} e N_{sd} nas secções críticas

	$M_{sd} \text{ (kN*m)}$	$N_{sd} = P_{\infty} \text{ (kN)}$
Secção do apoio interior ($M_{\max}^-$)	$-695.06 + 170.33 = -524.73$	2834
Secção do vão (4.14m) ($M_{\max}^+$)	$511.33 - 141.29 = 370.04$	2834

Assim, para a secção sobre o apoio interior (P1), começando por admitir $x \leq 0.04m$ resulta:

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\begin{cases} \bullet P_{\infty} = F_c - \Delta F_p \Leftrightarrow f_{cd} * b * \chi_1 * x - (f_{pyd} * A_p - P_{\infty}) \\ \bullet M_{Rd} + P_{\infty} * e = F_c * z \Leftrightarrow M_{Rd} + P_{\infty} * e = f_{cd} * b * \chi_1 * x * (d - \chi_2 * x) \end{cases} \quad (5.9.)$$

em que,

$$- f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 * f_{ck}}{1.5};$$

$$- f_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1670 * 10^3}{1.15};$$

$$- A_p = 29.40cm^2;$$

$$- e = 0.0360m;$$

$$- b = 0.70m;$$

$$- d = 0.295 - 0.10 = 0.195m;$$

$$- \chi_1 = 0.810;$$

$$- \chi_2 = 0.416;$$

Substituindo, os vários parâmetros das equações (5.9.) e (5.10.) pelos seus valores, independentemente da classe de betão admitida, verifica-se que a hipótese formulada para a posição do eixo neutro não é válida, sendo necessário estabelecer novas equações de equilíbrio e compatibilidade mas sabendo agora que $x > 0.04m$.

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\begin{cases} \bullet P_{\infty} = F_c - \Delta F_p \Leftrightarrow f_{cd} * [b * \chi_1 * x + 2 * b' * (x - 0.04)] - (f_{pyd} * A_p - P_{\infty}) \end{cases} \quad (5.11.)$$

$$\begin{cases} \bullet M_{Rd} + P_{\infty} * e = f_{cd} * b * \chi_1 * x * (d - \chi_2 * x) + f_{cd} * 2 * b' * (x - 0.04) * \left(d - \left(\frac{x - 0.04}{2} + 0.04 \right) \right) \end{cases} \quad (5.12.)$$

em que $b' = 1.45m$.

Substituindo, os vários parâmetros das equações (5.11.) e (5.12.) obtém-se os valores expressos no Quadro 5.8.

Quadro 5.8. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para as diferentes classes de betão (secção do apoio interior)

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
x (m)	0.1059	0.06968	0.05760	0.05157
M_{Rd} (kN*m)	448.56	531.11	563.53	583.42

Conclui-se então que no caso de se utilizar um betão C30 seria necessário utilizar armadura ordinária adicional que é obtida recorrendo às equações (5.13.) e (5.14.). Para além disso, constata-se que como seria de esperar, o momento resistente aumenta, com o aumento da resistência do betão, pois ao usar um betão de maior resistência consegue-se aumentar o braço das forças.

$$\begin{cases} \bullet P_{\infty} = F_c - \Delta F_p - F_s & (5.13.) \\ \bullet M_{Rd} + P_{\infty} * e = F_c * z + F_s * z' & (5.14.) \end{cases}$$

em que,

$$- F_s = A_s * \frac{f_{yk}}{\gamma_s};$$

- $z' = 0.05m$: distância admitida entre o centro de gravidade da armadura de pré-esforço e o centro de gravidade dos varões de aço que compõe a armadura ordinária.

Quadro 5.9. – Posição do eixo neutro (x) e área de armadura ordinária adicional necessária (A_s), admitindo a utilização de um betão C30

Classe de betão	C30
x (m)	0.1153
A_s (cm ²)	12.70

E para a secção do vão (4.14m) começando por admitir $x \leq 0.055m$ resulta:

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\begin{cases} \bullet P_{\infty} = F_c - \Delta F_p \Leftrightarrow f_{cd} * b * \chi_1 * x - (f_{pyd} * A_p - P_{\infty}) & (5.15.) \\ \bullet M_{Rd} + P_{\infty} * e = F_c * z \Leftrightarrow M_{Rd} + P_{\infty} * e = f_{cd} * b * \chi_1 * x * (d - \chi_2 * x) & (5.16.) \end{cases}$$

em que,

$$- f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 * f_{ck}}{1.5};$$

$$- f_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1670 \cdot 10^3}{1.15};$$

$$- A_p = 29.40 \text{ cm}^2;$$

$$- e = 0.059 - 0.002850 \cdot (4.55 - 4.14)^2 = 0.0585 \text{ m} \rightarrow \text{não se considerou a excentricidade máxima, pois essa ocorre para 4.55m, logo foi necessário através das equações parabólicas do traçado já definidas, determinar qual a excentricidade para 4.14m};$$

$$- b = 3 \text{ m};$$

$$- d = 0.295 - 0.10 = 0.195 \text{ m};$$

$$- \chi_1 = 0.810;$$

$$- \chi_2 = 0.416;$$

Substituindo, os vários parâmetros das equações (5.15.) e (5.16.) pelos seus valores verifica-se que a hipótese formulada para a posição do eixo neutro apenas não é válida no caso de utilização de um betão C30, obtendo-se então os resultados expressos no Quadro 5.10.

Quadro 5.10. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para as diferentes classes de betão (secção do vão)

Classe de betão	C60	C90	C120
x (m)	0.05168	0.03445	0.02584
M_{Rd} (kN*m)	573.55	604.14	619.44

Conclui-se então que no caso de se utilizar um betão C30 seria necessário estabelecer novas equações de equilíbrio e compatibilidade mas sabendo agora que $x > 0.055 \text{ m}$.

→ Equações de equilíbrio e compatibilidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet P_{\infty} = F_c - \Delta F_p \Leftrightarrow f_{cd} \cdot [b \cdot \chi_1 \cdot x + 2 \cdot b' \cdot (x - 0.055)] - (f_{pyd} \cdot A_p - P_{\infty}) \end{array} \right. \quad (5.17.)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{Rd} + P_{\infty} \cdot e = f_{cd} \cdot b \cdot \chi_1 \cdot x \cdot (d - \chi_2 \cdot x) + f_{cd} \cdot 2 \cdot b' \cdot (x - 0.055) \cdot \left(d - \left(\frac{x - 0.055}{2} + 0.055 \right) \right) \end{array} \right. \quad (5.18.)$$

em que $b' = 0.30 \text{ m}$.

Substituindo, os vários parâmetros das equações (5.17.) e (5.18.) obtém-se os valores expressos no Quadro 5.11.

Quadro 5.11. – Valores da posição do eixo neutro (x) e do momento resistente (M_{Rd}) para um betão C30 (secção do vão)

Classe de betão	C30
x (m)	0.09378
M_{Rd} (kN*m)	484.78

► Determinação da armadura mínima:

À excepção da secção do apoio, utilizando um betão C30, não é necessário para os restantes casos estudados armadura ordinária adicional, porém deverá mesmo assim usar-se a armadura mínima definida para vigas no EC 2 [32].

$$A_{s,min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \text{ mas não inferior a } 0.0013 * b_t * d \quad (5.19.)$$

em que $b_t = 1.0m$ e $d = 0.295 - 0.05 = 0.290m$.

Quadro 5.12. – Valores da armadura mínima por metro, para as diferentes classes de betão

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
f_{ctm} (MPa)	2.9	4.4	5.0	5.6
$A_{s,min.}$ (cm ² /m)	3.36	5.11	5.80	6.50
	(Ø12//.33)	(Ø12//.22)	(Ø12//.19)	(Ø12//.17)

► Verificação da cedência das armaduras:

Para se garantir a cedência da armadura de pré-esforço é necessário verificar a condição definida pela expressão (5.20.).

$$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p0} > \varepsilon_{pyd} \Leftrightarrow \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_c * (d - x)}{x} + \frac{P_\infty}{A_p * E_p} > \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad (5.20.)$$

Para se garantir a cedência da armadura ordinária é necessário garantir-se a condição expressa em (5.21.).

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \Leftrightarrow \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c * (d' - x)}{x} > \frac{f_{syd}}{E_s} \quad (5.21.)$$

em que $d' = 0.295 - 0.05 = 0.290m$

Através dos Quadro 5.13., 5.14. e 5.15. é possível verificar que a cedência da armadura de pré-esforço e da armadura ordinária adicional é garantida na rotura.

Quadro 5.13. – Verificação da cedência da armadura ordinária na rotura (secção do apoio interior), no caso da utilização de um betão C30

Classe de betão	ε_c (‰)	ε_s (‰)	ε_{syd} (‰)
C30	3.50	4.60	2.17

Quadro 5.14. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura (secção do apoio interior)

Classe de betão	ε_c (‰)	$\Delta\varepsilon_p$ (‰)	ε_{p0} (‰)	ε_p (‰)	ε_{pyd} (‰)
C30	3.50	2.94	4.94	7.88	7.45
C60	2.90	5.22	4.94	10.16	7.45
C90	2.60	6.20	4.94	11.14	7.45
C120	2.60	7.23	4.94	12.17	7.45

Quadro 5.15. – Verificação da cedência da armadura de pré-esforço na rotura (secção do vão)

Classe de betão	ε_c (‰)	$\Delta\varepsilon_p$ (‰)	ε_{p0} (‰)	ε_p (‰)	ε_{pyd} (‰)
C30	3.50	3.77	4.94	8.71	7.45
C60	2.90	8.04	4.94	12.98	7.45
C90	2.60	12.12	4.94	17.06	7.45
C120	2.60	17.02	4.94	21.96	7.45

5.2.7.2. Estados limites últimos de esforço transversal

O diagrama de esforço transversal que terá de ser considerado, para determinar qual a secção onde este é máximo e por isso mais desfavorável, é igual à diferença entre o diagrama de esforço transversal devido às cargas multiplicadas pelos coeficientes de segurança de majoração, e o diagrama de esforço transversal devido ao pré-esforço, considerando $P_{\infty}=2834\text{kN}$.

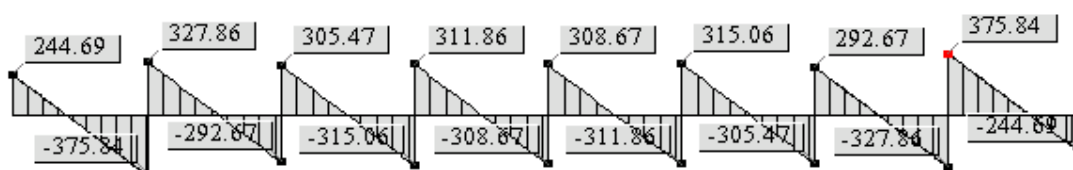


Fig.5.14. – Diagrama de esforço transversal para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga

Através da Fig.5.14., facilmente se compreende que a secção mais desfavorável para o esforço transversal, será a situada sobre o pilar P1, que corresponde ao primeiro apoio interior. Nesta secção, recorrendo ao ROBOT MILLENIUM [62] verifica-se que o valor do esforço transversal devido ao pré-esforço é igual a 13.89kN. Assim sendo, conclui-se que o valor de cálculo do esforço transversal a

considerar nesta verificação é igual a $-375.84+13.89=-361.95\text{kN}$, que deverá ser tomado em valor absoluto ($V_{Ed, \max.}=361.95\text{kN}$).

Efectuou-se então a verificação da tensão de compressão para garantir o não esmagamento das escoras comprimidas e calculou-se a armadura transversal necessária, admitindo que para elementos pré-esforçados comprimidos, $\theta \approx 26^\circ$, resultando $\cot(\theta)=2$, seguindo os procedimentos preconizados no EC2 [32].

► Verificação da tensão de compressão nas escoras:

$$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * \nu_1 * f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (5.22.)$$

em que,

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5};$$

$$- \alpha_{cw} = \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right), \text{ se } 0 < \sigma_{cp} < 0.25 * f_{cd};$$

$$- \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2834}{0.913} = 3.10 \text{ MPa} < 0.2 * f_{cd};$$

$$- b_w = 3 \text{ m};$$

$$- z = d - \chi_2 * x = 0.195 - 0.416 * x;$$

$$- \nu_1 = 0.6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right];$$

Quadro 5.16. – Valores dos vários parâmetros para determinação de $V_{Rd, \max}$

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
f_{cd} (MPa)	20	40	60	80
$0.2 * f_{cd}$ (MPa)	4	8	12	16
σ_{cp} (MPa)	3.10	3.10	3.10	3.10
$0.25 * f_{cd}$ (MPa)	5	10	15	20
α_{cw}	1.155	1.078	1.052	1.039
ν_1	0.528	0.456	0.384	0.312
x (m)	0.1059	0.06968	0.05760	0.05157
z (m)	0.15095	0.16601	0.17104	0.17355
$V_{Rd, \max}$ (kN)	2209.33	3917.05	4974.82	5400.90

Conclui-se então, que independentemente da classe de betão considerada o valor de $V_{Rd,max}$ é muito superior a $V_{Ed,max}$, logo está claramente garantida a segurança em termos de esmagamento das escoras. Para tal muito contribui o facto da menor largura da secção traccionada, ter um valor elevado pois $b_w = 3m$.

► Cálculo da armadura transversal:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,max}}{z * f_{yd} * \cot(\theta)} \quad (5.23.)$$

Admitindo a utilização de estribos de 12mm de diâmetro com quatro ramos resulta,

$$A_{s(\phi 12, 4ramos)} = \frac{4 * \pi * (12 * 10^{-3})^2}{4} * 10^4 = 4.52 cm^2$$

Quadro 5.17. – Armadura transversal a adoptar em função da classe de betão utilizada

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
$\frac{A_{sw}}{s}$ (cm ² /m)	27.58	25.07	24.34	23.98
Solução (4ramos)	Ø12//.16	Ø12//.18	Ø12//.18	Ø12//.18

Falta ainda determinar qual a armadura mínima, pois se esta for superior aos valores expressos no Quadro 5.17., terá de se adoptar para todo o tabuleiro a armadura mínima.

► Cálculo da armadura transversal mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{w,min} * b_w * \sin(\alpha) \quad (5.24.)$$

em que:

$$- \rho_{w,min} = \frac{(0.08 * \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}};$$

$$- b_w = 3m;$$

$$- \sin(\alpha) = 1, \text{ admitindo que se utilizam estribos verticais};$$

Quadro 5.18. – Armadura transversal mínima para cada classe de betão

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
$\rho_{w,min}$	$8.76 \cdot 10^{-4}$	$12.39 \cdot 10^{-4}$	$15.18 \cdot 10^{-4}$	$17.53 \cdot 10^{-4}$
$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} (cm^2/m)$	26.28	37.17	45.54	52.59
Solução (4ramos)	Ø12//.17	Ø12//.12	Ø12//.09	Ø12//.08

Conclui-se então que à excepção de se utilizar um betão C30, a armadura mínima é que é condicionante, logo será esta que terá de ser distribuída ao longo do comprimento do tabuleiro.

5.2.8. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

5.2.8.1. Verificação da tensão máxima de compressão

O EC 2 [32] preconiza a verificação da tensão máxima de compressão do betão para evitar a formação de fendas longitudinais, que deverá ser efectuada na combinação mais desfavorável, que corresponde à combinação característica de acções. Esta verificação corresponde então a determinar se nas secções com momentos flectores máximos (positivo e negativo) é satisfeita a condição expressa em (5.25.).

$$\sigma_{max}^{comp.} < 0.6 * f_{ck} \quad (5.25.)$$

Quadro 5.19. – Limite da tensão de compressão para cada classe de betão

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
$0.6 * f_{ck} (MPa)$	18	36	54	72

A combinação característica de acções é definida pela expressão (5.26.).

$$S_{sd} = G_m + \psi_1 * Q_{k,base} + \sum_i \psi_{1,i} * Q_{k,i} = CP + SOB + \Delta T_{cc} \quad (5.26.)$$

com, $CP = (22.83 + 7.20)kN/m$, $SOB = 12kN/m$ e $\Delta T_{cc} = 15^\circ C$. Saliente-se que a variação diferencial de temperatura, ΔT_{cc} , não foi contabilizada nas zonas dos apoios, onde é favorável. Definindo então duas combinações no programa ROBOT MILLENIUM [62] (uma contabilizando ΔT_{cc} e outra não) obteve-se o diagrama envolvente de momentos flectores representado na Fig.5.15.

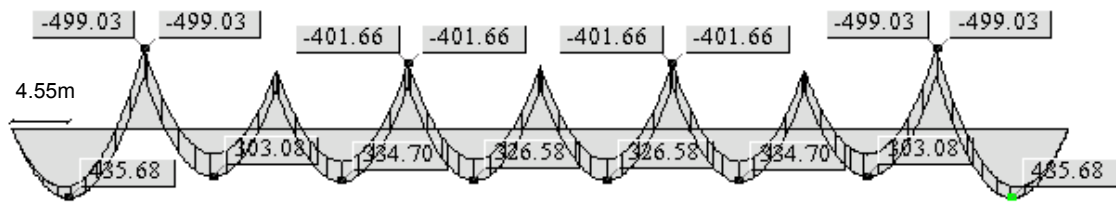


Fig.5.15. – Diagrama de momentos flectores para a combinação característica de acções

Assim, para a secção sobre o apoio interior (P1) resulta,

$$\sigma^{\text{inf}} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{inf}} - \frac{M_{cc}}{I_x} * y^{\text{inf}} = -\frac{2834}{0.913} + \frac{170.33}{0.005374} * 0.159 - \frac{499.03}{0.005374} * 0.159 = -12.83 \text{ MPa} \quad (\text{compressão})$$

E para a secção do vão (4.55m) vem,

$$\sigma^{\text{sup}} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{sup}} - \frac{M_{cc}}{I_x} * y^{\text{sup}} = -\frac{2834}{0.913} + \frac{140.58}{0.005374} * 0.136 - \frac{435.68}{0.005374} * 0.136 = -10.57 \text{ MPa} \quad (\text{compressão})$$

Conclui-se então que o limite de tensão de compressão do betão, imposto pelo EC 2 [32], não é ultrapassado independentemente da classe de betão utilizada.

5.2.8.2. Estado limite de fendilhação

Para que não ocorra fendilhação no betão é necessário determinar se nas secções com momentos flectores máximos (positivos ou negativos), na combinação frequente de acções, é satisfeita a condição expressa em (5.27.).

$$\sigma_{\text{max}}^{\text{trac.}} < f_{ctm} \quad (5.27.)$$

Quadro 5.20. – Resistência média à tracção para cada classe de betão

Classe de betão	C30	C60	C90	C120
f_{ctm} (MPa)	2.9	4.4	5.0	5.6

Assim, para a secção sobre o apoio interior (P1) resulta,

$$\sigma^{\text{sup}} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{sup}} + \frac{M_{cf}}{I_x} * y^{\text{sup}} = -\frac{2834}{0.913} - \frac{170.33}{0.005374} * 0.136 + \frac{399.29}{0.005374} * 0.136 = 2.69 \text{ MPa}$$

E para a secção do vão (4.55m) vem,

$$\sigma^{\text{inf}} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{M_p^{\text{total}}}{I_x} * y^{\text{inf}} + \frac{M_{cf}}{I_x} * y^{\text{inf}} = -\frac{2834}{0.913} - \frac{140.58}{0.005374} * 0.159 + \frac{339.11}{0.005374} * 0.159 = 2.77 \text{ MPa}$$

Conclui-se então que não ocorre fendilhação do betão em nenhuma das secções críticas independentemente do betão utilizado.

5.2.8.3. Estado limite de deformação

Admite-se que no caso de tabuleiros de pontes, a verificação aos estados limites de deformação pode limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a 1/1000 do vão para a combinação quase permanente de acções. Uma vez que os vãos de todos os tramos da viga contínua considerada no modelo de cálculo são todos iguais, a flecha máxima admissível é definida pela expressão (5.28.).

$$a_{(\text{flecha}),\text{max}} = \frac{1}{1000} * 10.6 = 0.0106 \text{ m} \approx 1 \text{ cm} \quad (5.28.)$$

Pelo facto de existir pré-esforço, a flecha a comparar com a máxima admissível, será então igual à diferença entre a flecha causada pelas cargas quase permanentes e variação diferencial de temperatura, e a flecha provocada pela acção equivalente ao pré-esforço. Esta diferença deve ainda ser multiplicada por (1+coeficiente de fluência), para que de forma simplificada e aproximada seja tido em conta o efeito da fluência, e ter assim uma ideia mais realista do intervalo onde se situariam as flechas a tempo infinito, quando o tabuleiro é sujeito a um carregamento diferido no tempo, tal como ocorre na realidade. A flecha a tempo infinito foi determinada pela expressão (5.29.).

$$a_{\infty} \approx (1 + \varphi) * (a_{c.q.p.} - a_{p.e.}) < (a_{adm} \approx 1 \text{ cm}) \quad (5.29)$$

Foi então necessário calcular para cada hipótese o coeficiente de fluência. Como a fluência depende da composição do betão, foi necessário determinar o coeficiente de fluência para cada hipótese estudada, tendo como base o Anexo B, do EC 2 [32]. Todas as equações básicas para determinação do coeficiente de fluência foram já descritas em 3.6.1. Assim no Quadro 5.21. apresentam-se os valores dos vários parâmetros que permitiram a determinação do coeficiente de fluência a tempo infinito. Saliente-se ainda que para o cálculo do coeficiente de fluência, foi necessário arbitrar a humidade relativa do meio ambiente, a temperatura média, a idade do betão à data de carregamento e a classe de cimento. Fixou-se então:

- $RH = 70\%$;
- *Temperatura média* = 22°C , durante 5 dias $\rightarrow (T(\Delta t_i)) = (T(5)) = 22^{\circ}\text{C}$, por se admitir que o pré-esforço é aplicado cinco dias após a betonagem efectuada numa única etapa da viga;
- *Cimento da Classe R.*

Quadro 5.21. – Parâmetros que permitem a determinação do coeficiente de fluência tempo infinito

Classe de betão	h_0	α_1	α_2	φ_{RH}	$\beta(f_{cm})$	t_0	$\beta(t_0)$	$\varphi(t_{\rightarrow\infty}, t_0) = \varphi_0$
C30	240.4	0.9441	0.9837	1.432	2.725	9.12	0.604	2.36
C60	240.4	0.6282	0.8756	1.141	2.037	9.12	0.604	1.40
C90	240.4	0.4864	0.8139	1.005	1.697	9.12	0.604	1.03
C120	240.4	0.4035	0.7716	0.922	1.485	9.12	0.604	0.83

A combinação quase permanente de acções de acções é definida pela expressão (5.30.).

$$S_{sd} = G_m + \sum_i \psi_{2,i} * Q_{k,i} = CP + \psi_2 * SOB + \Delta T_{cqp} \quad (5.30.)$$

com, $CP = (22.83 + 7.20)kN / m$, $SOB = (0.2 * 12) = 2.40kN / m$ e $\Delta T_{cqp} = 5^\circ C$. Saliente-se que a variação diferencial de temperatura, ΔT_{cqp} , não foi contabilizada nas zonas dos apoios, onde é favorável.

Recorrendo então ao programa ROBOT MILLENIUM [62] determinaram-se as flechas provocadas pelas cargas na combinação quase permanente e as flechas geradas pela acção equivalente ao pré-esforço.

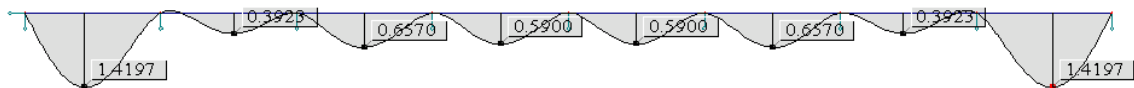


Fig.5.16. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C30

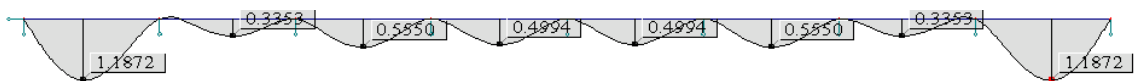


Fig.5.17. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C60

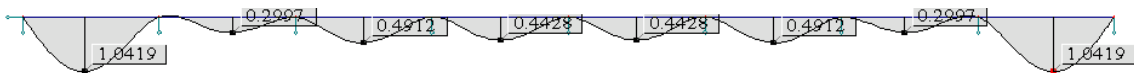


Fig.5.18. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C90

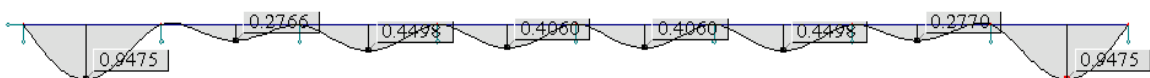


Fig.5.19. – Flecha, em centímetros, devidas ao peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga e variação de temperatura, na combinação quase permanente de acções, no caso de se utilizar um betão C120

Através das Fig.5.16. a 5.19. e da Fig.5.21. (Anexo 6), conclui-se que o tramo crítico é o primeiro, e neste, a flecha é máxima a uma distância de 4.55m a partir do encontro E1. Elaborou-se então o Quadro 5.22 para determinar a flecha total a tempo infinito no tramo crítico, a qual foi então comparada com a flecha máxima admissível.

Quadro 5.22. – Flecha total a tempo infinito para cada classe de betão considerada

Classe de betão	$\varphi(t_{\rightarrow\infty}, t_o)$	$a_{c.q.p.}$ (cm)	$a_{p.e.}$ (cm)	$a_{total,\infty}$ (cm)	$a_{adm.}$ (cm)
C30	2.36	1.4197	0.7106	2.38	≈ 1
C60	1.40	1.1872	0.6013	1.41	≈ 1
C90	1.03	1.0419	0.5329	1.03	≈ 1
C120	0.83	0.9475	0.4885	0.84	≈ 1

Analisando o Quadro 5.22. conclui-se que para se verificar o estado limite de deformação é necessário a utilização de um betão C120, já que a utilização de um betão de menor resistência traduz-se na obtenção de flechas superiores à máxima admissível. Compreende-se assim que a verificação da deformação é fundamental e bastante condicionante quando comparada com as verificações relativas a E.L.U, tal como também já se tinha verificado nos estudos paramétricos efectuados. Porém, tal problema poderá ser resolvido com a aplicação de uma contra-flecha durante a fase construtiva.

6

ACÇÕES DINÂMICAS A QUE ESTÃO SUJEITAS AS PONTES PEDONAIAS

6.1. O PROBLEMA DAS VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIAS

As acções dinâmicas em pontes podem ter diversas origens. Normalmente as que têm maior impacto são os sismos, o vento e o tráfego pedonal. Os sismos têm um efeito destruidor, mas que na actualidade já é bastante conhecido, e está perfeitamente documentado. É um problema que tem de estar sempre presente no dimensionamento das estruturas, mas que deve ter ainda maior importância nas zonas consideradas sísmicas. O tráfego pedonal associado à resposta dinâmica das pontes pode conduzir ao aparecimento de problemas relacionados com vibrações, e o vento, com a sua componente de rajada, pode ter um comportamento marcadamente dinâmico.

Os problemas criados pelas acções dinâmicas sobre as estruturas são diversos: estabilidade, resistência, saúde e conforto humano, etc.

Neste estudo, considerando a esbelteza da ponte analisada, percebe-se facilmente que as vibrações provocadas pelos peões podem tornar-se severamente condicionantes, daí que se considere fundamental efectuar uma caracterização das acções dinâmicas induzidas pelos peões e a sua correcta modelação, bem como uma sistematização de algumas normas que definem níveis máximos de vibrações em pontes pedonais, garantindo assim o conforto humano dos seus utilizadores.

6.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PEÕES

Ao longo dos últimos anos, verifica-se que há uma tendência crescente para que as pontes pedonais possuam maiores vãos, maior flexibilidade e maior esbelteza. Como consequência, a sua rigidez e massa diminuem, e logicamente que as frequências naturais são também menores.

As pessoas ao movimentarem-se sobre uma ponte pedonal, em função das características desta, podem gerar níveis de vibração excessivos do ponto de vista de conforto humano, apesar de serem pouco importantes em termos de segurança estrutural. Tais níveis de vibração são motivados pela elevada proximidade entre a frequência da passada dos peões e as frequências naturais da estrutura, fenómeno designado por ressonância. Este fenómeno ganha ainda maior relevo se a estrutura for flexível, com baixo amortecimento estrutural, e solicitada por acções dinâmicas intensas.

Nos últimos anos, têm sido referenciados inúmeros casos de pontes em que se verificaram problemas de vibrações excessivos, destacando-se os que ocorreram na Ponte Millennium em Londres. Esta ponte foi aberta ao público no dia 10 de Janeiro de 2000 e no primeiro dia foi atravessada aproximadamente por 100.000 pessoas, resultando uma densidade igual a 1.5 pessoas por metro

quadrado. Geraram-se vibrações horizontais muito significativas, induzidas pela sincronização da acção horizontal introduzida pelos peões, ao ponto de se ter observado que o vão central se moveu aproximadamente 70mm. Tais problemas implicaram que a ponte fosse encerrada dois dias após a abertura, para que fossem investigadas as causas de tais vibrações e para definir uma solução.

Porém, na prática, a maior parte das pontes são geralmente atravessadas simultaneamente por um número reduzido de peões, e mesmo quando estes atingem um número mais elevado, têm diferentes frequências de passada, daí que a segurança estrutural esteja assegurada, e o objectivo primordial seja apenas o de minorar o desconforto e o medo dos utilizadores. Na maior parte dos projectos recentes, extremamente evoluídos em termos técnicos, tecnológicos e estéticos, a esbelteza é cada vez maior, o que implica a necessidade de os projectistas possuírem uma maior sensibilidade ao nível das possíveis deformações e garantirem simultaneamente o conforto humano. Para que o conforto seja garantido, tem sido fundamental o estabelecimento progressivo de várias normas, que visam garantir a segurança em relação a determinados estados limites de utilização por vibração excessiva. Porém em alguns países, inclusive Portugal, ou não existem ainda normas, ou estas são omissas e insuficientes em relação a diversos aspectos. Os princípios de verificação destas normas consistem em avaliar a aceleração vertical e horizontal máxima suportada por um peão e comparar este valor com um valor limite admissível (crítico) que traduza a situação limite de conforto. Estas aconselham ainda a adopção de valores mínimos para a frequência fundamental da estrutura. Os seus objectivos são claros: minimizar o risco de ocorrência de ressonância, de eventual degradação estrutural e de perda de estabilidade.

Face a tais problemas, pode achar-se conveniente proceder a aplicação de técnicas que possibilitem a redução dos níveis de vibração considerados excessivos para níveis aceitáveis. As soluções mais convencionais consistem no reforço da estrutura, aumentando a sua rigidez, e na introdução de aparelhos de apoio dotados de um sistema de amortecedor. Estes, apesar de bastante eficazes também acarretam custos significativos.

Saliente-se que neste estudo foi ainda considerada a hipótese da ponte ser solicitada simultaneamente por um grande número de peões, algo que complica fortemente a análise dinâmica, pois cada peão possui as suas características, podendo estes estar ou não sincronizados. A simulação de tal acção implica elevada complexidade, daí que existam hipóteses simplificadas e com grau de precisão razoável que habitualmente são adoptadas.

6.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DO PEÃO

As acções provocadas pelas pessoas quando percorrem um passadiço são acções dinâmicas periódicas dependentes de vários parâmetros.

A modelação da acção do peão é baseada na consideração de funções de carga, tradutoras da evolução temporal da força transmitida pelo peão ao pavimento, nas quais intervêm diversos parâmetros relevantes como a frequência da passada, a velocidade do movimento, o comprimento da passada e o tempo de contacto pé-pavimento. Assim, para modelar a acção do peão é essencial caracterizar os diferentes tipos de movimento possíveis e os vários parâmetros. A acção dinâmica de um peão que circula sobre a estrutura que o suporta, para ser estudada, pode ser traduzida por uma força pontual exercida sobre a estrutura, variando em função do tempo e da posição do peão. Denominando por x a posição do peão relativamente ao eixo longitudinal do tabuleiro da ponte, e por v , a sua velocidade de deslocamento (admitida constante), a sua acção pode então se representada pelo produto de uma

componente temporal (função de carga) – $F(t)$, por uma componente espacial – $\delta(x-v*t)$, sendo δ uma função tal que quando $x=v*t$, para qualquer que seja o valor de $F(t)$, a função é nula.

$$P(x,t) = F(t) * \delta(x - v * t) \quad (6.1.)$$

Logicamente que diferentes tipos de andamentos produzem diferentes acções sobre a estrutura em diversas direcções, e por isso funções de carga distintas. A força exercida pelo peão ao atravessar a ponte pode ser decomposta em três direcções: uma vertical e duas horizontais, sendo uma no plano transversal e outra no plano longitudinal. A direcção vertical é habitualmente a mais relevante, sendo por vezes na prática desprezada a componente horizontal da acção do peão. Na generalidade dos casos, como a massa do peão é desprezável face à massa da estrutura e como a força comunicada pelo peão é apenas exercida durante o curto tempo de contacto com o pavimento, não se considera a interacção estrutura-peão.

Neste estudo, começou-se por quantificar correctamente a acção vertical e horizontal induzidas por um único peão, sendo de seguida abordado o fenómeno de sincronização da passada de um grupo de peões ou multidão. Este último fenómeno só recentemente foi descoberto, daí que não esteja ainda completamente compreendido.

6.3.1. FREQUÊNCIA DA PASSADA

A frequência da passada (f_p) define-se como sendo o número de passos dados por um peão num intervalo de tempo igual a um segundo. Wheeler [64], através de testes realizados a um conjunto de pessoas propõe a classificação apresentada no Quadro 6.1. Distinguem-se vários tipos de movimento de modo a ter em conta os diferentes comportamentos do ser humano, abrangendo assim o máximo de situações possíveis

Quadro 6.1. – Frequência da passada para vários tipos de andamento

Tipo de andamento	f_p (Hz)
Andamento lento	~1.7
Andamento normal	~2.0
Andamento rápido	~2.3
Corrida lenta	~2.5
Corrida rápida	>3.2

Após repetidas experiências de inúmeros autores pode-se concluir que a frequência da passada em andamento normal é descrita por uma distribuição Gaussiana de média 2Hz e com um desvio padrão de aproximadamente 0.20Hz (variando entre 0.175 e 0.22Hz consoante o autor). É corrente na prática, aceitar-se como um valor máximo admissível da frequência da passada em corrida um valor da ordem dos 3.5Hz. Bachmann [65] na International Conference of Footbridges, 2002, confirmou os valores médios definidos no Quadro 6.1.

6.3.2. VELOCIDADE DA PASSADA

Outro parâmetro fundamental para definição do movimento do peão é a velocidade do movimento (v_p). Wheeler [64] define valores de velocidade em função do tipo de andamento (Quadro 6.2.).

Quadro 6.2. – Velocidade do movimento para vários tipos de andamento

Tipo de andamento	v_p (m/s ²)
Andamento lento	~1.1
Andamento normal	~1.5
Andamento rápido	~2.2
Corrida lenta	~3.3
Corrida rápida	>5.5

Estudos realizados comprovam que podem ser atingidos por desportistas em corrida rápida, valores da ordem dos 10m/s².

6.3.3. COMPRIMENTO DA PASSADA

Dividindo a velocidade do movimento (v_p) pela frequência da passada (f_p), obtém-se de acordo com a expressão (6.2.), o comprimento da passada (l_p) em termos médios, pois diferentes pessoas podem ter comprimentos de passada diferentes para velocidades de movimento iguais. Wheeler [64] define valores do comprimento da passada em função do tipo de andamento (Quadro 6.3.).

$$l_p = \frac{v_p}{f_p} \quad (6.2)$$

Quadro 6.3. – Comprimento da passada para vários tipos de andamento

Tipo de andamento	l_p (m)
Andamento lento	~0.60
Andamento normal	~0.75
Andamento rápido	~1.00
Corrida lenta	~1.30
Corrida rápida	>1.75

6.3.4. TEMPO DE CONTACTO PÉ – PAVIMENTO

Um último parâmetro que interessa caracterizar do ponto de vista da modelação da acção do peão é o tempo de contacto pé-pavimento (t_c), que representa o intervalo de tempo de contacto pé-pavimento

até que deixa de existir contacto. Wheeler [64] caracteriza o valor de t_c de acordo com a Figura 6.1. Ainda nesta figura, estabelece-se a relação entre frequência da passada e o factor de amplificação dinâmica da carga (F_a), que corresponde à relação entre o valor máximo da carga gerada pelo peão e o seu peso.

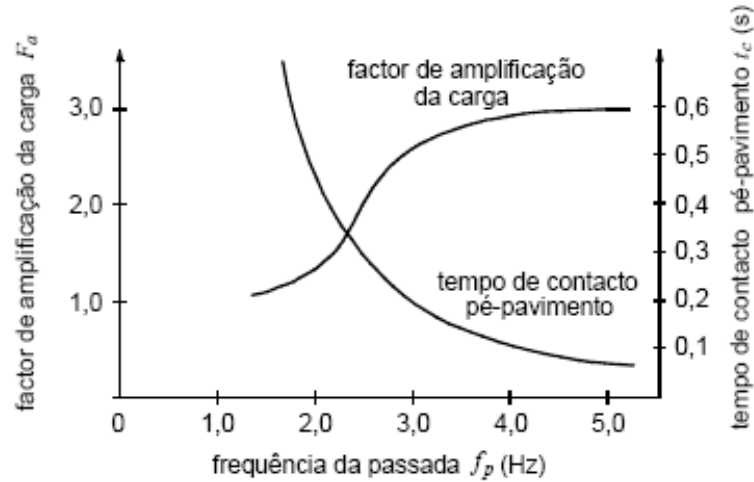


Fig.6.1. – Relação do tempo de contacto pé-pavimento com o factor de amplificação dinâmica da carga e com a frequência da passada [64]

Analisando a Fig.6.1. verifica-se facilmente que o valor do t_c diminui à medida que aumenta a frequência da passada. Analiticamente, segundo Vinagre [66], a relação entre a força aplicada e o peso do peão em função da frequência da passada pode ser definida através da expressão (6.3.).

$$F_a = -0.3806 * f_p^5 + 5.9839 * f_p^4 - 36.975 * f_p^3 + 111.59 * f_p^2 - 162.71 * f_p + 92.605 \quad (6.3.)$$

A relação entre o tempo de contacto pé-pavimento e a frequência da passada pode ser definida pela expressão (6.4.).

$$t_c = -0.0436 * f_p^3 + 0.4872 * f_p^2 - 1.8861 * f_p + 2.6606 \quad (6.4.)$$

Vinagre [66] estabelece ainda uma outra relação bastante importante, a relação entre a frequência da passada e o tempo entre dois passos consecutivos, definida na Fig.6.2 e pela expressão (6.5.).

$$t_p = -0.0214 * f_p^3 + 0.2325 * f_p^2 - 0.9255 * f_p + 1.595 \quad (6.5.)$$

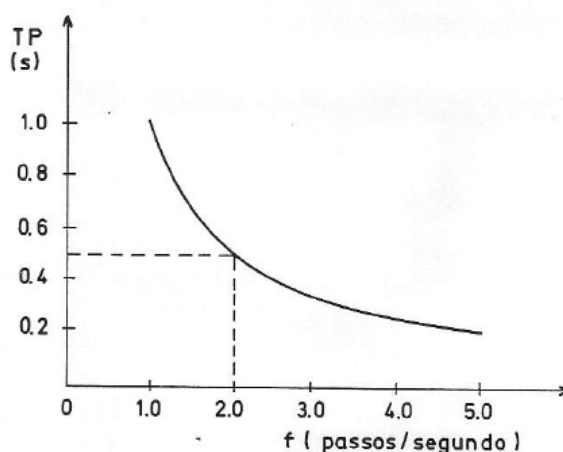


Fig.6.2. – Relação do tempo entre dois passos consecutivos e a frequência da passada [66]

Assim, para o “andamento normal” e “corrida” que são os tipos de movimento mais comuns, determinaram-se os valores dos vários parâmetros referidos, podendo os valores ser consultados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4. – Valores dos parâmetros para os dois tipos de andamento considerados

Tipo de andamento	f_p (Hz)	F_a	t_c (s)	t_p (s)
Andamento normal	2.0	1.308	0.488	0.503
Corrida	3.2	2.767	0.185	0.313

6.3.5. ACÇÃO VERTICAL

Tal como já referido, a componente vertical da acção induzida pelos peões é bastante importante. A evolução da força vertical exercida pelo peão no pavimento ao longo do tempo é traduzida por um gráfico designado por função de carga.

A definição da função de carga para um peão é uma tarefa bastante complexa pois esta depende de inúmeros factores como o tipo de pavimento (rugosidade), o peso e o sexo do indivíduo, o tipo de calçado, a frequência da passada, algumas formas e particularidades do andar, etc. Deverá então considerar-se a acção provocada por um indivíduo tipo, mas tendo sempre presente a hipótese de variação da acção em função de uma série de factores. Wheeler [64] define a variação da função de carga com a frequência da passada para os vários tipos de andamento (Fig.6.3.).

Analisando a Fig.6.3. verifica-se que as funções de carga para o andar apresentam dois máximos. O primeiro corresponde ao momento em que o peão toca no solo com o calcanhar, enquanto que o segundo se encontra associado ao momento em que apenas a ponta do pé contacta com o pavimento. Com o aumento da frequência da passada, percebe-se que a curva tende a esbater-se até surgir um único máximo na corrida, sendo neste caso o contacto com o pavimento de carácter descontínuo.

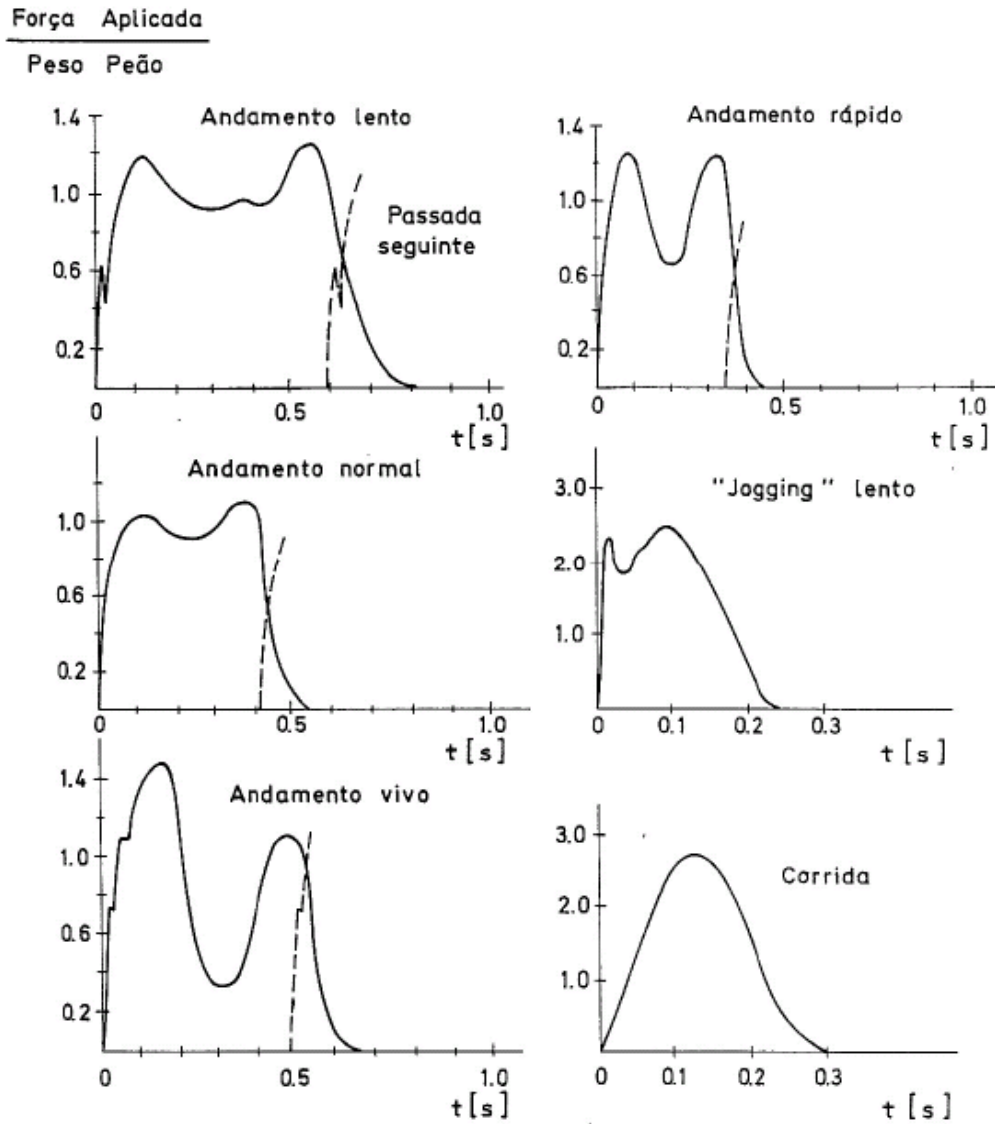


Fig.6.3. – Variação da função de carga com a frequência da passada, segundo Wheeler [64]

6.3.6. ACÇÃO HORIZONTAL

Os peões ao movimentarem-se sobre a superfície da ponte produzem forças dinâmicas horizontais que são consequência da oscilação lateral do centro de gravidade do seu corpo, que por sua vez é gerada pelo movimento da passada alternado entre o pé direito e o esquerdo. A amplitude das oscilações laterais atinge geralmente 1 a 2cm (Fig.6.4.).

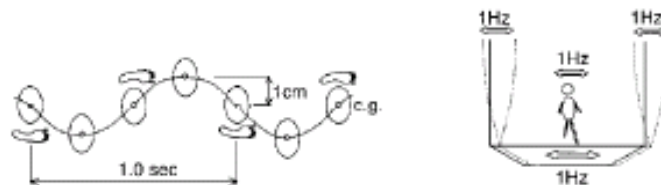


Fig.6.4. – Mecanismo lateral de vibração [67]

As componentes horizontais da força exercida pelo peão no pavimento ao longo do tempo são traduzidas na Fig.6.5.

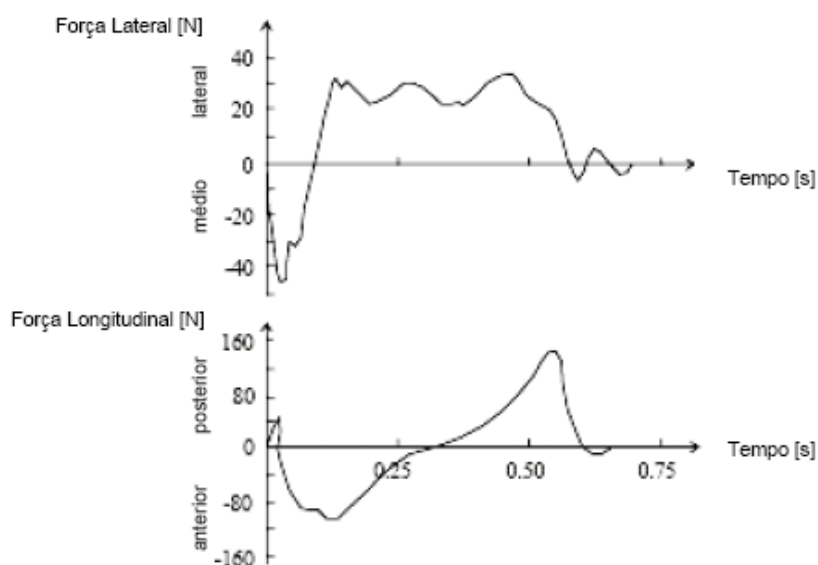


Fig.6.5. – Funções de carga horizontais de uma passada em andamento normal segundo Živanović *et al* [68]

No primeiro gráfico os termos lateral e médio significam que os valores da força representados medidos na transversal se verificam na zona extrema e mediana do tabuleiro, respectivamente. No segundo gráfico, os termos anterior e posterior correspondem aos valores da força verificados atrás e à frente do ponto em que o peão se encontra longitudinalmente.

Enquanto que na direcção vertical a carga é sempre aplicada no mesmo sentido em cada passada, a acção horizontal introduz uma força alternadamente para a direita e para a esquerda, consoante o pé utilizado.

Assim, segundo o Guia Metodológico elaborado pela Association Française de Génie Civil [69], a frequência da passada na direcção transversal é aproximadamente igual a metade dos valores da frequência da passada nas direcções longitudinal e vertical: 0.7 a 1.2Hz (Fig.6.6.).

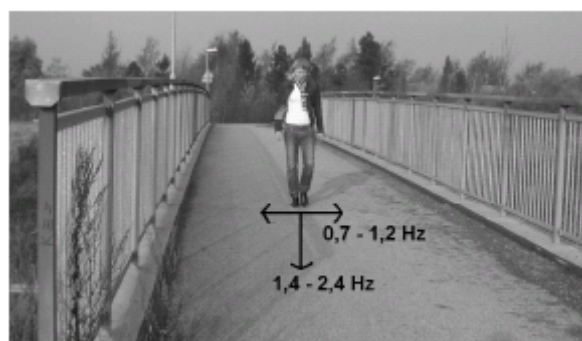


Fig.6.6. – Frequências da passada na direcção vertical e transversal [67]

6.3.7. ACÇÃO GERADA POR GRUPOS DE PEÕES E MULTIDÕES

Uma vez definidas as forças verticais e horizontais produzidas por um único peão, torna-se do maior interesse focalizar a atenção para as forças produzidas por um grupo de peões a movimentarem-se com a mesma velocidade.

Ao movimentarem-se sobre uma ponte, os peões são bastante mais toleráveis às vibrações verticais. Através de estudos elaborados por Bachmann e Ammann [70] conclui-se que na direcção vertical, deslocamentos da ordem dos 10mm parecem não criar grande desconforto aos peões. Porém, a sua sensibilidade aumenta significativamente quando analisada a direcção horizontal. É perante estas circunstâncias que se destaca o fenómeno de sincronização horizontal peão-estrutura, que ocorre quando os peões ao sentirem as vibrações da ponte adaptam instintivamente a sua passada à vibração da ponte, parecendo-lhes que tal lhes permite um aumento de equilíbrio, porém, acabam por aumentar ainda mais as oscilações que já se verificavam, sendo obrigados a interromper o seu movimento quando o nível de desconforto se torna intolerável.

6.3.8. FUNÇÕES DE CARGA

Para ser possível efectuar uma análise dinâmica da ponte é necessário definir um modelo matemático para as forças dinâmicas introduzidas por um peão ou por um grupo de peões que atravessam a estrutura. Entendeu-se então descrever quatro modelos matemáticos diferentes. O primeiro e segundo associados às funções de carga correspondente ao andar e à corrida de um único peão, respectivamente, que podem ser aproximadas por uma força periódica, representada por uma série de Fourier. O segundo e terceiro correspondem à tentativa de modelar a acção de um grupo de peões baseada nos princípios dos primeiros modelos referidos. Ambos resultam de observações e análise do fenómeno de sincronização horizontal peão-estrutura.

Saliente-se que ao considerar acções periódicas se está automaticamente a assumir que todos os peões produzem exactamente a mesma força e que esta força é periódica. É assumido ainda que a força produzida por um único peão é constante ao longo do tempo.

6.3.8.1. Função de carga para um peão a andar

A função de carga periódica para o andar pode ser decomposta por um desenvolvimento em série de Fourier de acordo com a expressão (6.6.). Esta função é constituída por uma parcela estática (correspondente ao peso do peão) e uma parcela dinâmica.

$$F(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_p t) + \sum_{i=2}^n G_i \sin(2\pi i f_p t - \varphi_i) \quad (6.6.)$$

sendo, G_0 a força estática (peso do peão em N), G_1 a amplitude da primeira harmónica, G_i a amplitude da i -ésima harmónica, f_p a frequência da passada (Hz), φ_i o ângulo de fase da i -ésima harmónica relativamente à primeira, t o tempo (s), i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmónicas consideradas, usualmente igual a três.

Geralmente admite-se o peso médio de um indivíduo igual a 700N e para uma frequência média da passada de 2Hz, os valores dos coeficientes de Fourier das primeiras três harmónicas para a acção vertical podem ser considerados iguais a:

- $G_1 = 0.4 * G_0$; $G_2 \approx G_3 \approx 0.1 * G_0$
- $\varphi_2 = \varphi_3 = \frac{\pi}{2}$

Estes valores tratam-se de valores médios geralmente sugeridos para cálculo automático, porém a sua definição não gera consenso entre os vários autores, pois comparando os seus estudos verifica-se alguma dispersão de resultados.

A Fig.6.7. representa a função de carga para o andar, considerando $G_0=700\text{N}$ e $f_p=2\text{Hz}$. Considerou-se apenas a contribuição das primeiras três harmónicas, e os valores dos coeficientes de Fourier e ângulos de fase referidos anteriormente.

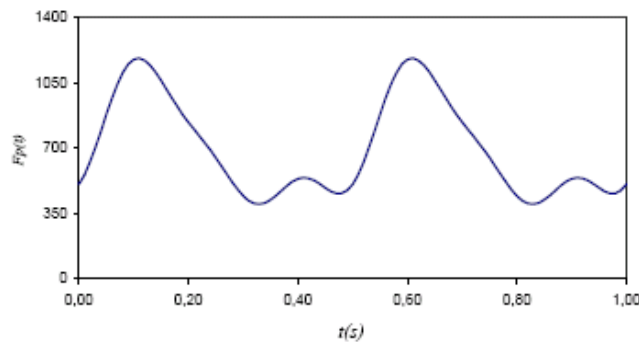


Fig.6.7. – Função de carga para o andar ($G_0=700\text{N}$, $f_p=2\text{Hz}$, $n=3$) [71]

Relativamente à acção horizontal é necessário considerar a componente longitudinal e transversal separadamente, uma vez que na direcção transversal, a frequência da passada é aproximadamente igual a metade dos valores da frequência da passada nas direcções longitudinal e vertical e o período da acção transversal é aproximadamente duas vezes superior ao relativo a acções verticais e longitudinais. É então necessário considerar a função de carga definida pela expressão (6.7.) em vez de se utilizar a expressão (6.6.).

$$F(t) = G_0 + G_{1/2} \sin\left(2\pi\left(\frac{f_p}{2}\right)t\right) + \sum_{i=1}^n G_i \sin\left(2\pi i\left(\frac{f_p}{2}\right)t - \varphi_i\right) \quad (6.7.)$$

Assim, os valores dos coeficientes de Fourier das primeiras quatro harmónicas para a acção transversal podem ser considerados iguais a:

- $G_{1/2} = G_{3/2} \approx 0.05 * G_0$; $G_1 = G_2 \approx 0.01 * G_0$

Para a acção longitudinal os coeficientes de Fourier das primeiras quatro harmónicas podem ser considerados iguais a:

- $G_{1/2} \approx 0.04 * G_0$; $G_1 \approx 0.2 * G_0$; ▪ $G_{3/2} \approx 0.03 * G_0$; $G_2 \approx 0.1 * G_0$

Porém, de forma simplificada e para dimensionamento, segundo o Guia elaborado pela Association Française de Génie Civil [69] é possível limitar-se o estudo apenas à consideração da primeira harmónica para cada uma das três componentes. A componente vertical da acção do peão pode ser definida de acordo com a expressão (6.8.), e as componentes horizontais, transversal e longitudinal, podem ser definidas pelas expressões (6.9.) e (6.10.) respectivamente.

$$F_v(t) = 0.4G_0 \sin(2\pi f_p t) \quad (6.8.)$$

$$F_{ht}(t) = 0.05G_0 \sin\left(2\pi\left(\frac{f_p}{2}\right)t\right) \quad (6.9.)$$

$$F_{hl}(t) = 0.2G_0 \sin(2\pi f_p t) \quad (6.10.)$$

Quando a frequência fundamental da ponte for bastante diferente da frequência da força excitadora, os deslocamentos obtidos serão próximos do deslocamento estático, ou seja, a parcela dinâmica da função de carga é praticamente nula.

6.3.8.2. Função de carga para um peão em corrida

A curva representativa da componente vertical da função de carga para a corrida apresenta apenas um máximo. A forma mais utilizada na sua representação tal como definido nas expressões (6.11.) e (6.12.), consiste na utilização de uma função semi-sinusoidal.

$$F(t) = k_p G_0 \sin\left(\frac{\pi t}{t_c}\right), t \leq t_c \quad (6.11.)$$

$$F(t) = 0, t_c < t < T_p \quad (6.12.)$$

sendo, k_p o factor de impacto dinâmico ($k_p = F_{\max} / G_0$), G_0 o peso do peão, t_c o tempo de contacto pé-pavimento e T_p o período da passada ($T_p = 1 / f_p$).

Contudo, a função sinusoidal, por ser periódica, pode ser aproximada através de um desenvolvimento em série de Fourier, tal como definido na expressão (6.13.), que tem a vantagem de não implicar o cálculo explícito de k_p .

$$F(t) = G_0 + \sum_{i=2}^n G_i \cos\left(2\pi i f_p \left(t - \frac{t_c}{2}\right)\right) \quad (6.13.)$$

sendo, G_0 o peso do peão, G_i a amplitude da i -ésima harmónica, f_p a frequência da passada, t_c o tempo de contacto pé-pavimento e n o número total de harmónicas consideradas, que usualmente se toma igual a quatro.

A Fig.6.8. representa a função de carga para a corrida, considerando $G_0=700\text{N}$, $f_p=3\text{Hz}$, $t_c=0.18\text{s}$ e $n=4$, utilizando a função semi-sinusoidal e o desenvolvimento em série de Fourier.

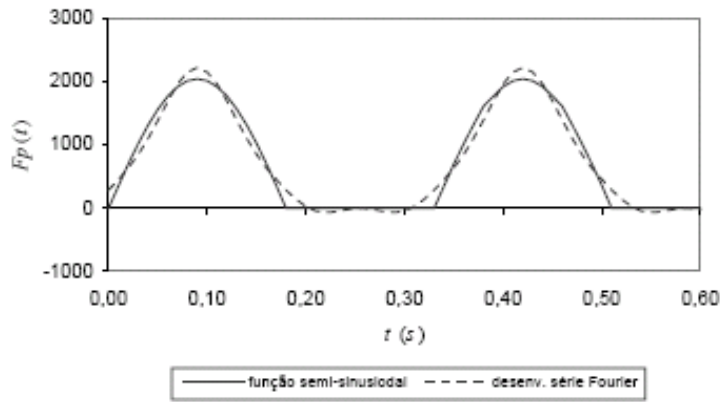


Fig.6.8. – Função de carga para a corrida ($G_0=700\text{N}$, $f_p=2\text{Hz}$, $t_c=0.18\text{s}$, $n=4$) [71]

6.3.8.3. Função de carga para um grupo de peões ou multidão

Parece natural e intuitivo tentar modelar a acção gerada por um grupo de peões a partir da acção produzida por um único peão, multiplicada por alguma constante. Matsumoto [72] tentou definir essa constante, definindo o factor m , definido na expressão (6.14.).

$$m = \sqrt{\lambda * T_0} \quad (6.14.)$$

sendo λ a taxa média de fluxo de peões ao longo da largura do tabuleiro (peões/segundo) e T_0 o tempo, em segundos, necessário para atravessar a ponte de comprimento L , que pode ser definido pela expressão (6.15.), em que v representa a velocidade do peão.

$$T_0 = \frac{L}{v} \quad (6.15.)$$

O produto $\lambda * T_0$ é igual ao número de peões sobre a ponte no mesmo instante, que se denomina N . Considerando que N peões sobre a ponte é equivalente a $\sqrt{N}$ peões todos sincronizados, percebe-se que o factor multiplicativo m , terá obrigatoriamente de estar incluído no intervalo $[\sqrt{N} \quad N]$. Uma vez definido o grau de sincronização, a acção total produzida por um grupo ou multidão é definida na expressão (6.16.).

$$F(t)_{\text{grupo peoes}} = m * F(t)_{\text{um peao}} \quad (6.16.)$$

Em Dezembro de 2000, Dallard et al. [73] e Willford [74] desenvolveram um conjunto de testes com o intuito de procurar resolver os problemas de vibração da Ponte Millennium e estudar o fenómeno designado por “lock-in”. Estes demonstraram que a força dinâmica induzida pelos peões era aproximadamente proporcional à velocidade lateral da ponte, e definiram, apenas para efeitos de vibração lateral, o número crítico de peões que podem atravessar a ponte em simultâneo, a partir do qual os limites regulamentares deixam de ser respeitados. Este número crítico foi definido como o número de peões necessários para fazer com que o “feedback” das forças laterais cancelasse o efeito do amortecimento, originando uma amplificação da resposta dinâmica da estrutura.

$$N_{cr} = \frac{8 * \pi * f_i * \xi * M_i}{k} \quad (6.17.)$$

sendo, i o índice do modo correspondente à oscilação na direcção transversal, f_i a frequência do modo i , ξ o coeficiente de amortecimento da estrutura, M_i a massa modal do modo i , e k uma constante empírica que tem de ser estimada para cada ponte, que na Ponte Millennium toma o valor de 300Ns/m.

A simplicidade da expressão (6.17) constitui evidentemente uma vantagem porém tem uma desvantagem inerente, quando a força lateral ($F(t)$) é superior à força de amortecimento, a resposta da ponte aumenta infinitamente, algo que não está de acordo com o observado na realidade. Nakamura [75] propõe algumas alterações a este modelo baseados nas observações e cálculos efectuados na T-bridge no Japão, das quais se destaca o facto de admitir que quando os peões se sentem desconfortáveis e inseguros param o seu movimento ou reduzem a velocidade, logo a resposta da ponte não aumenta infinitamente, mas está limitada a um certo nível. Este nível é considerado através de coeficientes considerados no modelo de Nakamura [75].

É do consenso geral que a modelação da acção induzida por grupos e multidões ainda não está claramente bem definida, daí que também se torne ainda bastante complexo traduzir num modelo a vibrações reais originadas pelos peões.

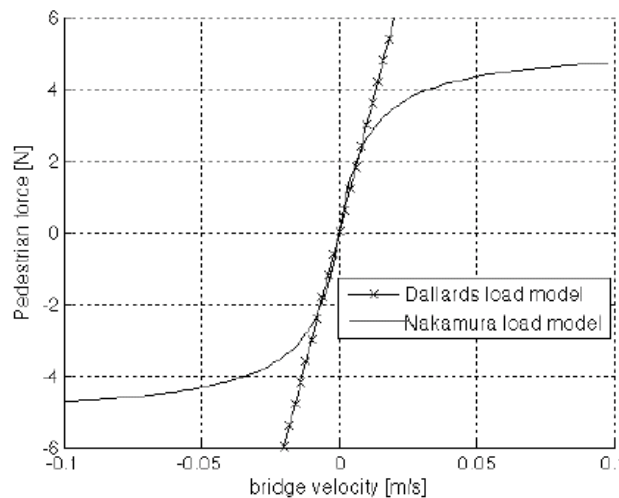


Fig.6.9. – Comparação entre os modelos propostos por Dallard e Nakamura [67]

6.4. MODELO FINAL DA PONTE PEDONAL

Para verificar se o modelo de cálculo adoptado para estudo do tabuleiro e para efectuar uma análise da resposta da ponte pedonal quando solicitada por um único peão ou por uma multidão, efectuou-se a modelação desta através da utilização do programa ROBOT MILLENIUM [62]. Neste modelo considerou-se que o tabuleiro era constituído por um betão da classe C120 e que a secção era a representada na Fig.5.3., obtendo-se o modelo tridimensional representado na Fig.6.10. Relativamente às condições de apoio, considerou-se que todos os pilares estariam encastrados na base e que em ambos os encontros estavam apenas impedidas as translações na direcção transversal e vertical. Admitiu-se continuidade entre os pilares e o tabuleiro, não existindo então restrições ao movimento deste.

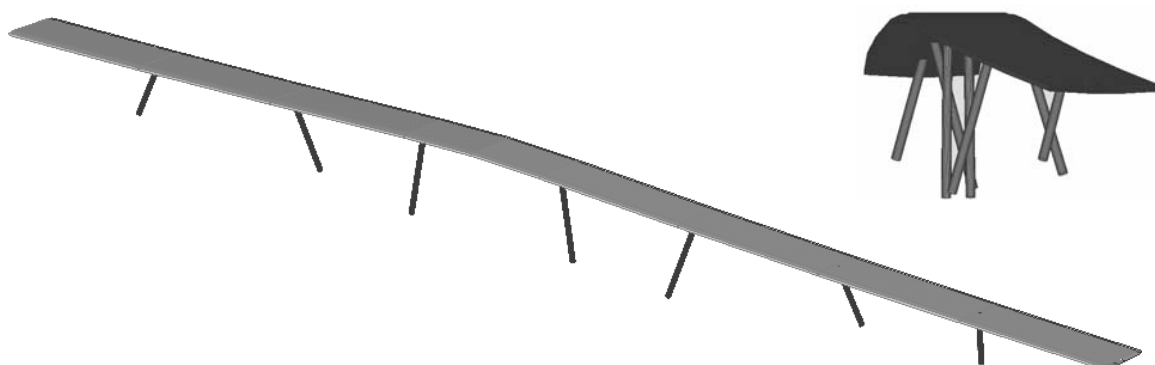


Fig.6.10 – Modelo tridimensional final da ponte realizado com o auxílio do programa ROBOT MILLENIUM [62]

Considerando o peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga já definidos anteriormente, e os respectivos coeficientes de majoração relativos a E.L.U., obteve-se o diagrama de momentos flectores para a real geometria do tabuleiro da ponte, considerando em corte e planta as respectivas curvaturas. Através da Fig.6.11., conclui-se que o modelo de cálculo longitudinal adoptado (Fig.5.1.) é de facto válido, pois os resultados obtidos são bastante idênticos, algo que é visível comparando a Fig.6.11 com a Fig.5.12. Saliente-se ainda que nas secções onde existem pilares, existem momentos nos topos destes, que não foram representados mas que geram as descontinuidades à esquerda e direita para momentos negativos visíveis na Fig.6.11.



Fig.6.11. – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro da ponte para E.L.U. considerando peso próprio, restante carga permanente e sobrecarga

6.4.1. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ANÁLISE MODAL

A análise modal pode ser utilizada para determinar as frequências próprias e os modos de vibração de uma estrutura, que por sua vez são características inerentes à própria estrutura e dependem apenas da sua massa e rigidez. Na determinação de frequências próprias e modos de vibração associados à estrutura, é necessário proceder ao cálculo dos valores e vectores próprios do sistema de equações de

equilíbrio dinâmico em regime livre. Estes cálculos são efectuados pelo ROBOT MILLENIUM [62], o qual procede inicialmente à montagem da matriz de rigidez e massa da estrutura, e através da resolução da equação característica (6.18.), determina as frequências próprias da estrutura.

$$(K - \omega^2 * M) * \phi = 0 \quad (6.18.)$$

sendo, K a matriz de rigidez da estrutura, ω a frequência angular da estrutura, M a matriz de massa da estrutura e ϕ o vector de deslocamentos.

A única solução não trivial ($\phi \neq 0$) para este sistema de equações corresponde à anulação do primeiro termo da equação (6.19.).

$$\det(K - \omega^2 * M) = 0 \quad (6.19.)$$

A cada valor próprio, ω , corresponde uma solução para o vector ϕ , em que ϕ é o vector próprio associado a essa frequência (ω). Esse vector representa a configuração da estrutura (modo de vibração) correspondente à vibração na frequência respectiva.

Depois de modelada a estrutura no programa de cálculo ROBOT MILLENIUM [62], realizou-se a respectiva análise, obtendo-se períodos e frequências relativos a doze modos de vibração. Considerou-se um coeficiente de amortecimento igual a 1% (betão pré-esforçado) e o número de modos a apresentar determinou-se tendo em conta a participação de massas em cada direcção, considerando que os modos de maior importância nesta estrutura acontecem até os coeficientes de participação de massa atingirem um valor superior a 75%. No Quadro 6.5. apresentam-se os modos de vibração e frequências da ponte em estudo determinados considerando apenas o seu peso próprio.

Quadro 6.5. – Períodos, frequências e participação de massas nos vários modos de vibração

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum U_z$ (%)
1	1.01	0.99	2.45	76.43	0.04
2	0.55	1.82	95.98	78.01	0.17
3	0.27	3.73	95.98	78.32	0.30
4	0.20	4.93	96.05	78.32	0.31
5	0.20	5.11	96.36	78.44	3.47
6	0.18	5.68	96.37	78.55	3.48
7	0.16	6.28	96.37	78.60	6.37
8	0.14	7.26	96.92	78.95	6.47
9	0.13	7.89	96.95	87.50	6.72
10	0.12	8.28	97.24	89.68	14.58
11	0.11	9.10	97.60	89.69	14.86
12	0.10	9.75	97.69	89.78	75.48

Analisando o Quadro 6.5., verifica-se que apenas é necessário estudar pormenorizadamente os dois primeiros modos, pois são os que se encontram associados a frequências do intervalo crítico, que corresponde às frequências de passada dos vários tipos de movimento dos peões. De facto a frequência de 0.99Hz associada ao primeiro modo apenas é crítica uma vez que o modo é essencialmente transversal, pois uma frequência transversal de 0.99Hz implica uma frequência da passada na direcção vertical de 1.98Hz, que corresponde ao andamento normal de um peão. Assim, o primeiro modo é um modo essencialmente transversal e o segundo essencialmente longitudinal. Uma vez que a frequência da passada na direcção longitudinal é igual à frequência na direcção vertical, e porque estas duas direcções estão directamente relacionadas, considerou-se também essencial considerar a direcção vertical associada ao segundo modo.

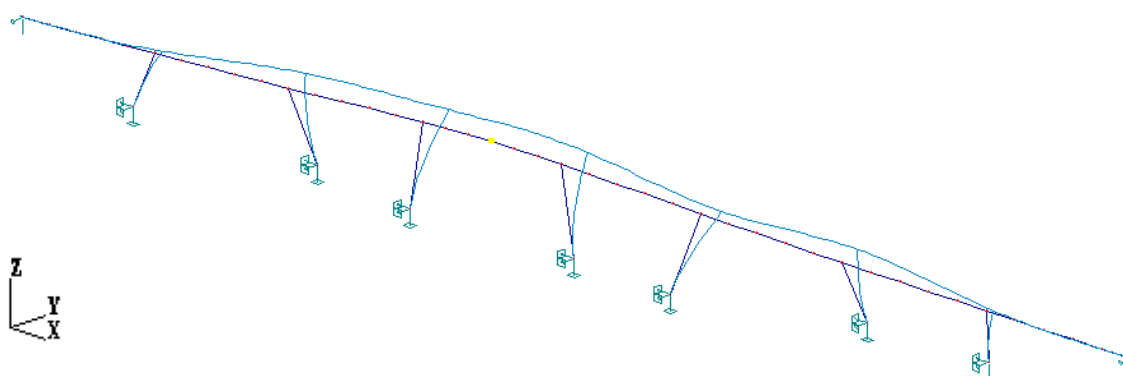


Fig.6.12. – Modo 1 (vista em 3D da ponte pedonal)

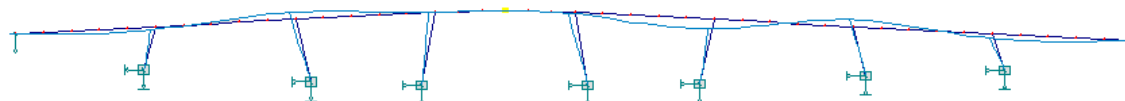


Fig.6.13. – Modo 1 (vista XZ da ponte pedonal)



Fig.6.14. – Modo 1 (vista XY da ponte pedonal)

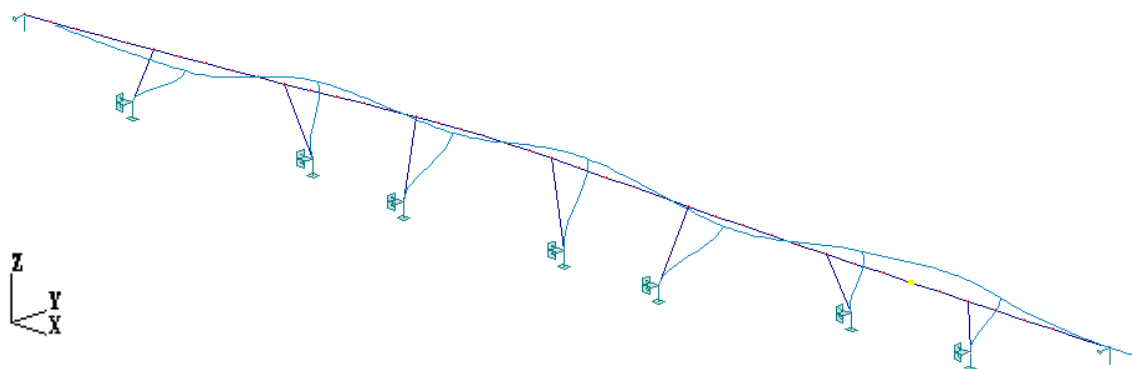


Fig.6.15. – Modo 2 (vista em 3D da ponte pedonal)

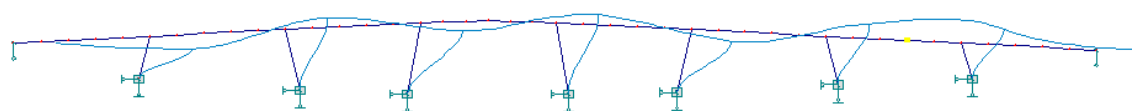


Fig.6.16. – Modo 2 (vista XZ da ponte pedonal)

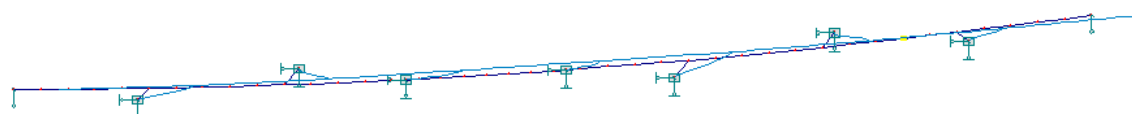


Fig.6.17. – Modo 2 (vista XY da ponte pedonal)

Quadro 6.6. – Componentes não normalizadas dos dois primeiros modos de vibração nas várias direcções

Modo	Máximo Ux (vector próprio)	Máximo Uy (vector próprio)	Máximo Uz (vector próprio)
1	0.0	0.0033	0.0005
2	0.0022	0.0005	0.0011

6.4.2. RESPOSTA DA PONTE PEDONAL ÀS ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS POR PEÕES

Dentro do programa ROBOT MILLENIUM [62] a simulação de passagem de peões sobre uma estrutura é ainda uma funcionalidade pouco explorada e por isso bastante complexa. Para determinar a aceleração máxima da ponte gerada pela acção de um peão introduziram-se as funções de carga tipo definidas nas expressões (6.8.), (6.9.) e (6.10.). Logicamente que estas forças foram aplicadas nas posições mais críticas, ou seja, a aplicação da carga com componente transversal foi aplicada no nó crítico de deformação associado ao modo 1 (nó assinalado na Fig.6.12.), e as cargas com componentes

vertical e longitudinal foram, por sua vez, aplicadas no nó crítico de deformação associado ao modo 2 (nó assinalado na Fig.6.15). Os nós críticos foram determinados através da verificação dos nós em que se obtém os valores máximos representados no Quadro 6.6. Prossegue-se agora à descrição pormenorizada da forma como a acção foi considerada e modelada no programa ROBOT MILLENIUM [62]. Assim, começou por escolher-se no campo “Analysis Type” a opção “Time history analysis”. No campo “Time history analysis” escolheu-se o método de decomposição modal, considerando os primeiros doze modos (“Modal decomposition”) definindo um “time step” igual a 0.01s e um “time end” igual a 100s. Quanto menor for o “time step” maior número de registos se obtém e melhor qualidade terão os acelerogramas obtidos. O valor do “time step” foi definido a partir da relação com o período associado à máxima frequência considerada na análise, resultando:

$$\text{Máxima frequência considerada: } f=9.75\text{Hz (modo 12)} \rightarrow T = \frac{1}{9.75} \approx 0.10\text{s}, \text{ então}$$

$$\Delta t \leq \frac{T}{10} = 0.01\text{s} \rightarrow \text{dimensão de análise de 10000 pontos, uma vez que se considerou um “time end” igual a 100s.}$$

Para definir o campo “Case” foi necessário recorrer à opção “Loads”, e criar três cargas unitárias, cada uma com a respectiva direcção e aplicada nos nós críticos já referidos, a que corresponderão logicamente três casos de carga. No campo “Function” escolheu-se a opção “Function definition” e preencheram-se os campos “Function name” e “Add expression”. Neste último campo introduziram-se as expressões (6.8.), (6.9.) e (6.10.), com os parâmetros devidamente substituídos, admitindo $G_0=700\text{N}$ (Quadro 6.7). Definiu-se ainda “Beginning time” igual a 0s, “End time” igual a 100s, “Time step” igual a 0.01s, e escolheu-se a opção “Radians” no campo “Angle units”.

Quadro 6.7. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” associada a cada um dos três casos de carga considerados

Componente vertical	$F_v(t) = 0.4G_0 \sin(2\pi f_p t) = 0.4 * 0.7 * \sin(2 * \pi * 1.82 * t)$
Componente transversal	$F_{ht}(t) = 0.05G_0 \sin\left(2\pi\left(\frac{f_p}{2}\right)t\right) = 0.05 * 0.7 * \sin(2 * \pi * 0.99 * t)$
Componente longitudinal	$F_{hl}(t) = 0.2G_0 \sin(2\pi f_p t) = 0.2 * 0.7 * \sin(2 * \pi * 1.82 * t)$

Note-se que se considerou cada caso de carga isoladamente antes de se activar a opção “Calculations”. Obtiveram-se então os valores das aceleração em cada direcção e em cada 0.01s, assim como os respectivos acelerogramas. Nas Figuras 6.18., 6.19. e 6.20. apresentam-se os valores das acelerações obtidos pelo programa de cálculo.

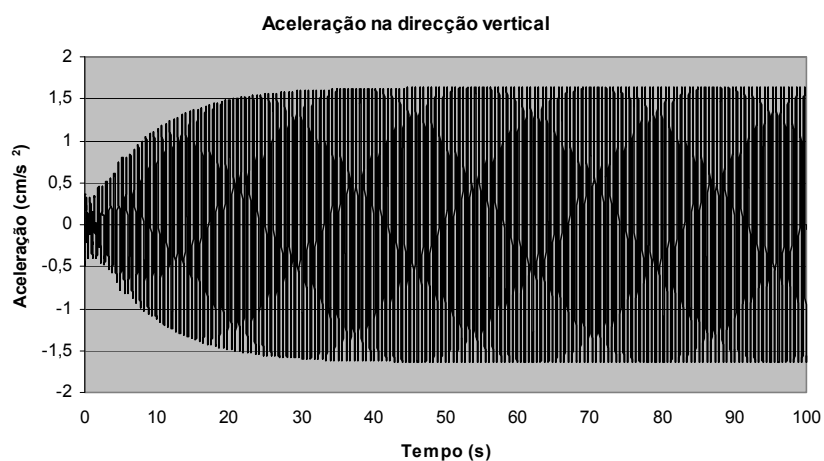


Fig.6.18. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro

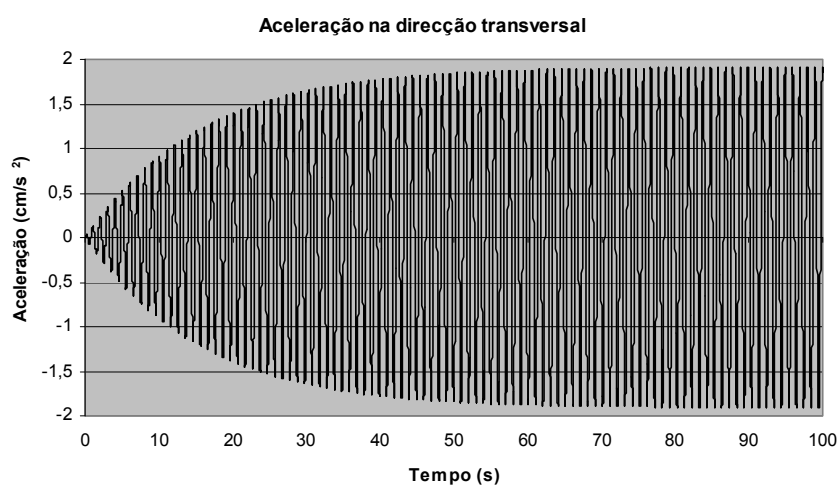


Fig.6.19. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tabuleiro

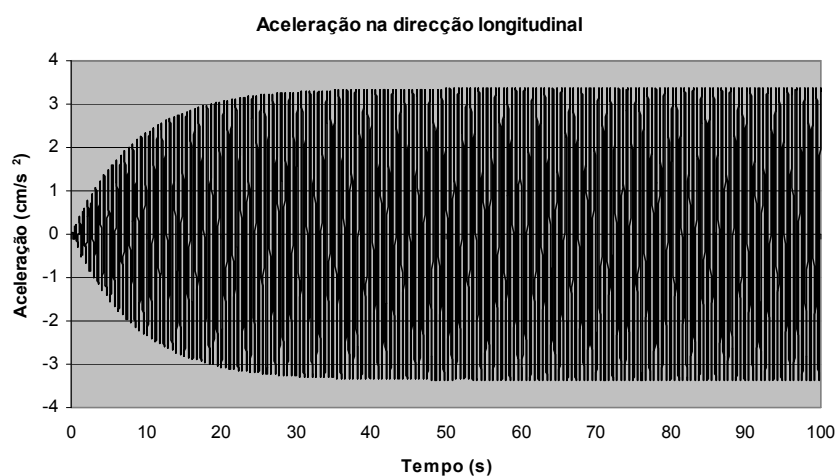


Fig.6.20. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tabuleiro

No Quadro 6.8. apresentam-se os valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, obtidos nas secções críticas para o andamento normal de um peão.

Quadro 6.8. – Valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, provocada por um peão em andamento normal

Direcção	Aceleração (m/s ²)
Vertical	0.01637
Transversal	0.01907
Longitudinal	0.03358

De facto é possível efectuar a validação dos resultados obtidos de forma simples tratando a estrutura como um simples oscilador de um grau de liberdade. Uma vez conhecidos os modos e as frequências de vibração facilmente se obtém aproximadamente os valores dos deslocamentos e acelerações máximas. Para tal basta aplicar as seguintes expressões.

$$M_{modal} = \frac{1}{\phi_{i,max}^2} \quad (6.20.)$$

$$y_{max} = \frac{p_0}{k} * \frac{1}{2 * \xi} = \frac{p_0}{M * w^2} * \frac{1}{2 * 0.01} \quad (6.21.)$$

$$a_{max} = y_{max} * w^2 \quad (6.22.)$$

Quadro 6.9. – Parâmetros para determinação da resposta dinâmica

Modo	Direcção	$\phi_i = U_{máx.}$	M_{modal} (kg)	p_0 (kN)	ω (rad/s)	k (N/m)
1	transv.	$U_y=0.0033$	91827.36	$0.05*0.7=0.035$	$(2 * \pi * 0.99)=6.22$	3553058
	long.	$U_x=0.0022$	206611.6	$0.2*0.7=0.14$	$(2 * \pi * 1.82)=11.4$ 4	$2.7018*10^7$
2	vertical	$U_z=0.0011$	826446.3	$0.4*0.7=0.28$	$(2 * \pi * 1.82)=11.4$ 4	$1.0807*10^8$

Quadro 6.10. – Valores do deslocamento e aceleração máximos

Modo	Direcção	$y_{máx.}$ (m)	$a_{máx.}$ (m/s ²)
1	transversal	0.0004925	0.01906
2	longitudinal	0.0002591	0.03388
	vertical	0.0001295	0.01693

Uma vez conhecida a resposta da ponte para a acção de um único peão interessa agora estudar o fenómeno de “lock-in”, considerando a frequência associada ao primeiro modo, uma vez que este é essencialmente transversal. Aplicando a expressão (6.17.) com os vários parâmetros devidamente definidos torna-se possível determinar o número crítico de peões a partir do qual as acelerações na direcção transversal ultrapassam o limite regulamentar.

$$N_{cr} = \frac{8 * \pi * 0.99 * 0.01 * 91827.36}{300} = 77 \text{ peões}$$

Admitindo o modo 1, sinusoidal e normalizado para a unidade, torna-se possível transformar o número crítico de peões numa densidade a actuar sobre a superfície da ponte.

$$L_{eq} = \int_0^L \phi^2 dx \approx \frac{L}{2} \quad (6.23.)$$

sendo L o comprimento total do tabuleiro.

$$densidade = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{N_{cr}}{b * L_{eq}} = \frac{77}{3 * \frac{85}{2}} = 0.6 \text{ peões/m}^2 \quad (6.24.)$$

sendo b a largura útil do tabuleiro.

Percebendo que por acção de um peão as acelerações nas várias direcções são bastante inferiores aos limites regulamentares, interessa analisar a resposta da ponte quando solicitada por um grupo de peões. Para tal análise considerou-se como procedimento o enunciado no Guia elaborado pela Association Française de Génie Civil [69]. Segundo este, as forças induzidas por um grupo de peões, depende do número de peões por metro quadrado, que por sua vez, é estipulado em função da classe da ponte considerada. Assim em função do tráfego pedonal, poderá considerar-se uma ponte como sendo da classe I a IV. As pontes de classe IV prevê-se que sejam muito pouco utilizadas, enquanto que ao considerar uma ponte da classe I, se está a admitir que esta estará inserida numa zona fortemente urbana, sujeita a concentrações urbanas extremamente significativas. Logicamente que para a ponte em estudo, localizada junto a duas Faculdades (FEUP e FEP), se pode automaticamente excluir a hipótese desta ser de classe IV, porém definir qual das outras classes será a mais adequada torna-se uma decisão algo complexa e arriscada. Assim considerou-se ser de bom senso admitir as duas hipóteses mais desfavoráveis, ou seja, considerar a ponte da classe I e II. No Quadro 6.11. indicam-se os valores normalmente considerados para a densidade de pessoas associada a cada uma das classes.

Quadro 6.11. – Densidade pedonal em função da classe considerada

Classe da ponte	Densidade pedonal (peão/m ²)
II	0.8
I	1.0

Para pontes das classes II as expressões a utilizar para simular a carga por metro quadrado de superfície associada à densidade da multidão considerada estão definidas no Quadro 6.12. Para pontes da classe I, as expressões a utilizar são as definidas no Quadro 6.13.

Quadro 6.12. – Carga por unidade de superfície a aplicar em cada direcção de vibração, para pontes da classe II

Direcção	Carga por m ²
Vertical (v)	$d * (280N) * \cos(2\pi f_v t) * 10.8 * (\xi / N_p)^{0.5} * \psi$
Longitudinal (l)	$d * (140N) * \cos(2\pi f_l t) * 10.8 * (\xi / N_p)^{0.5} * \psi$
Transversal (t)	$d * (35N) * \cos(2\pi f_t t) * 10.8 * (\xi / N_p)^{0.5} * \psi$

Quadro 6.13. – Carga por unidade de superfície a aplicar em cada direcção de vibração, para pontes da classe I

Direcção	Carga por m ²
Vertical (v)	$1.0 * (280N) * \cos(2\pi f_v t) * 1.85 * (1 / N_p)^{0.5} * \psi$
Longitudinal (l)	$1.0 * (140N) * \cos(2\pi f_l t) * 1.85 * (1 / N_p)^{0.5} * \psi$
Transversal (t)	$1.0 * (35N) * \cos(2\pi f_t t) * 1.85 * (1 / N_p)^{0.5} * \psi$

Nas expressões dos Quadros 6.12. e 6.13., N_p representa o número total de peões que compõe a multidão considerada, e é determinado pela expressão (6.14.), onde d representa a densidade (Quadro 6.11.) e S a área útil superficial do tabuleiro.

$$N = S * d = (85 * 3) * d = 255 * d \text{ (peões)} \quad (6.14.)$$

As parcelas $10.8 * (\xi / N_p)^{0.5}$ e $1.85 * (1 / N_p)^{0.5}$ definem o número de peões equivalente, ou seja, dos que compõe a multidão (N_p), representam os que se movimentam com a mesma frequência e que estão em fase. É necessário considerar ainda um coeficiente redutor, ψ , que toma o valor definido na Fig.6.21., em função da frequência.

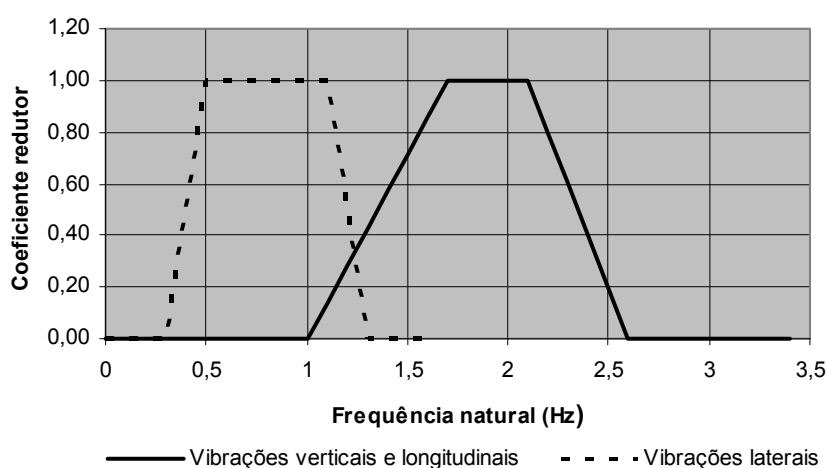


Fig.6.21. – Valor do coeficiente redutor (ψ) para vibrações verticais, longitudinais e laterais, admitindo que os peões se movimentam em andamento normal [78]

Foi necessário efectuar uma nova análise modal uma vez que face ao número de peões considerados sobre a ponte, a sua massa deixa de ser desprezável, tal como considerado quando se analisou o comportamento da ponte por acção de um único peão. Elaborou-se então o Quadro 6.14., considerando um peão tipo com uma massa de 70kg.

Quadro 6.14. – Massa dos peões por m^2 em função da classe considerada

Classe da ponte	Densidade pedonal	Massa dos peões por m^2
II	0.8 peão/ m^2	56kg/ m^2
I	1.0 peão/ m^2	70kg/ m^2

Nos Quadros 6.15. e 6.16. apresentam-se apenas os modos de vibração e frequências associadas ao intervalo crítico, que corresponde às frequências de passada dos vários tipo de movimento dos peões, considerando o peso próprio da ponte e o peso dos peões.

Quadro 6.15. – Modos e frequências de vibração críticos – ponte da classe II ($d=0.8\text{peão}/m^2$)

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	1.04	0.96
2	0.57	1.76

Quadro 6.16. – Modos e frequências de vibração críticos – ponte da classe I ($d=1\text{peão/m}^2$)

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	1.05	0.95
2	0.57	1.74

Utilizando o programa ROBOT MILLENIUM [62] para determinar a aceleração máxima da ponte gerada pelas duas hipóteses de multidão de peões admitidas, introduziram-se as funções de carga tipo definidas nos Quadros 6.17. e 6.18. Logicamente que estas forças foram aplicadas no sentido de produzirem o efeito mais desfavorável, ou seja, coincidindo o sentido de carregamento com o da deformação modal. O procedimento seguido no programa de cálculo para modelação da acção foi idêntico ao descrito aquando da análise da acção induzida por um único peão. A principal diferença surgiu quando foi necessário definir o campo “Case”, onde foi necessário recorrer à opção “Loads” para criar três cargas uniformemente distribuídas, cada uma com a respectiva direcção, e tendo o cuidado de as aplicar com o sentido mais desfavorável ao longo do tabuleiro.

Quadro 6.17. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” em cada direcção de vibração, para pontes da classe II

Direcção	Carga por m^2
Vertical (v)	$0.8 * 0.28 * \cos(2 * \pi * 1.76 * t) * 10.8 * (0.01 / 204)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Longitudinal (l)	$0.8 * 0.14 * \cos(2 * \pi * 1.76 * t) * 10.8 * (0.01 / 204)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Transversal (t)	$0.8 * 0.035 * \cos(2 * \pi * 0.96 * t) * 10.8 * (0.01 / 204)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Quadro 6.18. – Expressões introduzidas na opção “Function definition” em cada direcção de vibração, para pontes da classe I

Direcção	Carga por m^2
Vertical (v)	$1.0 * 0.28 * \cos(2 * \pi * 1.74 * t) * 1.85 * (1 / 255)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Longitudinal (l)	$1.0 * 0.14 * \cos(2 * \pi * 1.74 * t) * 1.85 * (1 / 255)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Transversal (t)	$1.0 * 0.035 * \cos(2 * \pi * 0.95 * t) * 1.85 * (1 / 255)^{0.5} * 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Note-se que se considerou cada caso de carga isoladamente antes de se activar a opção “Calculations”. Obtiveram-se então os valores das aceleração em cada direcção e em cada 0.01s, assim como os respectivos acelerogramas. Nas Figuras 6.22. a 6.27. apresentam-se os valores das acelerações obtidos pelo programa de cálculo.

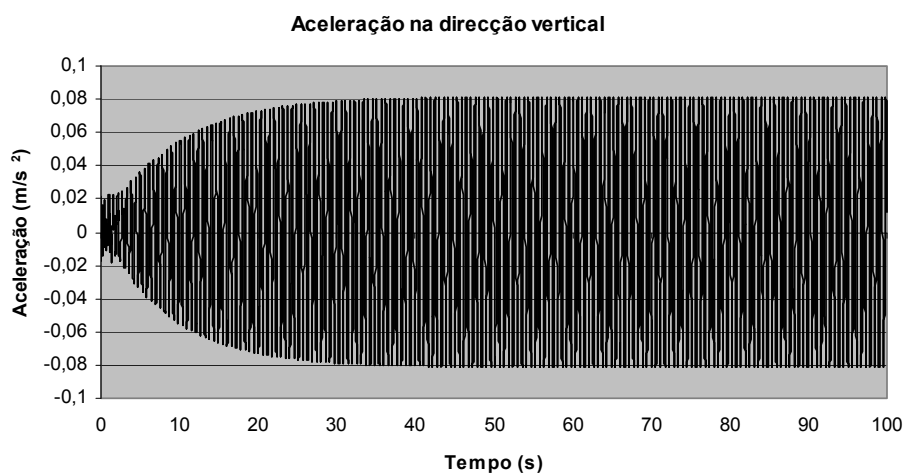


Fig.6.22. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro (ponte classe II)

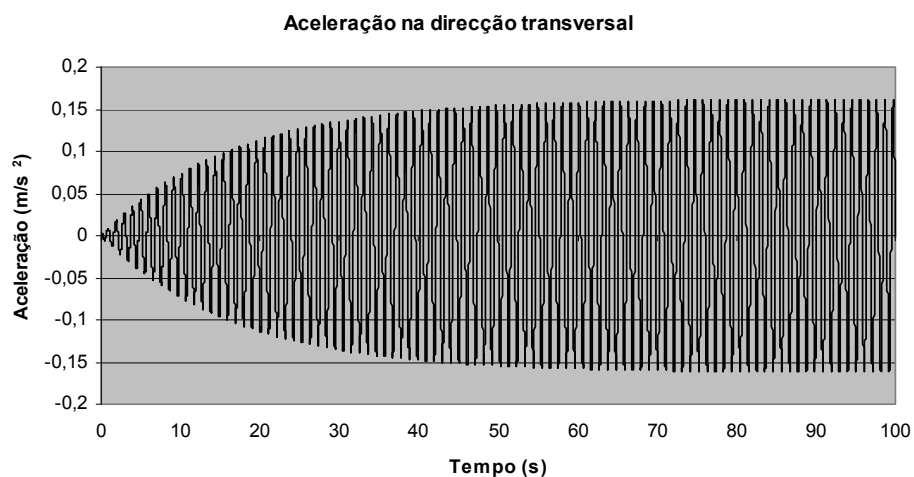


Fig.6.23. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tab. (ponte classe II)

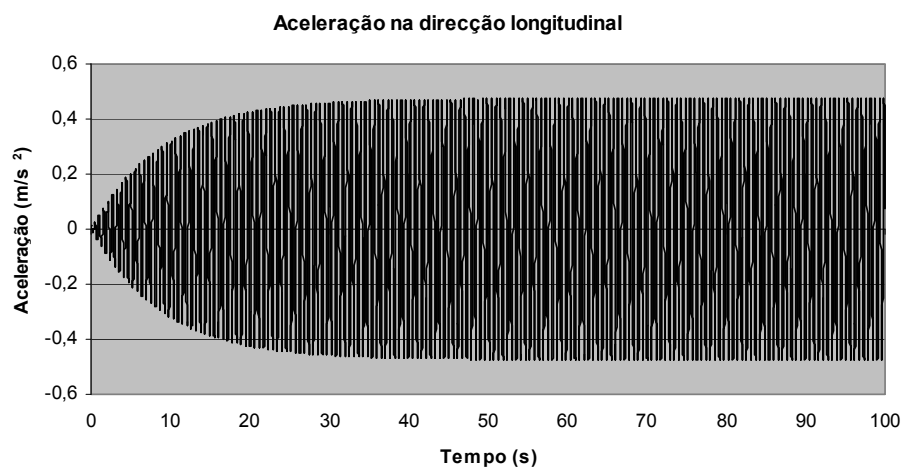


Fig.6.24. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tab. (ponte classe II)

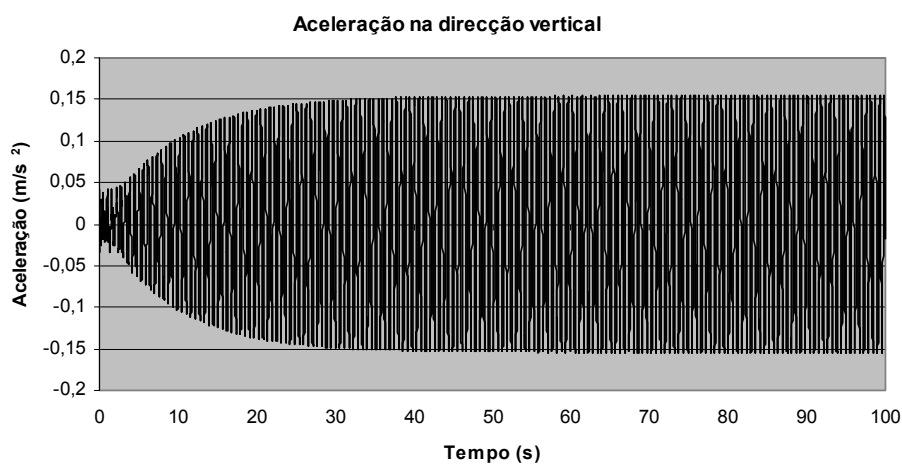


Fig.6.25 – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção vertical na secção crítica do tabuleiro (ponte classe I)

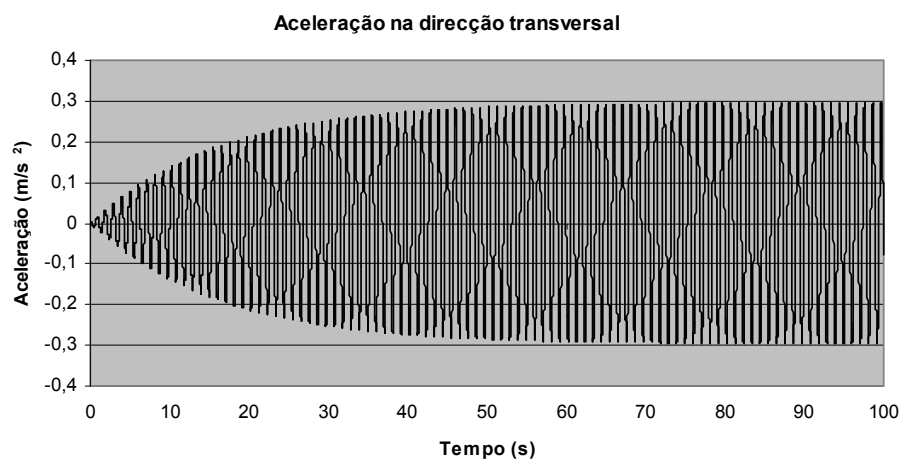


Fig.6.26. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção transversal na secção crítica do tab. (ponte classe I)

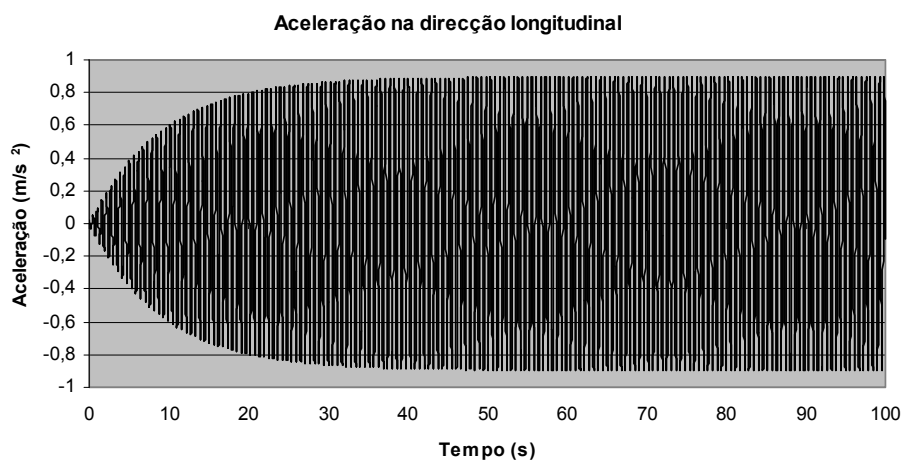


Fig.6.27. – Gráfico aceleração/tempo segundo a direcção longitudinal na secção crítica do tab. (ponte classe I)

No Quadro 6.19. apresentam-se os valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, obtidas nas secções críticas.

Quadro 6.19. – Valores máximos da aceleração em cada uma das direcções, provocada por um grupo de peões

	Ponte de classe II	Ponte de classe I
Direcção	Aceleração (m/s^2)	Aceleração (m/s^2)
Vertical	0.0813	0.1541
Transversal	0.1620	0.2950
Longitudinal	0.4739	0.8953

Uma vez obtidas as acelerações geradas por um único peão e por um grupo de peões, procede-se à comparação dos seus valores com os valores limite definidos na regulamentação existente. Porém é preciso ter em conta que cada regulamento tem os seus próprios critérios e a carga dinâmica representativa da acção dos peões é definida de forma diferente nos vários regulamentos, daí que as comparações estabelecidas de seguida evidenciem alguma carência de rigor.

6.5. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DE PONTES PEDONAIAS

Uma vez identificadas as características das acções dinâmicas introduzidas pelos peões, importa então identificar agora as características que ao nível das pontes deverão ser evitadas, de forma a eliminar eventuais fenómenos de ressonância, resultantes da semelhança entre a frequência de excitação gerada pelos peões e a frequência própria da ponte.

Interessa então salientar os parâmetros cruciais relativos ao fenómeno da ressonância, que são os modos e as frequências próprias de vibração e os valores percentuais de amortecimento crítico estrutural associado a cada modo.

Qualquer ponte, mesmo as mais simples do ponto de vista estrutural, possui na realidade uma infinidade de modos próprios, frequências e coeficientes de amortecimento crítico que lhe estão associados. Contudo, na maior parte dos casos, é apenas necessário considerar apenas os primeiros modos, por serem suficientes para a obtenção de resultados de elevada precisão.

A primeira medida para evitar a ressonância consiste em evitar que a frequência fundamental da estrutura se situe no intervalo de frequências relativas ao movimento do peão. Como neste tipo de estruturas o movimento mais comum é o andar, a frequência fundamental da estrutura deve afastar-se de valores compreendidos entre 1.5 e 2.5Hz. Contudo, existe ainda a hipótese do peão excitar também outros modos de vibração da estrutura, o que poderá ocorrer se as frequências de algumas das harmónicas relativas à função de carga for muito próxima da frequência natural de um modo de vibração de ordem superior. Face a isto, diversos artigos e normas sugerem 5Hz como limite mínimo para a frequência fundamental das pontes pedonais, evitando-se assim qualquer possível ressonância ao nível dos primeiros modos de vibração. Porém, mesmo que esteja claramente definido o intervalo de frequências de risco, na prática construtiva poderá não ser fácil evitá-las, a menos que se adoptem valores irrealistas de rigidez ou de massa.

De acordo com as normas actuais, há dois processos de dimensionamento diferentes, que abrangem os estados limite de vibração de pontes pedonais. O primeiro, para que o critério de conforto seja garantido, requer o cálculo da resposta dinâmica da ponte e comparação com os valores limite de aceleração tolerados pelos peões. Tal implica que as propriedades da ponte sejam conhecidas, que os níveis de vibração admissíveis estejam claramente definidos, e que se efectue uma modelação simples e correcta das forças dinâmicas induzidas pelos peões. O segundo processo é baseado na construção de estruturas com uma frequência fundamental longe da gama de frequências críticas, isto é, a gama de frequências que geralmente corresponde ao andamento dos peões (Quadro 6.20.). Esta segunda metodologia garante bons resultados ao nível do controlo de vibrações, porém retira alguma liberdade ao projectista.

Quadro 6.20. – Valores regulamentares e normativos da gama de frequências críticas que devem ser evitadas, para vibrações verticais

Normas e Regulamentos	Gama de frequências críticas (Hz)
Eurocódigo 2	1.6 – 2.4Hz e se especificado 2.5 – 5Hz
Anexo 2 do Eurocódigo 0	<5Hz
Norma Britânica BS5400	<5Hz
Regulamento Japonês	1.5 – 2.3Hz
Norma ISO/DIS 10137	1.7 – 2.3Hz
Guia CEB 209	1.65 – 2.35Hz
Bachmann (2002)	1.6 – 2.4Hz

Caso seja adoptado o primeiro processo o maior problema é a inexistência de uniformidade na definição de valores limites entre os diferentes códigos. Uma série de critérios têm vindo a ser propostos, mas a fixação destes valores limites constitui ainda um tema de grande controvérsia, pois inúmeros estudos realizados conduzem a uma elevada dispersão de valores. Para tal, também muito contribui o facto da sensação de desconforto ser uma noção subjectiva pois varia de pessoa para pessoa e depende de factores como a idade e o sexo por exemplo. A literatura e diversos regulamentos de carácter normativo propõe diferentes valores para a aceleração máxima, sendo de seguida descritos alguns destes.

A norma Britânica (BS5400) no Apêndice C, 1978 [76], define um valor limite da aceleração vertical em condições de serviço, em estruturas cuja frequência fundamental natural seja inferior a 5Hz.

$$a_{\max} \leq \frac{1}{2} * \sqrt{f_1} \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (6.15.)$$

sendo f_1 o valor da primeira frequência natural da estrutura. Assim, para uma frequência de 2Hz, o limite da aceleração é aproximadamente igual a 0.7m/s^2 . Actualmente já depois de analisados os problemas vibratórios horizontais ocorridos na Ponte Millennium, este regulamento foi actualizado no sentido de contemplar os limites de vibração também na direcção horizontal, contudo os procedimentos para tal não foram ainda definidos.

A norma Canadiana (ONT83), 1983 [77], define uma aceleração máxima vertical tal como descrita na expressão (6.16.). Esta norma, baseada num elevado número de resultados experimentais, é mais conservativa que a Britânica.

$$a_{\max} \leq \frac{1}{4} * f_1^{0.78} \quad (m/s^2) \quad (6.16.)$$

Para uma frequência de 2Hz, o limite da aceleração é aproximadamente igual a $0.43m/s^2$. Estes dois limites definidos são relativos à excitação da ponte por acção de um único peão.

O Eurocódigo 0, 1990 [78], define valores limite para as acelerações independentemente da frequência fundamental da estrutura. No caso de vibrações verticais e horizontais, os limites aconselhados são de $0.7m/s^2$ e $0.2m/s^2$ respectivamente, aumentando este último valor para $0.4m/s^2$ no caso de ser considerada na análise uma multidão. Saliente-se que estes limites devem ser verificados para pontes cuja frequência fundamental seja inferior a 5Hz e 2.5Hz para vibrações verticais e laterais respectivamente.

A Região Administrativa Especial de Hong Kong da República Popular da China elaborou a norma Hong Kong Structures Design Manual for Highways and Railways, 2002 [79], baseada na norma Britânica, admite na direcção vertical o mesmo valor máximo que esta norma, mas limita a aceleração na direcção lateral a um valor máximo de $0.15m/s^2$. Este manual inclui ainda verificações de acelerações adicionais para a situação de passagem de um fluxo de vários peões.

A International Standards Organization (ISO/DIS 10137), 2005 [80], é a norma mais recente e mais completa, e sugere valores limiares para aceleração em pontes de peões, cerca de sessenta vezes superiores aos indicados pelas curvas base da norma ISO 2631/2, relativa a níveis de vibração máximos admissíveis em edifícios (Figs.6.28. e 6.29.). Assim, para uma frequência fundamental da ponte de 2Hz, a aceleração máxima vertical admissível vale $0.42m/s^2$, correspondendo-lhe um valor máximo da aceleração de pico de cerca de $0.59m/s^2$.

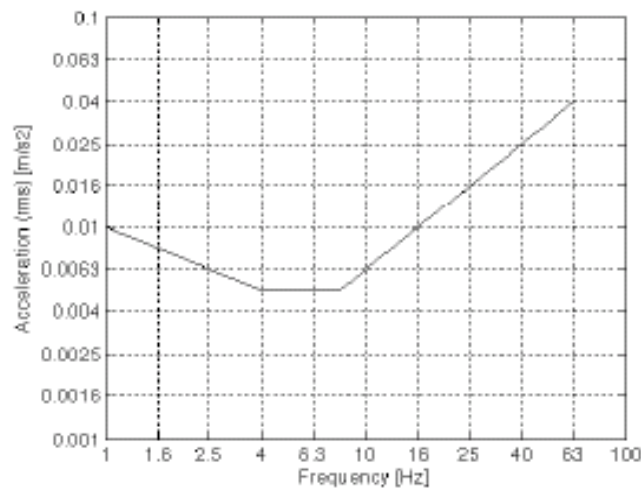


Fig.6.28. – Curvas base da aceleração na direcção vertical (ISO 2631/2) [81]

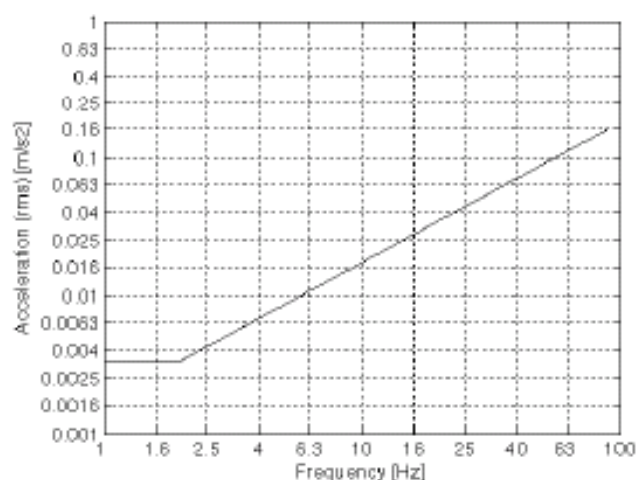


Fig.6.29. – Curvas base da aceleração na direcção horizontal (ISO 2631/2) [81]

Apresenta-se então no Quadro 6.21., um resumo dos valores limites preconizados em cada um dos regulamentos anteriormente citados, de modo a facilitar a sua leitura e possível comparação.

Quadro 6.21. – Valor das acelerações limite dos vários regulamentos apresentados

Regulamentação	Aceleração vertical (m/s ²)	Aceleração horizontal (m/s ²)
BS5400	$a_{\max} \leq 0.5 * \sqrt{f_1}$	Sem limite imposto
ONT83	$a_{\max} \leq 0.25 * f_1^{0.78}$	Sem limite imposto
Eurocódigo 0	$a_{\max} \leq 0.7$	$a_{\max} \leq 0.2$
Hong Kong 2002	$a_{\max} \leq 0.5 * \sqrt{f_1}$	$a_{\max} \leq 0.15$
ISO/DIS 10137	Fig.6.28., com factor multiplicativo de 60	Fig.6.29., com factor multiplicativo de 60

Saliente-se que a utilização de cada uma das normas implica diferenças significativas, tal como se pode constatar analisando a Fig.6.30. Por exemplo, para uma frequência fundamental igual a 2Hz, a aceleração vertical máxima é igual a 0.7m/s² e 0.43m/s², utilizando respectivamente as normas BS5400 [76] e ONT83 [77]. Estudos efectuados demonstram que a aplicação da norma BS5400 [76] parece mais adaptada a uma larga gama de frequências do que a norma ONT83 [77].

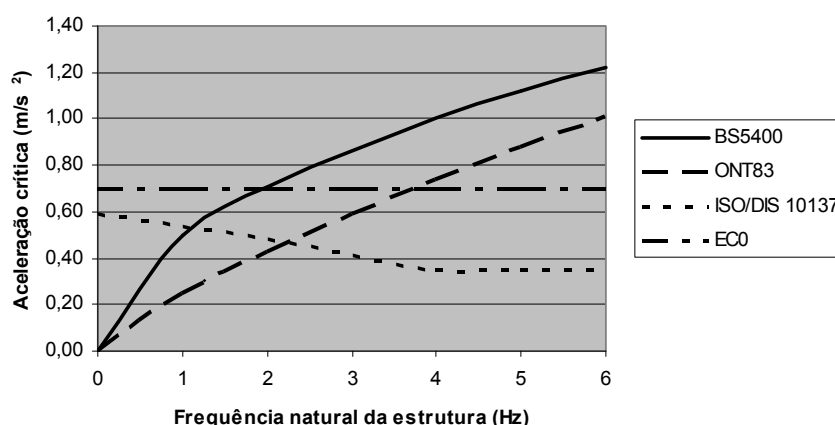


Fig.6.30. – Aceleração crítica vertical em função da frequência natural da estrutura

Uma vez definidos os valores normativos das acelerações máximas é essencial que estes sejam cumpridos, porém, é ainda assim possível que as pontes pedonais ultrapassem estes valores, desde que se tomem algumas medidas.

Na ponte em estudo, e tendo em conta a ordem de grandeza dos valores das frequências apresentadas nos Quadros 6.5., 6.15. e 6.16., facilmente se percebe que a acção de um único peão a caminhar sobre a ponte é praticamente desprezável. Porém, uma multidão com uma densidade igual ou superior a 0,8peões/m² (ponte de classe I ou II) conduz a acelerações na direcção transversal superiores às definidas na norma Hong Kong 2002 [79] e na ISO/DIS 10137 [80]. Uma densidade de 1peão/m² torna-se também preocupante em termos de acelerações provocadas na direcção longitudinal. Na direcção vertical percebe-se facilmente que os valores da aceleração gerados por uma multidão são bastante inferiores aos limites regulamentares impostos, não existindo portanto nesta direcção qualquer tipo de problema.

6.6. SOLUÇÕES PARA QUE OS LIMITES DE ACELERAÇÃO SEJAM CUMPRIDOS

O desenvolvimento de novos materiais, com maiores resistências, a realização de pontes mais esbeltas, com secções transversais menores e vão maiores têm conduzido gradualmente a diminuições de rigidez, massa e amortecimento. A diminuição da rigidez traduz-se num aumento da sensibilidade às vibrações, e uma diminuição da massa e amortecimento significa que a excitação da estrutura é conseguida para valores de forças menores. Conclui-se então que ao procurar a perfeição estética, se está no fundo a mover as frequências da estrutura para uma banda de valores bastante reduzidos, muitas vezes coincidente com as frequências de movimento dos peões, ocorrendo assim o fenómeno de ressonância.

A solução passará então por, na fase de projecto, modificar as frequências naturais da estrutura, ou em alternativa, aumentar o amortecimento estrutural.

No caso da modificação das frequências próprias, em princípio procurar-se-á aumentar a rigidez da estrutura, e assim consequentemente aumentar as frequências ($w^2=k/m$). O reforço dos guarda-corpos ou a utilização de cabos atirantados são exemplos de medidas para aumento da rigidez. Porém na realidade, este aumento de rigidez é acompanhado de uma aumento da massa, o que tem um efeito inverso ao pretendido, implicando que a solução deixe de ser evidente, para além de ser afectada a

estética da ponte. Em teoria, para duplicar as frequências naturais da estrutura, a rigidez deverá ser quadruplicada, mas sem ocorrer aumento de massa. Através de numerosos estudos experimentais realizados, parece consensual que a adopção de uma rigidez mínima de 8kN/mm permite minimizar em grande escala o risco de ocorrência de vibrações importantes. No fundo, parece evidente que esta solução apenas deve ser adoptada quando a menor frequência natural da estrutura está próxima do limite superior do intervalo crítico associado às frequências do movimento dos peões.

A outra solução, mais apropriada, consiste em aumentar o amortecimento estrutural. No Quadro 6.22., são indicados os valores de referência para o coeficiente de amortecimento viscoso de pontes de peões em betão, definidos de acordo com o documento informativo N°209 do CEB, que podem ser utilizados em projecto. Saliente-se que é prudente em fase de estudo, não sobrestimar o amortecimento crítico a fim de evitar um sub-dimensionamento da ponte.

Quadro 6.22. – Valores de referência para o coeficiente de amortecimento crítico de pontes pedonais em betão

Tipo de estrutura	mínimo	máximo	médio
Betão armado	0.008	0.020	0.013
Betão pré-esforçado	0.005	0.017	0.010

Uma vez conhecidos os valores de referência, poderá aumentar-se o amortecimento modificando a estrutura (ligações, apoios, elementos não estruturais) mas tal implica também o aparecimento de inúmeros problemas práticos. A melhor solução em termos efectivos, e até económicos, passará então pela incorporação de sistemas de amortecimento. Estes sistemas aumentam o montante de energia dissipada pela estrutura. A adopção de um ou outro sistema depende da direcção em que se pretende controlar as vibrações e da adequação do funcionamento do sistema à geometria da ponte.

6.7. SISTEMAS DE AMORTECIMENTO A ADOPTAR

O controlo passivo de vibrações em estruturas tem como objectivo atenuar os níveis de vibração excessivos sem utilização de qualquer fonte de energia exterior. Vários dispositivos podem ser usados para o efeito como amortecedores adicionais, isolamento de base, amortecedores de massas sintonizadas ou amortecedores de colunas líquidas sintonizadas [71]. Na ponte que é objecto de estudo, os problemas vibratórios são claramente transversais logo em princípio os amortecedores mais eficazes seriam os TMD's ("Tuned Mass Damper"). Porém a incorporação de TMD's torna-se neste caso complexa face à reduzida altura da secção transversal da ponte, implicando que estes ficassem visíveis por baixo do tabuleiro. Tal poderia sem dúvida colocar em causa a estética da ponte, porém poderia também resultar numa solução extremamente interessante para os alunos da FEUP, pois teriam a oportunidade de visualizar o funcionamento destes dispositivos, desde que estes estivessem devidamente colocados no interior de caixas transparentes.

O TMD é geralmente constituído por uma massa adicional que é fixada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor dispostos em paralelo (Fig.6.31.), actuando como um sistema de um grau de liberdade adicional cuja frequência natural se situa ligeiramente abaixo da frequência natural da estrutura. A acção de controlo é exercida pela reacção conjunta da mola e do amortecedor sobre a estrutura principal, a qual é função do tempo e actua no sentido contrário ao movimento da estrutura. Os TMD's são aplicados com êxito na redução dos níveis de vibração em estruturas solicitadas por

acções de natureza periódica e com uma resposta dinâmica dominada pela contribuição de um modo de vibração específico. Apenas são eficazes em estruturas com baixo amortecimento, e a sua rigidez e massa dependem da resposta dinâmica da estrutura que se considere aceitável. Quanto maior for a massa do TMD relativamente à massa da estrutura, menor é a resposta dinâmica desta.

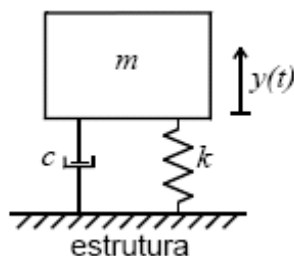


Fig.6.31. – Representação esquemática de um TMD [71]

Relativamente ao dimensionamento de TMD's, o procedimento adoptado neste estudo corresponde ao descrito por Bachmann e Weber [82], baseado na transformação da estrutura em análise, modelada com múltiplos graus de liberdade, num sistema com um grau de liberdade equivalente, para o modo de vibração a controlar.

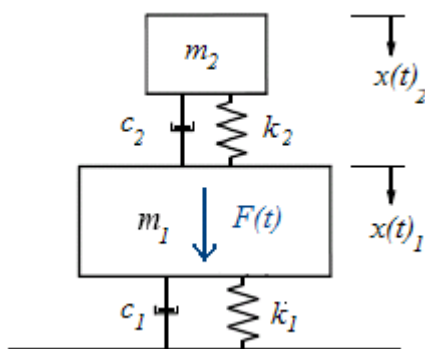


Fig.6.32. – Sistema de um grau de liberdade equivalente com TMD

Este sistema é caracterizado pela sua frequência f_1 , pela sua massa modal m_1 , calculada tomando unitária a componente do modo de vibração correspondente ao ponto de aplicação do TMD, e pelo amortecimento ξ_1 , estimado em 1%, podendo a partir destas grandezas calcular-se as constantes de rigidez e amortecimento equivalentes, k_1 e c_1 , definidas pelas expressões (6.17.) e (6.18.).

$$k_1 = m_1 * \omega_1^2 \quad (6.17.)$$

$$c_1 = 2 * \xi * m_1 * \omega_1 \quad (6.18.)$$

O TMD a instalar em correspondência com a secção de máximo deslocamento modal é caracterizado pela massa m_2 , rigidez k_2 e constante de amortecimento c_2 . Fixando a massa m_2 , geralmente com um valor da ordem de 1% a 10% do valor da massa modal m_1 , obtém-se a frequência óptima (f_{opt}) e o

respectivo coeficiente de amortecimento óptimo (ξ_{opt}) que permitem uma maior redução da resposta dinâmica.

$$f_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} * f_1 \quad (6.19.)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3 * \mu}{8 * (1 + \mu)^3}} \quad (6.20.)$$

sendo $\mu = m_2 / m_1$. Considerando as limitações de espaço interior da secção e para evitar uma colocação claramente inestética em termos visuais, é aconselhável a adopção de um factor μ bastante reduzido. Adoptou-se então um factor $\mu = 0.02$, sendo então possível obter os valores da massa do TMD, da constante de rigidez k_2 e da constante de amortecimento c_2 .

$$m_2 = m_1 * \mu \quad (6.21.)$$

$$k_2 = 4 * \pi^2 * f_{opt}^2 * m_2 \quad (6.22.)$$

$$c_2 = 4 * \pi * f_{opt} * \xi_{opt} * m_2 \quad (6.23.)$$

Os valores obtidos destes parâmetros para o primeiro modo de vibração, que se pretende controlar, encontram-se nos Quadros 6.23 e 6.24. Note-se que estes parâmetros foram calculados para a hipótese da ponte ser solicitada por uma carga de 1peão/m² (classe I), pois é nestas circunstâncias, que o limite da aceleração na direcção transversal é ultrapassado.

Quadro 6.23. – Parâmetros caracterizadores do sistema considerado, para dimensionamento do TMD

Modo	Frequência (Hz)	Máximo desl. modal	Direcção dominante	Massa modal (m_1) (kg)	Nó máx. desl. modal
1	0.95	0.0032	Y	97656.25	17

Quadro 6.24. – Parâmetros relativos ao TMD

f_{opt} (Hz)	ξ_{opt}	m_2 (kg)	k_2 (N/m)	c_2 (Ns/m)
0.93	0.084	1953.13	66689.40	1917.36

Recorrendo a um ábaco proposto por Moutinho [71] (Fig.6.33.) é possível determinar a amplitude máxima da resposta permanente do sistema principal.

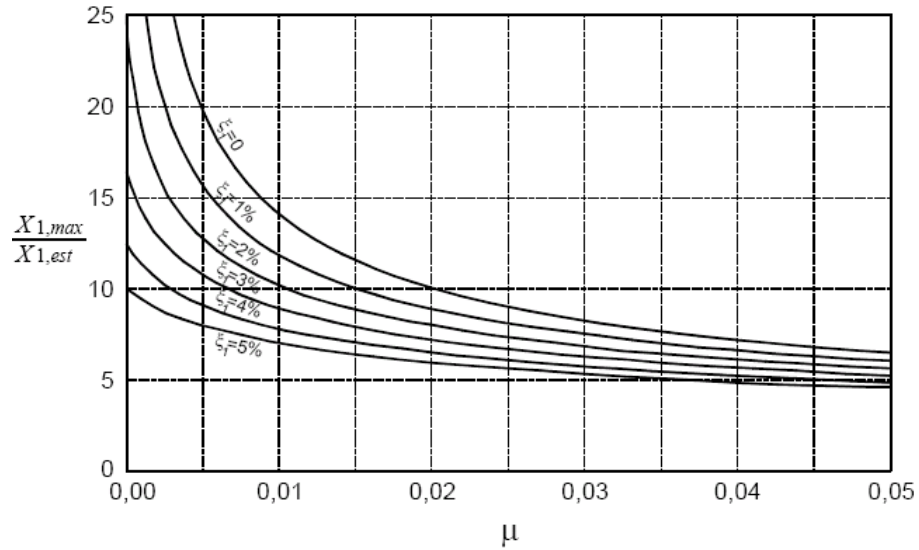


Fig.6.33. – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal [71]

Assim, tendo como base a Fig.6.33., para $\mu = 0.02$ e $\xi = 1\%$ obtém-se $\frac{X_{1,max}}{X_{1,est}} \approx 9$.

Aplicando simplifcadamente as expressões (6.24.) e (6.25.) obtém-se de forma aproximada a eficiência do TMD dimensionado, em termos de deslocamentos.

$$y_{\max,(\text{nao amoretido})} = \frac{1}{2 * \xi} * \frac{P_0}{k} = 50 * \frac{P_0}{k} \quad (6.24.)$$

$$y_{\max,(\text{amoretido})} = 9 * \frac{P_0}{k} \quad (6.25.)$$

Percebe-se então que a colocação de um TMD no nó de máximo deslocamento modal, e com as características definidas no Quadro 6.24., origina um deslocamento máximo aproximadamente 6 vezes menor do que o obtido sem considerar a existência do TMD, e consequentemente, permite a atenuação dos níveis de aceleração máximos produzidos por uma grande massa de peões, cumprindo assim o regulamentarmente estipulado.

7

CONCLUSÕES

O betão de elevado desempenho, embora seja alvo de inúmeros estudos, está longe de ser um material bem conhecido e caracterizado. Mesmo assim, de acordo com a bibliografia especializada, fazendo a distinção entre o estudo do material BED e o estudo de estruturas realizadas em BED, o primeiro caso parece ter sido privilegiado na abordagem. O estudo das estruturas é geralmente realizado em relação aos elementos estruturais isolados, procurando precaver o seu comportamento em relação a diversos aspectos. De facto, a utilização de BED em elementos estruturais pode originar comportamentos destes bastante diferentes dos usuais em betões correntes. A sua utilização deve portanto ser bem estudada, pois pode dar origem a erros de dimensionamento por se partirem de bases que, embora sejam correctas para os betões correntes, não o são para os betões de elevado desempenho.

A opção por BED para beneficiar da sua elevada durabilidade é especialmente adequada em estruturas localizadas em ambientes particularmente agressivos. A utilização deste tipo de betão permite que as estruturas possam ter um elevado tempo de vida útil, de 100 ou mais anos, e pode ser considerado como uma das maiores evoluções sofridas na tecnologia dos betões. Contudo, esta evolução não pode ser considerada como revolucionária e os BED devem ser entendidos como uma continuidade dos betões convencionais. São betões que podem ser produzidos com o mesmo tipo de materiais mas onde é exigido um controlo criterioso das matérias-primas e da sua colocação em obra. A principal diferença destes betões reside no facto de os BED incluírem um adjuvante SP que permite uma redução substancial da relação água/ligante (A/L), para valores inferiores a 0.4. Os BED são fabricados, em geral, recorrendo a uma elevada dosagem de cimento, e são dotados de elevadas resistências mecânicas e durabilidade acrescida. Como na actualidade ainda não é possível produzir betão de alto desempenho com reduzida permeabilidade e com uma resistência à compressão também diminuída, é fundamental que os projectistas tirem proveito da resistência extra, obtida por redução da razão água/ligante. Provavelmente, e num futuro próximo, será possível produzir betão de alta durabilidade mas com resistências baixas, que poderão ser suficientes para aplicações concretas, e garantir assim maior rentabilidade.

A utilização de BED em edifícios de betão garante uma redução do tempo de execução, um aumento da área útil e permite tornar a estrutura mais durável. Quando utilizado em pontes e viadutos, permite maior rapidez de execução e aumento da vida útil, e a sua alta rigidez traduz-se em elevados benefícios quando estes estão sujeitos a acções do vento significativas. Em pontes em arco que funcionam essencialmente à compressão permite a realização de maiores vãos. É ainda por vezes utilizado em pavimentos industriais, armazéns de produtos químicos, e pavimentos rodoviários, devido à sua elevada resistência à abrasão, bem como a ataques químicos, e em plataformas marítimas por se

tratar de um material com permeabilidade próxima de zero, proporcionando uma excelente resistência à acção corrosiva da água do mar, e para suportar o impacto de grandes ondas.

A inexistência de códigos ou de regulamentação e documentação completa e a dificuldade em definir todo o tipo de custos inerentes à utilização deste material continuam a ser na actualidade os maiores entraves à sua difusão para campos de aplicação mais comuns.

Os principais inconvenientes de aplicação de BED são a necessidade de utilizar componentes de elevada qualidade, essencialmente os agregados, o seu comportamento bastante mais frágil que os betões correntes, as dimensões mínimas de elementos em condições de serviço não permitem aproveitar a elevada resistência à compressão em todas as ocasiões, e torna-se necessário efectuar um controlo mais rigoroso e um seguimento da obra bastante mais intenso.

Porém, enquanto o betão de alto desempenho ainda não está completamente desenvolvido, observa-se já em alguns países, associado ao crescente desenvolvimento tecnológico, uma emergente necessidade de produzir um material ainda mais proveitoso e utilitário que este, para aplicar em situações bastante especiais: o betão de ultra elevado desempenho.

A avaliação do comportamento de estruturas de betão é, em geral, efectuada recorrendo a modelos de cálculo mais ou menos elaborados. Para que essa modelação possa ser válida e satisfatória, e permita simular o comportamento real das estruturas, é essencial conhecer rigorosamente as características mecânicas dos materiais intervenientes, nomeadamente a sua resposta a solicitações de compressão, tracção, flexão e corte. A resistência à compressão é a propriedade do betão mais avaliada e utilizada para a caracterização de um betão, apesar de em muitas aplicações dos betões não ser a propriedade mecânica mais importante. Contudo, a maior facilidade da determinação da resistência à compressão e o facto desta propriedade mecânica estar directamente relacionada com a estrutura da pasta de betão endurecida, leva a que a avaliação das restantes características do betão se faça muitas vezes por correlação com esta propriedade. Convém salientar que as expressões empíricas que se podem encontrar nos diferentes códigos e documentos normativos para estimar as principais propriedades mecânicas do betão a partir da resistência à compressão são baseadas em trabalhos desenvolvidos com betões que, raramente, ultrapassam uma resistência à compressão de 80MPa, logo a sua validade para betões de resistência muito superior poderá não ser muito correcta.

Relativamente ao estudo paramétrico efectuada, em que se pretendeu perceber de que forma é possível a redução da secção transversal de uma viga por utilização de betões com valores bastante elevados de resistência à compressão, conclui-se que a utilização do pré-esforço é essencial para controlar as deformações em vigas com vãos elevados. De facto, se este não for utilizado são necessárias grandes quantidades de armaduras ordinárias para se conseguir um bom comportamento em serviço. É com pré-esforço que, em estruturas com vãos elevados, se constata a vantagem de utilização racional de betões de elevadas resistências. Ao utilizar-se o pré-esforço e para uma viga com secção em T, verifica-se que ao usar um betão da classe C120 é possível minimizar a altura da alma em cerca de 40%, e por isso minimizar a área da secção em cerca de 15%, quando comparado com a utilização de um C30, para o mesmo comprimento de vão.

A utilização de uma secção em T, em vez de uma secção rectangular, é também uma vantagem inegável, uma vez que permite uma minimização muito considerável do peso próprio da estrutura.

Através da ponte analisada neste trabalho foi possível constatar que, para a secção definida, a vantagem directa de utilização de um betão C120 se traduz essencialmente no controlo das deformações, obtendo-se então flechas menores. Compreendeu-se ainda que a verificação da

deformação é fundamental e bastante condicionante quando comparada com as verificações relativas a E.L.U.

Um aspecto que interessa salientar é o facto de a ponte estudada ainda não ter passado da fase de projecto, sendo então impossível a realização de medições “in situ” que permitiriam uma calibração do modelo utilizado.

Para a ponte definida como objecto de estudo neste trabalho, procedeu-se ao estudo da sua resposta quando solicitada por um único peão e por um grupo de peões, e compararam-se os resultados obtidos através da utilização do programa de cálculo ROBOT MILLENIUM [62] com algumas normas estrangeiras que estabelecem níveis máximos de vibração e que sugerem limites mínimos da frequência fundamental da estrutura, de forma a serem verificados os estados limites de utilização por vibração excessiva. Concluiu-se que, tanto para um único peão como para um grupo de peões, apenas se situam no intervalo crítico as frequências associadas aos dois primeiros modos de vibração. Os resultados obtidos permitem evidenciar que a acção de um único peão a caminhar sobre o tabuleiro não é minimamente crítica, pois os valores das acelerações máximas obtidos são inferiores aos limites regulamentares. Porém, tal já não acontece quando se estudou a acção produzida por um grupo de peões. Foram admitidas duas hipóteses: a ponte ser solicitada por densidades igual a 0.8 peão/m² e igual a 1 peão/m². Procedendo-se à comparação dos valores obtidos para cada uma das hipóteses consideradas com os valores limite definidos na regulamentação existente, conclui-se que, na direcção vertical, a aceleração apresenta sempre valores muito baixos, porém, na direcção transversal, as acelerações ultrapassam os valores máximos definidos na norma Hong Kong 2002 [88] e na ISO/DIS 10137 [89]. Na direcção longitudinal só poderão ocorrer problemas no caso de a ponte ser solicitada por uma multidão com densidade igual a 1 peão/m².

Percebendo então que a direcção transversal será a mais preocupante em termos vibratórios, interessa identificar as soluções que se podem tomar para evitar o desconforto humano: modificação das frequências naturais da estrutura, ou em alternativa, o aumento do amortecimento estrutural. No caso da modificação das frequências próprias, em princípio procurar-se-á aumentar a rigidez da estrutura, e assim consequentemente aumentar as frequências. Assim, parece evidente que esta solução apenas deve ser adoptada quando a menor frequência natural da estrutura está próxima do limite superior do intervalo crítico associado às frequências do movimento dos peões. Como tal não acontece no estudo efectuado, parece mais apropriado a adopção da segunda solução sugerida, ou seja, aumentar o amortecimento estrutural. Face aos problemas vibratórios transversais da ponte estudada, parece evidente que a solução a adoptar consiste em introduzir um TMD em correspondência com a secção de máximo deslocamento modal. Saliente-se porém que na ponte estudada a incorporação do TMD é extremamente complexa face à reduzida altura da secção transversal da ponte. Para além disso, o facto deste ter de ficar saliente, por baixo do tabuleiro, pode ter grandes implicações funcionais, pois o máximo deslocamento modal transversal ocorre no tramo da ponte que se situa sobre a estrada (Anexos 4 e 5), e é necessário garantir uma cota mínima entre a parte inferior do TMD e a estrada, para que não existam condicionalismos à passagem de todo o tipo de veículos pesados sobre esta.

Em síntese, com a realização deste trabalho foi possível concluir que a aplicação de betões de elevado desempenho em pontes pedonais associada à utilização de armadura activa (pré-esforço) permite a utilização de secções transversais mais reduzidas e permite a diminuição das deformações, que como se verificou, assumem um papel bastante condicionante nas verificações de serviço. A contribuição mais favorável da utilização de BED traduz-se no aumento do módulo de elasticidade do betão e a sua utilização é claramente mais vantajosa em situações onde a compressão pura é condicionante, pois como se verificou neste estudo, quando a flexão é determinante, não é possível aproveitar ao máximo

os vários benefícios da sua aplicação. Parece então bastante adequada a aplicação deste material em pontes em arco.

Constatou-se também que, utilizando um betão C120, a resposta dinâmica da ponte estudada apenas tem de ser cuidadosamente analisada quando solicitada por multidões com densidades bastante elevadas. Mas mesmo nesse caso, os problemas vibratórios que surjam podem ser controlados através da introdução de um TMD de massa reduzida, suficiente para reduzir significativamente a resposta dinâmica, e para que os valores das acelerações cumpram os limites preconizados nos vários regulamentos.

A principal vertente de desenvolvimento futuro deste trabalho consiste no estudo mais aprofundado de alguns assuntos abordados neste, uma vez que este representa apenas uma parcela da informação recolhida e consultada. Assim parece do maior interesse abordar a aplicação deste material a outros exemplos práticos e estudar a implementação e adequação de sistemas de controlo para minimização das vibrações estruturais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] González-Isabel, G. *Hormigón de Alta Resistência*. INTEMAC- Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Madrid, 2001.
- [2] Mehta, P. *Durability of concrete – fifty years of progress?*. P. Second International Conference, Montreal – Canada, pp. 1-30, Kumar Mehta ed., Montreal.
- [3] Aïtcin, P., Neville, A. *High-performance concrete – an overview*, *Material and structures*. Volume 31, Number 206, March 1998, pp. 111-117.
- [4] Aïtcin, P., Mehta, A. *Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete*. 2nd International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete, 1990, Berkeley, Califórnia (USA), American Concrete Institute.
- [5] Azevedo, A. *Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes*. Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [6] Smith, D. *The promise of high performance concrete*. 1996.
<http://www.tfhrc.gov/pubrds/fall96/p96au31.htm>. 19/10/2007.
- [7] Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP model code 90 – design code*. Thomas Telford, 1991.
- [8] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 206-1, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. IPQ, Caparica, 2005.
- [9] Pliskin, L. *High performance concrete – engineering properties and code aspects*. High performance concrete – from material to structure, 1992, pp. 186-195, Yves Malier ed., E&FN SPON, London.
- [10] Shah, S. *High performance concrete: past, present and future*, *High performance concrete – workability, strength and durability*. Proceedings of the International Symposium Organized by the Hong Kong University of Science and Technology and Shenzhen University, December 10/15 – 2000, Volume 1 – pp. 3-29, Christopher K. Y. Leung, Zongjin Li and Jian-Tong Ding ed., Hong Kong and Shenzhen – China.
- [11] ACI Committee. *ACI Proportioning concrete mixtures*. American Concrete Institute, Detroit, 1993.
- [12] Russell, H. *ACI defines high performance concrete*. Concrete International ACI, Volume 21, Number 2, February 1999, pp. 56-57.
- [13] Gutiérrez, P., Cánovas, M. *High-performance concrete: requirements for constituent materials and mix proportioning*. ACI materials journal, Volume 93, Number 3, May-June 1996, pp. 233-241.
- [14] Hanna, E. et al. *Rheological Behaviour of Portland Cement Pastes in the Presence of a Superplasticizer*. ACI Committee 119, ACI Journal, American Concrete Institute, 1989, pp. 171-188.
- [15] Mindess, S. *Materials selection, proportioning and quality control*. High performance concretes and applications, 1994, pp. 1-25, S.P. Shah and S.H. Ahmad ed., London.
- [16] Larrard, F. *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*. Rapport de recherche LPC N° 149, Mars 1988, pp.335, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- [17] Grupo Español del Hormigón, *Hormigones de alta resistencia – fabricación y puesta en Obra*. Boletín nº 20, Grupo Español del Hormigón.

- [18] Larrard, F. *Ultra fine particles for making very high performance concretes*. High performance concrete – from material to structure, 1992, pp. 34-47, Yves Malier ed., E&FN SPON, London.
- [19] Aïtcin, P. *The use of superplasticizers in high performance concrete*. High performance concrete – from material to structure, 1992, pp. 14-33, Yves Malier ed., E&FN SPON, London.
- [20] Aïtcin, P., Neville, A. *High performance concrete demystified*. Concrete International, ACI, Number 1, January 1993, pp. 21-26.
- [21] <http://en.structurae.de/structures/stype/index.cfm?ID=1> 14/11/2007.
- [22] http://www.cement.org/bridges/br_OA_reactive.asp 16/11/2007.
- [23] http://www.crc-tech.com/media/crc_presentation.pdf 16/11/2007.
- [24] <http://www.lib.ncsu.edu/theses/available/etd-20010312-183801/> 16/11/2007.
- [25] <http://www.lafargenorthamerica.com/wps/portal/> 22/09/2007.
- [26] <http://www.bouygues-construction.com/li.html> 22/09/2007.
- [27] http://www.rhodia.com/us/home_tunel.asp 22/09/2007.
- [28] <http://www.imagineductal.com/imagineductal/intro.asp> 22/09/2007.
- [29] <http://www.ductal-lafarge.com/wps/portal/Ductal> 22/09/2007.
- [30] ACI Committee 363. *ACI, 363R-92: State-of-the-Art Report on High Strength Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, 2001.
- [31] Han, N. and Walraven, *Properties of high-strength concrete subjected to uniaxial loading*. High-Performance Concrete, Proceedings of the ACI International Conference, ACI SP-149-10, 1994, pp. 269-288, V.M. Malhotra ed., Singapore.
- [32] Comité Européen de Normalização. *Eurocódigo 2, Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (Versão portuguesa)*. EN1992-1-1:2004, Bruxelas, Abril de 2004.
- [33] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 12390-2: Ensaaios do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica*. IPQ, 2003.
- [34] ACI Committee 209. *ACI, 209R-92: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. American Concrete Institute, Detroit, 2001.
- [35] Wee, T. *et al. Stress-Strain Relationship of High-Strength Concrete in Compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, 1996, pp. 70-76, ASCE – America Society of Civil Engineers.
- [36] Júnior, E. *Caracterización del comportamiento de hormigones de altas prestaciones con y sin fibras metálicas a compresión uniaxial*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Barcelona, 1999.
- [37] Attard, M., Setunge, S. *Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete*. ACI Material Journal, V. 93, No. 5, 1996, pp. 432-442.
- [38] Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP, Structural concrete – textbook on behaviour, design and performance. Update of CEB-FIP model code 90 – design code*. Volume 1, Thomas Telford, 1999.

- [39] Torrenti, J. *et al.* *Project de processus d'essai pour la détermination du module de deformation longitudinale du béton*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N.º220, Réf. 4263, Mars-Avril 1999, pp. 79-81.
- [40] Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora, Porto, 1983.
- [41] Irvani, S. *Mechanical properties of high-performance concrete*, ACI Materials Journal, Volume 93, Number 5, September-October 1996, pp. 416-426.
- [42] Baalbaki, W. *Analyse expérimentale et prévisionnelle du module d'élasticité des bétons*. Thèse de Doctorat es Sciences Appliquées, Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Sherbrooke, Québec – Canada, 1997.
- [43] Persson, B. *Justification of Federation International de Beton, FIB, 2000 model for elastic modulus of normal and high performance concrete, HPC*. Cement and Concrete Research, 2004, pp. 651-655, Elsevier Science Ltd.
- [44] Burg, R., Ost, B. *Engineering Properties of Commercially Available High Strength Concretes*. Research and Development Bulletin No. RD104.01T, 1992, pp. 55, Portland Cement Association, Skokie
- [45] Dal Molin, D. *Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microssilica*. Tese de doutorado, DCC/EPUSP, 1995.
- [46] Zain, M. *et al.* *Towards an expert system for HPC mix design*. Proceedings of the world conference on concrete materials and structures, May 2002, Malaysia, Shah Alam.
- [47] Petersson, P. *Fracture energy of concrete. Method of determination*, Cement and concrete research, Volume 10, Number 1, January 1980, pp. 79-89; Elsevier Science Ltd.
- [48] Khan, M. *Creep, Shrinkage and Thermal Strains in Normal, Medium and High Strength Concretes during Hydration*. ACI Materials Journal, 1997, pp. 156-163, American Concrete Institute.
- [49] Saje, D. *Autogenous Shrinkage Development in HPC*. High Performance Materials in Bridges (2001), 2003, pp. 11-20, ASCE – American Society of Civil Engineers.
- [50] Larrard, F. *High-performance concrete: from the laboratory to practical utilization*. Concrete technology: new trends, industrial applications, Proceedings of the International RILEM Workshop ConTech'94, November 1994, pp. 177-196; Antonio Aguado, Ravindra Gettu and Surendra P. Shah ed., E&FN SPON, Barcelona.
- [51] Subramaniam, K. *Influence of Ultrafine Fly Ash on the Early Age Reponse ant the Shrinkage Cracking Potencial of Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2005, pp. 45-53, ASCE – American Society of Civil Engineers.
- [52] Termkhajornkit, P. *Effect of fly ash on autogenous shrinkage*. Cement and Concrete Research, 2005, pp. 473-482, Elsevier Science Ltd.
- [53] Jaccoud, J. *Dimensionnement des structures en bétons à hautes performances*. SIA D 068, Lausanne, 21 Mars 1991.
- [54] Slate, F. *et al.* *Properties of high strength concrete subjected to short-term load*, ACI journal, Volume 78, Number 3, March 1981, pp. 71-78.
- [55] Tomaszewicz, A. *et al.* *Høyst Betong*. Delrapport 11, SINTEF, FCB-rapport 31/12/1986.

- [56] Elzedin, A. *Bond behaviour of normal and High strength Fibre reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, September-October, 1989.
- [57] ACI Committee. *ACI, 318/318R: Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Detroit, 2002.
- [58] Pendyala, R. *et al. Full-Range Behaviour of High Strength Concrete Flexural Members: Comparison of Ductility Parameters of High and Normal Strength Concrete Members*. ACI Structural Journal, 1996, pp. 30-35, American Concrete Institute.
- [59] Lin, C., Lee, F. *Ductility of High Performance Concrete Beams with High Strength Lateral Reinforcement*. ACI Structural Journal, 2001, pp. 600-608, American Concrete Institute.
- [60] Carneiro, J. *et al. The effect of concrete strength and reinforcement on toughness of reinforced concrete beams*. Construction and Building Materials, 2005, pp. 493, Elsevier Science Ltd.
- [61] <http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano4/eb2/ficheiros/Vsl.pdf> 03/12/2007.
- [62] ROBOT MILLENIUM v.16.5, Finit Element System, Robobat Constructive Spirit, Autodesk.
- [63] Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Porto, 1983.
- [64] Wheeler, J. *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges*. J. Struct, ASCE, vol. 108, ST 9, 1982.
- [65] Bachmann, H. *Lively Footbridges a Real Challenge*. Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges (France), November 20-22, 2002, Paris, pp. 18-30, Paris.
- [66] Vinagre, J. *Análise Dinâmica de Pontes para Peões*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 1989.
- [67] Hauksson, F. *Dynamic Behaviour of footbridges subjected to pedestrian-induced vibrations*. Master's Dissertation in Structural Mechanics, Lund University – Sweden, 2005.
- [68] Živanović *et al. Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A Literature Review*. Journal of Sound and Vibration, nº 279, 2005.
- [69] Associaton Française de Génie Civil (AFGC). *Guide méthodologique – Passerelles piétonnes, Évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons*. Edité par le Sétra, Paris, 2006.
- [70] Bachmann, H., Amman, W. *Vibrations in structures induced by man and machines*. Structural Engineering Documents, IABSE, 1987.
- [71] Moutinho, C. *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes pedonais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [72] Matsumoto, Y. *Dynamic Design of Footbridge*. IABSE Proceedings, 1979, pp. 1-15.
- [73] Dallard, P. *et al. London Millennium Bridge: Pedestrian-Induced Lateral Vibration*. ASCE Journal of Bridge Engineering, November-December 2001, pp. 412-417.
- [74] Willford, M. *Dynamic actions and reactions of pedestrians*. Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges (France), November 20-22, 2002, Paris, pp. 66-74, Paris.

- [75] Nakamura, S. *Model for Lateral Excitation of Footbridges by Synchronous Walking*. ASCE Journal of Structural Engineering, January 2004, pp. 32-37.
- [76] British Standards Association. *Steel, Concrete and Composite Bridges – Part 2: Specification for Loads; Appendix C: Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges*. BS5400, London, 1978.
- [77] Highway Engineering Division. *OHBDC, Ontario Highway Bridge Design Code*. Ministry of Transportation and Communication, Ontario, 1983.
- [78] European Committee for Standardization. *Eurocode 0, Basis of Structural Design*. EN1990:2002, Brussels, 2003.
- [79] Highway Department. *Structures design manual for highway and railways*. Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2002.
- [80] International Standardization Organization. *ISO, Bases for design of structures serviceability of buildings and pedestrian walkways against vibration*. ISO/CD 10137, Geneva, 2005.
- [81] Chagas, A. *Análise Dinâmica de Pontes Pedonais, Caso de Estudo: “Calatrava – Travessia Gare do Oriente, C. C. Vasco da Gama”*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [82] Bachmann, H., Weber, B. *Tuned vibration absorbers for lively structures*. Structural Engineering International, nº 1, 1995.

ANEXOS

ANEXO 1 – Quadro 2.5.

Quadro 2.5. – Composições típicas de BED (Aïtcin e Neville, 1998 [3])

		EUA		Canadá					França	Marrocos
Materiais	Cimento: C (Kg/m ³)	534	513	500	315	163	228	460	450	425
	Sílica de fumo: SF (Kg/m ³)	40	43	30	36	54	46		45	40
	Cinzas volantes: CV (Kg/m ³)	59	-	-	-	-	-	-	-	-
	Escória: E (Kg/m ³)	-	-	-	137	325	182	-	-	-
	Agregado fino: AF (Kg/m ³)	623	685	700	745	730	800	780	736	755
	Agregado grosso: AG (Kg/m ³)	1069	1080	1100	1130	1100	1110	1080	1118	1045
	Água: A (L/m ³)	139	139	143	150	136	138	138	143	175
	L=C+CV+SF+E (Kg/m ³)	633	556	530	488	542	456	460	495	465
	A/L	0.22	0.25	0.27	0.31	0.25	0.30	0.30	0.29	0.38
Abaixamento (mm)		255	-	-	-	200	220	110	230	230
Resistência à compressão	1 dia (MPa)	-	-	-	-	13	19	36	35	-
	2 dias (MPa)	-	65	-	-	-	-	-	-	-
	7 dias (MPa)	-	91	-	67	72	62	-	68	-
	28 dias (MPa)	-	119	93	83	114	105	83	111	95
	56 dias (MPa)	124	-	-	-	-	-	-	-	-
	91 dias (MPa)	-	145	107	93	126	121	89	-	105
	365 dias (MPa)	-	-	-	-	136	126	-	-	-

ANEXO 2 – Quadros 4.9. e 4.10.

Quadro 4.9. – Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.) – secção rectangular

Classe de betão	Estado Limite Último – Flexão										
	b (m)	h (m)	d (m)	A _{betão} (m ²)	A _{s,max} (cm ²)	ε _c = ε _{cu2} (‰)	ε _s = ε _{syd} (‰)	x (m)	A _s < A _{s,max} (cm ²)	M _{Sd} (kN*m)	M _{Rd} (kN*m)
C30	3	0.90	0.852	2.70	1080	3.5	2.17	0.5259	499.67	7646.48	13831.85
C60	3	0.75	0.702	2.25	900	2.9	2.17	0.4015	762.95	6459.96	17747.71
	b (m)	h (m)	d (m)	A _{betão} (m ²)	A _{s,max} = A _s [*] (cm ²)	x (m)	ε _c = ε _{cu2} (‰)	ε _s (‰)	ε _{syd} (‰)	M _{Sd} (kN*m)	M _{Rd} (kN*m)
C90	3	0.70	0.652	2.10	840	0.2947	2.6	3.15	2.17	6064.45	19369.82
C120	3	0.67	0.622	2.01	804	0.2821	2.6	3.13	2.17	5827.15	17706.55

***NOTA:** No caso dos betões C90 e C120, a armadura que se poderia utilizar ultrapassa a armadura máxima, logo adoptou-se a armadura máxima, calculou-se de seguida a posição do eixo neutro e verificou-se que esta armadura máxima se encontrava em cedência, tal como se pretendia. Esta limitação tem consequências na altura mínima que pode ser adoptada, pois ao ter menos armadura, a redução da altura não será muito significativa, perdendo-se a vantagem de utilizar um betão de maior resistência.

Quadro 4.10. – Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.) – secção rectangular

Classe de betão	Estado Limite de Serviço – Deformação (combinação quase permanente de acções)											
	b (m)	h (m)	A _s [*] (cm ²)	f _{ctm} (MPa)	M _{cr} (kN*m)	M _{cqp} (kN*m)	E _c (GPa)	E _s (GPa)	α	x=y _G (m)	I _x (m ⁴)	a _(flecha) (m)
C30	3	0.90	502.40 (160ø20)	2.90	1174.50	5664.06	33	200	6.06	0.3266	0.11894	0.09395
C60	3	0.75	763.02 (243ø20)	4.40	1237.50	4785.16	39	200	5.13	0.3169	0.08989	0.08886
C90	3	0.70	841.52 (268ø20)	5.00	1225.00	4492.19	44	200	4.55	0.2997	0.07443	0.08931
C120	3	0.67	806.98 (257ø20)	5.60	1256.92	4316.41	48	200	4.17	0.2778	0.06130	0.09550

***NOTA:** A_s^{*} é a área total do número mínimo de varões ø20 que compõe a armadura de E.L.U. calculada e descrita no Quadro 4.9.

ANEXO 3 – Quadros 4.16. e 4.17.

Quadro 4.16. – Análise do comportamento da viga à rotura (E.L.U.) – secção em T

Classe de betão	Estado Limite Último – Flexão										
	h_{total} (m)	h (m)	d (m)	$A_{betão}$ (m ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$ (‰)	$\epsilon_s = \epsilon_{syd}$ (‰)	x (m)	$A_s < A_{s,max}$ (cm ²)	M_{Sd} (kN*m)	M_{Rd} (kN*m)
C30	0.80	0.65	0.692	0.743	297.0	3.5	2.17	0.4269	210.4	2485.11	5372.80
	h_{total} (m)	h (m)	d (m)	$A_{betão}$ (m ²)	$A_{s,max} = A_s^*$ (cm ²)	x (m)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$ (‰)	ϵ_s (‰)	ϵ_{syd} (‰)	M_{Sd} (kN*m)	M_{Rd} (kN*m)
C60	0.70	0.55	0.592	0.698	279.0	0.1468	2.9	8.79	2.17	2366.46	6440.32
C90	0.69	0.54	0.582	0.693	277.2	0.0973	2.6	14.46	2.17	2354.59	6526.78
C120	0.68	0.53	0.572	0.689	275.4	0.0725	2.6	19.99	2.17	2342.72	6488.13

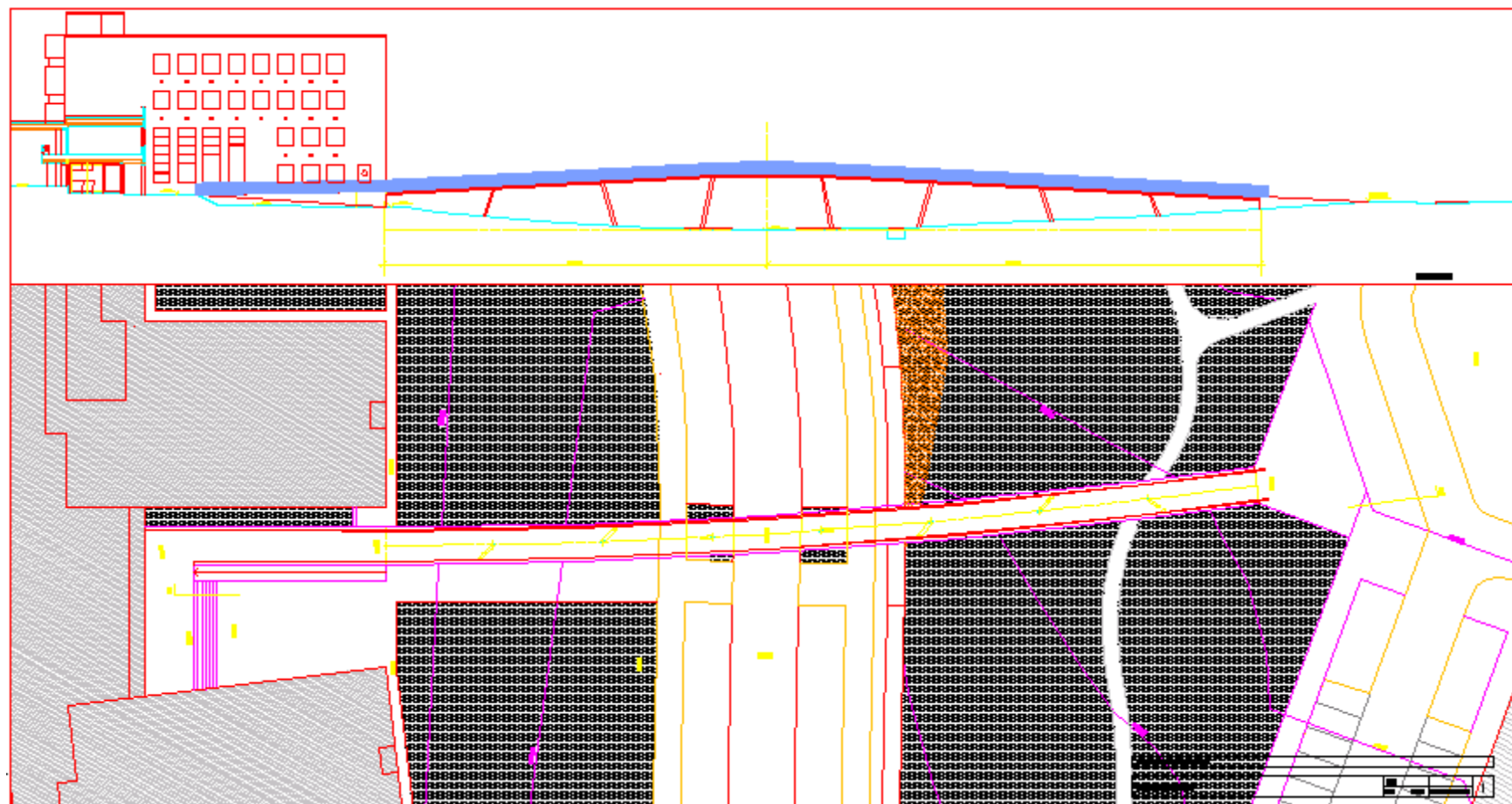
***NOTA:** No caso dos betões C60, C90 e C120, a armadura que se poderia utilizar ultrapassa a armadura máxima, logo adoptou-se a armadura máxima, calculou-se de seguida a posição do eixo neutro e verificou-se que esta armadura máxima se encontrava em cedência, tal como se pretendia. Esta limitação tem consequências na altura mínima que pode ser adoptada, pois ao ter menos armadura, a redução da altura não será muito significativa, perdendo-se a vantagem de utilizar um betão de maior resistência.

Quadro 4.17. – Análise do comportamento da viga em serviço (E.L.S.) – secção em T

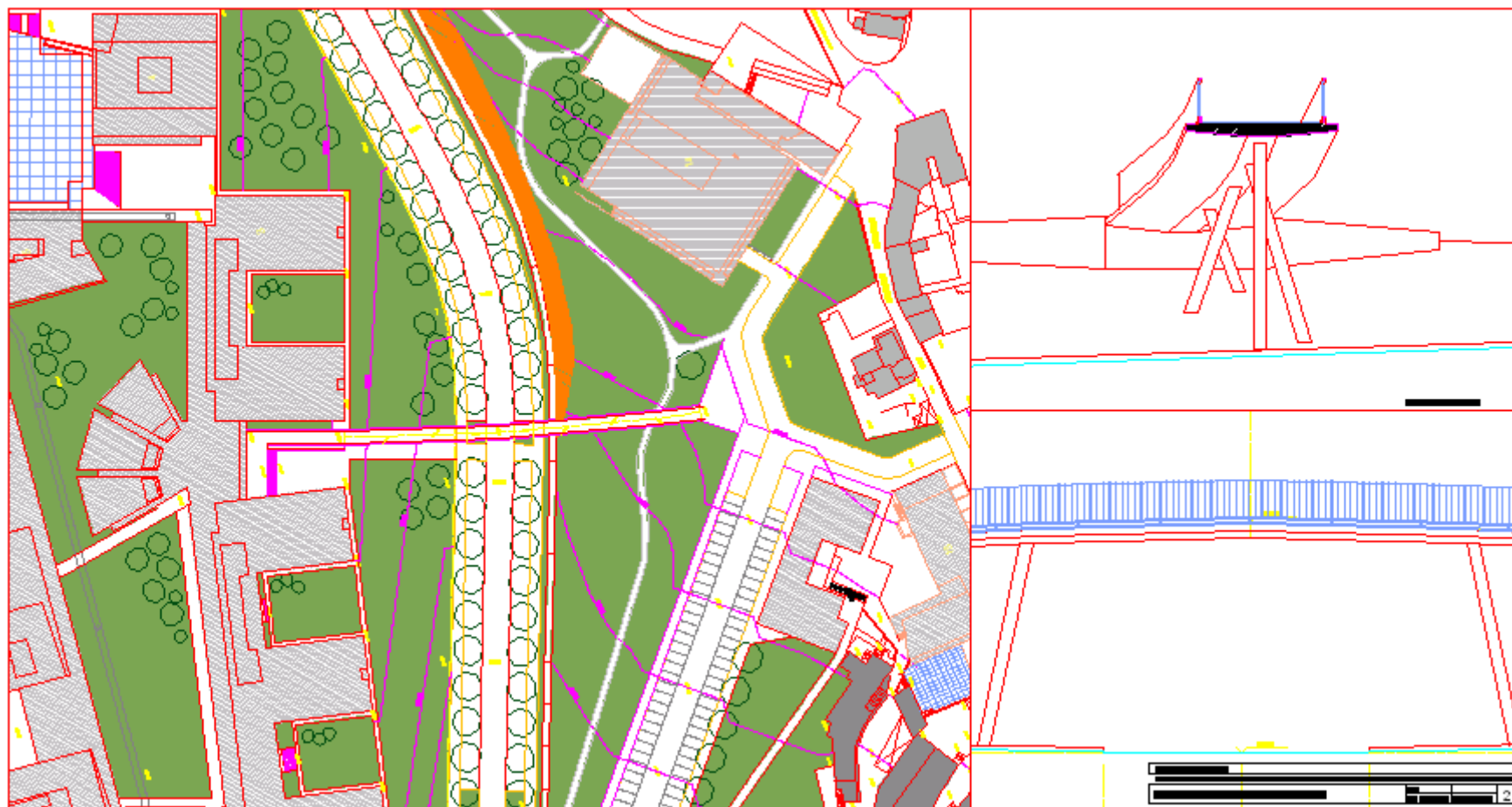
Classe de betão	Estado Limite de Serviço – Deformação (combinação quase permanente de acções)											
	h_{total} (m)	h (m)	A_s^* (cm ²)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (kN*m)	M_{cqp} (kN*m)	E_c (GPa)	E_s (GPa)	α	$x=y_G$ (m)	I_x (m ⁴)	$a_{(flecha)}$ (m)
C30	0.80	0.65	213.52 (68ø20)	2.90	476.45	1840.82	33	200	6.06	0.2113	0.03916	0.09274
C60	0.70	0.55	279.46 (89ø20)	4.40	614.22	1752.93	39	200	5.13	0.1844	0.02993	0.09777
C90	0.69	0.54	279.46 (89ø20)	5.00	685.92	1744.14	44	200	4.55	0.1861	0.02633	0.09802
C120	0.68	0.53	276.32 (88ø20)	5.60	754.78	1735.35	48	200	4.17	0.1760	0.02350	0.10001

***NOTA:** A_s^* é a área total do número mínimo de varões ø20 que compõe a armadura de E.L.U. calculada e descrita no Quadro 4.16.

ANEXO 4 – Planta e perfil da Ponte Pedonal – FEUP



ANEXO 5 – Planta de implantação e corte transversal da Ponte Pedonal – FEUP



ANEXO 6 – Figuras 5.20. e 5.21.

Node	X (m)	Z (m)	Support
1	0,0	0,0	Apoio duplo
2	4,55	0,0	
3	9,01	0,0	
4	10,60	0,0	Apoio simples
5	12,19	0,0	
6	19,61	0,0	
7	21,20	0,0	Apoio simples
8	22,79	0,0	
9	30,21	0,0	
10	31,80	0,0	Apoio simples
11	33,39	0,0	
12	40,81	0,0	
13	42,40	0,0	Apoio simples
14	43,99	0,0	
15	51,41	0,0	
16	53,00	0,0	Apoio simples
17	54,59	0,0	
18	62,01	0,0	
19	63,60	0,0	Apoio simples
20	65,19	0,0	
21	72,61	0,0	
22	74,20	0,0	Apoio simples
23	75,79	0,0	
24	80,25	0,0	
25	84,80	0,0	Apoio simples

Fig.5.20. – Tramos considerados para a constituição da viga contínua, para determinar a flecha gerada pela acção equivalente ao pré-esforço

Node/Case	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	-0,003
2/ 1	-0,0428	0,7106	-0,000
3/ 1	-0,0848	0,1573	0,002
4/ 1	-0,0997	0,0	0,000
5/ 1	-0,1147	0,0623	-0,001
6/ 1	-0,1845	0,0835	0,001
7/ 1	-0,1994	0,0	-0,000
8/ 1	-0,2144	0,1089	-0,001
9/ 1	-0,2842	0,1031	0,001
10/ 1	-0,2991	0,0	0,000
11/ 1	-0,3141	0,0968	-0,001
12/ 1	-0,3839	0,0987	0,001
13/ 1	-0,3988	0,0	-0,000
14/ 1	-0,4138	0,0987	-0,001
15/ 1	-0,4836	0,0968	0,001
16/ 1	-0,4985	0,0	-0,000
17/ 1	-0,5135	0,1031	-0,001
18/ 1	-0,5833	0,1089	0,001
19/ 1	-0,5982	0,0	0,000
20/ 1	-0,6132	0,0835	-0,001
21/ 1	-0,6830	0,0623	0,001
22/ 1	-0,6979	0,0	-0,000
23/ 1	-0,7129	0,1573	-0,002
24/ 1	-0,7548	0,7106	0,000
25/ 1	-0,7976	0,0	0,003

(A)

Node/Case	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	-0,002
2/ 1	-0,0362	0,6013	-0,000
3/ 1	-0,0717	0,1331	0,001
4/ 1	-0,0844	0,0	0,000
5/ 1	-0,0970	0,0527	-0,001
6/ 1	-0,1561	0,0707	0,001
7/ 1	-0,1687	0,0	-0,000
8/ 1	-0,1814	0,0922	-0,001
9/ 1	-0,2404	0,0873	0,001
10/ 1	-0,2531	0,0	0,000
11/ 1	-0,2658	0,0819	-0,001
12/ 1	-0,3248	0,0835	0,001
13/ 1	-0,3375	0,0	-0,000
14/ 1	-0,3501	0,0835	-0,001
15/ 1	-0,4092	0,0819	0,001
16/ 1	-0,4218	0,0	-0,000
17/ 1	-0,4345	0,0873	-0,001
18/ 1	-0,4935	0,0922	0,001
19/ 1	-0,5062	0,0	0,000
20/ 1	-0,5189	0,0707	-0,001
21/ 1	-0,5779	0,0527	0,001
22/ 1	-0,5906	0,0	-0,000
23/ 1	-0,6032	0,1331	-0,001
24/ 1	-0,6387	0,6013	0,000
25/ 1	-0,6749	0,0	0,002

(B)

Node/Case	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	-0,002
2/ 1	-0,0321	0,5329	-0,000
3/ 1	-0,0636	0,1179	0,001
4/ 1	-0,0748	0,0	0,000
5/ 1	-0,0860	0,0467	-0,001
6/ 1	-0,1383	0,0626	0,001
7/ 1	-0,1496	0,0	-0,000
8/ 1	-0,1608	0,0817	-0,001
9/ 1	-0,2131	0,0774	0,001
10/ 1	-0,2243	0,0	0,000
11/ 1	-0,2356	0,0726	-0,001
12/ 1	-0,2879	0,0740	0,001
13/ 1	-0,2991	0,0	-0,000
14/ 1	-0,3103	0,0740	-0,001
15/ 1	-0,3627	0,0726	0,001
16/ 1	-0,3739	0,0	-0,000
17/ 1	-0,3851	0,0774	-0,001
18/ 1	-0,4375	0,0817	0,001
19/ 1	-0,4487	0,0	0,000
20/ 1	-0,4599	0,0626	-0,001
21/ 1	-0,5122	0,0467	0,001
22/ 1	-0,5235	0,0	-0,000
23/ 1	-0,5347	0,1179	-0,001
24/ 1	-0,5661	0,5329	0,000
25/ 1	-0,5982	0,0	0,002

(C)

Node/Case	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	-0,002
2/ 1	-0,0294	0,4885	-0,000
3/ 1	-0,0583	0,1081	0,001
4/ 1	-0,0685	0,0	0,000
5/ 1	-0,0788	0,0428	-0,001
6/ 1	-0,1268	0,0574	0,001
7/ 1	-0,1371	0,0	-0,000
8/ 1	-0,1474	0,0749	-0,001
9/ 1	-0,1954	0,0709	0,001
10/ 1	-0,2056	0,0	0,000
11/ 1	-0,2159	0,0665	-0,001
12/ 1	-0,2639	0,0679	0,001
13/ 1	-0,2742	0,0	-0,000
14/ 1	-0,2845	0,0679	-0,001
15/ 1	-0,3325	0,0665	0,001
16/ 1	-0,3427	0,0	-0,000
17/ 1	-0,3530	0,0709	-0,001
18/ 1	-0,4010	0,0749	0,001
19/ 1	-0,4113	0,0	0,000
20/ 1	-0,4216	0,0574	-0,001
21/ 1	-0,4696	0,0428	0,001
22/ 1	-0,4798	0,0	-0,000
23/ 1	-0,4901	0,1081	-0,001
24/ 1	-0,5190	0,4885	0,000
25/ 1	-0,5484	0,0	0,002

(D)

Fig.5.21. – Flechas, em centímetros, devidas à acção equivalente ao pré-esforço ($P_{\infty}=2834\text{kN}$) para cada tramo considerado, e para cada classe de betão considerada: (A) C30; (B) C60; (C) C90 e (D) C120