



**João Nuno Duarte Jorge de Sousa Santos**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

# **Estruturas em Balcão de Grande Vão**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Eng<sup>o</sup> José António da Cruz Delgado  
Co-Orientador: Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves  
Arguente: Prof. Doutor António Lopes Batista  
Vogal: Eng<sup>o</sup> José António da Cruz Delgado  
Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2012



“Copyright” João Nuno Duarte Jorge de Sousa Santos, FCT/UNL e UNL

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



# Agradecimentos

A realização desta dissertação marca o fim de uma importante etapa da minha vida. Gostaria de agradecer a todos aqueles que contribuíram de forma decisiva para a sua concretização, uma vez que sem esses contributos, este trabalho não teria sido possível.

Ao meu orientador, Professor José António da Cruz Delgado o meu sincero agradecimento, não só pela forma como acompanhou o meu trabalho, mas também pelo seu inesgotável apoio, motivação, interesse, disponibilidade e cordialidade com que sempre me recebeu. Obrigado pelas críticas, correcções e sugestões relevantes feitas durante a orientação. Sem a sua ajuda, dificilmente este trabalho estaria com a qualidade pretendida.

Ao Professor João Carlos Gomes Rocha de Almeida, meu co-orientador, agradeço toda a sua competência científica, a partilha do saber e as valiosas contribuições para o trabalho, assim como a permanente disponibilidade sempre que necessária.

Porque tudo teria sido mais difícil sem o apoio dos meus grandes amigos. Ao Navega, Jony, Amarante, Alenti, Eng. Peres, Caroço, Bernas, Mariana e Inês Madrinha, Rui Ramalheite, Vasco Melro, Filipe e Alessandra, Joantina, entre muitos outros, um muito obrigado!

Não poderia deixar de agradecer a toda a minha família, pela atenção demonstrada e incansável dedicação durante todo o meu percurso académico. Agradeço aos meus pais, avós e tios por todas as preocupações e por todo o apoio dado; à Rosa e ao Pedro pela total disponibilidade e motivação; aos meus irmãos e primos e ao Jojoba por terem tornado os meus dias mais divertidos!

Por último, mas não menos importante, queria deixar um agradecimento especial à Mariana. Obrigado pelo apoio, companhia, motivação, força e paciência demonstrados ao longo destes últimos meses, bem como ao longo desta caminhada. Obrigada pelas palavras certas, no momento certo, que me ajudaram a seguir em frente. Obrigado também à Charol, Guida e Tibas pelas excelentes refeições e momentos de descontração.



# Resumo

A construção de teatros e auditórios evoluiu significativamente ao longo dos anos. Desde os teatros gregos e romanos construídos em madeira e posteriormente em alvenaria, passando pelas construções em betão armado e, mais recentemente, em betão pré-esforçado, os auditórios sofreram um notório desenvolvimento na sua concepção, garantindo melhorias, essencialmente, a nível de espaço, visibilidade, conforto e segurança.

A importância da utilização de estruturas em balcão com vãos livres cada vez maiores, conduz à necessidade de adopção de métodos estruturais adequados às actuais exigências funcionais dos auditórios e requer especial atenção na elaboração do projecto.

Pretende-se, neste trabalho, caracterizar diferentes soluções construtivas de balcões de elevado vão livre. São analisadas três soluções distintas para o mesmo caso de estudo, atendendo aos principais aspectos que condicionam a concepção e a verificação de segurança do balcão de um auditório. A análise das soluções estruturais é efectuada com recurso a um programa de cálculo automático disponível no mercado.

São indicados os principais aspectos associados à concepção estrutural e estabelecem-se as acções e os critérios de dimensionamento a respeitar na verificação da segurança.

No final da dissertação são apresentadas as principais conclusões referentes às diferentes soluções estruturais, assim como possíveis desenvolvimentos futuros associados à concepção deste tipo de estruturas.

## Palavras chave:

Estruturas em Balcão; Grande vão; Vibração; Deformação; Pré-esforço; Pré-fabricação; Estruturas aço-betão.



# Abstract

The construction of theatres and auditoriums have evolved significantly along the years. Since greek and roman theatres built in wood and masonry, going through concrete buildings, and, more recently, prestressed concrete, the auditoriums suffered a notable development in their conception, getting improvements mainly in space, visibility, comfort and safety.

The importance of using balcony structures with larger free spans brings need to adopt structural methods suitable to the construction requirements of auditoriums and requires special attention during the project execution.

In this dissertation, different constructive solutions of balconies with large free spans are studied. Three different solutions are analyzed, taking into account the main aspects that affect the design and safety of a balcony in an auditorium. For the structural solutions was adopted a commercial software of structure analysis.

The main aspects associated to the structural design are indicated. The actions and design criteria to be applied for safety verification are established.

In the end, the main conclusions are presented, taking in consideration the different solutions, as well as future developments to improve the conception of this type of structures

## **Keywords:**

Balcony structures; Long span; Vibration; Deflection; Prestress; Precast; Steel-concrete structures.



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xv</b>
<b>Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos</b>	<b>xvii</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Gerais . . . . .	1
1.2 Objectivo . . . . .	1
1.3 Organização da dissertação . . . . .	2
<b>2 Estado de Arte</b>	<b>3</b>
2.1 Evolução histórica da concepção de bancadas . . . . .	3
2.1.1 Teatro Grego e Romano . . . . .	3
2.1.2 Idade Média . . . . .	6
2.1.3 Teatro Moderno . . . . .	7
2.1.4 Estádios Desportivos . . . . .	9
2.2 Obras com diferentes soluções de balcão . . . . .	11
2.2.1 Teatro São Luiz . . . . .	12
2.2.2 Teatro Luísa Todi . . . . .	16
2.2.3 Centro de Congressos do Hotel CS Golfe . . . . .	19
2.2.4 Novo Estádio dos Barreiros . . . . .	25
<b>3 Acções em Estruturas de Balcão</b>	<b>29</b>
3.1 Acções Permanentes . . . . .	30
3.1.1 Peso Próprio e Restante Carga Permanente . . . . .	30
3.1.2 Pré-Esforço . . . . .	31

3.1.3	Fluência . . . . .	37
3.1.4	Retracção . . . . .	38
3.2	Acções Variáveis . . . . .	39
3.2.1	Sobrecargas . . . . .	39
3.2.2	Varição Uniforme de Temperatura . . . . .	40
3.2.3	Varição Diferencial da Temperatura . . . . .	41
3.3	Acções Sísmicas . . . . .	42
<b>4</b>	<b>Critérios de Dimensionamento</b>	<b>49</b>
4.1	Combinações de Acções . . . . .	49
4.1.1	Coefficientes de Combinação $\psi$ para Edifícios . . . . .	49
4.1.2	Estados Limites Últimos . . . . .	50
4.1.3	Estados Limites de Utilização . . . . .	52
4.2	Critérios de Segurança de Balcões de Grande Vão . . . . .	53
4.2.1	Estado Limite Último de Flexão . . . . .	53
4.2.2	Estado Limite Último de Esforço Transverso . . . . .	54
4.2.3	Verificação da Tensão Máxima no Betão . . . . .	55
4.2.4	Controlo dos Efeitos da Fluência . . . . .	55
4.2.5	Controlo da Fendilhação das Secções de Betão . . . . .	55
4.2.6	Controlo da Descompressão . . . . .	56
4.2.7	Controlo da Deformação . . . . .	56
4.2.8	Controlo da Vibração . . . . .	57
4.3	Aspectos da Modelação Numérica. Comportamento em Serviço e para o Estado Limite Último . . . . .	64
<b>5</b>	<b>Caso de Estudo</b>	<b>65</b>
5.1	Análise e Dimensionamento . . . . .	65
5.1.1	Descrição da Estrutura em Análise . . . . .	65
5.1.2	Regulamentação . . . . .	66
5.1.3	Materiais . . . . .	66
5.1.4	Acções de Dimensionamento . . . . .	67
5.1.5	Combinações de Acções . . . . .	70
5.1.6	Modelação Numérica . . . . .	71
5.2	Solução Pré-Esforçada . . . . .	71
5.2.1	Descrição . . . . .	71
5.2.2	Modelação Numérica . . . . .	74
5.2.3	Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço . . . . .	75
5.2.4	Pré-Esforço Adoptado . . . . .	78
5.2.5	Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão . . . . .	80
5.3	Solução Pré-Fabricada . . . . .	84
5.3.1	Descrição . . . . .	84
5.3.2	Modelação Numérica . . . . .	86
5.3.3	Pré-Esforço Adoptado . . . . .	88
5.3.4	Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão . . . . .	88

5.4	Solução Mista . . . . .	91
5.4.1	Descrição . . . . .	91
5.4.2	Modelação Numérica . . . . .	93
5.4.3	Pré-Dimensionamento Estrutural da Bancada . . . . .	94
5.4.4	Conectores . . . . .	96
5.4.5	Pré-Esforço Adoptado . . . . .	98
5.4.6	Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão . . . . .	99
<b>6</b>	<b>Considerações Finais</b>	<b>103</b>
6.1	Conclusões . . . . .	103
6.2	Desenvolvimentos Futuros . . . . .	104
	<b>Bibliografia</b>	<b>105</b>



# Índice de Figuras

2.1	Teatro Grego . . . . .	4
2.2	Secções de um Teatro Grego . . . . .	4
2.3	Diferenças entre Teatro Grego e Teatro Romano . . . . .	5
2.4	Teatro de Pompeu . . . . .	6
2.5	Teatro Palazzio Vicenza, Itália . . . . .	6
2.6	Globe Theatre . . . . .	7
2.7	Teatro da Paz, Brasil. Disposição das Galerias em Forma de Ferradura . . . . .	8
2.8	<i>Gioco del Calcio</i> . . . . .	9
2.9	Coliseu de Roma . . . . .	10
2.10	Estádio do Grémio de Porto Alegre (Brasil 1904) . . . . .	10
2.11	Estádio <i>Panathinaiko</i> , em Atenas . . . . .	11
2.12	Estádio de Wembley (Inglaterra 2007) . . . . .	11
2.13	Interior do Teatro Municipal de São Luiz . . . . .	12
2.14	Planta do Teatro São Luiz (Projecto Original) . . . . .	13
2.15	Cortes do Teatro São Luiz (Projecto Original) . . . . .	14
2.16	Plantas dos Balcões do Teatro São Luiz (Projecto Original) . . . . .	15
2.17	Grelha de Vigas de Betão do 2º Balcão do Teatro São Luiz . . . . .	15
2.18	Teatro Rainha D. Amélia, em Setúbal, antes da demolição . . . . .	16
2.19	Obras no Auditório Luísa Todi . . . . .	16
2.20	Teatro Luísa Todi - Corte Transversal da Bancada . . . . .	17
2.21	Aspectos da estrutura da bancada do Teatro Luísa Todi . . . . .	18
2.22	Centro de Congressos do Hotel CS Golfe . . . . .	19
2.23	Planta do Hotel CS Golfe . . . . .	20
2.24	Corte Longitudinal pelos Corpos D e G do Hotel CS Golfe . . . . .	20
2.25	Vista Inferior da Plateia do Auditório do Hotel CS Golfe . . . . .	21
2.26	Vista Inferior do Balcão do Auditório do Hotel CS Golfe . . . . .	22
2.27	Pormenor do Balcão do Auditório do Hotel CS Golfe . . . . .	22
2.28	Auditório do Hotel CS Golfe . . . . .	23
2.29	Sequência de Execução das Bancadas do Auditório do Hotel CS Golfe . . . . .	24
2.30	Maqueta do Novo Estádio dos Barreiros . . . . .	25
2.31	Corte Transversal das Bancadas do Novo Estádio dos Barreiros . . . . .	26
2.32	Sequência da Montagem das Bancadas do Novo Estádio dos Barreiros . . . . .	27
2.33	Esquema de um Elemento Pré-Fabricado do Novo Estádio dos Barreiros . . . . .	28

3.1	Tipos de Ancoragens de Pré-Esforço (pós-tensão) . . . . .	34
3.2	Diagramas de Extensões Devidas ao Pré-Esforço e Peso Próprio da Viga . . .	35
3.3	Efeito da Fluência . . . . .	37
3.4	Zonamento Sísmico em Portugal Continental, segundo o EC8 . . . . .	43
3.5	Espectro de Cálculo . . . . .	46
4.1	Método do Diagrama Rectangular Simplificado para Cálculo do Momento Resistente de Secções de Betão Armado Pré-esforçado . . . . .	54
4.2	Sistemas de Coordenadas na Análise de Vibração no Corpo Humano . . . . .	58
4.3	Exemplo de Gráfico OS-RMS <sub>90</sub> Correspondente a um Coeficiente de Amortecimento de 4% . . . . .	62
4.4	Classificação da Resposta de Pavimentos e Recomendação em Função da Utilização . . . . .	63
4.5	Valores da Frequência Vertical para Garantir Conforto aos Utilizadores . . . . .	63
5.1	Espectros de Cálculo Obtidos para os Dois Tipos de Acção Sísmica . . . . .	69
5.2	Secção das Vigas de Bancada (em metros) . . . . .	72
5.3	Vigas de Bancada da Solução Pré-Esforçada . . . . .	73
5.4	Modelos 3D de Análise do Balcão Pré-Esforçado . . . . .	74
5.5	Vigas Pré-Esforçadas . . . . .	75
5.6	Traçado de Cabos de Pré-Esforço Parabólico e Forças Equivalentes . . . . .	76
5.7	Método de Determinação das Forças de Desvio . . . . .	80
5.8	Corte Transversal a Meio Vão da Viga de Bancada Pré-Esforçada . . . . .	81
5.9	Vigas de Bancada da Solução Pré-Fabricada . . . . .	85
5.10	Secção das Vigas de Bancada Pré-Fabricadas (em metros) . . . . .	86
5.11	Modelos 3D de Análise do Balcão Pré-Fabricado . . . . .	87
5.12	Corte Transversal de uma Viga de Bancada Pré-Fabricada . . . . .	89
5.13	Vigas de Bancada da Solução Mista . . . . .	92
5.14	Secção da Viga Mista de Bancada (em metros) . . . . .	93
5.15	Modelos 3D de Análise do Balcão Misto . . . . .	94
5.16	Secção de uma Viga Mista . . . . .	95
5.17	Dimensões Mínimas de um Conector Stud . . . . .	97
5.18	Representação da Força de Fixação Final . . . . .	98
5.19	Distribuição de Tensões na Viga Mista (Linha Neutra na Laje) . . . . .	99
5.20	Corte Transversal a Meio Vão da Viga de Bancada Mista . . . . .	100

# Índice de Tabelas

3.1	Quantificação de Acções [29]	29
3.2	Características dos Materiais	30
3.3	Restantes Cargas Permanentes	31
3.4	Características de Aços de Alta Resistência	33
3.5	Dimensões de Cordões de Pré-Esforço	34
3.6	Categorias de Utilização (Quadro 6.1 do EC1)	39
3.7	Valores das Sobrecargas (Quadro NA-6.2 do EC1)	40
3.8	Coefficientes de Dilatação Térmica	41
3.9	Aceleração Máxima de Referência nas Várias Zonas Sísmicas (Quadro NA.I do EC8)	43
3.10	Classes de Importância para os Edifícios	44
3.11	Coefficientes de Importância $\gamma_I$	44
3.12	Parâmetros Definidores dos Espectros de Resposta Elásticos	46
3.13	Parâmetros Definidores dos Espectros de Resposta Elásticos Verticais	47
4.1	Valores Recomendados para os Coefficientes $\psi$ para Edifícios	49
4.2	Coefficientes Parciais das Acções	51
4.3	Coefficientes de Amortecimento de Materiais e Estruturas	61
5.1	Peso Próprio e Restantes Cargas Permanentes	67
5.2	Valores Necessários para a Definição dos Espectros de Resposta de Cálculo	69
5.3	Coefficientes $\psi$ Para Edifícios	70
5.4	Estados Limite Últimos - Combinações de Acções	70
5.5	Estados Limite de Utilização - Combinações de Acções	70
5.6	Deformações Devidas ao Peso Próprio nas Vigas de Bancada	77
5.7	Carga de Pré-Esforço Equivalente nas Vigas de Bancada	78
5.8	Número Mínimo de Cordões de Pré-Esforço nas Vigas de Bancada	78
5.9	Pré-Esforço Adoptado nas Vigas de Bancada e Viga Guarda-Corpos	78
5.10	Solução de Pré-Esforço e Respectivas Cargas Equivalentes	79
5.11	Forças de desvio	80
5.12	Armaduras Longitudinais	81
5.13	Dados e Excentricidades dos Cabos de Pré-Esforço nas Vigas da Bancada	82
5.14	Tensões nas Secções das Vigas Pré-Esforçadas para a Combinação Quase Permanente	82

5.15 Tensões nas Secções das Vigas Pré-Esforçadas para a Combinação Característica . . . . .	83
5.16 Deformações a Longo Prazo (Solução Pré-Esforçada) . . . . .	83
5.17 Pré-Esforço e Respectivas Cargas Equivalentes do Pré-esforço da Viga Guarda Corpos . . . . .	88
5.18 Armaduras Longitudinais . . . . .	89
5.19 Tensões nas Secções das Vigas Pré-Fabricadas para a Combinação Característica . . . . .	90
5.20 Tensões nas Secções das Vigas Pré-Fabricadas para a Combinação Quase Permanente . . . . .	90
5.21 Deformações a Longo Prazo (Solução Pré-Fabricada) . . . . .	90
5.22 Valor das Cargas Actuantes nas Vigas . . . . .	95
5.23 Dados Relativos à Secção Homogeneizada . . . . .	96
5.24 Tensões nas Secções das Vigas Mistas Aço-Betão para a Combinação Característica . . . . .	101
5.25 Tensões nas Secções das Vigas Mistas Aço-Betão para a Combinação Quase Permanente . . . . .	101
5.26 Deformações a Longo Prazo (Solução Mista) . . . . .	101

# Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

## Abreviaturas

- **EC0** Eurocódigo 0
- **EC1** Eurocódigo 1
- **EC2** Eurocódigo 2
- **EC4** Eurocódigo 4
- **EC8** Eurocódigo 8
- **PP** Peso Próprio
- **RCP** Restantes Cargas Permanentes
- **P** Acção do Pré-Esforço
- **RET+FLU** Retracção e Fluência
- **A** Acção Acidental
- **E** Acção Sísmica
- **T<sub>u</sub>** Variação Uniforme de Temperatura
- **ELU** Estados Limite Últimos
- **ELUt** Estados Limite de Utilização

## Siglas

- **CEB** Comité Euro-International du Béton
- **HIVOSS** Human Induced Vibration of Steel Structures
- **REBAP** Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

- **FCT** Faculdade de Ciências e Tecnologia
- **IST** Instituto Superior Técnico
- **UNL** Universidade Nova de Lisboa
- **UTL** Universidade Técnica de Lisboa

### Símbolos

- $A_c$  Área da Secção de Betão
- $a_g$  Aceleração à Superfície do Terreno
- $a_{gR}$  Aceleração Máxima de Referência
- $A_p$  Área da Secção Transversal da Armadura de Pré-Esforço
- $A_s$  Área de Armadura Longitudinal
- $A_{sw}$  Secção Transversal Total da Armadura de um Estribo
- $a_{vg}$  Componente Vertical da Aceleração à Superfície do Terreno
- $b$  Largura da Zona Traccionada
- $b_{eff}$  Largura Efectiva da Secção
- $b_w$  Espessura da Alma
- $d$  Diâmetro do Conector
- $D$  Amortecimento
- $e$  Excentricidade do Cabo ao Centro de Gravidade da Viga
- $E_b$  Módulo de Elasticidade do Betão
- $E_p$  Módulo de Elasticidade do Aço de Pré-Esforço
- $f$  Flecha da Parábola no Traçado do Cabo de Pré-Esforço
- $F$  Frequência Natural
- $f_{cd}$  Valor de Cálculo da Resistência à Compressão do Betão
- $f_{ck}$  Resistência Característica à Compressão do Betão
- $f_{ctm}$  Resistência Média à Tracção do Betão
- $f_{p0,1k}$  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 Ruptura à Tracção do Aço das Armaduras de Pré-esforço
- $f_u$  Tensão de Ruptura do Conector
- $f_{yd}$  - Valor de Cálculo da Tensão de Cedência do Aço
- $f_{yk}$  Valor Característico da Tensão de Cedência do Aço
- $G$  ou  $g$  Acções Permanentes
- $h$  Altura do Conector
- $I_{x,y}$  Momento de Inércia da Secção
- $K$  Rigidez da Estrutura
- $L$  Comprimento da Viga
- $M$  Massa da Estrutura
- $P$  Valor de Compressão dada pelo Pré-Esforço
- $P_{max}$  Força Máxima de Tensionamento (Força de Puxe)
- $P_{Rd}$  Resistência do Conector
- $P'_0$  Força de Pré-Esforço Inicial
- $P_0$  Força de Pré-Esforço após Perdas Instantâneas
- $P_\infty$  Força de Pré-Esforço Útil
- $q$  Coeficiente de Comportamento
- $Q$  ou  $q$  Acções Variáveis
- $S$  Parâmetro para Definição do Espectro de Resposta
- $T$  Período de Oscilação
- $V_L$  Força de Fixação Final do Conector
- $W_{x,y}$  Módulo de Flexão da Secção
- $\beta$  Coeficiente Correspondente ao Limite Inferior do Espectro de Cálculo Horizontal
- $\delta$  Deformação da Estrutura
- $\epsilon_{ca}$  - Extensão de Retraccção Autogénea
- $\epsilon_{cd}$  - Extensão de Retraccção por Secagem

- $\epsilon_{cs}$  - Extensão Total de Retração
- $\epsilon_{cc}$  - Extensão de Fluência
- $\phi$  Diâmetro da Armadura
- $\varphi$  Coeficiente de Fluência
- $\gamma_G$  Coeficiente Parcial das Acções Permanentes
- $\gamma_I$  Coeficiente de Importância
- $\gamma_Q$  Coeficiente Parcial das Acções Variáveis
- $\gamma_V$  Coeficiente Parcial para o Valor de Cálculo da Resistência ao Corte do Conector
- $\mu$  Momento Reduzido
- $\nu$  Distância da Fibra ao Centro de Gravidade da Secção
- $\theta$  Ângulo Formado pela Escora Comprimida de Betão com o Eixo da Viga
- $\sigma_{pm0}$  Tensão na Armadura Imediatamente após Aplicação ou Transferência do Pré-Esforço
- $\sigma_{p,max}$  Tensão Máxima Aplicada à Armadura de Pré-Esforço
- $\omega$  Percentagem Mecânica de Armadura Traccionada

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações Gerais

A recente introdução de bancadas em auditórios com vãos grandes [16] leva à necessidade de procura da solução estrutural que melhor cumpra os requisitos de segurança e técnico-económicos. Ao longo dos anos foram vários os materiais utilizados na construção de bancadas, como pedra, tijolo, madeira e mais recentemente aço e betão. Tendo em conta a necessidade de vãos livres cada vez maiores, tornou-se corrente a utilização de betão armado pré-esforçado. Na concepção de estruturas em balcão de grandes vãos, é fundamental a análise de outras soluções construtivas para além do pré-esforço. Soluções pré-fabricadas, metálicas ou mistas podem ser alternativas ao betão armado pré-esforçado na análise deste tipo de estruturas [16], muito embora este último seja, actualmente, o mais usual.

Num projecto de um balcão destinado à utilização por parte do público em geral, é fundamental ter em consideração possíveis fenómenos de desconforto devidos à vibração da estrutura [19]. Para além do controlo da deformação das vigas de bancada, o comportamento do balcão perante a ocorrência de vibrações em condições de serviço é um aspecto essencial para o conforto dos ocupantes, pelo que requer especial atenção na sua concepção estrutural.

### 1.2 Objectivo

A presente dissertação tem como principal objectivo a caracterização de diferentes soluções de balcões de grande vão livre. Serão indicados os principais aspectos da concepção, definidas as acções e estabelecidos os critérios de dimensionamento destas estruturas. Serão ainda analisadas três distintas concepções de bancadas: Pré-Esforçada, Pré-Fabricada e Mista Aço-Betão, aplicadas a um caso de estudo. Para cada solução estrutural serão analisados os principais condicionamentos na sua concepção e verificação da segurança.

Para a obtenção dos aspectos referidos, serão considerados para cada solução os esforços, deslocamentos e frequências de vibração tendo em conta a regulamentação existente.

### **1.3 Organização da dissertação**

Esta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos distintos. O primeiro capítulo refere-se à introdução, onde se abordam os aspectos de motivação e enquadramento do tema, se apresentam os objectivos e, por último, se faz uma breve descrição da estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 é feita uma introdução histórica associada à evolução da construção de bancadas de teatros, auditórios e recintos desportivos. São também apresentados alguns exemplos de obras com diferentes soluções de bancadas.

No Capítulo 3 é feita uma descrição geral sobre acções de dimensionamento em estruturas de balcão. São abordados os conceitos do pré-esforço, acção sísmica e vibração.

No Capítulo 4 são enunciados os critérios de dimensionamento neste tipo de estruturas.

No Capítulo 5 são apresentadas três diferentes soluções de bancada. São descritos todos os factores e critérios necessários às concepções das diferentes soluções estruturais. São ainda descritos os aspectos relativos à modelação das três soluções através do programa de cálculo automático SAP2000. Posteriormente são efectuadas a análise e verificação de segurança dos casos de estudo.

No Capítulo 6 efectua-se uma descrição sumária dos aspectos principais da dissertação e estabelecem-se as conclusões obtidas para os diferentes casos de estudo. São sugeridos ainda trabalhos e desenvolvimentos futuros, incidindo na concepção e dimensionamento de bancadas com estruturas em balcão de grande vão.

## Capítulo 2

# Estado de Arte

### 2.1 Evolução histórica da concepção de bancadas

#### 2.1.1 Teatro Grego e Romano

Nas sociedades primitivas recorria-se a variados tipos de rituais com função social. Quer para cura de doenças, fertilidade na terra, sucesso nas batalhas ou até mesmo para afastar maus espíritos, os povos antigos recorriam à dança, música e teatro para controlar todos os factores necessários à sobrevivência [13]. Com a experiência e conhecimento adquiridos ao longo do tempo pelo Homem, o “teatro” foi deixando as suas características ritualistas, evoluindo para uma representação mais cultural.

O teatro clássico tem a sua origem no séc. VI a.C. na Grécia, na cidade de Atenas. Surge ligado à religião e integra-se na cultura grega através das festas Dionisíacas, realizadas em homenagem ao deus do vinho, do teatro e da fertilidade, Dionísio. Estas festas realizavam-se na Primavera, altura da colheita do vinho naquela região [13], em que os jovens dançavam e entoavam cantos líricos recorrendo a roupas de peles de animais e máscaras. Inicialmente previsto para celebrar o festival Dionisíaco, o teatro começou a expandir-se por todas as colónias perto de Atenas para promover a identidade cultural na Grécia. As festas foram-se organizando e passaram a ser representadas para pessoas em recintos ao ar livre, os teatros. A maior parte dos habitantes de Atenas tinha muito tempo livre e portanto dedicava-se a inúmeras atividades culturais, sendo o teatro um dos espetáculos preferidos.

Recorreu-se então à construção de teatros ao ar livre (figura 2.1). Estes consistiam geralmente num espaço semicircular com lotação para um máximo de 15000 espectadores. As bancadas eram construídas aproveitando a inclinação das encostas das montanhas. Primeiramente construídas em madeira, a partir do séc. IV a.C. apareceram as bancadas construídas em pedra. Estes teatros permitiam excelentes condições de visibilidade, iluminação natural solar e acústica.



Figura 2.1: Teatro Grego

O teatro era constituído por diferentes secções:

- Bancadas (théatron);
- Orquestra (orchestra) - círculo de terra batida onde o coro e dançarinos faziam as suas coreografias;
- Entrada da Orquestra (parodos);
- Camarim (skene).

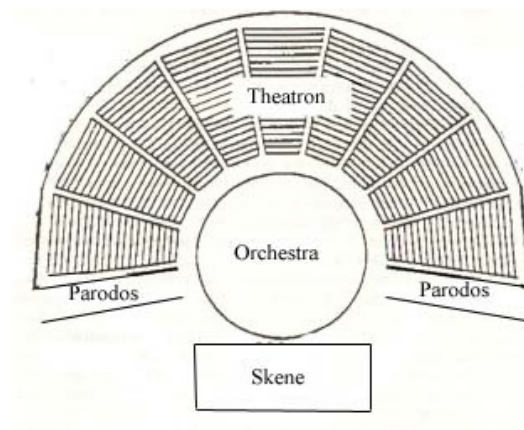


Figura 2.2: Secções de um Teatro Grego [22]

A construção do teatro em Roma foi bastante influenciada pelo teatro grego. Os romanos basearam-se na construção dos teatros gregos mas com algumas modificações. A orquestra passou a ser semicircular enquanto a zona dos camarins se transformou num edifício com dois ou mais andares, ficando os teatros uma estrutura cercada por todos os lados. Enquanto os gregos necessitavam de um terreno inclinado propício à construção das bancadas, os romanos conheciam a tecnologia da construção em arco que lhes permitia a construção em terrenos planos (figura 2.3). Desta forma as bancadas apoiavam num sistema de arcos e abóbadas. Mesmo assim ainda foram construídos alguns teatros romanos sobre colinas, pois esta era uma solução mais económica. Podiam ainda ser cobertos para abrigar os espectadores do sol e da chuva através de um toldo.

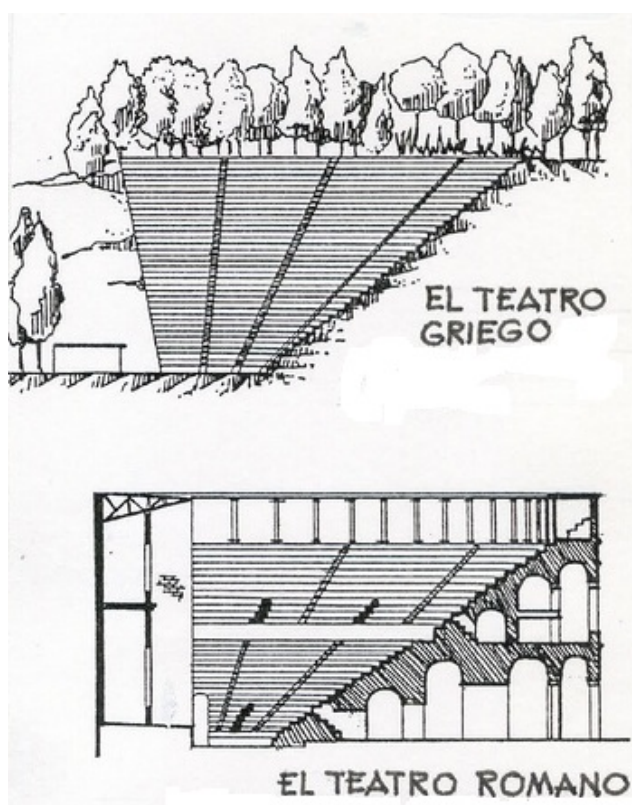


Figura 2.3: Diferenças entre Teatro Grego e Teatro Romano [22]

Os arcos permitiram não só a construção dos teatros em qualquer lugar, como também a construção de estruturas com mais do que um andar. Foi no ano de 55 a.C. que os romanos deixaram os teatros móveis de madeira e passaram à utilização de mármore e alvenaria na construção dos recintos, com a criação do primeiro teatro em alvenaria com capacidade para 40 mil lugares, o Teatro de Pompeu em Roma (figura 2.4). Foram construídos vários teatros, mas, na maioria dos casos, os edifícios destinavam-se a espetáculos de gladiadores,

circos ou mesmo corridas de animais. Daí, surgiram depois os anfiteatros e coliseus, que se distinguem dos teatros principalmente por serem arenas ovais ou circulares fechadas.

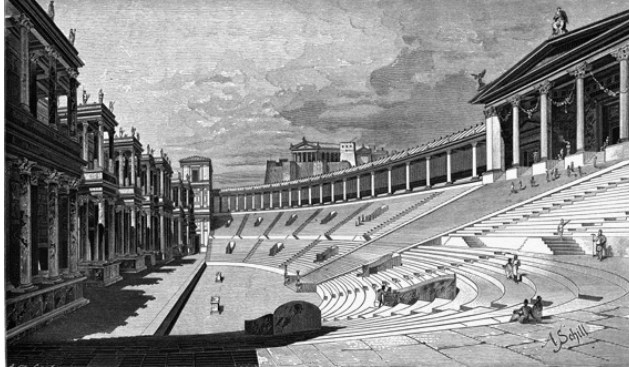


Figura 2.4: Teatro de Pompeu

### 2.1.2 Idade Média

Após a queda do Império Romano do Ocidente no séc. V, a construção de teatros e anfiteatros estagnou durante toda a época medieval. Os espetáculos passaram a ser de ordem religiosa e eram realizados no interior das igrejas ou na praça em frente destas.

A partir do século XVI, com o enfraquecimento da Igreja Católica, foram proibidas várias peças religiosas em muitos países. Após mais de mil anos ausente, o teatro profano ressurgiu e tornou-se parte importante do património cultural da Europa. Muitos palcos teatrais foram baseados nos tempos gregos e romanos, mas com uma grande mudança: eram realizados em edifícios fechados e com cobertura. Construía-se clarabóias para entrada de luz solar durante o dia e passou também a utilizar-se luz artificial através de velas e lâmpadas a óleo.



Figura 2.5: Teatro Palazzo Vicenza, Itália [13]

Nos teatros renascentistas era frequente a utilização de palcos inclinados que possibilitavam uma melhor visibilidade à audiência. Outra inovação na construção foi a criação de estruturas em balcão como os camarotes, onde se albergava a classe mais nobre.

Durante o Renascimento, em Inglaterra, no reinado de Elizabeth I, houve grande desenvolvimento da produção teatral. Uma das construções bem sucedidas daquela época foi o Globe Theatre.

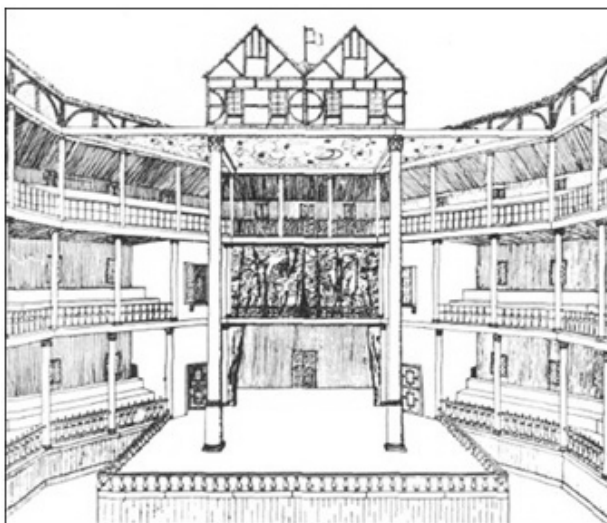


Figura 2.6: Globe Theatre

Construído em 1599, o Globe Theatre foi palco de muitas das peças de William Shakespeare. Baseado nas grandes estruturas da antiguidade clássica, como o Coliseu de Roma, esta obra de grandes dimensões tinha capacidade para acolher cerca de três mil pessoas. O teatro apresentava uma configuração poligonal, com uma estrutura composta por vigas e pilares de madeira e uma cobertura de canas ou palha. Em 1613 todo o teatro ardeu e foi necessária a reconstrução, sendo que desta vez se utilizaram telhas para a cobertura. Era usual os mais ricos assistirem aos espetáculos nos lugares cobertos das galerias no 1º piso ou nos pisos superiores, enquanto quem não podia pagar esses lugares assistia na zona da plateia junto ao palco, sujeito às adversidades climatéricas. Outra característica importante foi a construção de uma estrutura em balcão onde se instalou um palco superior.

### 2.1.3 Teatro Moderno

Com o passar do tempo a tecnologia na construção dos teatros foi sofrendo algumas inovações. Em Itália surgiu a ideia de se apagarem as luzes durante o espectáculo para concentrar a atenção do público. No final do séc. XVIII foram introduzidos pilares de ferro para suportar as galerias.

Com a entrada no século XIX e com o impacto da revolução industrial, as assistências nos teatros diminuíram bastante. As pessoas migraram para as grandes cidades. Nestas cidades em expansão, houve um aumento significativo na construção de teatros. A construção de teatros tornou-se mesmo numa técnica especializada de arquitectura em meados do século XIX. Começaram-se a construir salas de espectáculo maiores e com luxuosas áreas sociais, as galerias rectangulares passaram a ter uma estrutura em forma de ferradura a envolver o palco, possibilitando uma melhor visualização para os espectadores. Esta solução insere-se no estilo do teatro à italiana.

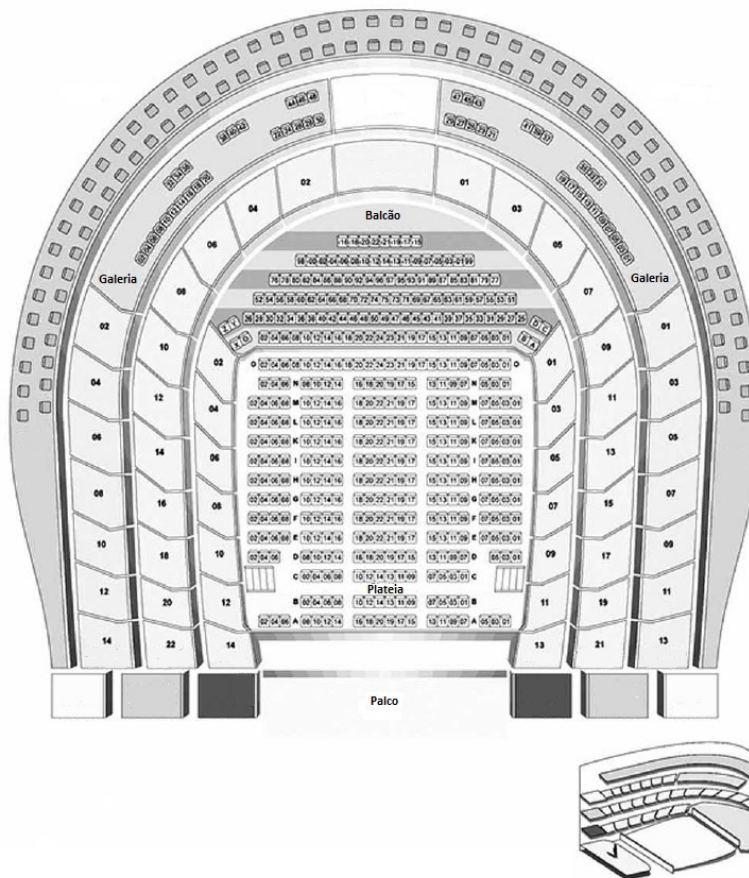


Figura 2.7: Teatro da Paz, Brasil. Disposição das Galerias em Forma de Ferradura [15]

Passou a ser obrigatório o cumprimento de legislação de segurança, permitindo fácil evacuação em caso de incêndio. Surgiram também a electricidade e o gás nos recintos de espectáculo.

A principal era da construção de teatros ocorreu entre 1880 e a 1ª guerra mundial, onde foram construídos inúmeros teatros em todo o mundo. Passou-se também a incluir o cinema nas salas de espectáculo.

Foram ainda desenvolvidas estruturas em balcão, com utilização de betão armado e, mais tarde, betão pré-esforçado, que permitia desprezar os pilares que condicionavam a visão do público e ainda possibilitava um aumento significativo da lotação dos auditórios. O betão tornou-se num material muito usado no interior dos teatros, pois para além da sua resistência ao fogo e capacidade para vencer maiores vãos, possibilitava uma fácil moldagem de estruturas curvas.

#### 2.1.4 Estádios Desportivos

A origem do futebol ainda hoje é uma incerteza. Suspeita-se que, por volta de 2500 a.C. [32], as civilizações antigas praticassem jogos de bola com crâneos e pedras, sem definição de regras. Os primeiros chutos terão sido dados na China, em campos militares, onde os soldados chineses após a guerra, chutavam as cabeças dos soldados inimigos. No Japão antigo foi criado um desporto parecido com o futebol (*Kemari*), jogado por duas equipas de oito jogadores cada, em campos com aproximadamente 200 metros quadrados, sendo a bola feita de fibras de bambu.

Por volta do século I a.C. [14], gregos e romanos criaram um jogo denominado *Episkiros*, também jogado por militares em campos rectangulares de grandes dimensões. Na Idade Média, apareceu em Itália o *Gioco del Calcio* (figura 2.8). Era um jogo praticado em praças entre equipas de 27 jogadores, tendo por objectivo levar a bola até aos postes situados nas extremidades da praça. No séc. XVII, este jogo chegou a Inglaterra, onde foi organizado e regulamentado, aproximando-se do futebol actual.

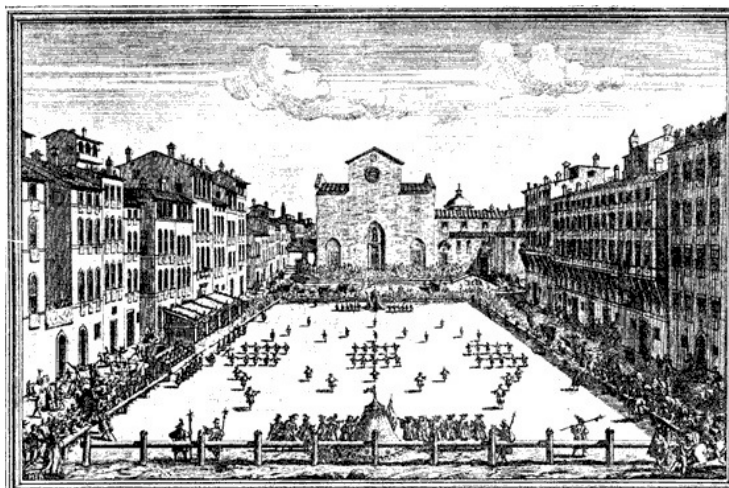


Figura 2.8: *Gioco del Calcio* [23]

A origem dos estádios provém de uma mistura entre a pista do *Stadium grego* (corridas) e o anfiteatro romano (lutas de gladiadores). Os anfiteatros, ou arenas, tinham capacidade para

inúmeros espectadores, podendo albergar quase toda a população de uma cidade. Era feita uma divisão social, sendo o primeiro anel composto por bancadas de mármore cobertas de almofadas, enquanto os restantes eram compostos por bancos de madeira.

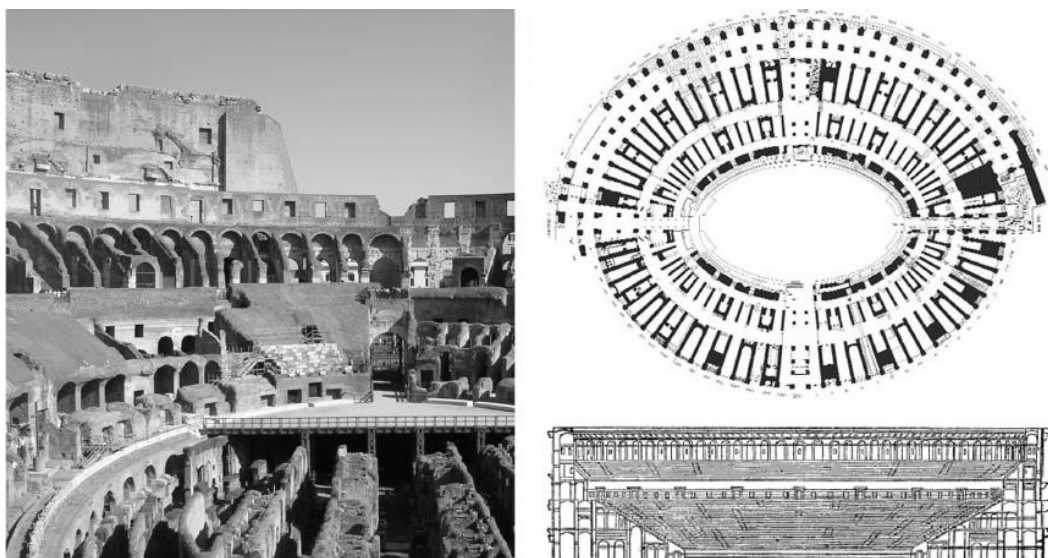


Figura 2.9: Coliseu de Roma [12]

Os primeiros estádios apareceram após a revolução industrial, com a realização periódica de um evento desportivo a nível internacional, os Jogos Olímpicos. Os primeiros Jogos Olímpicos da era moderna foram realizados em 1896 na Grécia, no Estádio *Panathinaiko* (figura 2.11), que havia sido recentemente restaurado. A partir dessa data, também o futebol se tornou num desporto muito popular a nível mundial, levando a grandes concentrações de adeptos e consequente necessidade de construção de bancadas. Surgiram então os primeiros estádios de futebol. Desde então, o número de espectadores médio por jogo em Inglaterra, foi sempre aumentando, passando de 4600 em 1888 para 23100 em 1910. A construção passou a ser feita em betão armado e respeitando os vários critérios impostos para garantir o conforto e segurança, de forma a tornar o futebol num espectáculo cada vez mais seguro.

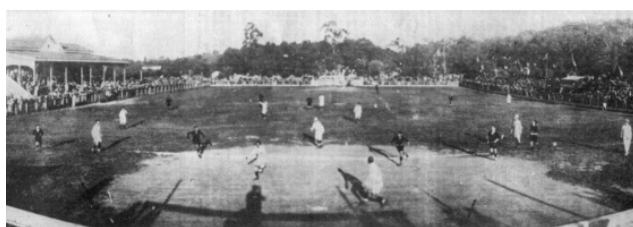


Figura 2.10: Estádio do Grémio de Porto Alegre (Brasil 1904) [32]



Figura 2.11: Estádio *Panathinaiko*, em Atenas

Mais recentemente, a pré-fabricação também se tornou num método muito usual na construção de bancadas de estádios de futebol. A rapidez de execução, a montagem e a economia de custos finais são algumas vantagens da pré-fabricação neste tipo de estruturas.



Figura 2.12: Estádio de Wembley (Inglaterra 2007)

## 2.2 Obras com diferentes soluções de balcão

Existem vários tipos de soluções estruturais para balcões, integrados em teatros, coliseus, auditórios e outras edificações em que algumas delas permanecem no edificado actualmente em exploração no nosso país. Essas soluções assentam em:

- Estrutura em alvenaria (ex.: Coliseu de Roma);
- Estrutura principal em madeira e colunas de aço;

- Estrutura em betão armado (ex.: Teatro São Luiz);
- Estrutura em betão pré-esforçado (ex: Teatro Luísa Todi e Centro de Congressos do Algarve);
- Estrutura pré-fabricada de betão assente sobre estrutura de betão armado ou pré-esforçado (ex: estádios de futebol).
- Estrutura pré-fabricada de betão assente sobre estrutura metálica (ex: estádio da Luz).

Descrevem-se seguidamente algumas das edificações conhecidas que incluem um tipo de solução estrutural referenciado acima.

### 2.2.1 Teatro São Luiz

#### Descrição Geral

No final do séc. XIX foi fundada uma sociedade com o objectivo de edificar um teatro em Lisboa. Da autoria do arquitecto francês Louis-Ernest Reynaud e depois modificado pelo arquitecto Emílio Rossi, cumpriu-se o projecto e, a 22 de Maio de 1894, foi inaugurado pelo Rei D. Carlos e pela Rainha Dona Amélia, o Teatro Dona Amélia [28]. Com uma lotação de 1027 lugares, o teatro albergava, para além da sala de espectáculos, um jardim de inverno que servia de salão de espera, local para café nos intervalos ou mesmo de ponto de encontro para as figuras importantes da época.

Com a queda da monarquia em 1910 e conseqüente mudança de regime, o teatro passou a denominar-se Teatro da República. Volvidos quatro anos, um violento incêndio destruiu quase todo o edifício. Dois anos depois, o teatro foi reaberto de acordo com o projecto do arquitecto Tertuliano Marques e, em 1918, em homenagem ao seu grande dinamizador Visconde de São Luiz de Braga, o teatro passa a chamar-se Teatro São Luiz.



Figura 2.13: Interior do Teatro Municipal de São Luiz [28]

Ao longo dos anos foram várias as intervenções efectuadas na estrutura do edifício por forma a garantir maior segurança, conforto e funcionalidade. Em 1928 o espaço foi adaptado ao cinema e passou a designar-se Cineteatro São Luiz. A câmara de Lisboa adquiriu o edifício do teatro em 1971, tornando-se este no Teatro Municipal São Luiz. Passou então a ser explorado para fins culturais e educativos, não comerciais.

Mais recentemente, no início do séc. XXI, todos os blocos constituintes do edifício foram sujeitos a obras de reabilitação e conservação, nomeadamente: Teatro São Luiz, Jardim de Inverno, Sala Mário Viegas e Cafetaria dos Teatros.

O teatro apresenta um modelo construtivo característico do final do séc. XIX, recorrendo a materiais como a madeira e a alvenaria. No entanto, foram já adoptadas algumas estruturas neste projecto em betão armado, solução que surgira nesse mesmo século.

O edifício está dividido em três corpos principais, sendo eles a zona do palco, plateia e entrada do edifício. Sobre este último localiza-se o foyer do primeiro balcão e, no nível seguinte, o acesso ao segundo balcão. O corpo da entrada do edifício dá acesso ao jardim de inverno, do lado oposto à sala de espectáculos. Os balcões fazem parte do corpo da plateia, sendo que as galerias envolvem o palco em forma de ferradura. Por fim, no corpo do palco surge acima do segundo nível a zona da teia (gradeamento que sustenta o conjunto de cordas, panos, etc. que não está à vista do público), com acesso através das galerias laterais.

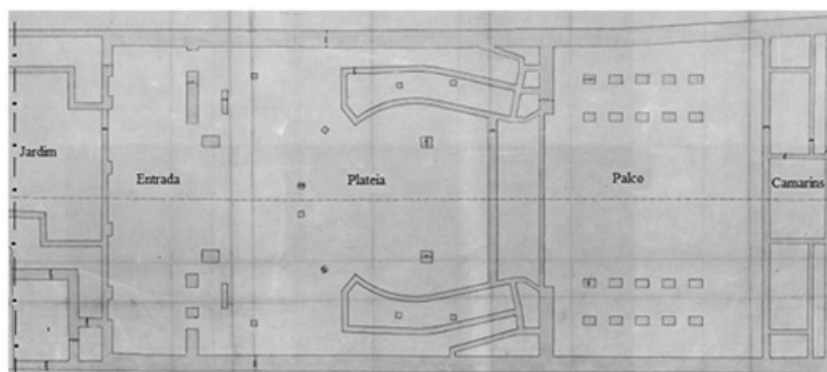
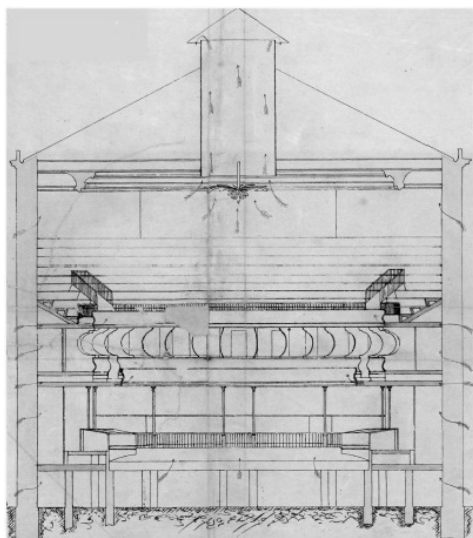
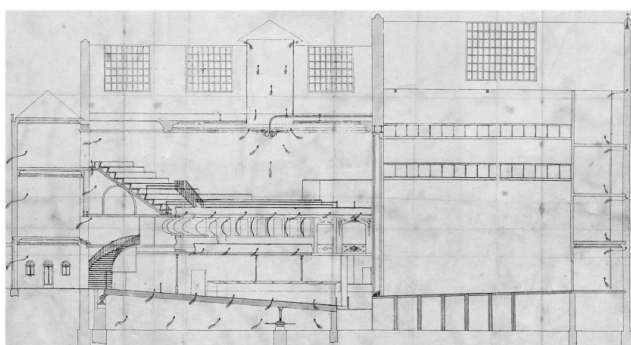


Figura 2.14: Planta do Teatro São Luiz (Projecto Original)



(a) Corte transversal



(b) Corte longitudinal

Figura 2.15: Cortes do Teatro São Luiz (Projecto Original)

A delimitar estes três blocos existe uma parede de alvenaria com cerca de 1m de espessura e altura que varia entre 15 e 25m. A zona dos camarins, situada por detrás do palco, toda ela construída em betão, era composta por lajes muito finas apoiadas em vigas estreitas de dimensões variadas que descarregavam nos pilares, sendo que a teia e a cobertura também apoiavam em dois pilares principais de grande dimensão nesta zona. Os pilares estavam fundados numa sapata contínua de pequena espessura, fixada à parede de alvenaria que forma o tardoz do palco.

### Concepção Estrutural do Balcão

O palco apoiava numa estrutura, toda ela de madeira, com vigas com secções de  $0,15 \times 0,30\text{m}^2$  que descarregavam nos pilares. Para a sala de espectáculos recorreu-se essencialmente a estruturas de madeira e ferro, revestidas com estuque. É de referir, no

entanto, que a estrutura do balcão de maiores dimensões, o segundo, era constituída por uma grelha inclinada de vigas de betão (Figura 2.17) sobre as quais apoiava uma estrutura complementar em madeira que resultava na forma final das bancadas.

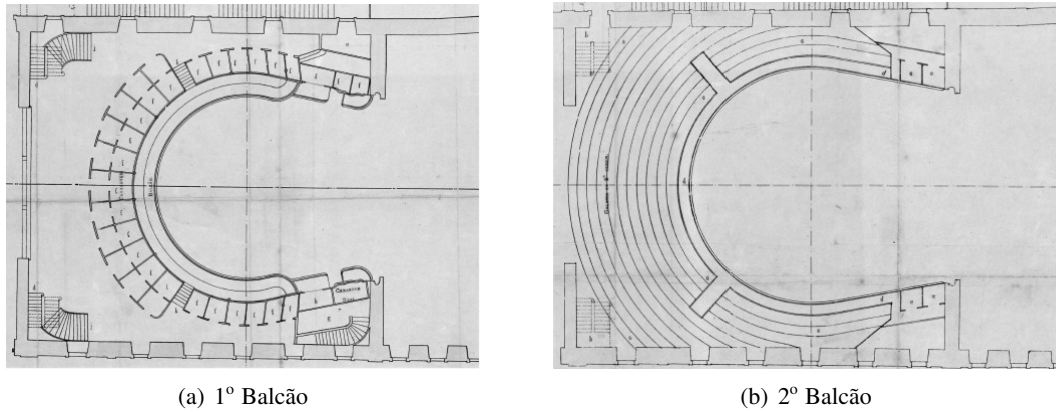


Figura 2.16: Plantas dos Balcões do Teatro São Luiz (Projecto Original)



Figura 2.17: Grelha de Vigas de Betão do 2º Balcão do Teatro São Luiz

## 2.2.2 Teatro Luísa Todi

### Descrição Geral

O teatro Luísa Todi em Setúbal foi inaugurado em 1960, sucedendo ao Teatro Rainha D. Amélia, de traços italianos, que fora construído no final do século XIX.



Figura 2.18: Teatro Rainha D. Amélia, em Setúbal, antes da demolição

O actual edifício, projectado pelo Arquitecto Fernando Silva, ergueu-se como uma obra modernista notável, contrastando com a antiga sala de espectáculos à italiana.

Propriedade da Câmara Municipal de Setúbal desde 1990, este emblemático teatro de Setúbal foi recentemente sujeito a obras de recuperação e ampliação. A remodelação do Fórum Municipal Luísa Todi ambicionava, por um lado, modernizar todo o equipamento e por outro, evitar a degradação do mesmo [26].

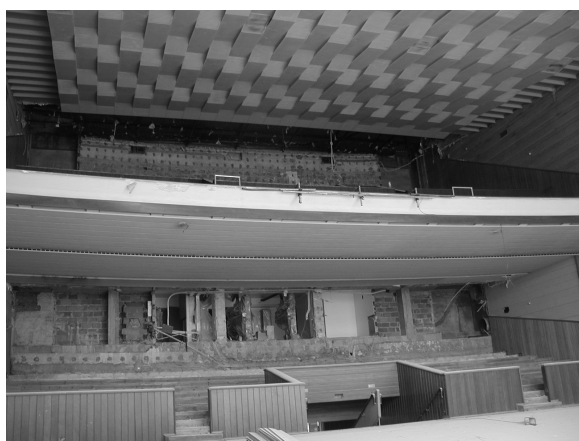


Figura 2.19: Obras no Auditório Luísa Todi

O projecto de renovação do espaço contemplou várias intervenções, tais como: ampliação da caixa de palco, camarins, zona da teia e fosso da orquestra. Essencialmente visou-se uma melhoria a nível de conforto, acústica e segurança do público. Adequou-se o edifício às exigências impostas relativamente a questões acústicas, eléctricas, térmicas e de acessibilidade e ainda a nível de segurança contra incêndios e sismos.

### Concepção Estrutural do Balcão

A estrutura do balcão do Teatro Luísa Todi foi, na sua generalidade, executada em betão armado e pré-esforçado. O balcão apresenta uma profundidade de 13m e, transversalmente, têm um vão de 20,85m. As bancadas apoiam-se em vigas transversais espaçadas de aproximadamente 4m entre si. Por sua vez, as vigas transversais descarregam numa viga pré-esforçada (V1) em “I” com 2m de altura (figura 2.20). Para além desta grande viga, na extremidade da bancada existe também uma viga de  $0,4 \times 0,6\text{m}^2$  (V2). Cada bancada, com configuração em “L”, é realizada em betão armado e com uma espessura das abas de 8 e 12cm. Na figura 2.21 observam-se aspectos gerais e pormenores do balcão.

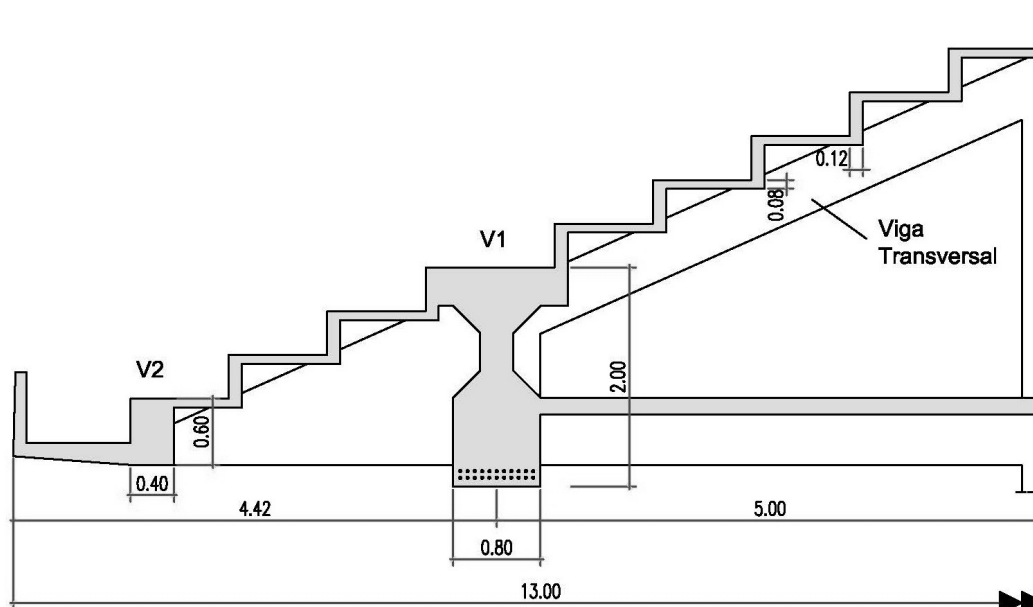


Figura 2.20: Teatro Luísa Todi - Corte Transversal da Bancada



(a) Vista Inferior



(b) Vista Superior



(c) Vista Panorâmica, [26]

Figura 2.21: Aspectos da estrutura da bancada do Teatro Luísa Todi

### 2.2.3 Centro de Congressos do Hotel CS Golfe

O Centro de Congressos do Hotel CS Golfe, em Albufeira, é o maior Centro de Congressos do Algarve e um dos maiores da Península Ibérica. Apresenta uma infraestrutura equipada com as mais recentes inovações tecnológicas, onde se destaca um auditório com capacidade para sentar cerca de 1650 pessoas, distribuídas pelas zonas da plateia e do balcão.



Figura 2.22: Centro de Congressos do Hotel CS Golfe [24]

#### Descrição Geral

O conjunto edificado (Corpos A a L) do Hotel CS Golfe apresenta uma área de construção de aproximadamente 50000m<sup>2</sup>, onde cerca de 20% correspondem ao Centro de Congressos, que faz parte integrante dos corpos D e G (figura 2.23). Devido à elevada capacidade de lugares sentados e às exigências impostas relativamente à inexistência de apoios intermédios, foram adoptadas soluções estruturais de betão armado e pré-esforçado para o balcão que viabilizaram uma solução de grande vão.

A infraestrutura engloba dois corpos estruturais (figura 2.24), onde se integram a plateia, o balcão e a cobertura do auditório no corpo D, enquanto o palco do auditório, salas polivalentes e alguns dos quartos do hotel fazem parte do corpo G. Tal como na maioria dos teatros construídos no séc. XX, o edifício em si divide-se em três zonas estruturais: áreas comuns, auditório e caixa de palco.

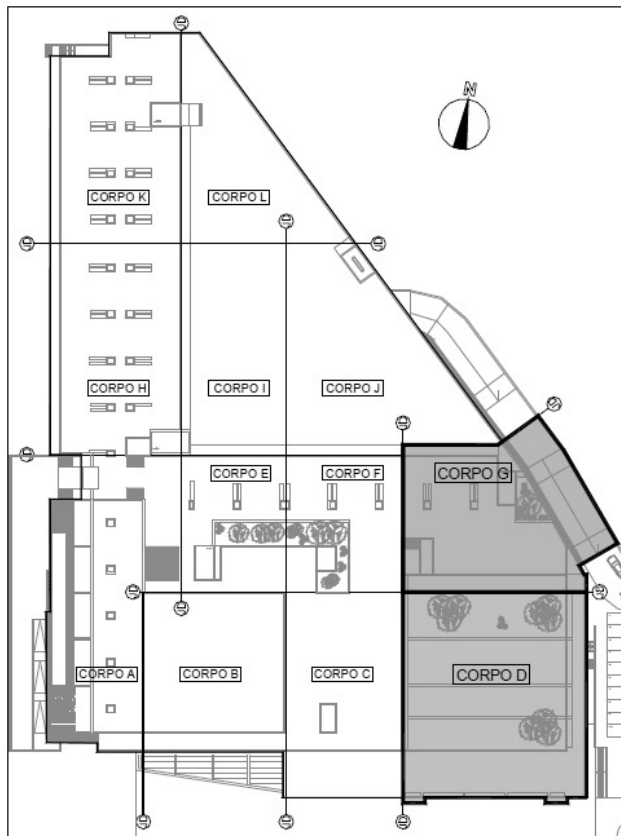


Figura 2.23: Planta do Hotel CS Golfe [16]

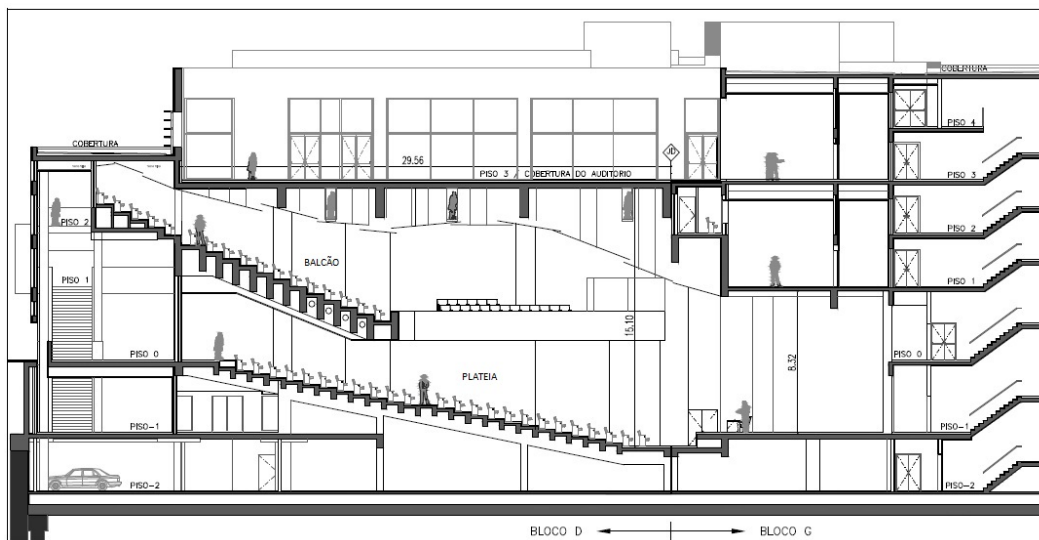


Figura 2.24: Corte Longitudinal pelos Corpos D e G do Hotel CS Golfe [16]

O corpo G contém a estrutura da caixa de palco, sendo constituído por duas caves, piso térreo e quatro pisos acima do solo. O palco situa-se ao nível do piso -1, por cima do sub-palco e parque de estacionamento e abaixo das áreas técnicas de electricidade e telecomunicações e das salas polivalentes. Neste corpo estrutural adoptou-se uma solução em laje fungiforme com vigas de bordo. O palco, com cerca de 11m de profundidade, assenta numa laje com 0,30m de espessura apoiada em pilares interiores e, no bordo, em vigas de betão armado, exceptuando a viga do lado do corpo D, que é pré-esforçada com um vão de 20m.

Por sua vez, o corpo D é constituído por dois pisos enterrados, piso térreo e três pisos acima do solo. A plateia engloba o piso 0 e piso - 1, enquanto que o balcão ocupa os pisos 1 e 2. A plateia é formada por bancadas em “L” invertido em betão armado com um vão máximo de 7,40m. Estas apoiam-se em 5 vigas longitudinais com vão máximo de 8,40m.



Figura 2.25: Vista Inferior da Estrutura da Plateia do Auditório do Hotel CS Golfe

### **Concepção Estrutural do Balcão**

O balcão do auditório é composto por 11 bancadas em “L” invertido em betão armado, com um vão de cerca de 30m. Estas vigas estão afastadas de 1,0m entre eixos e têm 1,45m de altura e 0,40m de largura (figura 2.27). Como forma a ventilar os lugares sentados, a lajeta, com espessura de 0,20m, é perfurada sob cada cadeira ( $\phi 160\text{mm}$ ).



Figura 2.26: Vista Inferior do Balcão do Auditório do Hotel CS Golfe

As vigas de bancada apoiam-se em duas vigas laterais de betão armado pré-esforçado. Na extremidade da bancada existe uma viga “Guarda-Corpos” com função estrutural e secção de  $0,40 \times 1,60\text{m}^2$ .

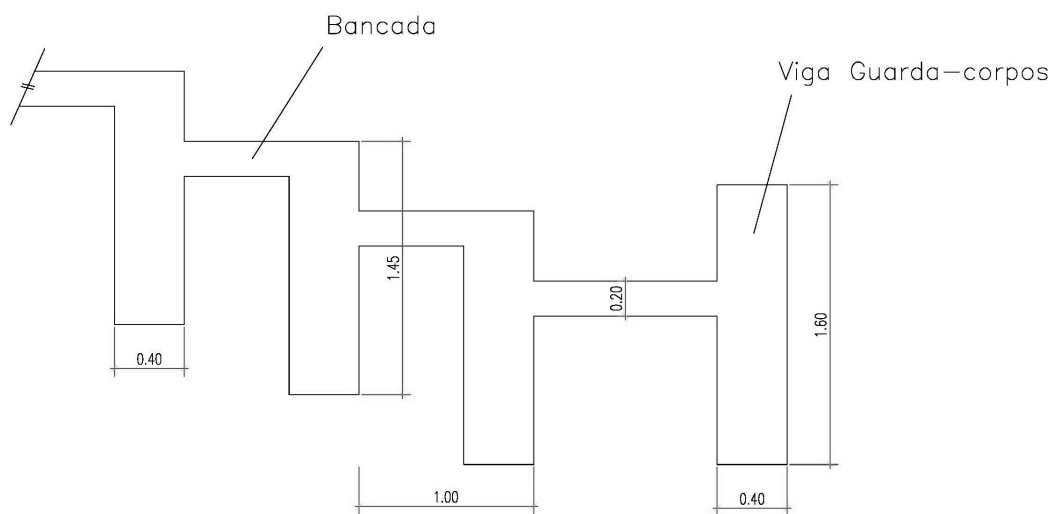
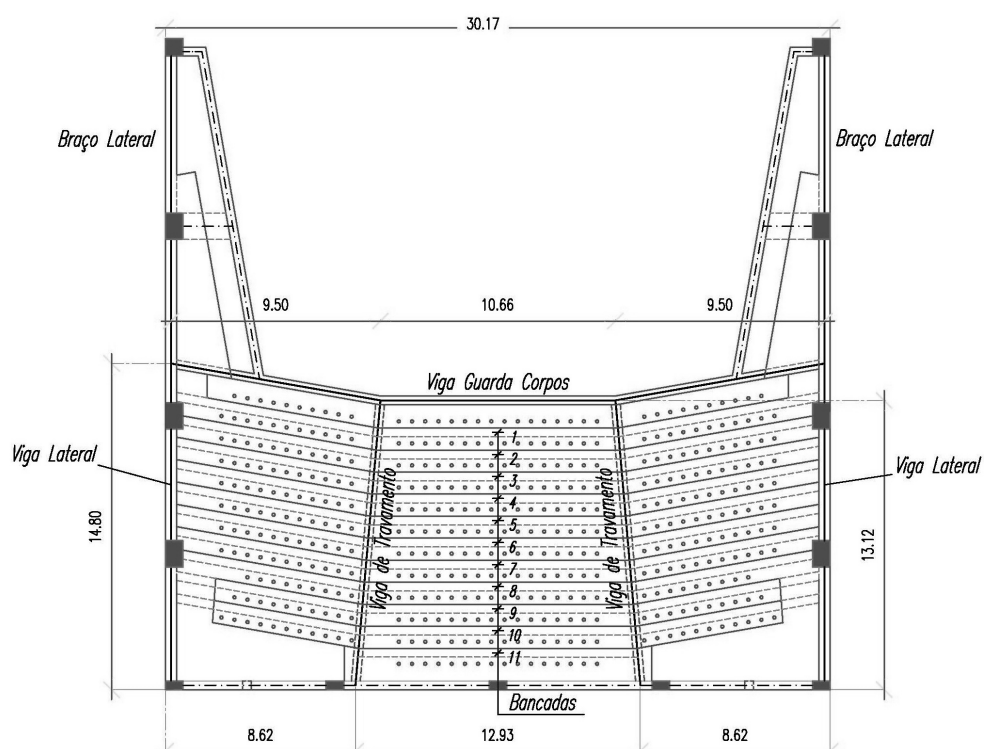
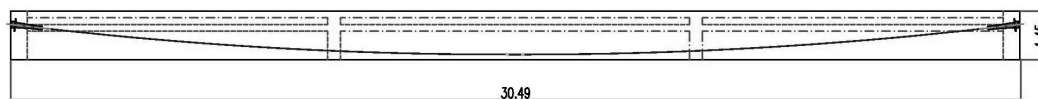


Figura 2.27: Pormenor do Balcão do Auditório do Hotel CS Golfe



(a) Planta do Balcão



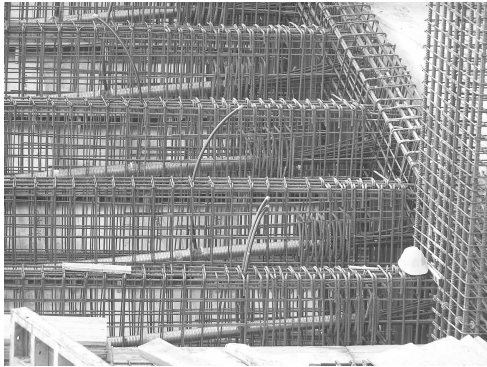
(b) Traçado do Pré-esforço de uma Bancada

Figura 2.28: Auditório do Hotel CS Golfe

Tendo em conta o traçado do pré-esforço em planta localizado no eixo das vigas de bancada, resultam forças de desvio importantes que são equilibradas através de duas vigas transversais (Vigas de Travamento), também pré-esforçadas (figura 2.28). Para controlar estas forças durante a construção, estabeleceu-se um faseamento da aplicação do pré-esforço de acordo com o seguinte [16]:

1. Pré-esforço nas vigas de travamento;
2. Pré-esforço nas vigas laterais de apoio da bancada e dos braços laterais;
3. Pré-esforço na viga “guarda corpos”;
4. Pré-esforço nas bancadas do balcão.

Foi adoptado um cimbra ao solo durante a execução do balcão. Podem observar-se nas fotografias seguintes alguns aspectos da construção.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.29: Sequência de Execução das Bancadas do Auditório do Hotel CS Golfe

Dado o nível de pré-esforço adoptado nos elementos estruturais do balcão e para um melhor controlo dos efeitos da vibração e da deformação, entendeu o projectista adoptar um betão de resistência elevada, de classe C50/60.

### 2.2.4 Novo Estádio dos Barreiros

#### Descrição Geral

A construção do novo estádio no Funchal tem como principal objectivo a ampliação e melhoria das instalações desportivas do antigo recinto. Uma vez que o antigo campo se encontra numa zona privilegiada, foi decidido que a nova infra-estrutura seria construída no mesmo local. Para não comprometer os jogos de futebol, a construção do novo estádio foi dividida em duas fases, possibilitando a utilização do recinto de jogos e da bancada principal durante a realização de obras.



Figura 2.30: Maqueta do Novo Estádio dos Barreiros

O novo estádio tem uma capacidade para 9000 espectadores, envolvendo na sua construção uma área total de  $42650\text{m}^2$  de pavimentos e bancadas de betão armado e  $10245\text{m}^2$  de cobertura. A obra é formada por 16 corpos estruturais, possuindo cada um deles uma estrutura porticada de betão armado, formada por lajes fungiformes aligeiradas, pilares e paredes nos núcleos de escada e elevadores e paredes de contenção periférica.

As lajes fungiformes aligeiradas foram executadas com blocos recuperáveis e bandas maciças com 1,6m de largura junto aos pilares, numa malha com vãos do tipo  $8 \times 8\text{m}^2$ , e com espessura de 0,385m. Estão apoiadas em pilares rectangulares de  $1,5 \times 0,5\text{m}^2$  ou  $1,0 \times 0,5\text{m}^2$ , paredes de contenção periféricas e de apoio de escadas e elevadores com 0,30 a 0,35m de espessura.

### Concepção Estrutural das Bancadas

As vigas de bancada de betão armado têm 0,5 m de largura por 1,0 m de altura e estão distanciadas, umas das outras, entre 4 a 8m. As bancadas e camarotes são formados por elementos pré-fabricados de betão armado e assentam nas vigas de bancada. A cobertura é composta por uma estrutura metálica com vigas de secção variável.

Para a construção das bancadas do estádio foi adoptada uma solução pré-fabricada. Recorreu-se a elementos pré-fabricados em “L” (Figura 2.33) de dois tipos, com “espelho” de 0,50m para o primeiro nível de bancadas e com “espelho” de 0,60m para o segundo nível composto pelos camarotes e tribunas.

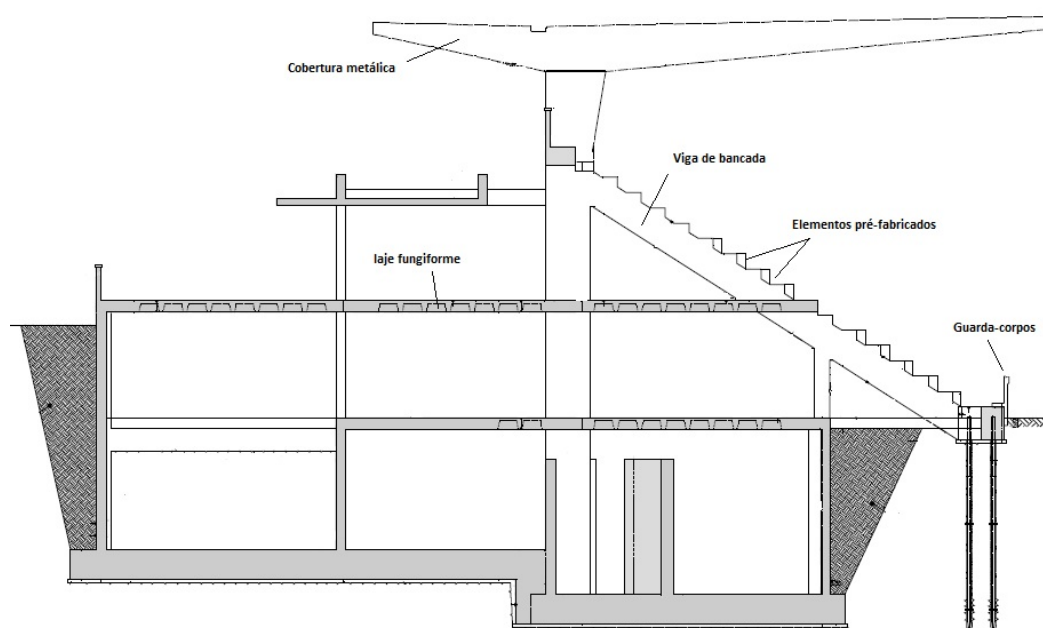


Figura 2.31: Corte Transversal das Bancadas do Novo Estádio dos Barreiros [34]

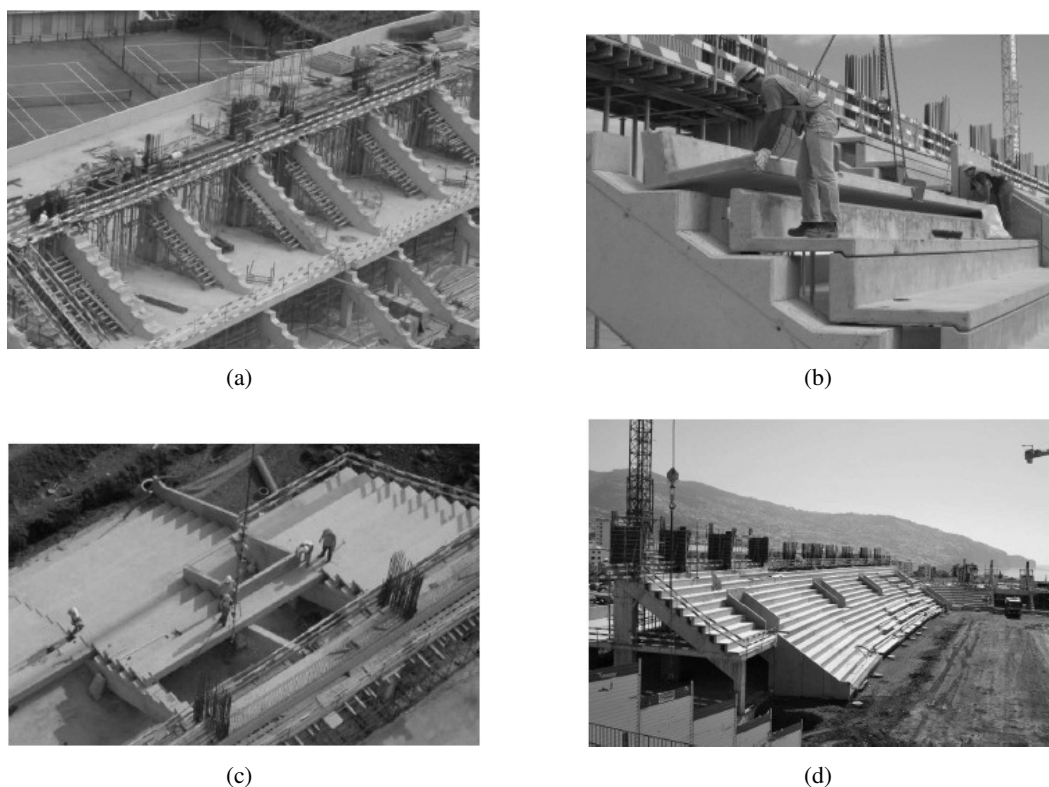


Figura 2.32: Sequência da Montagem das Bancadas do Novo Estádio dos Barreiros [34]

Uma vez que a execução dos elementos foi feita fora do Funchal, foi necessário um estudo detalhado da execução, transporte e montagem destes elementos com vãos entre 4 a 8m. Também foi tido em conta o peso dos elementos num estudo detalhado do pré-fabricador, de acordo com a capacidade máxima da grua. Foram executados no total 948 elementos que apoiavam em cerca de 62 vigas de bancada de betão armado. O transporte fez-se em grupos de 7 elementos até ao estádio, onde de seguida uma grua colocou os elementos na sua posição definitiva, começando pelos degraus inferiores de cada corpo. Os apoios utilizados foram blocos de neoprene simples que permitem amortecer, em serviço, as vibrações introduzidas na estrutura. Também a introdução de ferrolhos entre degraus melhorou o seu funcionamento em serviço. Após a montagem da cada bancada foram realizados pequenos ajustes de posição, sendo os degraus posteriormente chumbados às vigas de bancada.

Foram também pré-fabricados os elementos verticais que constituem os vomitórios de acesso às bancadas e os guarda-corpos que delimitam o acesso das bancadas ao relvado. Enquanto os vomitórios se colocaram antes das bancadas, os guarda-corpos foram os últimos elementos a ser montados.

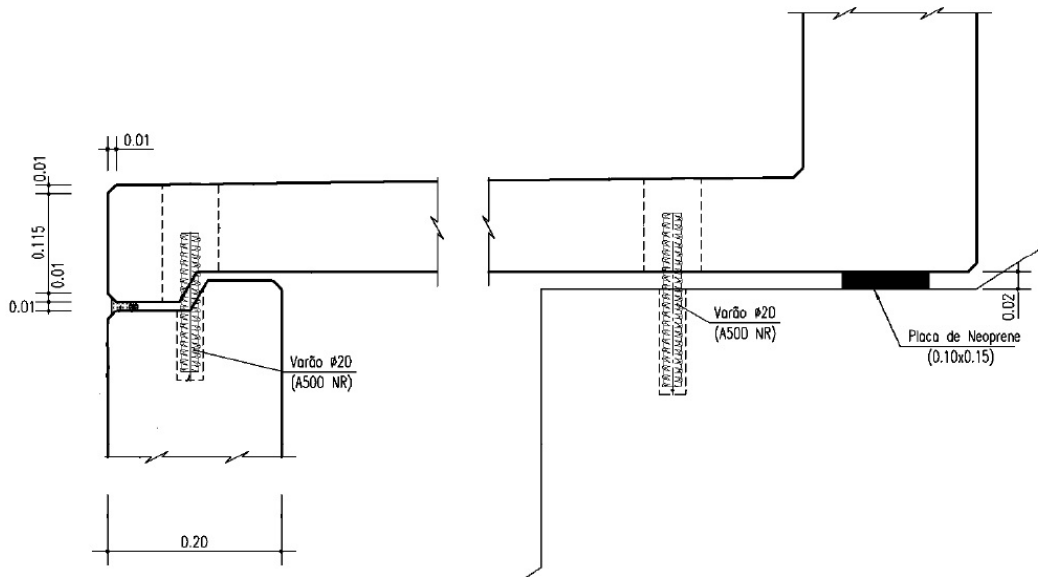


Figura 2.33: Esquema de um Elemento Pré-Fabricado do Novo Estádio dos Barreiros [34]

## Capítulo 3

# Acções em Estruturas de Balcão

Todas as acções capazes de provocar esforços ou deformações que ponham em causa a segurança dum elemento estrutural devem ser consideradas na análise estrutural.

As acções podem ser classificadas quanto à variação no espaço, à sua natureza e à sua origem, de acordo com a tabela seguinte.

Tabela 3.1: Quantificação de Acções [29]

<b>Quanto à variação no espaço</b>	<i>Fixas</i>	Pesos próprios das estruturas e equipamentos fixos
	<i>Móveis</i>	Tráfego rodoviário e ferroviário
<b>Quanto à sua natureza</b>	<i>Estáticas</i>	Pesos de estruturas e outros elementos e acções cuja variação no tempo não interfere com o comportamento da estrutura
	<i>Dinâmicas</i>	Sismos, vento, vibrações induzidas por máquinas
<b>Quanto à sua origem</b>	<i>Directas</i>	Cargas aplicadas à estrutura
	<i>Indirectas</i>	Deformações ou acelerações devidas a variações de temperatura ou humidade, sismos, retracção do betão

As acções indirectas impõem deformações que podem ou não produzir esforços numa estrutura. No caso duma estrutura isostática, as deformações impostas correspondem a deformações livres pelo que não causam esforços na estrutura. Ao contrário, numa estrutura hiperstática, as mesmas deformações, devido à restrição à sua livre deformação, provocam esforços na estrutura.

Tendo em conta o factor tempo e a probabilidade de ocorrência, as acções são ainda classificadas quanto à sua permanência em três grandes grupos:

- Acções Permanentes -  $G$  ou  $g$ ;
- Acções Variáveis -  $Q$  ou  $q$ ;
- Acções Acidentais -  $A$ .

As acções permanentes actuam durante toda a vida útil de uma estrutura. Estas dividem-se em acções directas e indirectas. O peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes (RCP) e o pré-esforço consideram-se acções directas, enquanto que todas as deformações impostas, como a fluência do betão, a retracção do betão e os efeitos de imperfeições geométricas se incluem nas acções indirectas.

As acções variáveis, pelo contrário, são aquelas com baixa probabilidade de actuar durante toda a vida útil de uma estrutura. São consideradas acções variáveis as sobrecargas, a acção do vento, a acção da neve e a variação uniforme de temperatura.

As acções acidentais têm uma probabilidade muito pequena de ocorrerem durante a vida útil de projecto, actuando num intervalo de tempo muito curto. No entanto, estas acções podem suscitar consequências graves na estrutura. São exemplos de acções acidentais, o impacto de veículos, as explosões e os incêndios. As acções sísmicas são autónomas, com formato de combinação idêntico ao das acções acidentais, no EC1.

## 3.1 Acções Permanentes

### 3.1.1 Peso Próprio e Restante Carga Permanente

O peso próprio das construções deverá ser classificado como uma acção permanente fixa (art.º 2.1 (1) do EC1-1). Esta carga é função dos pesos específicos dos materiais a utilizar nos elementos estruturais.

Em auditórios, teatros, coliseus, centros de congressos, entre outros, os materiais estruturais usuais são os indicados abaixo. Esses materiais podem ser usados quer na construção nova desse tipo de equipamentos, quer na reabilitação, como é o caso dos teatros e coliseus já existentes.

Tabela 3.2: Características dos Materiais

Materiais		Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidade (GPa)
Betão armado ou betão armado pré-esforçado		25	≈30
Aço laminado		78	200
Madeiras	Pinho bravo	5,3	≈10
	Castanho	5,8	≈12
	Ipê	10	≈16
	Casquinha	4	≈11

As restantes cargas permanentes englobam o peso de todos os materiais e equipamentos não estruturais, como as paredes divisórias, coberturas ou revestimentos.

Os pesos associados às restantes cargas permanentes mais utilizados em estruturas em balcão dependem por vezes da concepção e pormenorização construtiva prevista pelo projecto de arquitectura e pelo projecto de isolamento térmico e acústico. De qualquer modo, indicam-se abaixo algumas das cargas usuais de revestimentos a considerar na verificação da segurança estrutural.

Tabela 3.3: Restantes Cargas Permanentes

Peso de paredes divisórias na delimitação dos camarotes	tijolo e reboco pladur	1,4 (kN/m <sup>2</sup> ) 8 (kN/m <sup>3</sup> )
Tectos falsos em gesso cartonado		0,2 (kN/m <sup>2</sup> )
Tubagens de insuflação de ar em cadeiras sob um balcão		0,1 (kN/m <sup>2</sup> )
Peso de cadeiras		0,3 a 0,5 (kN/un)
Revestimentos	Alcatifa	0,4 (kN/m <sup>2</sup> )
	Betonilha	20 (kN/m <sup>3</sup> )

### 3.1.2 Pré-Esforço

O betão é um material bastante resistente à compressão, mas é desprezada a sua resistência perante esforços de tracção. A baixa resistência à tracção conduz ao aparecimento de fendas no próprio betão, muito embora a sua abertura possa ser controlada pela presença de armaduras passivas.

Para contrariar o carregamento aplicado na estrutura betonada e anular praticamente as forças de tracção e respectiva fendilhação, aplicam-se esforços auto-equilibrados no betão antes da sua utilização, ou seja, aplica-se o pré-esforço. Este pode ser definido dos seguintes modos:

“O pré-esforço é uma deformação imposta a uma estrutura que introduz um estado de tensão que em geral contraria os efeitos associados às acções permanentes” [Júlio Appleton, 1999].

“Pré-esforço é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões, de modo a melhorar a sua resistência ou comportamento, sob acções de diversas condições de carga” [Pfeil, 1984].

### **Vantagens e Desvantagens da Utilização do Pré-Esforço**

Com a aplicação do pré-esforço é possível garantir os seguintes aspectos:

- maiores vãos;
- maiores esbeltezas;
- controlo da deformação elástica;
- menor peso próprio;
- redução da área de armadura;
- rapidez de execução;
- melhoria do comportamento em serviço;
- utilização racional dos betões e aços de alta resistência.

No entanto, a implementação do pré-esforço nas estruturas obriga a:

- exigência de melhor controlo e precisão na execução e colocação dos cabos;
- utilização de equipamentos e pessoal especializados.

### **Princípios do Pré-Esforço**

Existem três conceitos fundamentais para a análise do comportamento básico do betão pré-esforçado.

- Pré-esforçar para transformar o betão num material elástico;
- Pré-esforçar para combinar o aço de alta resistência com o betão;
- Pré-esforçar para alcançar uma carga equivalente (o pré-esforço é geralmente considerado como uma carga equivalente às acções permanentes) .

### **Técnicas e Sistemas de Pré-Esforço**

#### *Pré-Esforço por Pré-Tensão*

O aço de pré-esforço é tensionado antes da betonagem da peça de betão, sendo o pré-esforço transferido ao betão após a sua cura. A transferência da força é feita por aderência entre o aço e o betão. Este sistema é normalmente realizado em fábrica em estruturas pré-fabricadas.

*Pré-Esforço por Pós-Tensão*

O aço de pré-esforço é tensionado após a betonagem da peça, quando o betão adquire a resistência necessária. A transferência é garantida nas ancoragens existentes nas extremidades da peça e ao longo das armaduras activas.

Nesta técnica é possível a utilização de sistemas aderentes e não aderentes.

- *Betão pós-tensionado com aderência* - Neste caso os cabos de pré-esforço ficam aderentes ao betão através da injeção de uma calda de cimento nas bainhas, após esta ganhar presa. Este sistema é usualmente utilizado em tabuleiros de pontes.
- *Betão pós-tensionado sem aderência* - Para esta situação os cabos deslizam no interior da bainha. Utiliza-se para o efeito uma graxa que reduz o atrito e protege as armaduras. Este sistema é muito utilizado, por exemplo, na aplicação de pré-esforço em monocórdão para lajes de edifícios com grandes vãos e também no reforço e reabilitação.

**Elementos Constituintes de um Sistema de Pré-Esforço**

Para além do betão, são necessários vários elementos para a constituição de um sistema de pré-esforço.

**1. Armaduras de Pré-Esforço**

As armaduras são constituídas por aço de alta resistência e de baixa relaxação.

Tabela 3.4: Características de Aços de Alta Resistência [31]

	$f_{p0,1k}$ [MPa]	$f_{pk}$ [MPa]	$E_p$ [GPa]
Fios e cordões	1600	1860	$195 \pm 10$

As armaduras de pré-esforço podem existir nas seguintes formas, segundo as especificações do LNEC e a norma prEN 10138:

- Fios - Diâmetros usuais de 3 mm, 4mm, 5 mm e 6mm;
- Cordões - Compostos normalmente por 7 fios, com as características indicadas na Tabela (3.5);
- Varões - Diâmetros usuais entre 25 mm e 40 mm;
- Cabo - Conjunto de cordões.

Tabela 3.5: Dimensões de Cordões de Pré-Esforço [31]

Designação	Secção nominal [cm <sup>2</sup> ]	Diâmetro [mm]
0,5''	0,987	12,7
0,6''N	1,4	15,2
0,6''S	1,5	15,7

## 2. Ancoragens de Pré-Esforço

As ancoragens são os dispositivos mecânicos de fixação das armaduras de pré-esforço. Os tipos de ancoragens mais comuns estão representados na figura 3.1.

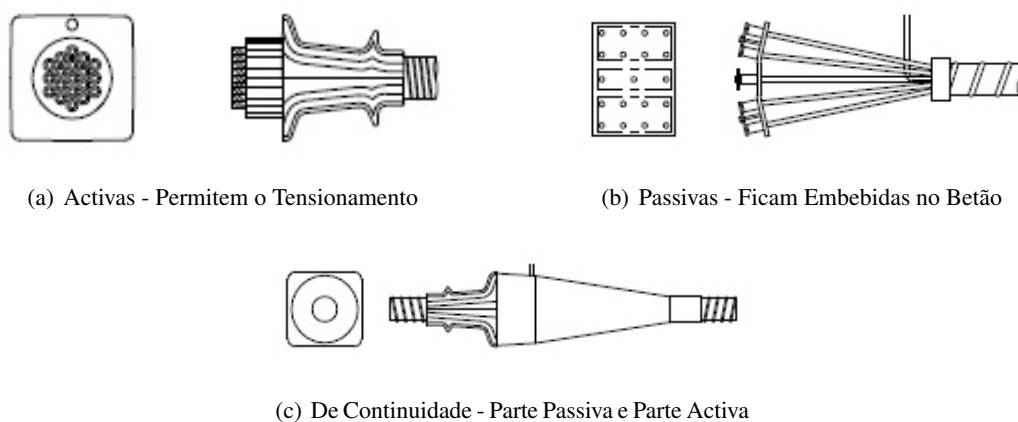


Figura 3.1: Tipos de Ancoragens de Pré-Esforço (pós-tensão) [31]

## 3. Bainhas de Pré-Esforço

As bainhas são normalmente utilizadas nos sistemas de pré-esforço por pós-tensão. Existem dois tipos de bainhas:

- Metálicas - As bainhas metálicas são adoptadas em sistemas de pré-esforço aderente. Por serem corrugadas melhoram a transferência das tensões de aderência entre a bainha e o betão;
- Polietileno - No caso das bainhas de polietileno, a sua utilização é usual em sistemas de monocordão, por exemplo, em que não existe aderência com o betão.

Os materiais presentes no interior das bainhas são classificados de:

- Materiais rígidos - calda de cimento;
- Materiais flexíveis - graxas ou ceras.

### Efeitos do Pré-Esforço

Uma estrutura pré-esforçada está sempre sujeita a dois tipos de tensões diferentes. São elas as tensões devidas às cargas exteriores e as tensões que o pré-esforço introduz na estrutura com o intuito de contrariar as tracções no betão provocadas pelas acções exteriores. Para controlo dos esforços numa peça de betão armado e pré-esforçado, é essencial um traçado de cabos que compense os esforços causados pelas acções exteriores. Ora, a colocação do cabo influencia claramente as tensões a que o betão ficará sujeito. O momento devido ao pré-esforço varia ao longo da peça consoante a excentricidade do cabo relativamente ao centro de gravidade, sendo as tensões produzidas pelo pré-esforço numa estrutura isostática dadas pela seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{P}{A_c} \pm \frac{P \times e}{W_{x,y}} \quad (3.1)$$

onde:

P - Valor de compressão dada pelo pré-esforço;

$W_{x,y}$  - módulo de flexão ( $I_{x,y}/\nu$ );

$I_{x,y}$  - Momento de inércia da secção de betão;

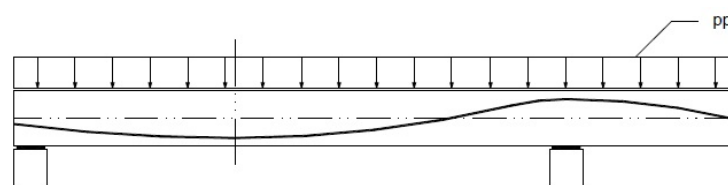
$\nu$  - Distância da fibra ao centro de gravidade da secção;

$A_c$  - Área da secção de betão;

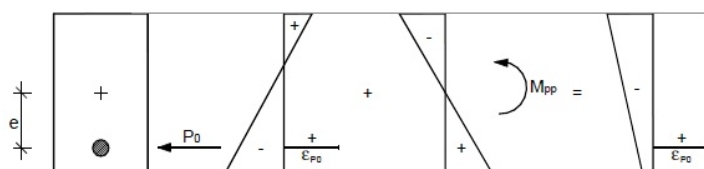
e - Excentricidade do cabo ao centro de gravidade da secção.

Numa estrutura hiperstática há ainda que adicionar os efeitos hiperstáticos do pré-esforço.

Na figura 3.2 observam-se os diagramas de extensões na zona de maior excentricidade, devidos à acção do pré-esforço e do peso próprio, na secção transversal de uma viga pré-esforçada.



(a) Viga Pré-Esforçada Isostática



(b) Diagramas de Extensões

Figura 3.2: Diagramas de Extensões Devidas ao Pré-Esforço e Peso Próprio da Viga [31]

### Perdas de Pré-Esforço

Segundo o EC2, a força aplicada à armadura de pré-esforço não deve exceder o seguinte valor:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \quad (3.2)$$

onde:

$A_p$  - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço;

$\sigma_{p,max}$  - Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço =  $\min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$ ;

$f_{pk}$  - Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;

$f_{p0,1k}$  - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.

O pré-esforço está sujeito às seguintes perdas:

#### - Perdas Instantâneas

Pós-tensão:

- Perdas por atrito;
- Perdas por reentrada de cabos;
- Perdas por deformação instantânea do betão.

Para situações correntes, estas perdas correspondem a cerca de 10% do pré-esforço inicial.

Pré-tensão:

- Relaxação da armadura até à betonagem;
- Escorregamento nas zonas de amarração;
- Deformação instantânea do betão.

#### - Perdas Diferidas

- Perdas por retracção do betão;
- Perdas por fluência do betão;
- Perdas por relaxação da armadura.

Para situações correntes, estas perdas correspondem a cerca de 15% do pré-esforço inicial.

O valor máximo da força de pré-esforço inicial é dado pela seguinte expressão:

$$P'_0 = A_p \times \sigma_{pm0} \quad (3.3)$$

onde:

$\sigma_{pm0}$  - Tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço =  $\min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k})$ .

Simplificadamente, considerando 10% de perdas instantâneas e 15% de perdas diferidas, a força de pré-esforço útil instalada numa secção condicionante é de:

$$P_\infty = P'_0 \times 0,9 \times 0,85 \quad (3.4)$$

### 3.1.3 Fluência

Entende-se por fluência o aumento progressivo da deformação no tempo sob a acção de um estado de tensão constante. A fluência pode depender de vários factores, como a idade do betão na altura do primeiro carregamento e respectiva duração e intensidade, da humidade e temperatura ambiente, da geometria da secção e da classe de resistência.

O efeito da deformação do betão por fluência,  $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , para uma tensão de compressão constante,  $\sigma_c$ , pode ser explicado de forma simplificada através da figura seguinte. O coeficiente de fluência,  $\varphi(t_\infty, t_0)$ , é a relação entre a deformação por fluência e a deformação instantânea, sendo função do módulo de elasticidade tangente na origem  $E_c$  ( $\sigma_c=0$ ).

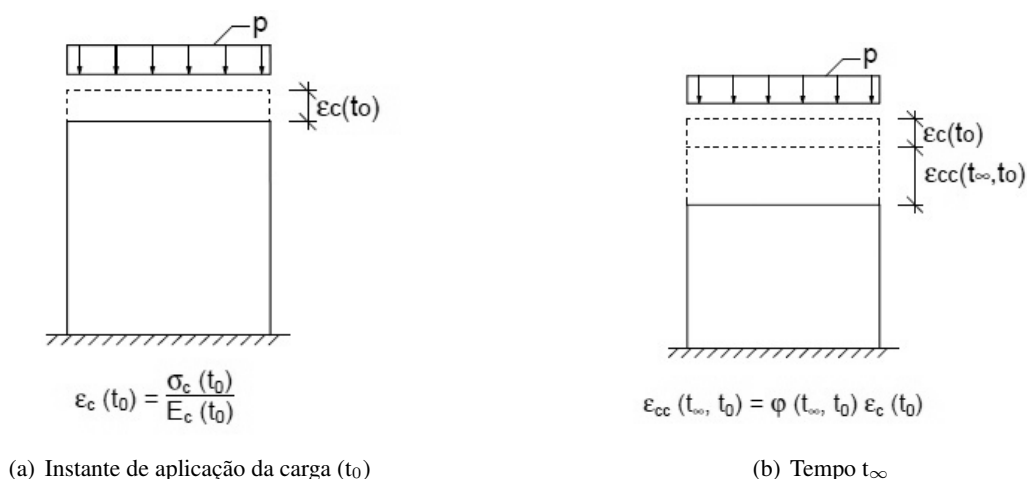


Figura 3.3: Efeito da Fluência [9]

### 3.1.4 Retracção

A retracção do betão consiste na redução gradual do volume do elemento de betão, independentemente do seu estado de tensão. Ocorrem vários tipos de retracção:

- Plástica - durante a fase de betão fresco, sendo controlada através de uma conveniente cura, compactação e composição do betão;
- Por secagem - a mais importante na deformação por retracção do betão. Ocorre devido à migração da água através do betão endurecido;
- Por auto-dessecação (autogénea) - associada à hidratação do cimento, durante os primeiros dias da cura do betão;
- Por carbonatação - corresponde à reacção entre o dióxido de carbono do ar com a pasta de cimento hidratado ao longo do tempo.

Em geral, admite-se que o valor da extensão total de retracção é dado por:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.5)$$

onde:

$\epsilon_{cs}$  - Extensão total de retracção;

$\epsilon_{cd}$  - Extensão de retracção por secagem;

$\epsilon_{ca}$  - Extensão de retracção autogénea.

A extensão de retracção por secagem pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} \quad (3.6)$$

onde:

$k_h$  - depende da espessura equivalente  $h_0$  (Quadro 3.3 do EC2);

$\epsilon_{cd,0}$  - retracção livre por secagem em função da humidade relativa do ambiente (Quadro 3.2 do EC2).

No caso da extensão por retracção autogénea, o seu valor é obtido da seguinte forma:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (3.7)$$

## 3.2 Acções Variáveis

### 3.2.1 Sobrecargas

As sobrecargas em edifícios derivam do seu tipo e nível de ocupação. Assim podem dever-se à utilização normal por pessoas, a mobiliário e objectos móveis, a veículos ou a eventos raros previsíveis como grandes concentrações de pessoas.

Para distinguir as várias sobrecargas existentes, o EC1 divide as zonas dos edifícios em categorias, como mostra a figura seguinte.

Tabela 3.6: Categorias de Utilização (Quadro 6.1 do EC1)

<b>Categoria</b>	<b>Utilização específica</b>	<b>Exemplos</b>
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião	C1: Zonas com mesas; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções. C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera. C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio. C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos. C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.
D	Actividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral. D2: Zonas de grandes armazéns.

Para as categorias anteriormente definidas, correspondem os valores característicos  $q_k$  (carga uniformemente distribuída) e  $Q_k$  (carga concentrada) indicados no quadro 6.2 do EC1.

Tabela 3.7: Valores das Sobrecargas (Quadro NA-6.2 do EC1)

<b>Categorias de zonas carregadas</b>	<b><math>q_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>Q_k</math> (kN)</b>
<b>Categoria A</b>	2,0	2,0
<b>Categoria B</b>	3,0	4,0
<b>Categoria C</b>		
C1	3,0	4,0
C2	4,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	7,0
C5	6,0	4,5
<b>Categoria D</b>		
D1	4,0	4,0
D2	5,0	6,0

No caso de balcões que servem os centros de congressos, salas de teatros e/ou cinemas, coliseus, entre outros, é usual a adopção de uma Categoria C2:  $q_k=4\text{kN/m}^2$  e  $Q_k=4\text{kN}$ .

No caso de bancadas para estádios de futebol e outros espaços cuja ocupação esteja associada ao acolhimento de multidões, a sobrecarga a considerar é da Categoria C5:  $q_k=6\text{kN/m}^2$  e  $Q_k=4,5\text{kN}$ . Refere-se que esta sobrecarga também poderá ser aplicada noutros edifícios (p.e., coliseus) que não os estádios de futebol, nomeadamente em edifícios que, à partida, sejam ambivalentes e que permitam também acolhimento de multidões para concertos de música e outros.

### 3.2.2 Variação Uniforme de Temperatura

A dilatação ou contracção de um elemento ou estrutura pode surgir devido a uma variação da temperatura constante ao longo da secção transversal. As acções térmicas em edifícios provocadas pelas variações de temperatura climáticas e operacionais originam variações de volume e/ou tensões. Estas podem também ser influenciadas por:

- Sombra dos edifícios;
- Diferentes materiais com diferentes coeficientes de dilatação e de transmissão térmica;
- Diferentes secções transversais com temperaturas uniformes diferentes.

A determinação do efeito da temperatura na estrutura varia consoante o material utilizado. Cada material tem um coeficiente de dilatação térmica diferente. Na tabela seguinte observam-se os coeficientes de dilatação de alguns materiais habitualmente utilizados na construção [3]:

Tabela 3.8: Coeficientes de Dilatação Térmica

<b>Material</b>	$\alpha_T (\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C})$
Aço inoxidável	16
Aço de construção	12
Betão	10
Betão de inertes leves	7
Alvenaria	6-10
Madeira	5
Estrutura mista aço-betão	10

A deformação causada pela variação de temperatura é determinada através do produto do coeficiente de dilatação térmica pela variação de temperatura:

$$\epsilon_t(\infty) = \alpha_T \times \Delta T_u \quad (3.8)$$

As variações uniformes de temperatura para as diferentes zonas do território nacional podem ser obtidas no Anexo Nacional da Norma Portuguesa EN 1991-1-5.

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (3.9)$$

onde:

T - Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas, no Inverno ou no Verão, e das temperaturas operacionais;

T<sub>0</sub> - Temperatura inicial de um elemento estrutural no momento em que são introduzidos constrangimentos. Caso não existam informações adicionais, adopta-se uma temperatura inicial de 15°C.

### 3.2.3 Variação Diferencial da Temperatura

Esta acção tem particular interesse para estruturas expostas, isto é, sujeitas à incidência solar. Os seus efeitos dependem da orientação da estrutura, da sua massa total e dos seus acabamentos. A sua definição pode ser realizada com base no preconizado na NP-EN 1991-1-5.

### 3.3 Acções Sísmicas

A acção sísmica é uma acção mais complexa que as sobrecargas. Para além do impacto que pode ter junto das populações, a sua ocorrência é imprevisível e de difícil caracterização, apesar dos muitos estudos realizados sobre o assunto.

“A sua definição depende da zona sísmica, do tipo de solo ou da fonte sismogénica, sendo definida através de espectros de resposta, espectros de potência e acelerogramas artificiais, registados ou simulados” [Guerreiro, 2010]. Segundo o EC8, perante a ocorrência de sismos, as estruturas devem assegurar que:

- as vidas humanas são protegidas;
- os danos são limitados;
- as estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais.

O EC8 prevê ainda que as estruturas sejam concebidas de tal forma que resistam e garantam a *não ocorrência de colapso* perante o sismo de cálculo e a *limitação de danos*, resistindo a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a acção sísmica de cálculo.

A componente vertical da acção sísmica tem particular interesse em estruturas de balcão de grande vão. A sua consideração poderá condicionar a verificação da segurança, principalmente se a edificação se situar numa zona sísmica relevante e se o vão em causa for elevado.

Em Portugal, o EC8 no seu Anexo Nacional (NA-EC8, 2009), define as características da acção sísmica a considerar na verificação de estruturas através de espectros de resposta. Para uma correcta definição dos espectros de resposta é necessário considerar alguns parâmetros:

- Zonamento Sísmico;
- Classe de Importância;
- Tipo de Terreno.

#### Zonamento Sísmico

Na ocorrência de uma acção sísmica, as regiões são afectadas de diferentes modos, consoante a magnitude e distância ao epicentro do sismo. Por conseguinte, foram definidas zonas sísmicas mediante estudos recentes de avaliação desta acção. Em Portugal Continental são tidos em conta dois tipos de acção sísmica para o dimensionamento de

estruturas. São elas a Acção Sísmica Tipo 1 (sismo afastado) e a Acção Sísmica Tipo 2 (sismo próximo). O sismo afastado apresenta uma maior magnitude com epicentro na zona Atlântica, enquanto o sismo próximo é caracterizado por uma moderada magnitude e epicentro na zona Continental.

Tendo em conta as diferenças sismogénicas existentes consoante o sismo e localização considerados, no Anexo Nacional foram adoptados dois zonamentos sísmicos definidos na figura seguinte.

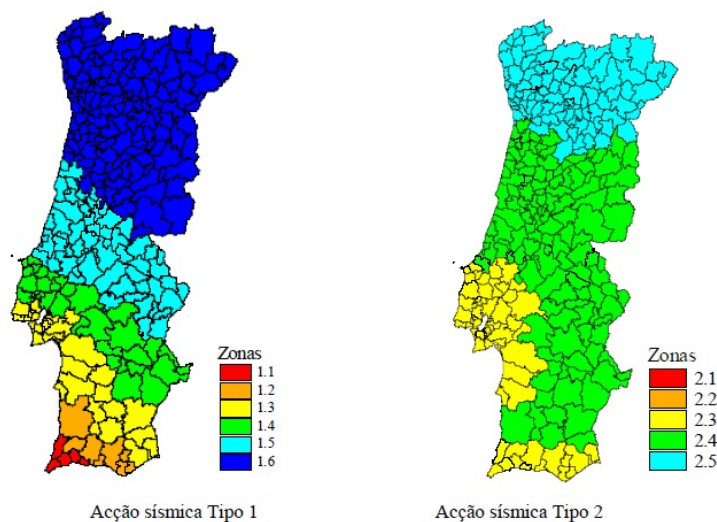


Figura 3.4: Zonamento Sísmico em Portugal Continental, segundo o EC8

Para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica consideram-se os seguintes valores da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$ , ou seja, o nível de aceleração esperado no solo aquando da ocorrência de um sismo.

Tabela 3.9: Aceleração Máxima de Referência nas Várias Zonas Sísmicas (Quadro NA.I do EC8)

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,4	-	-

### Classe de Importância

O EC8 define quatro classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso. Para cada classe de importância estão associados diferentes coeficientes de importância,  $\gamma_I$  (Quadro NA.II do EC8).

Tabela 3.10: Classes de Importância para os Edifícios

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Para edificações associadas a teatros, centros de congressos, estádios de futebol, coliseus e outros, é usual adoptar uma Classe de Importância II. No entanto, tais estruturas também poderão enquadrar-se na Classe de Importância III, caso algumas delas se considerem associadas a instituições culturais. Esta incerteza deverá ser esclarecida em fase de projecto em conjunto com o Dono de Obra, em particular se este for o estado.

Tabela 3.11: Coeficientes de Importância  $\gamma_I$

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

A aceleração do solo de dimensionamento é obtida através da expressão  $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$ .

### Tipo de Terreno

Para além da localização e classe de importância do edifício, é também necessário determinar a influência do tipo de solo onde se vai implantar a estrutura. Mediante o tipo de terreno da estrutura, determinam-se os períodos de referência ( $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ ) e o parâmetro  $S$ , factores importantes para a definição do espectro de resposta. O parâmetro  $S$  permite adaptar a aceleração de solo de dimensionamento consoante o tipo de terreno em questão. Na tabela 3.12 encontram-se os respectivos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para os dois tipos de sismo.

Para a definição da acção sísmica no dimensionamento e verificação da segurança de estruturas, como referido anteriormente, o EC8 recorre à análise modal por espectros de resposta. Os espectros de resposta elástica apresentam graficamente o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno. A partir do espectro de resposta elástico é possível a definição dos espectros de cálculo, também denominados de espectros de projecto ou de dimensionamento. Estes espectros definem os valores mínimos de resistência que os sistemas estruturais devem apresentar perante forças sísmicas inferiores a uma resposta elástica linear. Efectua-se então uma análise elástica baseada num espectro de resposta de cálculo reduzido em relação ao de resposta elástica, através da introdução do coeficiente de comportamento [20].

O coeficiente de comportamento,  $q$ , depende principalmente da ductilidade da estrutura, sendo uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que uma estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso em estruturas de betão, e as forças sísmicas que poderão ser adoptadas no projecto, garantindo ainda assim uma resposta satisfatória da estrutura. Para a componente vertical da acção sísmica deverá adoptar-se um coeficiente de comportamento não superior a 1,5.

O espectro de cálculo, considerando um coeficiente de amortecimento de 5%, pode ser obtido pelas expressões definidas no art.º 3.2.2.5 do EC8, mas aplicadas à componente vertical da acção sísmica. Na figura 3.5 observa-se o espectro de resposta de cálculo [37], obtido analiticamente pelas expressões 3.10 a 3.13. É de referir que para a componente vertical da acção sísmica o parâmetro  $S$  é tomado com valor igual a 1.

Tabela 3.12: Parâmetros Definidores dos Espectros de Resposta Elásticos

(a) Acção Sísmica Tipo 1					(b) Acção Sísmica Tipo 2				
Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,00	0,1	0,60	2,0	A	1,00	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,60	2,0	B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,60	0,1	0,60	2,0	C	1,60	0,1	0,25	2,0
D	2,00	0,1	0,80	2,0	D	2,00	0,1	0,30	2,0
E	1,80	0,1	0,60	2,0	E	1,80	0,1	0,25	2,0

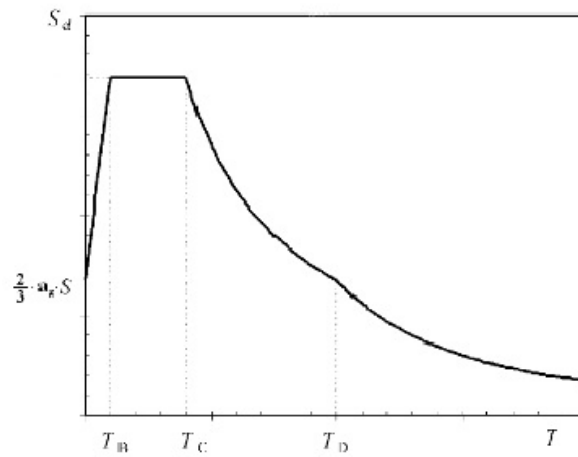


Figura 3.5: Espectro de Cálculo

Abaixo estão indicadas as expressões que definem o espectro de cálculo para as componentes verticais da acção sísmica.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (3.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_{vg} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_{vg} \end{cases} \quad (3.13)$$

Na tabela seguinte estão representados os parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais, segundo o Anexo Nacional do EC8.

Tabela 3.13: Parâmetros Definidores dos Espectros de Resposta Elásticos Verticais

Acção Sísmica	$a_{vg}/a_g$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,00



## Capítulo 4

# Critérios de Dimensionamento

### 4.1 Combinações de Acções

Segundo o EC0 [2], para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das acções devem ser determinados combinando os valores das acções que se consideram poder ocorrer simultaneamente. Assim, as diferentes possibilidades de combinações de acções permitem a determinação dos efeitos mais desfavoráveis para os elementos estruturais.

No EC0 estão preconizadas todas as combinações de acções necessárias ao dimensionamento da estrutura, para situações de projecto persistentes ou transitórias, situações de projecto sísmicas e para estados limites de utilização.

#### 4.1.1 Coeficientes de Combinação $\psi$ para Edifícios

Para definir as combinações de acções para edifícios são necessários os valores dos coeficientes  $\psi$ . Para esses coeficientes o EC0 recomenda os valores indicados no quadro seguinte:

Tabela 4.1: Valores Recomendados para os Coeficientes  $\psi$  para Edifícios

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos < 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos < 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0,0	0,0	0,0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios	0,6	0,5	0,0

### 4.1.2 Estados Limites Últimos

Para verificação de segurança em relação aos estados limites últimos, o Eurocódigo 0 define três combinações:

**Combinação Fundamental** - Situações de Projecto Persistentes ou Transitórias

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.1)$$

onde:

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$  - Valor de cálculo das acções permanentes;

$\gamma_P P$  - Valor de cálculo da acção do pré-esforço;

$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$  - Valor de cálculo da acção variável base;

$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$  - Valor de cálculo dos valores de combinação das acções variáveis acompanhantes.

**Combinação Sísmica**

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.2)$$

onde:

$G_{k,j}$  - Valor característico das acções permanentes;

$P$  - Valor de cálculo da acção do pré-esforço;

$A_{Ed}$  - Valor de cálculo da acção sísmica;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  - Valor quase permanente das acções variáveis.

**Combinação Acidental** - Situações de Projecto Acidentais

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + P + A_d + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.3)$$

onde:

$G_{k,j}$  - Valor característico das acções permanentes;

$P$  - Valor de cálculo da acção do pré-esforço;

$A_d$  - Valor de cálculo da acção de acidente;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  - Valor quase permanente das acções variáveis.

**Coefficientes Parciais das Acções**

Tabela 4.2: Coeficientes Parciais das Acções

<b>Efeito</b>	<b>Peso próprio <math>\gamma_{PP}</math></b>	<b>R. carga permanente <math>\gamma_{RCP}</math></b>	<b>Acções variáveis <math>\gamma_Q</math></b>
Favorável	1	1	0
Desfavorável	1,35	1,5	1,5

Para as estruturas em balcão a combinação condicionante envolve a sobrecarga como acção variável de base (combinação fundamental):

$$E_d = 1,35PP + 1,5RCP + P + 1,5Q \quad (4.4)$$

com:

PP - Peso próprio;

RCP - Restante carga permanente;

P - Acção do pré-esforço;

Q - Sobrecarga.

No entanto, há que considerar os efeitos da acção sísmica, principalmente para balcões com vão elevado, em que as acelerações verticais do sismo introduzem esforços não desprezáveis e que poderão condicionar a verificação da segurança:

$$E_d = PP + RCP + P + E + \psi_2Q \quad (4.5)$$

com:

E - Acção Sísmica;

$\psi_2 = 0,6$  para sobrecarga da Categoria C.

### 4.1.3 Estados Limites de Utilização

Para verificação de segurança em relação aos estados limites de utilização, o eurocódigo define também três combinações:

#### Combinação Característica

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.6)$$

onde:

$G_{k,j}$  - Valor característico das acções permanentes;

$Q_{k,1}$  - Valor característico da acção variável base da combinação;

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$  - Valor de combinação das acções variáveis acompanhantes.

#### Combinação Frequente

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.7)$$

onde:

$G_{k,j}$  - Valor característico das acções permanentes;

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$  - Valor frequente da acção variável base da combinação;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  - Valor quase permanente das acções variáveis acompanhantes.

#### Combinação Quase Permanente

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\} \quad (4.8)$$

onde:

$G_{k,j}$  - Valor característico das acções permanentes;

$\psi_{2,j} Q_{k,j}$  - Valor quase permanente das acções variáveis.

## 4.2 Critérios de Segurança de Balcões de Grande Vão

Na verificação em serviço das estruturas em balcão deve estabelecer-se um conjunto de critérios que garantam um adequado desempenho estrutural. Em geral, esse desempenho baseia-se no cumprimento dos critérios de resistência e de utilização que se definem de seguida.

### 4.2.1 Estado Limite Último de Flexão

Para a verificação da resistência à flexão, adopta-se a combinação fundamental de acções. A determinação das armaduras necessárias à verificação da segurança ao Estado Limite Último de resistência à flexão, no caso de vigas de betão armado não pré-esforçadas, baseia-se nas seguintes fórmulas [29]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}b_t d^2} \quad (4.9)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (4.10)$$

$$A_s = \frac{\omega f_{cd} b_t d}{f_{yd}} \quad (4.11)$$

A armadura mínima de flexão simples é obtida, segundo o EC2, da seguinte forma:

$$A_{s,min} = 0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d \geq 0,0013b_t d \quad (4.12)$$

onde:

$M_{ed}$  - Momento actuante;

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão resistente à compressão do betão;

$f_{ctm}$  - Tensão média resistente à tracção do betão;

$b_t$  - Largura da zona traccionada;

$d$  - Altura útil da armadura traccionada:  $d \approx h - 0,04$ ;

$A_c$  - Área total da secção de betão;

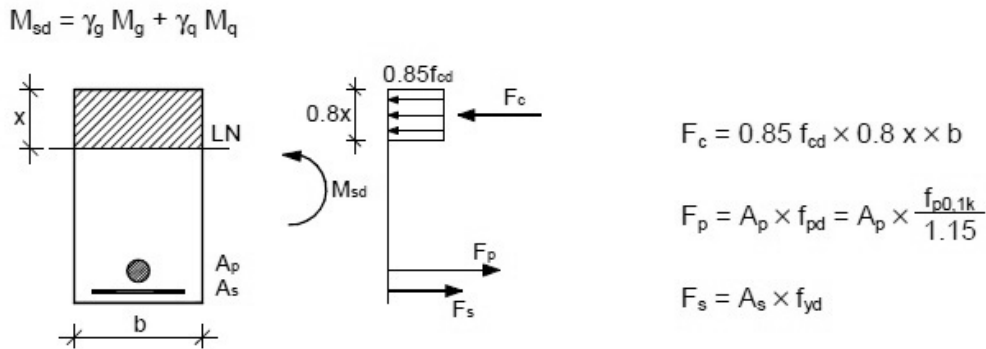
$f_{yd}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$f_{yk}$  - Valor característico da tensão de cedência do aço;

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura traccionada;

$\mu$  - Momento reduzido.

No caso das vigas pré-esforçadas o cálculo da armadura necessária para garantir a segurança em relação ao Estado Limite Último de flexão pode ser feito pelo método do diagrama rectangular simplificado:



Através das equações de equilíbrio,

(i) *Equilíbrio de momentos* ( $\Sigma M_{A_s} = M_{sd} \Rightarrow x = \dots$ )

(ii) *Equilíbrio de forças* ( $\Sigma F = 0 \Leftrightarrow F_c = F_p + F_s \Rightarrow A_s = \dots$ )

Figura 4.1: Método do Diagrama Rectangular Simplificado para Cálculo do Momento Resistente de Secções de Betão Armado Pré-esforçado [31]

#### 4.2.2 Estado Limite Último de Esforço Transverso

A armadura de esforço transverso para as vigas de bancada foi também determinada para a combinação fundamental de acções e obtida de acordo com o preconizado pelo EC2, através das seguintes expressões:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} \quad (4.13)$$

Sendo a armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,1\% \cdot b_w$$

onde:

$A_{sw}$  - Secção transversal total da armadura de um estribo;

$s$  - Espaçamento entre estribos;

$f_{ywd} = f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

$b_w$  - Espessura da alma;

$z = 0,9d$ ;

$\theta$  - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

$1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ .

Há que confirmar também a resistência da biela comprimida, conforme estipulado pelo EC2.

### 4.2.3 Verificação da Tensão Máxima no Betão

De acordo com o EC2, para estruturas de betão deverá garantir-se o controlo da tensão máxima de compressão, que não deverá ultrapassar  $k_1 f_{ck}$ . O valor recomendado para  $k_1$  é 0,6. Para o efeito utiliza-se a combinação característica e pretende-se evitar a formação de fendas longitudinais:

$$E_d = PP + RCP + P + RET + FLU + 0,7Q + 0,6T_u \quad (4.14)$$

com:

RET+FLU - Acção da Retração e da Fluência;

$T_u$  - Acção da Variação Uniforme de Temperatura.

Os outros símbolos têm o significado definido atrás.

### 4.2.4 Controlo dos Efeitos da Fluência

Em estruturas de betão é necessário limitar a tensão máxima de compressão a  $k_2 f_{ck}$ , de acordo com o EC2, por forma a garantir que a fluência é linear.  $k_2$  assume o valor recomendado de 0,45. Adopta-se a combinação quase permanente de acções para este controlo de tensões:

$$E_d = PP + RCP + P + RET + FLU + 0,6Q \quad (4.15)$$

### 4.2.5 Controlo da Fendilhação das Secções de Betão

De igual modo, pretende-se um adequado controlo da fendilhação das estruturas de betão, por forma a não prejudicar, do ponto de vista da durabilidade, esses elementos. São admissíveis fendas nas secções desde que a sua abertura esteja controlada para uma determinada exposição ambiental, definida pelo EC2. Para ambientes interiores, com uma humidade do ambiente moderada (XC3) limita-se a abertura de fendas a 0,3mm para elementos de betão armado e para uma combinação quase permanente de acções:

$$E_d = PP + RCP + P + RET + FLU + 0,6Q \quad (4.16)$$

e a 0,2mm para elementos de betão armado pré-esforçado para a combinação frequente de acções:

$$E_d = PP + RCP + P + RET + FLU + 0,7Q \quad (4.17)$$

#### 4.2.6 Controlo da Descompressão

O Estado Limite de Descompressão considera-se verificado, se não existirem, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficaria mais traccionada (ou menos comprimida) por efeito dos esforços actuantes, com exclusão do pré-esforço. Para a verificação da descompressão utiliza-se a combinação quase permanente de acções, anteriormente referida.

#### 4.2.7 Controlo da Deformação

A limitação da deformação vertical pretende essencialmente que aquela não seja prejudicial ao funcionamento da peça e não condicione o seu aspecto.

Para estruturas de betão e estruturas mistas aço-betão, o EC2 e o EC4 estabelecem os seguintes limites:

- $L/250$  - para uma combinação quase permanente;
- $L/500$  - para flechas que ocorrem após a construção, obtidas através da combinação quase permanente.

A deformação do betão deverá incluir os efeitos da fluência, a qual pode ser agravada se se verificar a fendilhação da peça. Em geral um coeficiente de fluência de 2,5 é adequado para o caso de inexistência de fendilhação. Um cálculo mais detalhado poderá ser conduzido através de 7.4.3 do EC2. No caso das soluções mistas aço-betão, a fluência no betão é considerada através da homogeneização da secção.

Em estruturas constituídas por elementos metálicos, o Anexo Nacional do EC3 estabelece como limite (NA-7.2.1(1)):

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0 \quad (4.18)$$

com:

$\delta_{max}$  - flecha no estado final relativamente à linha recta que une os apoios;

$\delta_0$  - contra-flecha da viga no estado não carregado;

$\delta_1$  - variação da flecha da viga devida às acções permanentes imediatamente após a sua aplicação;

$\delta_2$  - variação da flecha da viga devida à acção variável de base associada aos valores de combinação das restantes acções variáveis, ou seja:

$$Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.19)$$

No caso de balcões de elevado vão é prática corrente limitar a flecha a  $L/1000$  para uma combinação frequente de acções [31], garantindo essencialmente o controlo do aspecto

da estrutura. Este valor limite, mais condicionante que os limites anteriores, é usualmente cumprido em estruturas devidamente concebidas.

#### 4.2.8 Controlo da Vibração

O comportamento de um balcão para este Estado Limite de Utilização é um aspecto fundamental para o conforto dos utentes destes espaços.

Nos dias de hoje é fundamental a verificação do Estado Limite de Vibração segundo as novas normas de projecto de estruturas. As novas tendências para materiais cada vez mais leves e esbeltos e sistemas construtivos inovadores, na maioria das vezes levam a uma maior susceptibilidade das estruturas perante a ocorrência de vibrações em condições de serviço. Normalmente associam-se a acções dinâmicas o efeito do vento ou trânsito de veículos em pontes. No entanto, os pavimentos de edifícios residenciais, comerciais, culturais ou de reunião estão também sujeitos a vibração, produzida simplesmente pelo movimento de pessoas.

A adopção de vãos cada vez maiores em estruturas sujeitas às acções induzidas pela actividade humana cria a necessidade de um melhor controlo das vibrações, com o intuito de evitar o desconforto e garantir a segurança do edifício por parte dos ocupantes. Este controlo pressupõe um eficiente conhecimento das características dinâmicas dos elementos estruturais (rigidez, massa modal, amortecimento, frequência natural).

A comodidade dos ocupantes depende da sua maior ou menor percepção das vibrações na estrutura. Esta percepção depende de vários factores, entre eles:

- A direcção da vibração;
- A actividade e respectivo local de trabalho dos ocupantes (indústria, auditório, escritório...);
- A postura dos utilizadores (em pé, sentados, deitados);
- A idade e condição de saúde dos ocupantes.

A posição do corpo humano altera o nível de percepção da vibração, dependendo da direcção de incidência da acção dinâmica. Na figura 4.2 está representado o sistema de coordenadas no corpo humano de acordo com a norma ISO 10137 [1].

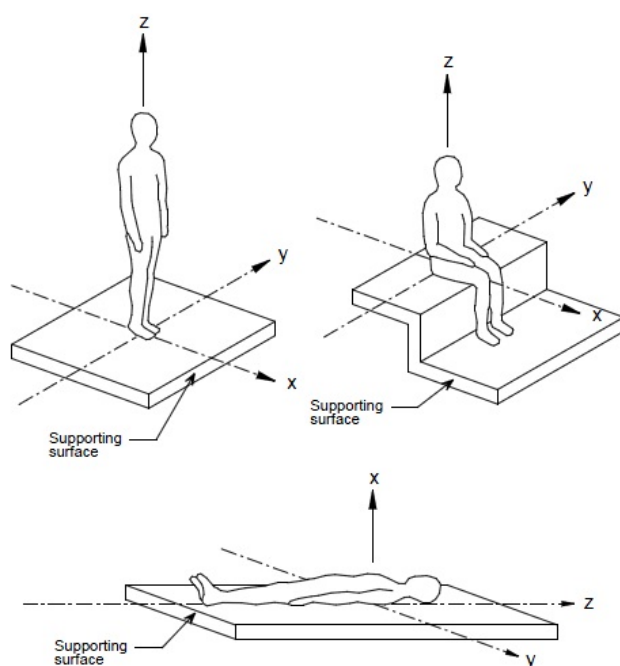


Figura 4.2: Sistemas de Coordenadas na Análise de Vibração no Corpo Humano [18]

Uma vez que a percepção das vibrações varia de pessoa para pessoa, a quantificação do grau de comodidade é determinada tendo em conta a maioria dos ocupantes.

### Definições

Algumas definições de conceitos fundamentais numa análise dinâmica:

#### - Aceleração

Quantidade que traduz a taxa de variação da velocidade com o tempo, normalmente ao longo de um determinado eixo.

#### - Amortecimento

O amortecimento ( $D$ ) corresponde a qualquer efeito que tende a reduzir a amplitude de vibração de um sistema oscilatório. Caracteriza-se pela energia dissipada num sistema estrutural em vibração. É definido pela soma dos seguintes elementos:

- amortecimentos material e estrutural;
- amortecimento devido a elementos não estruturais;
- amortecimento por radiação geométrica.

#### - Acção Dinâmica

Entende-se como acção responsável por acelerações significativas da estrutura ou de componentes estruturais.

#### - Frequência Natural

A frequência natural ( $F$ ) traduz a frequência de oscilação livre de um sistema e é determinada através da massa e rigidez do mesmo. Para cada grau de liberdade de uma estrutura corresponde um modo de vibração (configuração da deformada da estrutura) e respectivo período de oscilação. A frequência natural corresponde ao inverso do período de oscilação ( $F=1/T$ ), sendo a primeira frequência natural aquela que assegura o nível mais baixo de energia activada durante a oscilação. A frequência natural de um sistema com um grau de liberdade é dada por:

$$F = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{mod}}{M_{mod}}} \quad (\text{Hz}) \quad (4.20)$$

onde:

$F$  - frequência natural;

$K_{mod}$  - Rigidez modal;

$M_{mod}$  - Massa modal.

#### - Massa Modal

A massa modal ( $M_{mod}$ ) define-se como a massa activada pela vibração num modo de vibração específico.

#### - Modo de Vibração

Corresponde a um padrão de deformação característico de um sistema dinâmico, definido pela mesma frequência de vibração.

### Método OS-RMS

Geralmente, as vibrações contribuem para a diminuição da vida útil das estruturas. No entanto, a maior preocupação relaciona-se com o desconforto dos utilizadores. Para evitar tais situações, existem alguns métodos de análise de vibrações em estruturas. Seguidamente será resumidamente abordado o método OS-RMS [19], que permite classificar os pavimentos, consoante a frequência de vibração incidente.

One Step RMS, corresponde à raiz quadrada do valor quadrático médio da aceleração associada a uma passada de um peão, que incorpora a intensidade de oscilação durante uma passada correspondente a 90% das passadas de peões em situação de marcha normal.

OS: “One step” - Uma passada;

RMS: Raiz quadrada do valor médio quadrático = valor efectivo da aceleração  $a$  [19]:

$$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt} \approx \frac{a_{peak}}{\sqrt{2}} \quad (4.21)$$

em que:

T - Período de tempo associado à passada.

OS-RMS é um método eficaz da resposta do pavimento sob acção de um peão. O valor de OS-RMS é obtido a partir da resposta simulada, conhecendo as características do pavimento e a função de carga tipo correspondente à acção de um peão com um peso determinado e uma frequência de passada. É necessário calcular o percentil 90% dos valores OS-RMS associados a pessoas com diferentes pesos e frequências da passada.

O valor da resposta OS-RMS pode ser obtido por três métodos:

- Método do cálculo manual;
- Método da função de transferência utilizando valores medidos;
- Método da função de transferência utilizando uma análise do pavimento por elementos finitos.

Na presente dissertação, uma vez que a análise é feita num programa de cálculo automático, é possível uma análise por elementos finitos (MEF) e obter directamente as características dinâmicas da estrutura (massa modal, modos de vibração e respectivas frequências). Este método de cálculo associa-se ao método de cálculo manual.

O comportamento vibratório de um pavimento é fortemente influenciado pelo nível de amortecimento. Na tabela seguinte estão representados os valores do coeficiente de amortecimento para diferentes materiais estruturais, revestimentos e mobiliários. O amortecimento total de um pavimento é obtido pela soma dos amortecimentos  $D_1$ ,  $D_2$  e  $D_3$ .

Tabela 4.3: Coeficientes de Amortecimento de Materiais e Estruturas [1]

<b>Tipo</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Amortecimento estrutural <math>D_1</math></b>	
Madeira	6
Betão	2
Aço	1
Aço-betão	1
<b>Amortecimento devido ao mobiliário <math>D_2</math></b>	
Escritório tradicional para 1 a 3 pessoas com paredes divisórias	2
Escritório sem estantes	0
Escritório tipo "open space"	1
Biblioteca	1
Habitação	1
Escolas	0
Edifícios para utilização desportiva	0
<b>Amortecimento devido a revestimentos <math>D_3</math></b>	
Tecto falso	1
Pavimento falso	0
Pavimento flutuante	1

Uma vez determinadas a massa modal e a frequência natural fundamental da estrutura, é possível a obtenção do valor  $OS-RMS_{90}$  e posteriormente atribuir uma classificação à estrutura (figura 4.4). Através do diagrama referente ao amortecimento da estrutura em questão, é possível determinar o valor de  $OS-RMS_{90}$ .

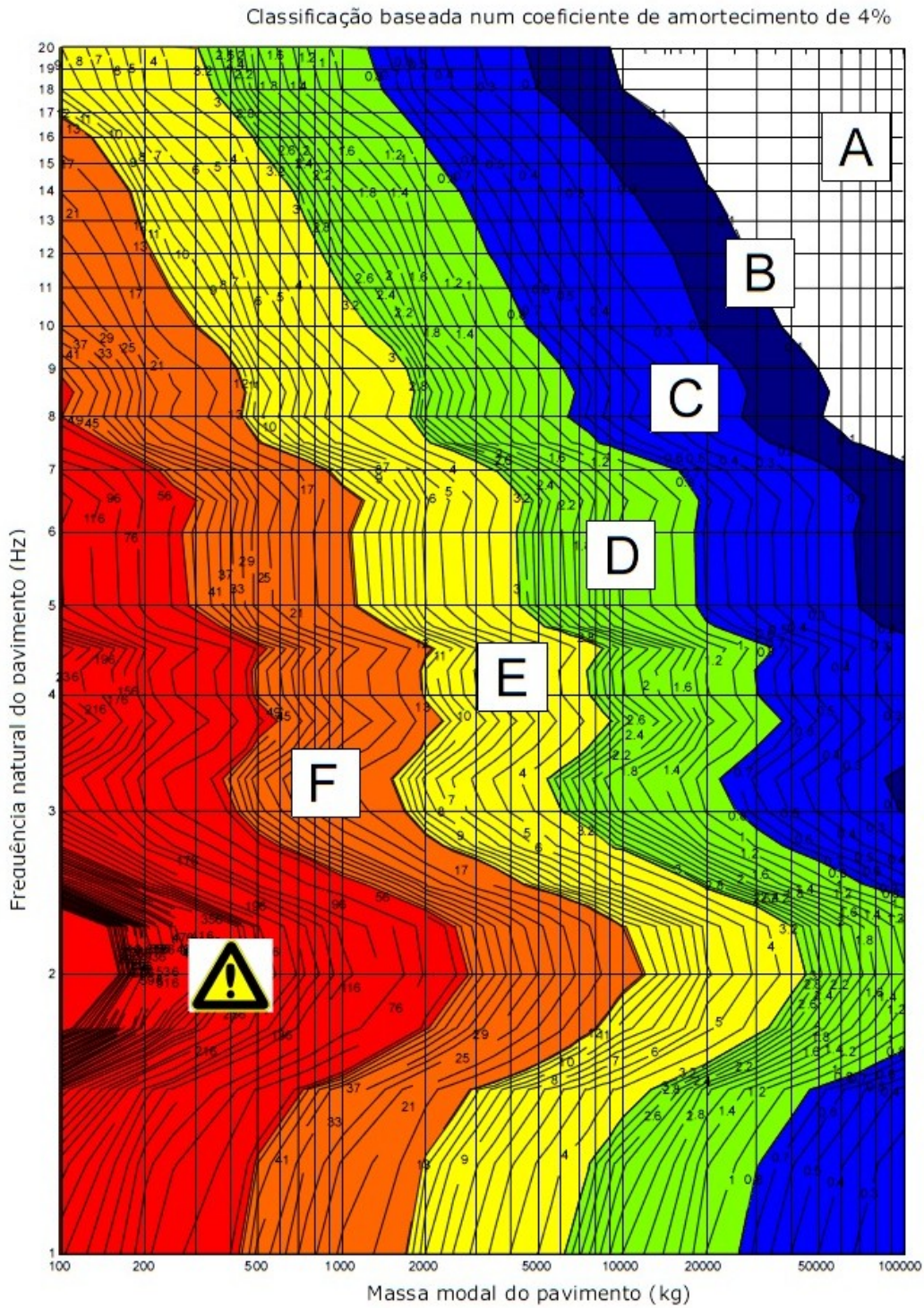


Figura 4.3: Exemplo de Gráfico OS-RMS<sub>90</sub> Correspondente a um Coeficiente de Amortecimento de 4% [1]

Obtido o valor de OS-RMS<sub>90</sub>, como referido, a consulta da figura seguinte permite obter uma recomendação para a estrutura em análise em função da sua utilização.

Classe	OS-RMS <sub>90</sub>		Função do pavimento											
	Limite inferior	Limite superior	Espaço crítico	Saúde	Educação	Residencial	Escritório	Conferência	Retailho	Hotel	Prisão	Industrial		
A	0.0	0.1	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	
B	0.1	0.2	Crítico	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	
C	0.2	0.8	Não recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	
D	0.8	3.2	Não recomendado	Crítico	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	Recomendado	
E	3.2	12.8	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Crítico	Crítico	Crítico	Crítico	Crítico	Crítico	Crítico	Crítico	
F	12.8	51.2	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Não recomendado	Crítico	Crítico	

Recomendado  
 Crítico  
 Não recomendado

Figura 4.4: Classificação da Resposta de Pavimentos e Recomendação em Função da Utilização [1]

### Frequência Admissível

As vibrações verticais são o principal objectivo da análise dinâmica, atendendo ao tipo de estrutura e dimensões dos vãos em questão. Considerando as frequências fundamentais de vibração vertical e horizontal e com o objectivo de garantir o máximo conforto possível aos ocupantes do auditório, complementa-se a análise com a verificação da recomendação das seguintes frequências de vibração mínimas, segundo o documento “Vibration Problems in Structures - CEB - Bulletin d’Information n°209” [17]:

floors of concert halls and of theatres with fixed seating with classical concerts or “soft” pop-concerts only	$f_1 > 3.4 \text{ Hz}$
floors of concert halls and of theatres with fixed seating and spectator gallery structures with “hard” pop-concerts	$f_1 > 6.5 \text{ Hz}$
spectator gallery structures with fixed seating and lateral swaying and singing audience	$f_{1horiz} > 2.5 \text{ Hz}$

Figura 4.5: Valores da Frequência Vertical para Garantir Conforto aos Utilizadores [17]

De acordo com a utilização pretendida para o balcão, a frequência de vibração foi limitada a um mínimo de 3,4Hz, segundo o documento “Vibration Problems in Structures - CEB - Bulletin d’Information n°209” [17]. Para este Estado Limite pode adoptar-se uma majoração de 10% do módulo de elasticidade do betão, dado o comportamento dinâmico estrutural,  $E_{cm,final}=1,10E_{cm}$  [19].

### **4.3 Aspectos da Modelação Numérica. Comportamento em Serviço e para o Estado Limite Último**

Interessa que a modelação realizada para simular o comportamento do balcão seja fidedigna e representativa. É assim relevante dissociar a análise dos Estados Limite Últimos e dos Estados Limite de Utilização.

No caso da verificação da segurança do balcão para os Estados Limite Últimos pode considerar-se que a rigidez de torção dos elementos constituintes (GJ) é nula. Esta opção implica que os esforços de torção serão inexistentes e os seus efeitos serão equilibrados por compatibilidade dos restantes esforços, nomeadamente os de esforço transversal e de flexão.

No que respeita à verificação dos Estados Limites de Utilização anteriormente identificados será necessário que a análise do balcão considere a rigidez efectivamente instalada nos elementos. No caso de ausência de fendilhação dos elementos, a rigidez a considerar é a rigidez elástica (EI, EA e GJ). No caso de surgir fendilhação da secção será necessário avaliar a perda de rigidez e ajustar os valores da rigidez axial (EA), de flexão (EI) e de torção (GJ). Estes aspectos poderão essencialmente influenciar o Estado Limite de Deformação e o Estado Limite de Vibração.

Se se considerar, por exemplo, uma rigidez de torção nula na modelação por elementos finitos, à semelhança do que ocorre para a avaliação dos esforços para os Estados Limites Últimos, ocorrerão maiores deslocamentos e a frequência natural baixará. Apesar deste procedimento ser do lado da segurança, poderá no entanto ser demasiado penalizante. De qualquer forma, para a avaliação do Estado Limite de Deformação e de Vibração é usual os elementos estruturais não estarem fendilhados, principalmente se esses elementos estiverem pré-esforçados, como acontece em estruturas de grande vão, pelo que é natural a utilização da rigidez dos elementos sem qualquer redução dos seus valores iniciais.

## Capítulo 5

# Caso de Estudo

### 5.1 Análise e Dimensionamento

Neste capítulo é analisado um balcão de elevado vão, cuja descrição estrutural já foi referida em capítulo próprio. Apesar desta estrutura ter sido executada em betão armado e pré-esforçado, analisar-se-á também neste capítulo o seu comportamento dinâmico e verificar-se-á a segurança desse balcão para situações que envolvem outras soluções estruturais. Pretende-se assim comparar diferentes concepções do ponto de vista de comportamento estrutural. As soluções estudadas neste capítulo são as seguintes:

- Solução betonada “in situ” pré-esforçada;
- Solução pré-fabricada;
- Solução mista aço/betão.

A análise foi realizada através do programa de cálculo automático comercial (SAP2000).

O caso de estudo utilizado na análise diz respeito ao Auditório do Centro de Congressos do Hotel CS Golfe, em Albufeira. Esta análise incidirá apenas sobre a estrutura do balcão propriamente dito, não sendo objecto de verificação da segurança os restantes elementos, como, por exemplo, os pilares.

#### 5.1.1 Descrição da Estrutura em Análise

Este auditório apresenta uma zona em balcão com capacidade para cerca de 600 pessoas, sem apoios intermédios, o que implica um vão de aproximadamente 30m. A estrutura é constituída por 11 bancadas, afastadas de 1m, que apoiam lateralmente em duas grandes vigas com secção de  $0,50 \times 1,60\text{m}^2$ . A viga situada na extremidade do balcão, denominada “Viga Guarda-Corpos”, tem essencialmente uma função estrutural, com secção de  $0,40 \times 1,60\text{m}^2$  (figura 2.28). Tanto esta viga, como as duas vigas laterais são pré-esforçadas por questões que se prendem fundamentalmente com o controlo da

deformação e fendilhação. Existem ainda mais duas vigas, “Vigas de Travamento”, que servem para equilíbrio das forças de desvio devidas ao pré-esforço das bancadas no caso da solução pré-esforçada ou para apoio das bancadas nas outras duas situações (pré-fabricada e mista aço-betão).

### 5.1.2 Regulamentação

Em termos de regulamentação, nesta tese foram tidos em conta os seguintes documentos normativos:

- Eurocódigo 0 (EN 1990, 2009) - Bases para o projecto de estruturas [2];
- Eurocódigo 1 (EN 1991-1-1, 2009) - Acções em estruturas [3];
- Eurocódigo 1 (EN 1991-1-5, 2009) - Acções em estruturas [4];
- Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1, 2010) - Projecto de estruturas de betão [5];
- Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1, 2011) - Projecto de estruturas mistas aço-betão [6];
- Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2010) - Projecto de estruturas para resistência aos sismos [7];
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) [36];
- Vibration Problems in Structures - CEB - Bulletin d'Information nº209 [17].

### 5.1.3 Materiais

Neste projecto, consideraram-se os seguintes materiais estruturais:

- Betão C50/60;
- Aço A 500 NR SD, em armaduras ordinárias;
- Aço de pré-esforço  $f_{p0,1k}/f_{puk} = 1600/1860$  MPa;
- Aço S275 em perfis metálicos.

### 5.1.4 Acções de Dimensionamento

#### Cargas Permanentes

Foram consideradas as seguintes acções permanentes:

Tabela 5.1: Peso Próprio e Restantes Cargas Permanentes

Peso específico do betão	25,0 (kN/m <sup>3</sup> )
Peso específico do aço	78,0 (kN/m <sup>3</sup> )
Restante carga permanente (betonilha, alcatifa, banco, tecto falso)	1,00 (kN/m <sup>2</sup> )
Paredes exteriores em alvenaria de tijolo	2,60 kN/m <sup>2</sup> x h (altura da parede) (kN/m)

#### Fluência e Retracção

Admitiu-se para a retracção os efeitos equivalentes a uma variação uniforme de temperatura de -24°.

Para a fluência do betão, tendo em conta os ábacos fornecidos no EC2 para um ambiente exterior com humidade relativa média de 80%, adoptou-se um coeficiente de fluência  $\varphi=2,0$ .

#### Pré-Esforço

Na modelação do pré-esforço foram introduzidas as forças equivalentes nos modelos das diferentes soluções. Para todas estas vigas foi utilizado pré-esforço de pós-tensão. Adoptaram-se cordões aderentes com uma área de 1,40cm<sup>2</sup> e uma força útil de aproximadamente 150kN. De facto:

$$P_{\infty} = 1,40 \times 10^{-4} \times 0,75 \times f_{pk} \times 0,9 \times 0,85 \quad (5.1)$$

$$P_{\infty} = 1,40 \times 10^{-4} \times 0,75 \times 1860 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,85 = 149,4kN \approx 150kN \quad (5.2)$$

## Acções Variáveis

### Sobrecarga

Foi considerada a sobrecarga definida pelo EC1 para auditórios (tabelas 3.6 e 3.7), com o valor de  $4\text{kN/m}^2$ . Considerou-se  $\psi_0=0,7$ ,  $\psi_1=0,7$  e  $\psi_2=0,6$ .

### Variação Uniforme de Temperatura

Tendo em conta o zonamento térmico fornecido pelo Anexo Nacional da norma EN 1991-1-5 [4], obteve-se para a zona de Albufeira  $T_{min}=0^\circ\text{C}$  e  $T_{max}=40^\circ\text{C}$ . Considerando posteriormente as temperaturas do ambiente interior e exterior no Inverno e no Verão, determinou-se uma variação uniforme de temperatura de  $\pm 20^\circ\text{C}$ . Considerou-se neste caso  $\psi_0=0,6$ ,  $\psi_1=0,5$  e  $\psi_2=0,0$ .

### Acção Sísmica

A acção sísmica foi efectuada de acordo com a regulamentação do EC8 [7] e respectivo Anexo Nacional.

O edifício está situado na zona de Albufeira, no Algarve. As formações geotécnicas alternadas, presentes no local, conduziram a um terreno do tipo C. A estrutura corresponde a uma classe de importância II.

Uma vez que o auditório apresenta vãos grandes, considerou-se na análise a componente vertical da acção sísmica. Utilizou-se então o espectro de cálculo referente à acção sísmica vertical, condicionante para este balcão de grande vão.

Para a componente vertical da acção sísmica, o espectro de cálculo é obtido pelas equações 3.10 a 3.13, mencionadas no capítulo 3. Nestas equações, substituiu-se o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno  $a_g$ , pela componente vertical  $a_{vg}$ . O parâmetro S toma o valor 1 e o coeficiente de comportamento  $q$  não deverá ser superior a 1,5. O valor recomendado para o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo,  $\beta$ , é 0,2.

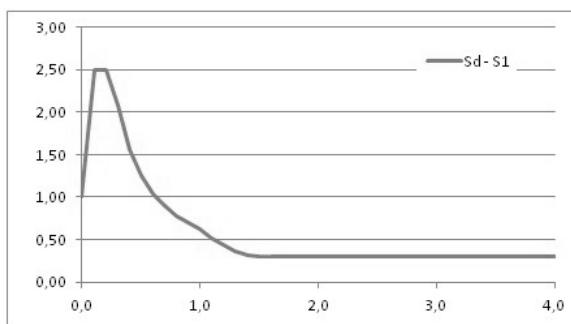
Para a definição dos espectros adoptaram-se os parâmetros indicados no Anexo Nacional, nomeadamente no quadro NA-3.4 (tabela 3.13).

Na tabela seguinte apresentam-se todos os valores necessários à correcta definição dos espectros de cálculo.

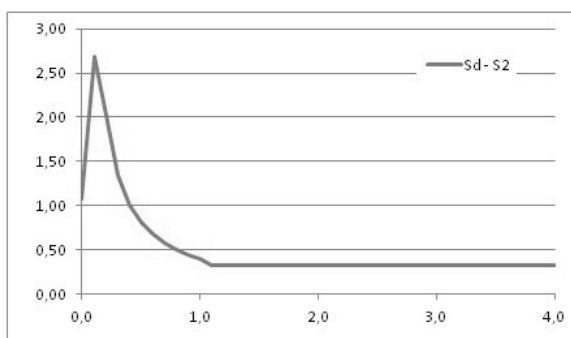
Tabela 5.2: Valores Necessários para a Definição dos Espectros de Resposta de Cálculo

Acção sísmica	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1,2	2,3
$\gamma_I$	1,00	
$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,00	1,70
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,00	1,70
$a_{vg}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,50	1,62
$S$	1,00	
$q$	1,5	
$T_B$ [s]	0,05	
$T_C$ [s]	0,25	0,15
$T_D$ [s]	1,00	
$\beta$	0,2	

Obtiveram-se então os seguintes espectros de resposta de cálculo verticais para os dois tipos de sismo:



(a) Espectro de cálculo - acção sísmica tipo 1



(b) Espectro de cálculo - acção sísmica tipo 2

Figura 5.1: Espectros de Cálculo Obtidos para os Dois Tipos de Acção Sísmica

### 5.1.5 Combinações de Acções

Para a verificação da segurança da estrutura utilizaram-se as combinações mais desfavoráveis, ou seja, as combinações de acções que permitiram determinar os maiores esforços e deslocamentos.

De acordo com os valores definidos pelo ECh, consideraram-se os coeficientes  $\psi$ , representados na tabela 5.3, para a correcta definição das combinações de acções.

Tabela 5.3: Coeficientes  $\psi$  Para Edifícios

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga em edifícios: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Acção da temperatura em edifícios	0,6	0,5	0,0

Para a análise dos Estados Limite Últimos na estrutura, os esforços foram determinados através das seguintes combinações:

Tabela 5.4: Estados Limite Últimos - Combinações de Acções

Combinação	PP	RCP	P	Q	E
Fundamental	1,35	1,50	1,00	1,50	-
Sísmica	1,00	1,00	1,00	$\psi_2$	1,00

Em relação aos Estados Limite de Utilização, adoptaram-se as combinações expressas na tabela 5.5.

Tabela 5.5: Estados Limite de Utilização - Combinações de Acções

Combinação	PP	RCP	P	RET+FLU	Q	$T_u$
Característica	1,00	1,00	1,00	1,00	1	$\psi_0$
Frequente	1,00	1,00	1,00	1,00	$\psi_1$	$\psi_2$
Quase-permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	$\psi_2$	$\psi_2$

onde:

**PP** - Peso próprio

**RCP** - Restantes cargas permanentes

**P** - Acção do pré-esforço

**RET+FLU** - Acção da retracção e da fluência

**Q** - Sobrecarga no balcão

**$T_u$**  - Variação uniforme de temperatura

**E** - Acção do sismo (tipo 1 e tipo 2)

No caso da deformação a longo prazo, os deslocamentos provocados pelas acções permanentes estão sujeitos aos efeitos da fluência. A flecha a longo prazo é obtida multiplicando a flecha a curto prazo por  $(1+\varphi)$ , adoptando-se o coeficiente de fluência  $\varphi=2,0$ .

### 5.1.6 Modelação Numérica

Para a verificação da segurança da estrutura, nomeadamente para o cálculo de esforços e deslocamentos, efectuou-se uma modelação composta por modelos tridimensionais de elementos finitos. Utilizaram-se elementos finitos de barra (“frame”) para simular vigas e pilares e elementos finitos de casca (“shell”) de quatro nós para simulação das lajes de betão armado. A secção das vigas de bancada foi elaborada através da função “Section designer”, disponível na biblioteca de elementos disponíveis no programa de cálculo utilizado, no caso das soluções pré-esforçada e pré-fabricada, pelo que a sua rigidez diz respeito a uma secção em “L”. Para a definição das vigas de bancada mistas aço-betão, foi criado o perfil de aço equivalente pretendido e posteriormente adicionada a laje de betão já homogeneizada na secção “Built-Up Steel” também disponível na biblioteca de elementos do programa de cálculo automático. Para efeitos de controlo da vibração, as massas foram convenientemente definidas e incluem as restantes cargas permanentes e a parcela quase permanente da sobrecarga ( $\psi_2 Q$ ).

No caso das concepções pré-fabricada e mista aço-betão, as vigas de bancada apresentam vãos de 10m, com solução simplesmente apoiada entre apoios. Neste caso, as vigas de travamento servem essencialmente de apoio.

Uma vez que a análise em questão diz respeito apenas ao balcão e não ao edifício global, foi necessária a correcta consideração das condições de fronteira dos pilares que integram o auditório. Os pilares foram encastrados na parte inferior e apenas restringidas as rotações na parte superior. O pré-esforço e respectivas forças de desvio foram introduzidos através de cargas equivalentes.

## 5.2 Solução Pré-Esforçada

### 5.2.1 Descrição

Como referido anteriormente, as bancadas apresentam-se como uma estrutura de vão único com 30m e requerem uma análise cuidada de avaliação do comportamento e do dimensionamento dos elementos estruturais. Por forma a assegurar o preconizado no projecto arquitectónico e para garantir ao mesmo tempo os atributos estéticos e funcionais, optou-se por uma solução de vigas de bancada em “L” invertido em betão armado pré-esforçado, com uma alma de secção  $0,40 \times 1,45\text{m}^2$ . As suas dimensões prenderam-se, essencialmente, com o controlo do Estado Limite de Vibração. As vigas de bancada distam, umas das outras, de 1m entre eixos.

Atendendo à deformação e aos esforços a que a estrutura ficou sujeita, não foi necessária a utilização de pré-esforço em todas as vigas de bancada. Sendo o balcão formado por 11 bancadas, nas vigas 10 e 11 foi possível a dispensa do pré-esforço, sendo esta conclusão obtida após análise dos esforços e deslocamentos instalados. Também para um controlo mais eficaz da deformação, na viga do alinhamento 2 foi necessário aumentar o nível de pré-esforço com a colocação de mais cabos, relativamente aos utilizados nas outras vigas de bancada. Esta decisão resultou da observação do comportamento global do balcão, bem como da análise da influência do aumento do pré-esforço em outras bancadas, que não era tão eficaz. Nesta solução, as vigas de travamento tiveram um papel fundamental no equilíbrio das forças de desvio introduzidas pelas mudanças de direcção do eixo das bancadas e do respectivo traçado do pré-esforço.

Na figura 5.3 é possível observar a solução de vigas pré-esforçadas. A secção e respectivas dimensões das vigas de bancada estão representadas na figura 5.2. As dimensões em planta do balcão estão indicadas na figura 2.28.

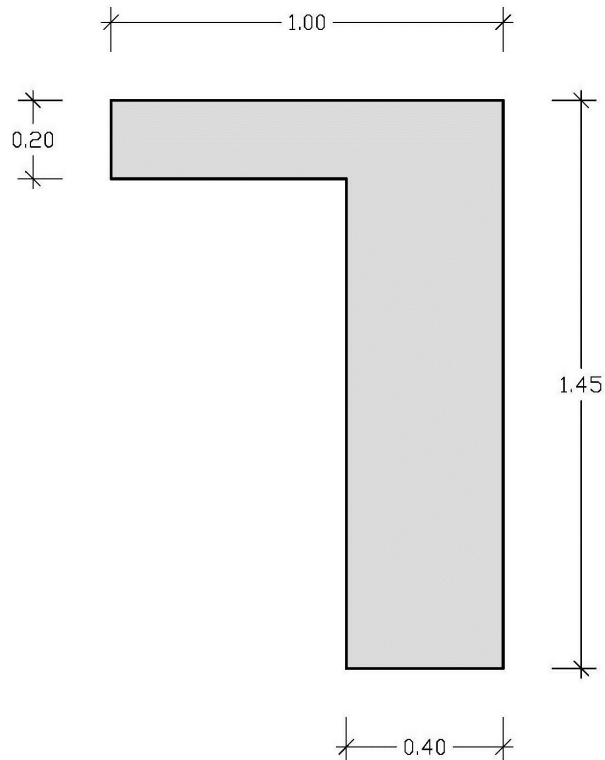
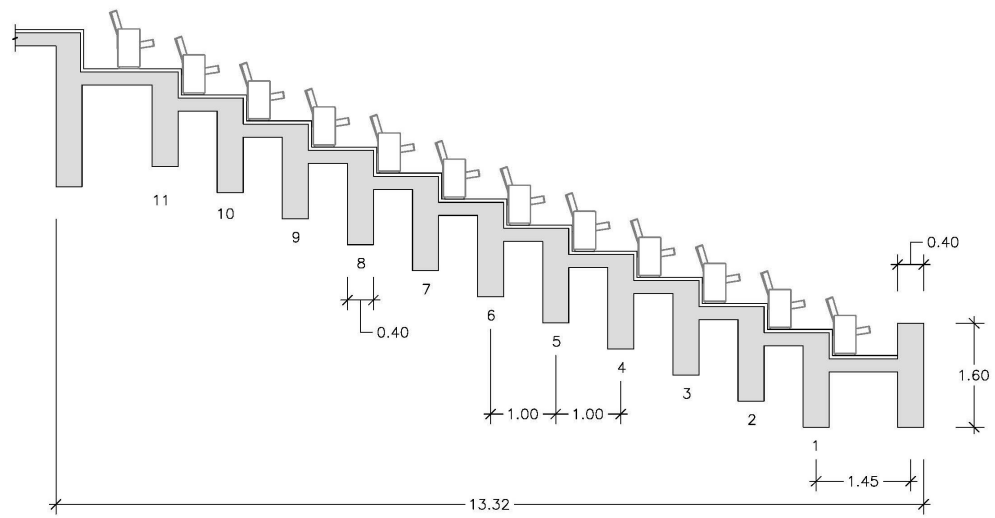
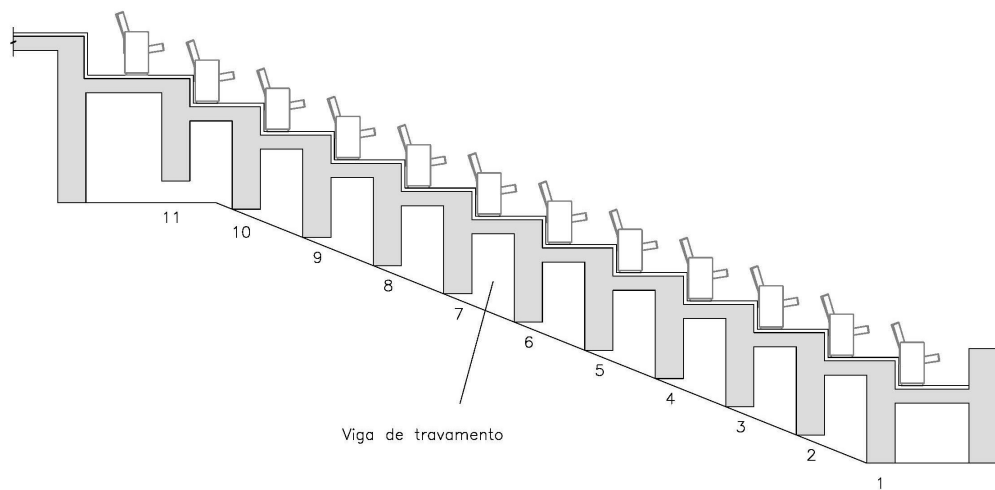


Figura 5.2: Secção das Vigas de Bancada (em metros)



(a) Corte Transversal do Balcão pelo Vão das Bancadas

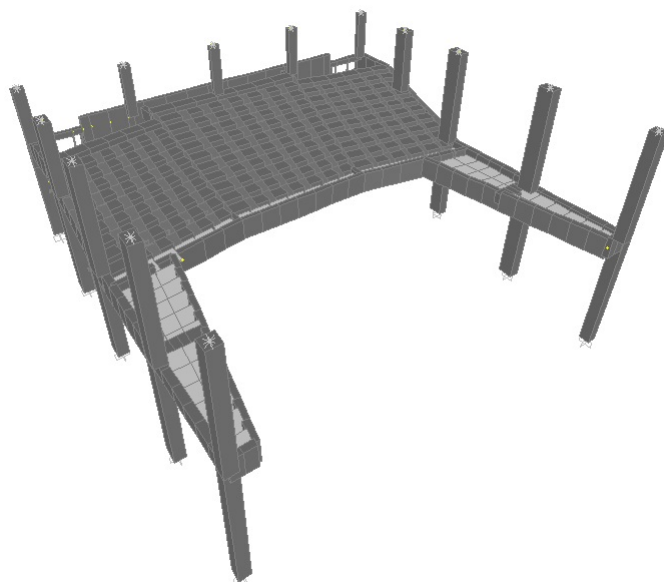


(b) Corte Transversal do Balcão pela Viga de Travamento

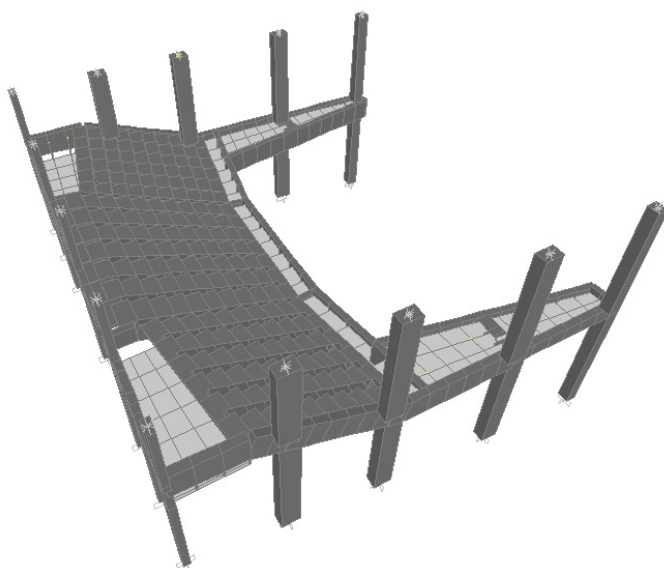
Figura 5.3: Vigas de Bancada da Solução Pré-Esforçada

### 5.2.2 Modelação Numérica

Na figura seguinte está representado o modelo numérico tridimensional da solução pré-esforçada, efectuado no programa de cálculo automático.



(a) Vista 1 do Balcão



(b) Vista 2 do Balcão

Figura 5.4: Modelos 3D de Análise do Balcão Pré-Esforçado

### 5.2.3 Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço

Na figura seguinte é possível observar os traçados de pré-esforço escolhidos e o número de cabos a utilizar nas principais vigas do balcão. Uma vez que há que proceder à análise de soluções para as bancadas de uma estrutura em balcão, a determinação dos esforços inerentes ao pré-esforço concentrou-se essencialmente nas vigas de bancada e na viga guarda corpos. Na figura 5.6 está representado o traçado parabólico e respectivas forças equivalentes do pré-esforço.

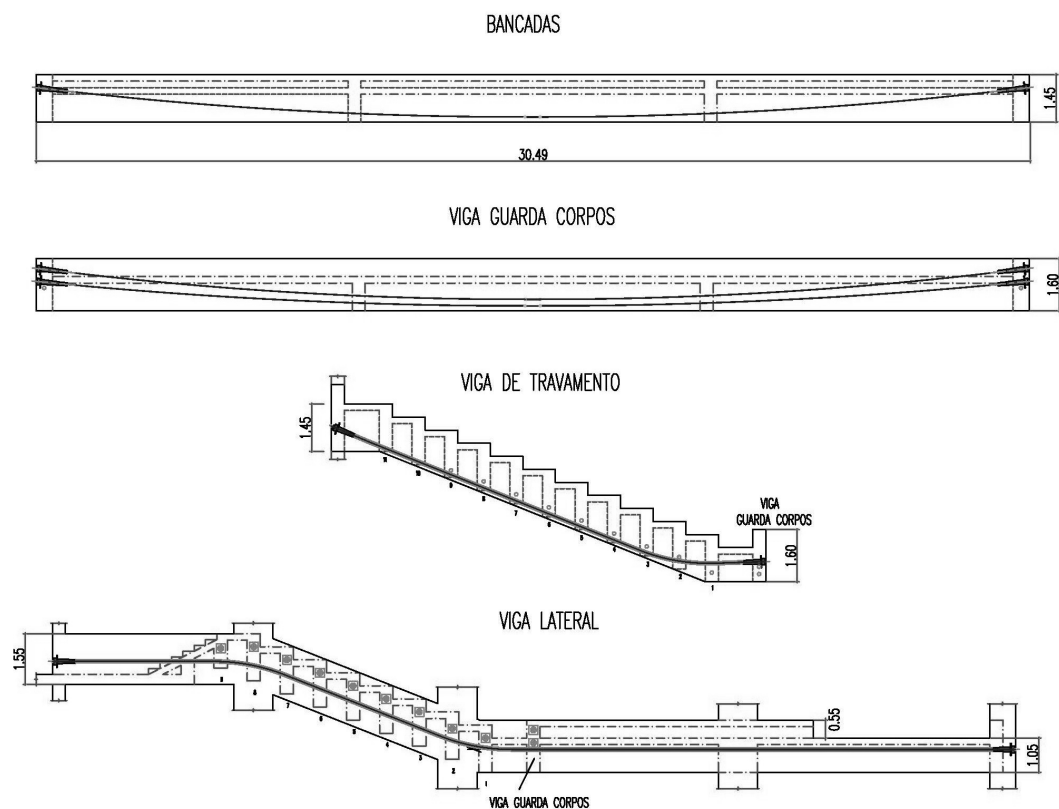


Figura 5.5: Vigas Pré-Esforçadas

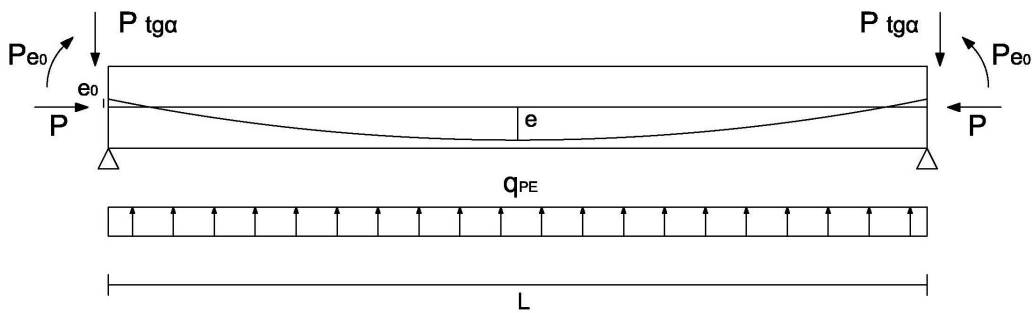


Figura 5.6: Traçado de Cabos de Pré-Esforço Parabólico e Forças Equivalentes

O pré-dimensionamento da força de pré-esforço útil pode ser efectuado por três critérios distintos [31]:

- Critério do Balanceamento das Cargas;
- Critério da Limitação da Deformação;
- Critério da Limitação da Fendilhação.

Para o dimensionamento desta estrutura, optou-se por um dos critérios mais usuais, o critério da limitação da deformação. Este critério impõe que a deformação a contrariar com o pré-esforço poderá ser aproximadamente 80% da deformação provocada pelo peso próprio da estrutura, por forma a que, após a colocação do pré-esforço, se verifique a segurança em relação à deformação a longo prazo (equação 5.4).

$$\delta_{pe} = 0,8 \times \delta_{pp} \quad (5.3)$$

$$\delta_{total} = (1 + \varphi) \times (\delta_{pp} - \delta_{pe}) \leq \delta_{limite} \quad (5.4)$$

### Critério da Limitação da Deformação

É bastante frequente a utilização do critério da limitação da deformação referente à deformação devida ao peso próprio da estrutura,  $\delta_{pp}$ .

No pré-dimensionamento, com o objectivo de determinar o número de cordões de pré-esforço necessários à verificação da estrutura, foram consideradas as seguintes equações (5.5 a 5.10). É de realçar o facto da equação 5.5, considerar, simplificada, um coeficiente de flecha elástica igual a 3, ou seja, foi adoptado um valor intermédio entre

uma viga bi-apoiada (coeficiente igual a 5) e uma viga encastrada (coeficiente igual a 1). Neste exemplo as vigas de bancada estão monolíticas com vigas laterais, mas estas conferem algum grau de restrição devido à sua rigidez de torção.

$$q_{PE} = \frac{384 \times E_b \times I_v \times \delta_{PE}}{3 \times L^4} \quad (5.5)$$

$$P_\infty = \frac{q_{PE} \times L^2}{8 \times f} \quad (5.6)$$

$$P_0 = P_\infty / 0,85 \quad (5.7)$$

$$P'_0 = P_0 / 0,9 \quad (5.8)$$

$$A_p = \frac{P'_0}{0,75 \times F_{pk}} \quad (5.9)$$

$$n_{cordoes} = A_p / A_{cordao} \quad (5.10)$$

onde:

$E_b$  - Módulo de elasticidade do betão;

$I_v$  - Momento de inércia da viga;

$L$  - Vão da viga;

$P_\infty$  - Pré-esforço após perdas instantâneas e perdas diferidas;

$P_0$  - Pré-esforço após perdas instantâneas;

$P'_0$  - Pré-esforço inicial;

$f$  - Flecha da parábola no traçado do cabo de pré-esforço;

$A_p$  - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço.

O pré-dimensionamento do pré-esforço baseou-se nas equações anteriores. Nas tabelas seguintes encontram-se todos os valores determinados até à obtenção da força de pré-esforço útil e respectivo número mínimo de cordões de pré-esforço a adoptar, segundo o critério da limitação da deformação.

Tabela 5.6: Deformações Devidas ao Peso Próprio nas Vigas de Bancada

Viga	Flecha a Meio Vão		
	$\delta_{pp}$ (m)	$0,8 \times \delta_{pp}$ (m)	$\delta_{pe}$ adoptado (m)
Guarda corpos	0,017	0,014	0,014
Bancadas	0,019	0,015	0,015

Tabela 5.7: Carga de Pré-Esforço Equivalente nas Vigas de Bancada

Carga equivalente a $\delta_{pe} = 0,8\delta_{pp}$				
Viga	$I_{viga}$ (m <sup>4</sup> )	$E_b$ (GPa)	L (m)	$q_{pe}$ (kN/m)
Guarda corpos	0,1365	37	30	11,2
Bancadas	0,1409	37	30	12,4

Tabela 5.8: Número Mínimo de Cordões de Pré-Esforço nas Vigas de Bancada

$q_{PE}$ (kN/m)	f (m)	$P_{util}$ (kN)	$P_0$ (kN)	$P'_0$ (kN)	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	nº mín. cordões
11,2	0,9	1396,68	1643,15	1825,73	13,09	10
12,4	0,9	1544,68	1817,27	2019,19	14,47	11

### 5.2.4 Pré-Esforço Adoptado

O pré-dimensionamento realizado permite, com eficácia, determinar o pré-esforço necessário para estruturas correntes. No entanto, a complexidade do comportamento tridimensional desta estrutura em balcão conduziu a que em determinadas zonas fosse necessário aumentar o nível de pré-esforço, nomeadamente na viga guarda-corpos e na bancada 2. Neste sentido, e após várias iterações do modelo de cálculo, foi obtido o pré-esforço final indicado na tabela 5.9. Refere-se, no entanto, que a estimativa do pré-esforço para as bancadas superiores (3 a 9) convergiu satisfatoriamente para o valor efectivamente adoptado.

Tabela 5.9: Pré-Esforço Adoptado nas Vigas de Bancada e Viga Guarda-Corpos

Viga	Nº cordões ( $\delta_{PE} = 0,8\delta_{pp}$ )
Guarda corpos	36
Bancadas (8 vigas)	12
Bancada (alinhamento 2)	19
Total	151

Uma vez verificada a deformação a longo prazo ( $\delta < L/1000 = 3\text{cm}$ ), para a análise do balcão e respectivas verificações, foi utilizada uma solução com um total de 151 cordões de pré-esforço no balcão para garantir a flecha a longo prazo.

Tendo em conta a solução obtida para o balcão, na tabela seguinte indicam-se as cargas equivalentes à força de pré-esforço útil determinada para cada viga.

Tabela 5.10: Solução de Pré-Esforço e Respectivas Cargas Equivalentes

	Viga guarda corpos	Bancadas	Bancada (alinhamento 2)
Pré-esforço	2un18 $\phi$ 0.6"	1un12 $\phi$ 0.6"	1un7 $\phi$ 0.6" + 1un12 $\phi$ 0.6"
$e_{apoio}$ (m)	0,329	0,218	0,207
$P_{util}$ (kN)	5400	1800	2850
$q_{PE}$ (kN/m)	43,2	14,4	22,8
$Ptg\alpha$ (kN)	648,0	216,0	342,0
$M_{PE}$ (kNm)	1774,4	392,2	591,1

Como medida simplificada de controlo da tensão instalada nas vigas devida ao pré-esforço, determinou-se o valor da tensão média dada por:

$$\sigma_{med} = P_{\infty}/A$$

. Obtiveram-se os seguintes resultados:

Viga Guarda Corpos:

$$\sigma_{med} = \frac{5400}{0,76} = 7105kN/m^2 \quad (5.11)$$

Bancadas:

$$\sigma_{med} = \frac{1800}{0,70} = 2571kN/m^2 \quad (5.12)$$

Bancada (alinhamento 2):

$$\sigma_{med} = \frac{2850}{0,70} = 4071kN/m^2 \quad (5.13)$$

Os valores máximos usuais em vigas são da ordem de 4 a 5 MPa. Verifica-se contudo que os valores registados na viga guarda corpos e na bancada são elevados, sendo, no entanto, compatíveis com a classe de betão utilizada (C50/60).

Devido à disposição poligonal das vigas de bancada, surgem forças de desvio na zona das vigas de travamento. Foi principalmente com o propósito de equilibrar essas forças que se colocaram as vigas de travamento pré-esforçadas. A determinação das forças de desvio é feita de acordo com o seguinte método:

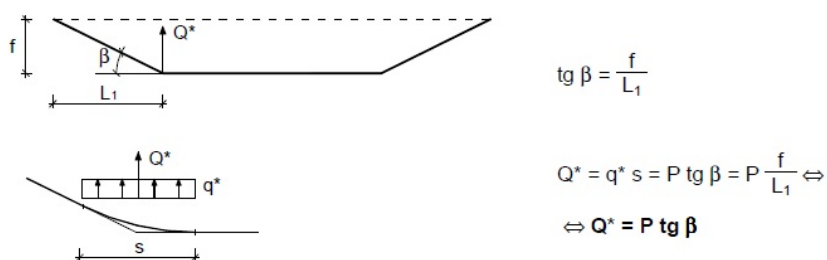


Figura 5.7: Método de Determinação das Forças de Desvio [31]

Essas forças, determinadas segundo o método apresentado na figura 5.7, são as seguintes:

Tabela 5.11: Forças de desvio

	Viga Guarda Corpos	Bancadas	Bancada (alinhamento 2)
$\beta$ (°)	10	10	10
Força de desvio (kN)	952,2	317,4	502,5

As vigas de travamento que equilibram as forças de desvio são pré-esforçadas com 1 cabo de 12 cordões cada (1un12 $\phi$ 0.6"). O comportamento tridimensional do balcão e o efeito, em planta, da interligação das bancadas pelas lajetas, com espessura de 0,20m, permite que uma parte da referida força de desvio seja absorvida por esse comportamento de diafragma. Este aspecto é observado através dos esforços instalados nos elementos finitos que simulam essas lajetas e as vigas das bancadas, permitindo reduzir a quantidade de pré-esforço nas vigas de travamento.

As vigas laterais onde se apoia o balcão, são pré-esforçadas com 1un19 $\phi$ 0.6" de traçado recto, pretendendo-se com este pré-esforço instalar uma compressão nessas vigas e eliminar uma eventual fendilhação da secção devido aos esforços de torção introduzidos pelas bancadas. Apesar destes esforços de torção serem moderados, aquela medida cautelara garante que, em Estado Limite de Utilização, o comportamento vibratório do balcão não será afectado por uma eventual fendilhação daquelas vigas.

### 5.2.5 Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão

#### Estados Limites Últimos

##### *Flexão*

Na tabela seguinte observam-se as armaduras adoptadas nos caso das duas vigas de betão armado não pré-esforçadas (alinhamentos 10 e 11):

Tabela 5.12: Armaduras Longitudinais

Viga	Med (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	As adoptado (cm <sup>2</sup> )
Al. 10	1276,82	21,02	12,06 (6 $\phi$ 16)	21,99 (7 $\phi$ 20)
Al. 11	476,87	9,05	12,06 (6 $\phi$ 16)	$A_{s,min}$

Para as vigas de bancada pré-esforçadas, os cálculos foram efectuados segundo o método do diagrama rectangular simplificado (figura 4.1). Como é usual em vigas pré-esforçadas, a força de compressão na secção ( $F_c$ ) foi inferior à força de pré-esforço ( $F_p$ ). Este aspecto prende-se com o facto do pré-esforço ter sido dimensionado para controlar os deslocamentos do balcão. Adoptou-se então a armadura mínima de flexão em todas as vigas pré-esforçadas constituintes do balcão (4 $\phi$ 20).

#### *Esforço Transverso*

Considerando  $\cot\theta \approx 2$ , obteve-se uma armadura mínima total de 4cm<sup>2</sup>/m e o respectivo esforço transverso de 441,61kN. Em todas as vigas constituintes do balcão, o esforço transverso foi inferior ao esforço transverso mínimo, pelo que se adoptou a seguinte armadura mínima transversal:  $\phi$ 12//0,25 (4,52cm<sup>2</sup>/m).

Na figura 5.8 é possível observar a pormenorização das armaduras adoptadas numa das vigas de bancada pré-esforçada.

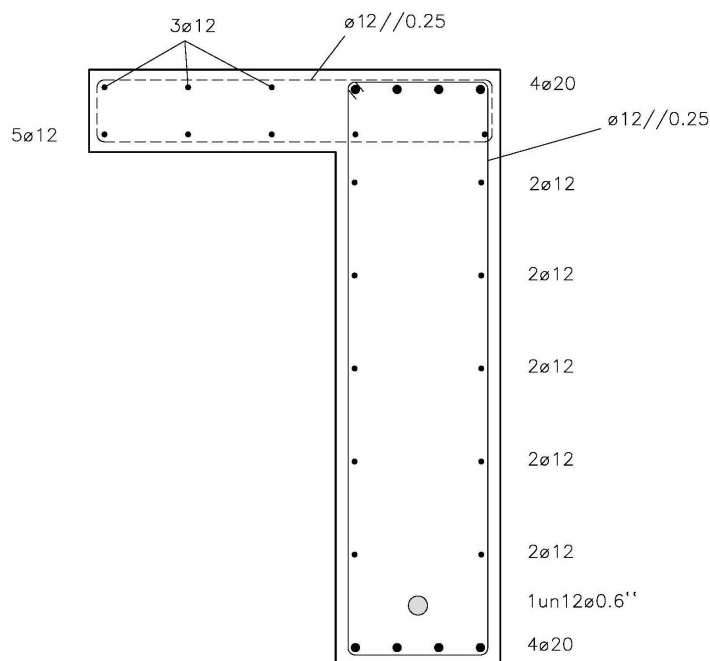


Figura 5.8: Corte Transversal a Meio Vão da Viga de Bancada Pré-Esforçada

## Estados Limites de Utilização

### Descompressão

O Estado Limite de Descompressão foi verificado de acordo com a equação 5.14. Os esforços foram retirados da combinação quase permanente de acções para a viga guarda corpos e para as vigas de bancada. Refere-se que as vigas dos alinhamentos 2 e 8 são monolíticas com os pilares, tendo, portanto, esforços negativos nos apoios. Todos os dados e excentricidades referentes às secções destas vigas, necessários à verificação da descompressão, estão referenciados na tabela 5.13.

$$\sigma = \frac{P_{util}}{A_v} + \frac{P_{util} \times e}{w} + \frac{M_{qp}}{w} \quad (5.14)$$

Tabela 5.13: Dados e Excentricidades dos Cabos de Pré-Esforço nas Vigas da Bancada

Viga	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>v</sub> (m <sup>4</sup> )	e <sub>vao</sub> (m)	e <sub>ap</sub> (m)	ν <sub>inf</sub> (m)	ν <sub>sup</sub> (m)	w <sub>inf</sub> (m <sup>3</sup> )	w <sub>sup</sub> (m <sup>3</sup> )
G. Corpos	0,76	0,1365	0,536	0,329	0,800	0,800	0,171	0,171
Bancadas	0,70	0,1409	0,682	0,218	0,832	0,618	0,169	0,228
Bancada 2	0,70	0,1409	0,556	0,207	0,832	0,618	0,169	0,228
Bancada 8	0,70	0,1409	0,682	0,218	0,832	0,618	0,169	0,228

onde:

*e* - Excentricidade dos cabos de pré-esforço;

*ν* - Distância da fibra ao centro de gravidade da secção;

*w* - Módulo de flexão (*I*/*ν*).

Tabela 5.14: Tensões nas Secções das Vigas Pré-Esforçadas para a Combinação Quase Permanente

Viga	M <sub>qp</sub> vão (kNm)	M <sub>qp</sub> apoio (kNm)	σ <sub>inf</sub> vão (MPa)	σ <sub>sup</sub> apoio (MPa)
Guarda corpos	1260,21	179,22	-16,67	-16,45
Bancadas	1377,47	447,45	-1,69	-2,33
Bancada (2)	1365,09	1487,28	-5,36	-0,14
Bancada (8)	1248,85	1186,76	-2,45	0,91

Como se observa na tabela 5.14, todas as secções estão à compressão, exceptuando a viga de bancada do alinhamento 8, junto ao apoio, que apresenta uma tracção de 0,91MPa. Esta tensão surge pela proximidade de um dos pilares principais da estrutura, pelo que se aceita esta ligeira tracção nas fibras extremas da secção, uma vez que não ultrapassa o valor de *f<sub>ctm</sub>* para a combinação frequente de acções (4,1MPa).

*Tensão Máxima no Betão*

Segundo o EC2, a tensão máxima de compressão para a combinação característica no betão não deverá exceder  $0,6 \times f_{ck} = 30\text{MPa}$ . Pela tabela seguinte facilmente se conclui que está verificado o controlo da tensão máxima de compressão.

Tabela 5.15: Tensões nas Secções das Vigas Pré-Esforçadas para a Combinação Característica

Viga	$M_{car\ v\tilde{a}o}$ (kNm)	$M_{car\ apoio}$ (kNm)	$\sigma_{inf\ v\tilde{a}o}$ (MPa)	$\sigma_{sup\ apoio}$ (MPa)
Guarda corpos	1381,35	193,54	-15,96	-16,37
Bancadas	1512,22	503,33	-0,89	-2,08
Bancada (2)	1502,89	1575,71	-4,55	-0,25
Bancada (8)	1359,55	1230,88	-1,79	1,20

*Controlo dos Efeitos da Fluência*

Segundo a tabela 5.14, todas as tensões resultantes da combinação quase permanente são inferiores ao valor estipulado de  $0,45 \times f_{ck} = 22,5\text{MPa}$  para garantir uma fluência linear. Portanto está verificado o controlo dos efeitos de fluência.

*Deformação*

As deformações a longo prazo, como referido anteriormente, foram verificadas para a combinação quase permanente de acções, afectada pelo coeficiente de fluência  $\varphi=2,0$ . Para as vigas pré-esforçadas com vãos de 30m, a flecha foi limitada a  $L/1000$ , ou seja, 3cm.

Tabela 5.16: Deformações a Longo Prazo (Solução Pré-Esforçada)

Viga	$L/1000$ (cm)	$\delta_{Lp}^{max}$ (cm)
Guarda corpos	3	2,52
Bancadas	3	2,61

Relativamente às deformações a que as vigas de bancada foram sujeitas, como demonstra a tabela 5.16, pode-se concluir que estão dentro dos limites aceitáveis e, portanto, está verificada a segurança ao Estado Limite de Deformação.

*Vibração*

A verificação do Estado Limite de Vibração é um factor muito importante para a comodidade dos ocupantes do balcão. Com o intuito de minimizar o desconforto que a vibração vertical provoca, foi estabelecida uma frequência mínima vertical de 3,4Hz, retirada do documento “Vibration Problems in Structures” - CEB - Bulletin d’Information n°209 [17].

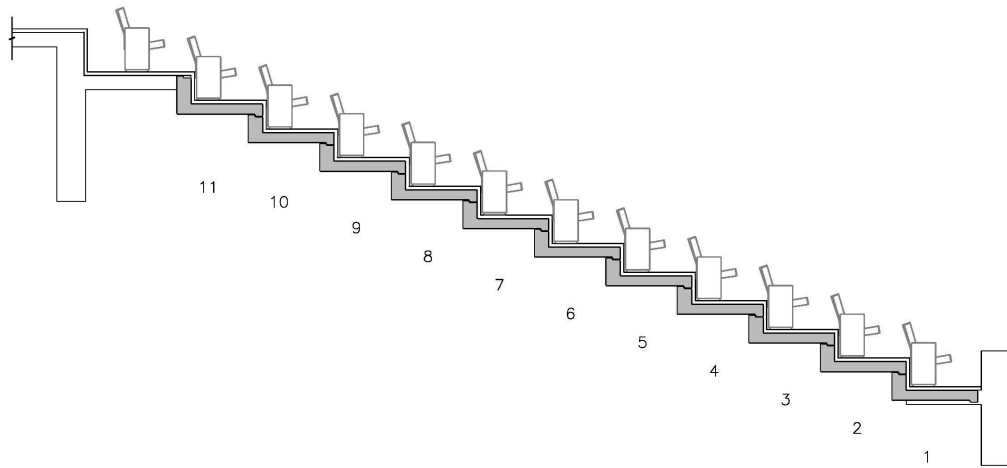
Obteve-se, para a bancada, uma frequência de 3,38Hz ( $\approx F_{adm}$ ). Este valor é recomendado pelo Método OS-RMS e aceitável tendo em conta a frequência mínima vertical, portanto está verificado o Estado Limite de Vibração.

## 5.3 Solução Pré-Fabricada

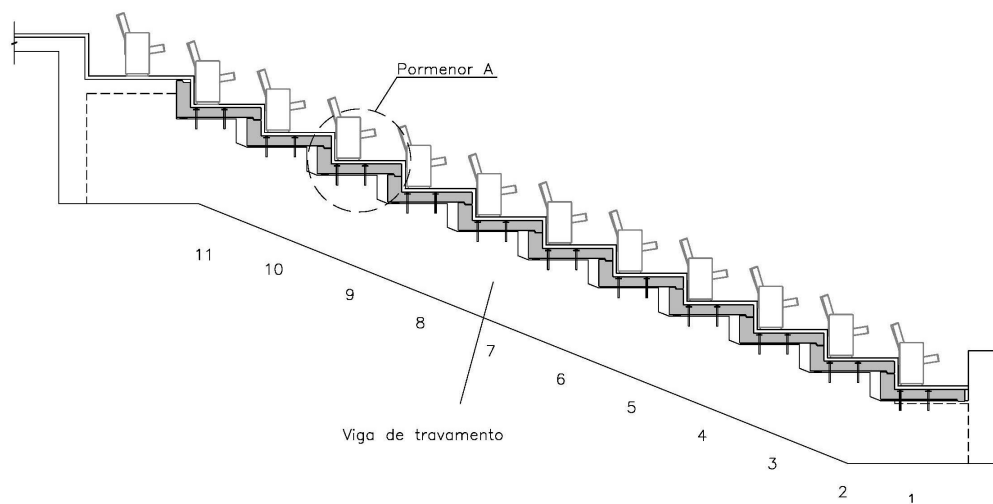
### 5.3.1 Descrição

De forma a assegurar o projecto arquitectónico do balcão, optou-se por uma solução de vigas de bancada em “L” em betão pré-fabricado, com as dimensões apresentadas na figura 5.10. Esta solução permite a sua adaptação a qualquer tipo de obra, sendo muito comum na construção de estádios de futebol. O apoio das vigas pré-fabricadas é realizado com blocos de neoprene simples de  $10 \times 15 \text{cm}^2$  e 2cm de espessura e a ligação às vigas de travamento é feita através de varões M20 roscados (A500 NR) com 30cm de comprimento. Esta é uma solução corrente realizada por empresas de pré-fabricação nacionais.

Cada viga de bancada tem um vão de aproximadamente 10m. Nesta solução, as vigas de travamento funcionam principalmente como apoios, descarregando os esforços na viga guarda corpos. Desta forma, a viga guarda corpos continuará a ser pré-esforçada, tal como as vigas laterais e as vigas de travamento. A solução de bancada pré-fabricada está representada nas figuras seguintes. Considera-se também o betão C50/60 nestes elementos.



(a) Corte Transversal do Balcão pelo Vão das Bancadas



(b) Corte Transversal do Balcão pela Viga de Travamento

Figura 5.9: Vigas de Bancada da Solução Pré-Fabricada

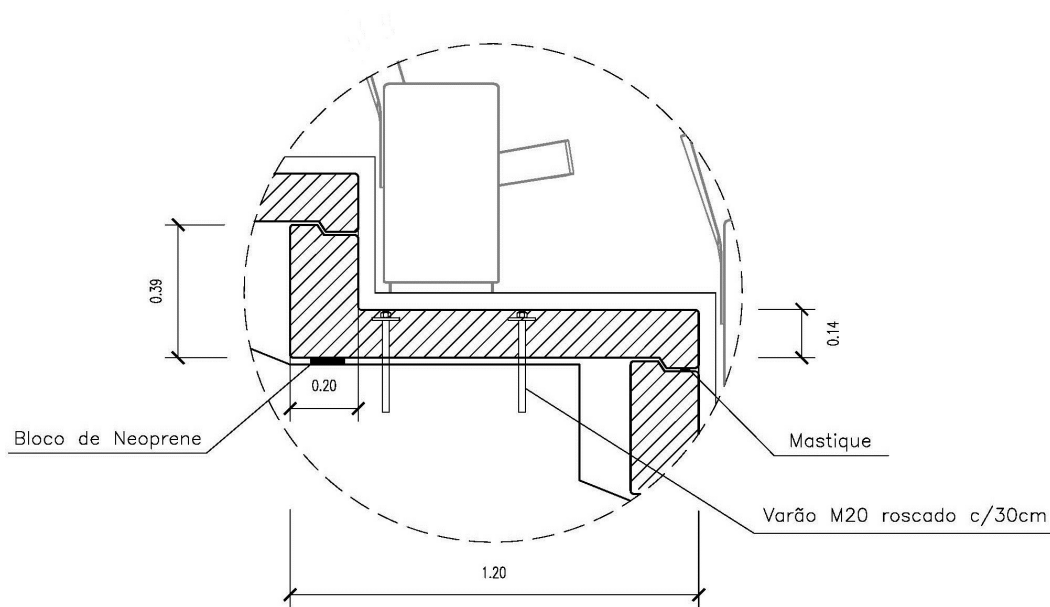


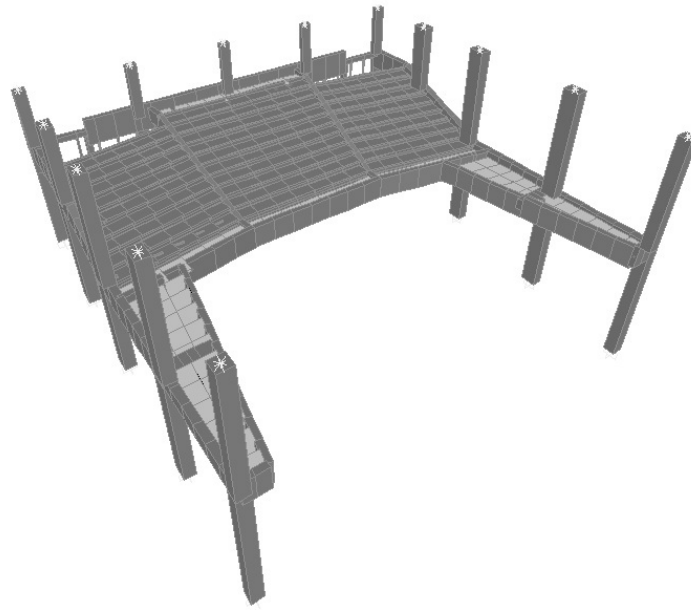
Figura 5.10: Secção das Vigas de Bancada Pré-Fabricadas (em metros) - Pormenor A

### 5.3.2 Modelação Numérica

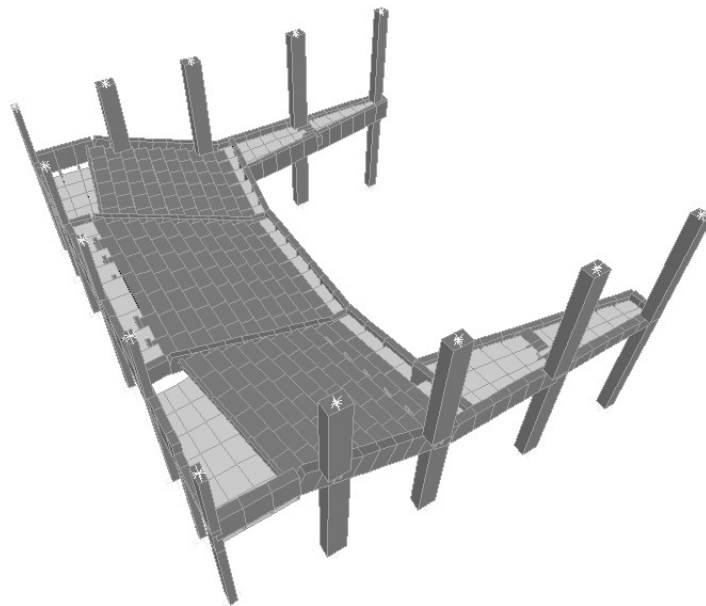
Admitiu-se que as bancadas pré-fabricadas assentam sobre as vigas de travamento e têm um comportamento de elemento simplesmente apoiado, isto é, não existe continuidade estrutural da bancada sobre os apoios intermédios (efeito de viga contínua).

Dado o tipo de ligação entre as bancadas 1 a 11, verifica-se que não existe um efeito de diafragma, em planta, do balcão, contrariamente à solução betonada “in situ”. Existe uma junta seca na ligação entre bancadas, rematada por um cordão de mastique. A contribuição para o efeito de diafragma do balcão é apenas realizada pelas vigas de travamento e pela viga guarda-corpos.

Na figura seguinte está representado o modelo numérico tridimensional da solução pré-fabricada efectuado no programa de cálculo automático SAP2000.



(a) Vista 1 do Balcão



(b) Vista 2 do Balcão

Figura 5.11: Modelos 3D de Análise do Balcão Pré-Fabricado

### 5.3.3 Pré-Esforço Adoptado

Mesmo para uma solução com bancadas pré-fabricadas, será necessário pré-esforçar as vigas laterais, de travamento e a viga guarda corpos. As vigas de travamento mantêm-se pré-esforçadas com 1un12 $\phi$ 0.6”.

Com o objectivo de alcançar a mínima deformação possível, pré-esforçou-se a viga guarda corpos com um valor elevado da força de pré-esforço útil, limitando a tensão média de pré-esforço na viga a 10MPa (equação 5.15). A possibilidade de aumentar o pré-esforço nas vigas de travamento não conduz a uma melhoria relativamente à deformação global do balcão.

$$\frac{n_{cordoes} \times P_{cordao}}{A_{viga}} \equiv \frac{2 \times 21 \times 150}{0,4 \times 1,6} = 9,84MPa \quad (5.15)$$

Não será adequado inserir um nível de pré-esforço superior ao indicado uma vez que conduzirá a ancoragens e armaduras específicas dificilmente compatíveis com a secção da viga (0,4 $\times$ 1,6m<sup>2</sup>). Optou-se então por pré-esforçar a viga guarda corpos com 2un21 $\phi$ 0.6”, ou seja, com uma força  $P_{util}$ =6300kN. No quadro seguinte é possível observar todos os valores necessários à correcta definição do pré-esforço na viga guarda corpos.

Tabela 5.17: Pré-Esforço e Respectivas Cargas Equivalentes do Pré-esforço da Viga Guarda Corpos

Viga guarda corpos	
Pré-esforço	2un21 $\phi$ 0.6”
$e_{apoio}$ (m)	0,2179
$P_{util}$ (kN)	6300
$q_{PE}$ (kN/m)	50,4
$Ptg\alpha$ (kN)	756,0
$M_{PE}$ (kNm)	1372,8
Força de desvio (kN)	1110,9

### 5.3.4 Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão

#### Estados Limites Últimos

##### Flexão

As vigas de bancada com vãos de 10m estão sujeitas a esforços moderados a elevados. Tendo em conta a secção das vigas pré-fabricadas (figura 5.10), adoptaram-se as seguintes armaduras:

Tabela 5.18: Armaduras Longitudinais

Viga	Med(kNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s,min}(\text{cm}^2)$	As adoptado( $\text{cm}^2$ )
Bancadas ( $M_{\text{positivo}}$ )	289,94	19,64	10,05 ( $5\phi 16$ )	21,99 ( $7\phi 20$ )
Bancadas ( $M_{\text{negativo}}$ )	-	-	6,28 ( $2\phi 20$ )	$A_{s,min}$

A viga guarda-corpos, como já referido anteriormente, foi pré-esforçada com uma maior força de pré-esforço útil. Apesar do momento a que está sujeita ter aumentado, a armadura mínima associada à armadura de pós-tensão permite verificar a resistência à flexão.

#### *Esforço Transverso*

Para as vigas de bancada pré-fabricadas foi adoptada a armadura mínima transversal, uma vez que o esforço transverso a que a bancada está sujeita é moderado. Adoptou-se então  $\phi 8//0,20$  ( $2,51\text{cm}^2/\text{m}$ ).

As vigas de travamento apoiam-se na viga guarda-corpos. Apesar de sujeita a um maior esforço transverso nas extremidades, relativamente à solução betonada “in situ”, a viga guarda-corpos continua a verificar o Estado Limite Último de Esforço Transverso com a armadura mínima ( $\phi 12//0,25$  com  $A_s/s=4,52\text{cm}^2/\text{m}$ ), que permite esforços resistentes de  $V_{Rd}=441,61\text{kN}$  para  $\cot\theta=2$ .

Na figura 5.12 indica-se a pormenorização das armaduras das vigas de bancada pré-fabricada.

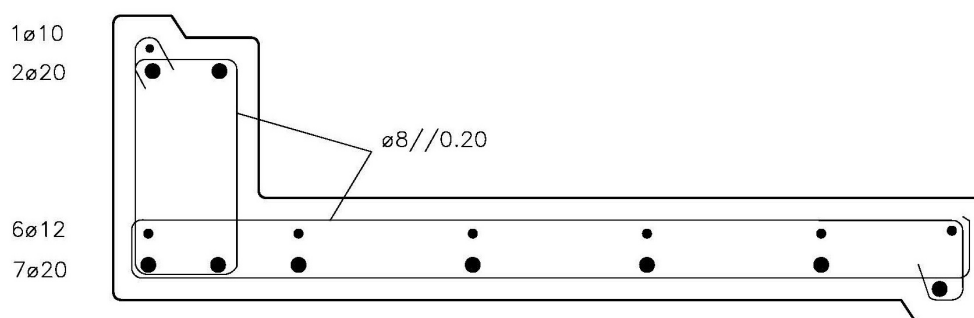


Figura 5.12: Corte Transversal de uma Viga de Bancada Pré-Fabricada

### Estados Limites de Utilização

#### Tensão Máxima no Betão

Segundo o EC2, a tensão máxima de compressão para a combinação característica no betão não deverá exceder  $0,6 \times f_{ck} = 30\text{MPa}$ . Pela tabela seguinte facilmente se conclui que está verificado o controlo da tensão máxima de compressão.

Tabela 5.19: Tensões nas Secções das Vigas Pré-Fabricadas para a Combinação Característica

Viga	$M_{car\ v\tilde{a}o}$ (kNm)	$M_{car\ apoio}$ (kNm)	$\sigma_{inf\ v\tilde{a}o}$ (MPa)	$\sigma_{sup\ apoio}$ (MPa)
Guarda corpos	3278,57	1626,57	-8,85	-10,89
Bancadas Pré-Fabricadas	203,54	0,00	1,20	0,00

#### Controlo dos Efeitos da Fluência

Na tabela seguinte, todas as tensões resultantes da combinação quase permanente são inferiores ao valor estipulado de  $0,45 \times f_{ck} = 22,5\text{MPa}$ , pelo que está verificado o controlo dos efeitos de fluência.

Tabela 5.20: Tensões nas Secções das Vigas Pré-Fabricadas para a Combinação Quase Permanente

Viga	$M_{qp\ v\tilde{a}o}$ (kNm)	$M_{qp\ apoio}$ (kNm)	$\sigma_{inf\ v\tilde{a}o}$ (MPa)	$\sigma_{sup\ apoio}$ (MPa)
Guarda corpos	2910,10	1430,49	-11,01	-12,04
Bancadas Pré-Fabricadas	172,39	0,00	1,02	0,00

#### Deformação

A deformação a longo prazo foi verificada para a combinação quase permanente de acções, afectada pelo coeficiente de fluência  $\varphi=2,0$ . Para as vigas pré-fabricadas com vãos de 10m, a flecha foi limitada a  $L/400$  (do lado da segurança), ou seja, a 2,5cm. Para a viga guarda corpos, com vão de 30m, a flecha foi limitada a 3cm.

Na tabela seguinte estão representados os valores globais das flechas máximas das principais vigas.

Tabela 5.21: Deformações a Longo Prazo (Solução Pré-Fabricada)

Viga	$\delta_{limite}$ (cm)	$\delta_{Lp}^{max}$ (cm)
Viga guarda corpos	3,0	6,26
Bancadas	2,5	11,12

Como indica a tabela 5.21, o pré-esforço adoptado não controla a deformação, tendo-se registado um deslocamento vertical global do balcão a longo prazo superior ao limite admissível. Os valores da deformação estão muito acima dos valores aceitáveis e portanto não é possível verificar o Estado Limite de Deformação.

Para controlar este aspecto poder-se-ia estudar o aumento da altura da viga guarda-corpos, mas, devido a aspectos arquitectónicos e de visibilidade dos ocupantes, tal não seria possível. Refira-se que, a título de exemplo, se efectuou uma reanálise aumentando a largura da viga guarda-corpos para 0,80m, bem como o pré-esforço instalado ( $\sigma_{med}=10\text{MPa}$ ). Apesar da redução do deslocamento vertical do balcão a longo prazo, verificou-se que ainda não era cumprido o limite admissível de 3cm.

Refere-se ainda que nas bancadas poder-se-ia ainda ajustar as dimensões da secção transversal e introduzir pré-tensão. Este aspecto teria de ser analisado conjuntamente com o pré-fabricador e compatibilizado com o Projecto de Arquitectura.

#### *Vibração*

Em todas as situações foi definida uma frequência mínima vertical de 3,4Hz. Neste caso, a bancada pré-fabricada apresentou uma frequência de 2,48Hz. Dada a elevada deformação vertical obtida, seria expectável a não verificação da segurança ao Estado Limite de Vibração.

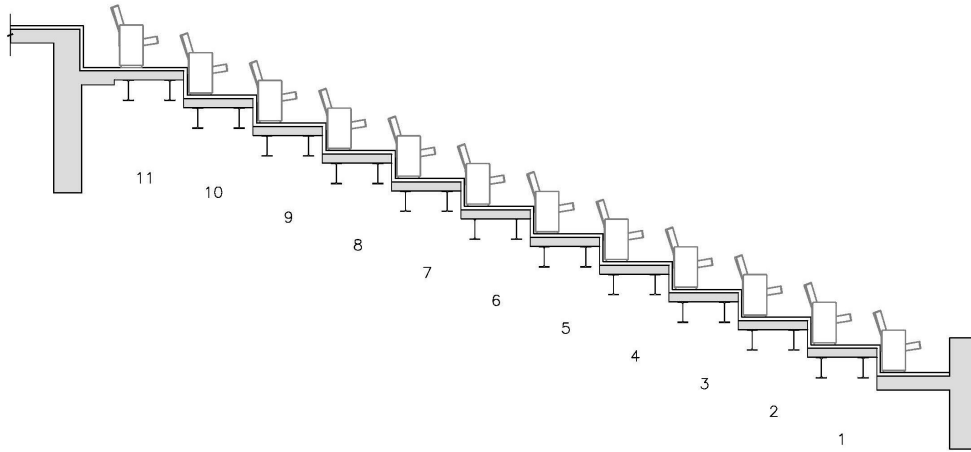
## **5.4 Solução Mista**

### **5.4.1 Descrição**

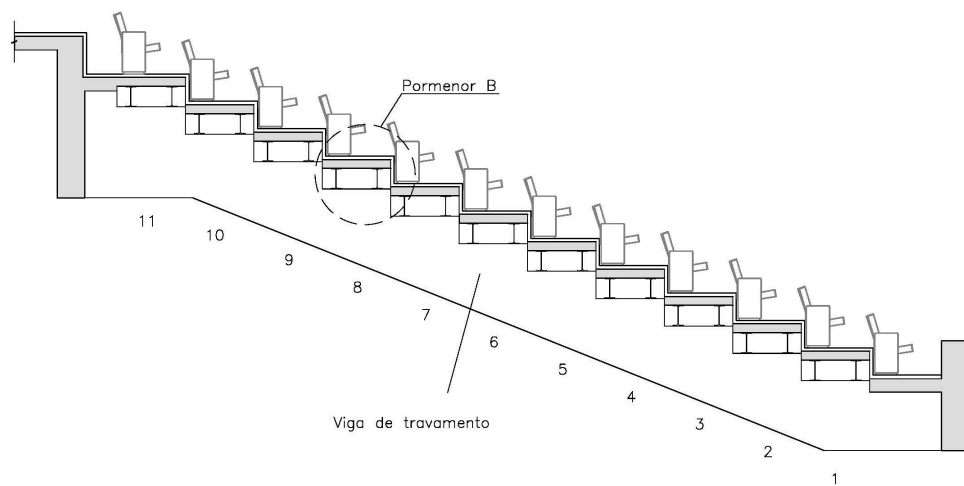
Adoptaram-se vigas mistas aço-betão para as bancadas, tal como demonstra a figura 5.14. Este tipo de construção caracteriza-se principalmente pela significativa redução do peso global da estrutura.

Apesar de várias soluções possíveis, a que se considera mais apropriada para o balcão baseou-se em dois perfis metálicos (IPE300) com uma laje de betão, sendo a ligação entre os dois materiais efectuada através de conectores de cavilha. A preferência por uma solução de vigas mistas com dois perfis metálicos, deveu-se, essencialmente, à questão da torção, relativamente à opção por um único perfil tubular de maiores dimensões.

Tratam-se de vigas com vãos com cerca de 10m. As vigas de travamento servem de apoio central, descarregando os esforços na viga de extremidade (viga guarda-corpos). Mantém-se o pré-esforço nas vigas de travamento e na viga guarda-corpos, com o objectivo de melhorar o funcionamento estrutural. Na figura seguinte indicam-se dois cortes transversais do balcão.



(a) Corte Transversal do Balcão pelo Vão das Bancadas



(b) Corte Transversal do Balcão pela Viga de Travamento

Figura 5.13: Vigas de Bancada da Solução Mista

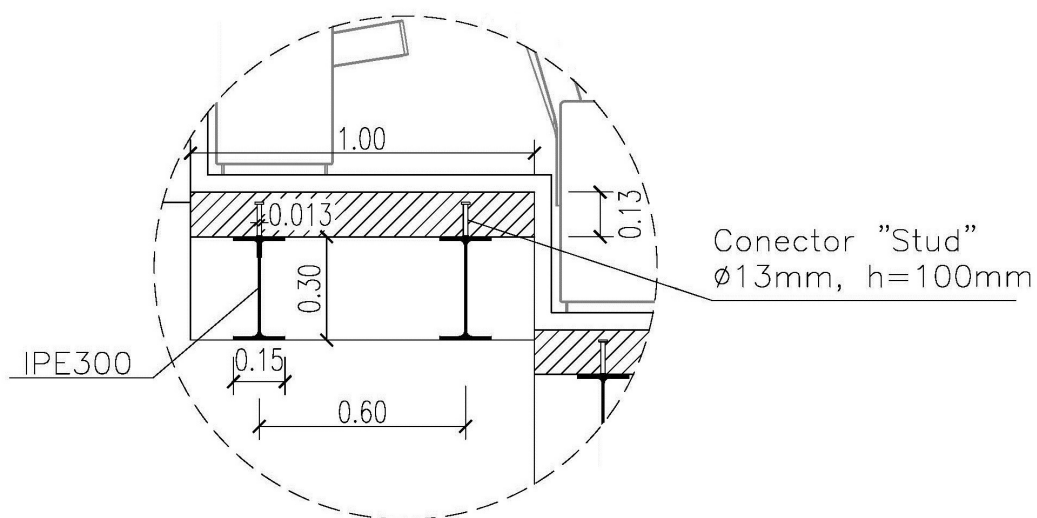
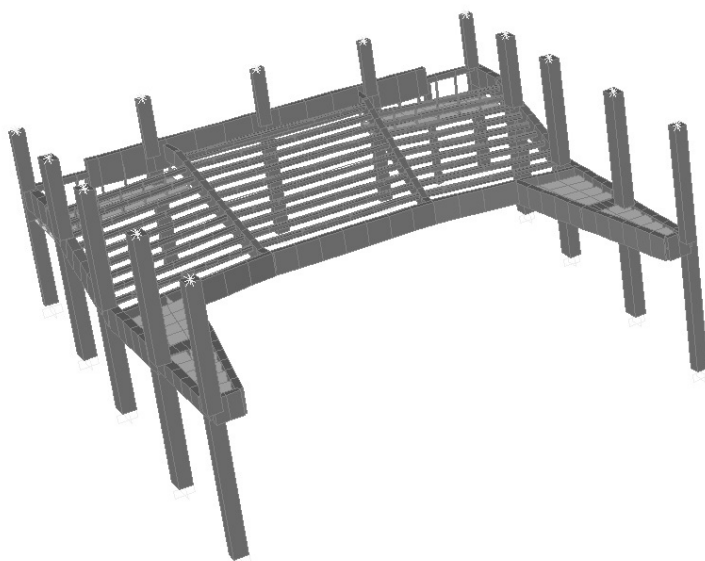


Figura 5.14: Secção da Viga Mista de Bancada (em metros) - Pormenor B

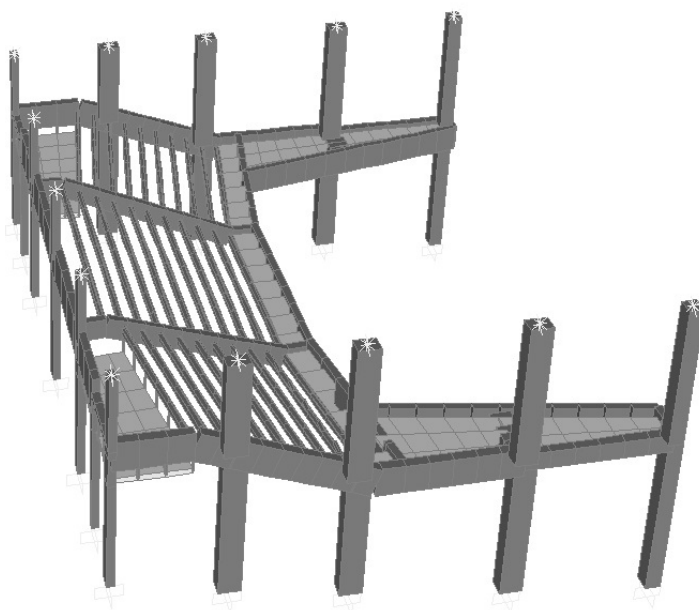
#### 5.4.2 Modelação Numérica

Na figura seguinte está representado o modelo numérico tridimensional da solução mista aço-betão, elaborado através do programa de cálculo automático SAP2000.

No modelo, as vigas de bancada foram simuladas através de uma secção de aço constituída por um perfil e pela laje homogeneizada. Neste caso, o perfil adoptado tem as características equivalentes aos dois perfis metálicos IPE300. Os restantes elementos estruturais do balcão têm as mesmas características definidas para a solução do balcão betonado “in situ”.



(a) Vista 1 do Balcão



(b) Vista 2 do Balcão

Figura 5.15: Modelos 3D de Análise do Balcão Misto

### 5.4.3 Pré-Dimensionamento Estrutural da Bancada

Para o pré-dimensionamento teve-se em consideração o método de cálculo de vigas mistas (figura 5.16), mas neste caso com dois perfis IPE300.

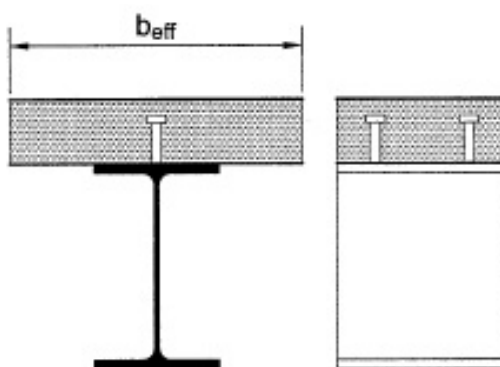


Figura 5.16: Secção de uma Viga Mista, EC4

Na tabela seguinte estão descritas as cargas que actuam nas vigas de bancada.

Tabela 5.22: Valor das Cargas Actuantes nas Vigas

<b>Q [kN/m]</b>	<b>RCP [kN/m]</b>	<b>PP(betão) [kN/m]</b>	<b>PP(perfis) [kN/m]</b>
4,00	1,00	3,25	0,83

Utilizando a combinação fundamental, obtém-se uma carga majorada total de 13kN/m a actuar na viga e consequentes momento actuante e resistente:

$$M_{Ed} = b_{eff} \frac{PL^2}{8} = 162,561kNm \quad (5.16)$$

$$M_{Rd} = \frac{w_{el}f_y}{\gamma_{Md}} = \frac{2 \times 5,571 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 306,405kNm \quad (5.17)$$

Como demonstrado nas equações anteriores, estes perfis verificam a resistência à flexão. A largura efectiva do betão é obtida de acordo com a equação 5.18, considerando os efeitos da fluência.

$$b = b_{eff} \times \frac{E_b}{E_a} \times \frac{1}{1 + \varphi} = 1 \times \frac{37}{210} \times \frac{1}{1 + 2,0} = 0,0587m \quad (5.18)$$

Tendo em conta os perfis adoptados, na tabela seguinte estão representados os dados relativos à secção mista homogeneizada.

Tabela 5.23: Dados Relativos à Secção Homogeneizada

Área [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	W <sub>el</sub> [m <sup>3</sup> ]
0,018	3,740×10 <sup>-4</sup>	1,551×10 <sup>-3</sup>

#### 5.4.4 Conectores

Como referido anteriormente, a interacção entre o perfil e a laje de betão é feita através de conectores de cavilha. Estes permitem a correcta ligação entre aço e betão, o funcionamento conjunto de ambos os materiais perante os esforços instalados e, conseqüentemente, a transferência dos esforços de corte longitudinais entre o betão e o aço.

Existem dois tipos de conexão entre materiais, a conexão parcial e a conexão total, tendo-se optado por esta última no cálculo efectuado. A conexão total aplica-se a vigas para as quais é utilizada a teoria plástica no cálculo da resistência à flexão. Uma viga tem conexão total quando o aumento do número de conectores não aumenta o valor de cálculo da resistência à flexão do elemento [6].

Existem vários tipos de conectores:

- Stud (usualmente conhecidos como conectores de cavilha);
- Perfil em “U”;
- Barra com alça;
- Espiral;
- Pino com gancho.

Entre todos estes, o conector mais usual hoje em dia é o “Conector de Cavilha” (Stud), muito utilizado nas vigas mistas aço-betão. Na figura seguinte estão expressas as medidas mínimas para um conector deste tipo.

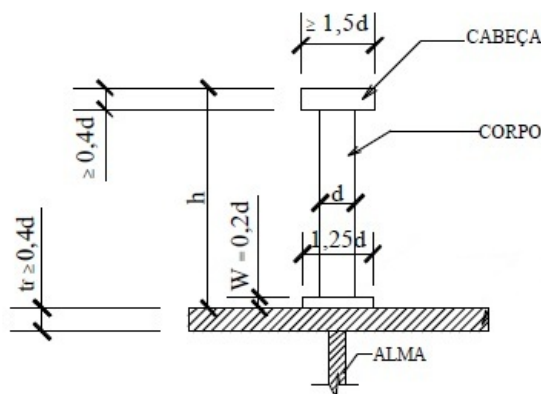


Figura 5.17: Dimensões Mínimas de um Conector Stud [38]

### Determinação da Resistência do Conector

Face às dimensões da lajeta de betão, optou-se então por conectores de cavilha com as seguintes características:  $d=13\text{mm}$ ,  $h=100\text{mm}$ ,  $f_y=350\text{MPa}$  e  $f_u=500\text{MPa}$ . Segundo o EC4, a resistência do conector é determinada pelo menor valor das seguintes expressões:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} = 42,47\text{kN} \quad (5.19)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} = 53,33\text{kN} \quad (5.20)$$

onde:

$\alpha = 0,2(\frac{h}{d} + 1)$ , para  $3 \leq h/d \leq 4$ ,

ou

$\alpha = 1$ , para  $h/d > 4$ ;

$\gamma_V$  - é um coeficiente parcial igual a 1,25;

$f_u$  - Resistência última do conector;

$f_{ck}$  - Resistência característica à compressão do betão (C50/60);

$E_{cm}$  - Módulo de elasticidade do betão;

$P_{Rd} = \min(42,47; 53,33) = 42,47\text{kN}$ .

Considerou-se então  $P_{Rd}=42,47\text{kN}$ .

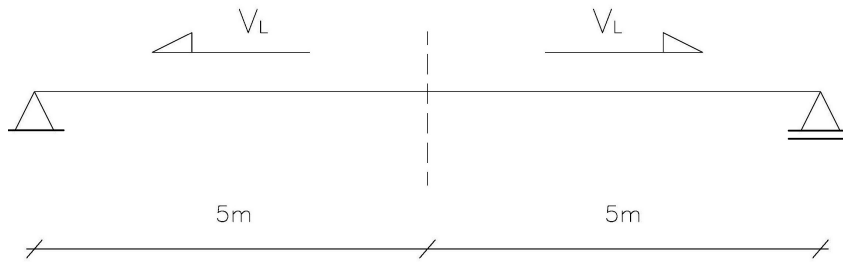
**Conexão Total**

Figura 5.18: Representação da Força de Fixação Final

Onde  $V_L = \min(R_c, R_s)$ , sendo  $R_c$  a força de compressão no betão e  $R_s$  a força de tracção nos perfis metálicos.

$$R_c = \frac{b_{eff} h_c 0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 0,13 \times 0,85 \times 50 \times 10^3}{1,5} = 3683,33 kN \quad (5.21)$$

$$R_s = \frac{2 \times A_s f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 0,00538 \times 275 \times 10^3}{1,1} = 2690,00 kN \quad (5.22)$$

Portanto  $V_L = 2690 kN$ .

Portanto, o número de conectores por perfil para um vão de 10m, deve ser tal que:

$$n/perfil = \left( \frac{V_L}{P_{Rd}} \right) = \frac{2690}{42,47} = 63,33 - > 64 \text{ conectores} \quad (5.23)$$

Determinação do espaçamento entre conectores:

$$af = L/n = 10 \times 10^3 / 64 = 156,25 mm \quad (5.24)$$

Adoptou-se então a seguinte solução de conectores:  $\phi 13 // 150 mm$ .

**5.4.5 Pré-Esforço Adoptado**

Tal como nas soluções anteriores, as vigas de travamento e guarda corpos são pré-esforçadas. As vigas de travamento foram pré-esforçadas com 1un12 $\phi$ 0.6" e a viga guarda corpos foi pré-esforçada com uma tensão média elevada ( $\approx 10 MPa$ ) com 2un21 $\phi$ 0.6".

### 5.4.6 Verificação da Segurança da Estrutura do Balcão

#### Estados Limites Últimos

##### Flexão

- Determinação de  $M_{pl,Rd}$

Uma vez que  $R_c > R_s$ , pode-se afirmar que a linha neutra passa pelo betão. Segue-se a determinação da posição da linha neutra e do momento resistente:

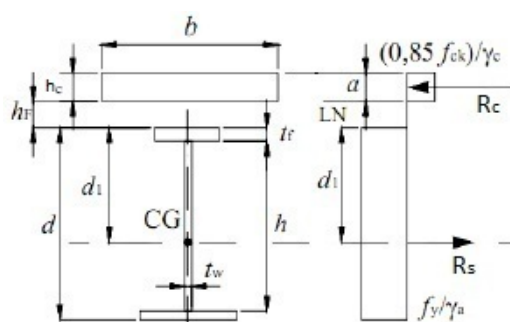


Figura 5.19: Distribuição de Tensões na Viga Mista (Linha Neutra na Laje)

A posição da linha neutra é calculada da seguinte forma:

$$a = \frac{R_s}{R_c} \times h_c = 0,104m \quad (5.25)$$

O momento resistente tem então o seguinte valor:

$$M_{pl,Rd} = R_s \times (d_1 + h_c - a/2) = 2935 \times (0,15 + 0,13 - 0,104/2) = 669,78kN \quad (5.26)$$

Após a análise, verificou-se que todas as vigas de bancada estão sujeitas a esforços de flexão inferiores ao  $M_{pl,Rd}$ , pelo que está garantido o Estado Limite Último de flexão. Foi então adoptada a armadura mínima de flexão.

A viga pré-esforçada (guarda-corpos), tal como nas soluções anteriores, mantém-se com a armadura mínima de flexão de  $(4\phi 20)$ .

### *Esforço Transverso*

Tal como no Estado Limite Último de flexão, os esforços na lajeta são reduzidos, pelo que a armadura transversal mínima verifica o Estado Limite Último de Esforço Transverso. A armadura adoptada, considerando  $b=1\text{m}$ , foi  $\phi 8//0,20$  ( $2,51\text{cm}^2/\text{m}$ ). Para o esforço transverso resistente da bancada apenas se tem a contribuição do perfil metálico:

$$V_{Rd} = 2 \times \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,0}} = 407,72 \text{ kN}$$

que é superior ao valor actuante  $V_{Ed}=59,29\text{kN}$ .

A viga guarda-corpos mantém a armadura transversal adoptada nas outras duas soluções ( $\phi 12//0,25$ ).

Na figura 5.20 é possível observar a pormenorização das armaduras adoptadas numa das vigas mistas da bancada.

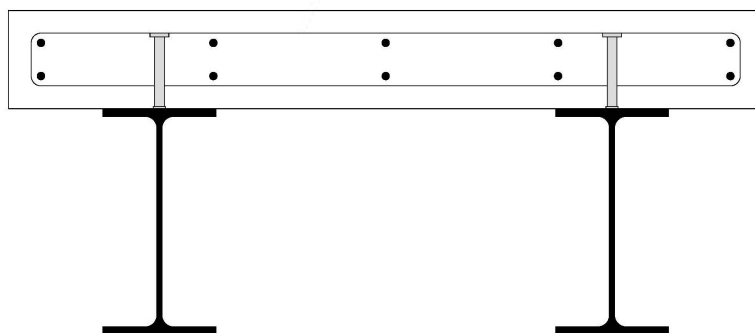


Figura 5.20: Corte Transversal a Meio Vão da Viga de Bancada Mista

### *Encurvadura Lateral*

Na fase de construção apenas contribuem para o efeito de encurvadura lateral os pesos do betão e do aço. Considerando as vigas mistas aço-betão simplesmente apoiadas com vãos de 10m, obteve-se um momento actuante  $M_{Ed}=45,8\text{kNm}$ . Determinou-se através do anexo F do EC3 o seguinte momento crítico na viga:  $M_{cr}=56,2\text{kNm}$ . O momento resistente na secção de vão (condicionante) foi de  $48,4\text{kNm}$ .

**Estados Limites de Utilização***Tensão Máxima no Betão*

Segundo o EC2, a tensão máxima de compressão para a combinação característica no betão não deverá exceder  $0,6 \times f_{ck} = 30\text{MPa}$ . Pela tabela seguinte pode-se concluir que está verificado o controlo da tensão máxima de compressão.

Tabela 5.24: Tensões nas Secções das Vigas Mistas Aço-Betão para a Combinação Característica

Viga	$M_{car}$ vão(kNm)	$M_{car}$ apoio(kNm)	$\sigma_{inf}$ vão(MPa)	$\sigma_{sup}$ apoio(MPa)
Guarda corpos	5128,54	1277,09	1,87	-12,94
Bancadas	124,62	0,00	0,74	0,00

*Controlo dos Efeitos da Fluência*

Na tabela seguinte, todas as tensões resultantes da combinação quase permanente são inferiores ao valor estipulado de  $0,45 \times f_{ck} = 22,5\text{MPa}$  pelo que está verificado o controlo dos efeitos de fluência.

Tabela 5.25: Tensões nas Secções das Vigas Mistas Aço-Betão para a Combinação Quase Permanente

Viga	$M_{qp}$ vão(kNm)	$M_{qp}$ apoio(kNm)	$\sigma_{inf}$ vão(MPa)	$\sigma_{sup}$ apoio(MPa)
Guarda corpos	4541,53	1095,58	-1,45	-14,00
Bancadas	91,50	0,00	0,54	0,00

*Deformação*

Na homogeneização da secção das vigas mistas, foi tido em conta o factor de fluência  $\varphi=2,0$ . A deformação a longo prazo, neste caso, foi verificada para a combinação quase permanente de acções.

Para as vigas mistas com vãos de 10m, a flecha foi também limitada a  $L/400$ , ou seja, a 2,5cm. A viga guarda corpos, com vão de 30m, manteve a flecha limitada a 3cm ( $L/1000$ ).

Na tabela seguinte estão representados os valores globais das flechas máximas das principais vigas.

Tabela 5.26: Deformações a Longo Prazo (Solução Mista)

Viga	$\delta_{limite}$ (cm)	$\delta_{Lp}^{max}$ (cm)
Viga guarda corpos	3,0	1,79
Bancadas	2,5	2,57

Como se observa na tabela, quer para a viga guarda corpos quer para as vigas de bancada obtiveram-se deformações aceitáveis e, portanto, está verificado o Estado Limite de Deformação.

#### *Vibração*

Da análise do comportamento dinâmico do balcão verifica-se que a frequência vertical é de 3,08Hz. Pelo Método OS-RMS recomenda-se a utilização deste balcão tendo em conta a sua frequência e massa modal. No entanto, o valor da frequência é inferior ao limite admissível de 3,4Hz estabelecido no documento do CEB - Bulletin d'Information n°209. Não verifica, assim, o Estado Limite de Vibração.

Após uma reanálise do modelo verificou-se que seria necessário aumentar a altura da viga guarda-corpos para melhorar o comportamento dinâmico global do balcão, o qual está muito dependente daquele aumento de rigidez. Contudo, este aspecto não é compatível com o projecto arquitectónico.

## Capítulo 6

# Considerações Finais

### 6.1 Conclusões

No presente trabalho analisaram-se aspectos relacionados com a concepção de estruturas em balcão de elevado vão. Realizou-se um enquadramento histórico com a evolução destas estruturas no tempo, apoiada na descrição de algumas edificações associadas a espectáculos, teatros, música e outros. Evidenciaram-se as potencialidades da utilização do betão armado pré-esforçado na obtenção de grandes vãos, em contraponto às soluções antigas que previam a utilização de pilares de suporte dos balcões.

Estabeleceram-se os critérios de dimensionamento em termos de Estados Limites Últimos e de Utilização. Neste último caso de referir a importância da deformação e dos fenómenos da vibração, cujos efeitos são necessários controlar para garantir o conforto dos ocupantes.

Foram analisadas três soluções distintas para o mesmo caso de estudo, o Auditório do Centro de Congressos do Hotel CS Golfe. Sendo a estrutura em análise um balcão com 30m de vão livre para frequente utilização do público em geral, é necessária especial atenção ao conforto dos ocupantes, analisando correctamente todos os factores que possam contribuir para tal. Aspectos relativos à deformação e vibração das bancadas requerem uma análise detalhada das flechas e frequências naturais, respectivamente.

Relativamente à solução betonada “in situ”, as vigas de bancada foram pré-esforçadas, por forma a controlar a deformação da bancada. As suas dimensões deveram-se, essencialmente, ao controlo dos efeitos da vibração. Esta solução garantiu o cumprimento dos limites da deformação ( $L/1000$ ) e a verificação da vibração na bancada cumpriu o limite inferior da frequência natural, cujo valor mínimo recomendado neste tipo de estruturas é de 3,4Hz. No geral, esta opção revelou-se como uma solução eficaz na concepção de balcões com vão elevado.

A segunda concepção estrutural estudada baseou-se numa solução com vigas de bancadas pré-fabricadas apoiadas nas vigas de travamento e nas vigas laterais. No que diz respeito à deformação da bancada, não foi possível a verificação do Estado Limite de Deformação,

sendo necessário, para tal, modificar estruturalmente o balcão, o que não seria possível do ponto de vista arquitectónico. A verificação do Estado Limite de Vibração também ficou prejudicado, não cumprindo o limite inferior da frequência admissível (3,4Hz). Em conclusão, refere-se que para o balcão analisado a solução pré-fabricada apresentava insuficiências que obrigariam a uma reconcepção estrutural.

Foi também analisada uma solução mista de aço-betão para as vigas de bancada. Apesar da verificação do Estado Limite de Deformação, no entanto, a mesma solução não apresenta resultados aceitáveis do ponto de vista da vibração, com uma frequência natural de, aproximadamente, 3Hz. Contudo, esta solução apresenta-se como uma alternativa à solução pré-esforçada, necessitando, no entanto, de um ajustamento da rigidez global da estrutura, concretizado através de um aumento ligeiro da secção dos elementos do balcão que garanta a verificação do Estado Limite de Vibração.

## **6.2 Desenvolvimentos Futuros**

Após a análise das três soluções de balcão, verificou-se que a vibração em bancadas de auditórios é um aspecto fundamental a ter em conta e de difícil controlo. Desta forma, sugere-se, como desenvolvimento futuro, um estudo aprofundado da questão da vibração em bancadas de edifícios de espectáculos e dos aspectos que podem, ou não, melhorar o comportamento dinâmico de um balcão de elevado vão livre. Sugere-se ainda uma análise detalhada das soluções pré-fabricadas e mistas aço-betão, como opções alternativas às soluções betonadas “in situ”, devendo, naturalmente, conceber estruturalmente um balcão que garanta o cumprimento dos Estados Limite de Utilização (vibração e deformação), aspectos condicionantes para estas estruturas.

# Bibliografia

- [1] ISO 10137. *Bases for design of structure - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*. International Organization for Standardization, 2007.
- [2] EN 1990. *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, 2009.
- [3] EN 1991-1-1. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2009.
- [4] EN 1991-1-1. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas*. Comité Europeu de Normalização, 2009.
- [5] EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [6] EN 1994-1-1. *Eurocódigo 4 - Projecto de estruturas mistas - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2011.
- [7] EN 1998-1. *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [8] Albarran E G. *Construção com elementos pré-fabricados em betão armado - adaptação de uma solução estrutural “in situ” a uma solução pré-fabricada*. Dissertação de mestrado, IST - UTL, 2008.
- [9] Appleton, Júlio. *Estruturas de Betão I - Módulo 3 - Verificação do Comportamento em Serviço (Estados Limites de Utilização - SLS)*. IST - UTL, 2011.
- [10] Appleton, Júlio. *Interesse e vantagens da aplicação de pré-esforço em edifícios*, 1999.
- [11] Appleton J, Travassos N, e Ribeiro P. *Utilização de estruturas mistas aço-betão em obras de reabilitação/reconversão - o caso do Teatro S. Luiz em Lisboa. BE2000 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2000*, 2000.
- [12] Arruda M J. *O estádio na cidade contemporânea - caso particular dos estádios de futebol e o Euro 2004*. Dissertação de mestrado, IST - UTL, 2009.

- [13] Berthold M. *História Mundial do Teatro*. Ed Perspectiva, 2004.
- [14] Castro J A. *História do Futebol - Estórias da bola*. Edipromo.
- [15] Souza R S. Teatro da paz: histórias invisíveis em Belém do grão-pará. *Museu Paulista, Universidade de São Paulo*, 2010.
- [16] Delgado J, Oom M, Appleton João e Appleton Júlio. Centro de Congressos do Hotel CS Golfe, em Albufeira. *BE2010 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2010*, 2010.
- [17] CEB Bulletin d'Information No. 209. *Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*. CEB - Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1991.
- [18] Caetano E, Feldmann M, Lukic M et al. *Hivoss Human Induced Vibration of Steel Structures. Vibrações em Pavimentos - Documento Base*. 2007.
- [19] Caetano E, Feldmann M, Lukic M et al. *Hivoss Human Induced Vibration of Steel Structures. Vibrações em Pavimentos - Recomendações Técnicas de Projecto*. 2007.
- [20] Gomes L M. Análise pushover - Caso de estudo. Dissertação de mestrado, FCT - UNL, 2010.
- [21] Guerreiro L. Reabilitação sísmica de edifícios. *Reabilitar 2010*, 2010.
- [22] <http://artetropia.blogspot.pt>.
- [23] [http://www.brescialeonessa.it/oldtime/g\\_calcio.htm](http://www.brescialeonessa.it/oldtime/g_calcio.htm).
- [24] <http://www.cshotelsandresorts.com/cs-conferencias-reunioes/palacio-de-congressos-do-algarve.aspx>.
- [25] <http://www.etu.pt/Forum Luisa-Todi.html>.
- [26] [http://www.mun-setubal.pt/diversos/Campanha\\_Forum\\_Luisa\\_Todi/Obras\\_Forum.asp](http://www.mun-setubal.pt/diversos/Campanha_Forum_Luisa_Todi/Obras_Forum.asp).
- [27] [http://www.mun-setubal.pt/temps/quiosque/07\\_29\\_11\\_02\\_agostocadernooqren.pdf](http://www.mun-setubal.pt/temps/quiosque/07_29_11_02_agostocadernooqren.pdf).
- [28] <http://www.teatrosaoluiz.pt/>.
- [29] Lúcio V. *Estruturas de Betão Armado I*. FCT-UNL, 2009.
- [30] Machado R, Lopes F, Brito J e Correia J R. *Estruturas Prefabricadas de Edifícios*. IST-UTL.
- [31] Marchão C e Appleton J. *Estruturas de Betão II - Módulo 1 - Pré-Esforço*. IST -UTL, 2011.
- [32] Luisa et al. Massarani. *Bola no pé - a incrível História do Futebol*. Cortez.
- [33] Ramos A e Lúcio V. *Estruturas de Betão Armado II*. FCT-UNL, 2010.

- [34] Pedro J, Lopes N, Santos T M, Viana P e Oliveira P. Concepção, projecto e construção do novo Estádio dos Barreiros, no Funchal. *BE2010 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2010*, 2010.
- [35] Pfeil W. *Concreto Protendido Vol. 1 - Introdução*. LTC Editora, 1984.
- [36] REBAP. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*.
- [37] Santos P. Projecto de estruturas de um edifício de acordo com os eurocódigos EC1, EC2 e EC8. Dissertação de mestrado, IST - UTL, 2010.
- [38] Tristão G A. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. Dissertação de mestrado, EESC/USP, 2002.