

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E COMANDO DA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE FOZ TUA

NELSON MANUEL DE JESUS TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS.

Orientador: Professor Manuel Maria Basílio Pinho de Miranda

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

À memória do meu Pai

“Pedras no caminho? Guardo todas, um dia vou construir um castelo...”

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Prof. Pinho de Miranda, orientador científico desta tese, pela disponibilidade com que me acompanhou ao longo da elaboração deste trabalho.

Gostaria também de agradecer a todos os professores da opção de estruturas, em particular ao Prof. Doutor Nelson Vila Pouca e ao Prof. Doutor Miguel Castro.

Aos Eng. Mahomed Irfan (EDP – Gestão da Produção de Energia, SA) e Eng. Luís Silva (PPSEC, LDA) pela imensa disponibilidade que demonstraram em dar uma óptica mais prática da actividade de projecto e em particular no uso do software usado nesta dissertação, o Autodesk Robot Structural Analysis 2010.

Aos meus colegas do curso de engenharia, em especial ao Capela, Sousa e Gomes sem os quais este caminho teria sido bastante mais árduo.

Á minha mãe, irmãs, os “avós” Isabel e António e os “padrinhos” Isabel e Vítor pelo incentivo e imenso apoio.

Por fim à Ana, o pilar da minha vida.

RESUMO

Este trabalho visa validar na prática as matérias abordadas ao longo do curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na análise, concepção e dimensionamento de estruturas de betão armado. A estrutura em estudo é o edifício de descarga e comando da central hidroeléctrica de Foz Tua. A definição de acções e dimensionamento estrutural seguiram os princípios preconizados nos eurocódigos estruturais. Hoje em dia o recurso a programas automáticos de análise estrutural é essencial na prática da actividade de projecto. Foi usado o programa de análise e dimensionamento estrutural, baseado no método de elementos finitos, o Autodesk Robot Structural Analysis 2010.

PALAVRAS-CHAVE: Análise estrutural, dimensionamento, eurocódigos, Robot Structural Analysis.

ABSTRACT

This work aims to validate in practice the materials covered during the course of MSc in Civil Engineering, analysis and design of concrete structures. The structure under study is the building of discharge and control of the hydroelectric station in Foz Tua. The definition of actions and structural design followed the principles advocated in the structural Eurocodes. Nowadays the use of automated programs for structural analysis is essential to the practice of project activity. The software used for analysis and structural design, based on the finite element method, was Autodesk Robot Structural Analysis 2010.

KEYWORDS: structural analysis, design, eurocodes, Robot Structural Analysis..

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	1
1.2.1. DESCRIÇÃO GERAL DO EMPREENDIMENTO	1
1.2.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E CONTROLO	2
1.3. OBJECTIVOS	4
2. ELEMENTOS DE BASE E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	5
2.1. ELEMENTOS DE BASE	5
2.2. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	5
2.2.1. MATERIAIS	5
2.2.2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	6
2.2.3. PRÉ DIMENSIONAMENTO LAJES	7
2.2.4. PRÉ DIMENSIONAMENTO VIGAS	8
2.2.5. PRÉ DIMENSIONAMENTO PILARES	9
2.2.6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	9
2.2.7. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES	11
2.2.8. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS	12
2.2.9. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES	16
3. ACÇÕES	21
3.1. ACÇÕES PERMANENTES	21
3.1.1. PESO PRÓPRIO	21
3.1.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES	21
3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	21

3.2.1. SOBRECARGAS	21
3.2.2. VENTO.....	22
3.2.3. NEVE.....	29
3.2.4. SISMO	30
3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	34
4. PRÉ DIMENSIONAMENTO	35
4.1. LAJES	35
4.1.1. LAJES DO PISO 2	35
4.1.2. LAJES DO PISO 3	37
4.1.3. LAJES DA COBERTURA	38
4.2. VIGAS.....	39
4.2.1. VIGAS DO EDIFÍCIO DE COMANDO	39
4.2.2. VIGAS DA COBERTURA DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E MONTAGEM.....	42
4.2.3. VIGA DE CAMINHO DE ROLAMENTO DA PONTE ROLANTE	43
4.3. PILARES.....	44
4.3.1. PILARES DO EDIFÍCIO DE COMANDO	44
4.3.2. PILARES DA DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E MONTAGEM.....	45
4.4. SOLUÇÃO COM PAREDES ESTRUTURAIS	45
5. MODELAÇÃO.....	47
5.1. MATERIAIS ESTRUTURAIS.....	47
5.2. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA.....	47
5.2.1. LAJES.....	48
5.2.2. VIGAS E PILARES	48
5.2.3. ELEMENTOS AUXILIARES.....	49
5.3. MODELAÇÃO DAS ACÇÕES.....	49
5.3.1. PESO PRÓPRIO	49
5.3.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES	50
5.3.3. SOBRECARGAS	50
5.3.4. VENTO.....	51
5.3.5. NEVE.....	51
5.3.6. SISMO	52

5.4. COMBINAÇÃO DAS ACÇÕES	60
5.4.1. COEFICIENTES DE SEGURANÇA	61
5.4.2. ACÇÃO VARIÁVEL BASE - SOBRECARGA	61
5.4.3. ACÇÃO VARIÁVEL BASE - VENTO	61
5.4.4. ACÇÃO VARIÁVEL BASE - NEVE	61
5.4.5. ACÇÃO VARIÁVEL BASE - SISMO	62
6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL AOS ELU E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA AOS ELS	63
6.1. EFEITOS DE 2ª ORDEM	63
6.2. LAJES, ELU	64
6.2.1. EDIFÍCIO DE COMANDO – LAJES DO PISO 2	65
6.3. LAJES, ELS	69
6.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	69
6.3.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO	70
6.4. VIGAS, ELU	71
6.4.1. VIGA DA COBERTURA DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E COMANDO	72
6.5. VIGAS, ELS	74
6.6. PILARES	74
7. CONCLUSÕES	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Aproveitamento Hidroeléctrico de Foz Tua (Coba)	3
Fig. 1.2 – Esboço arquitectónico Foz Tua (EDP)	3
Fig. 1.3 – Edifício Baixo Sabor – Piso 2 (EDP)	3
Fig. 2.1 – Modelação com pilares.....	6
Fig. 2.2 – Modelação com paredes	6
Fig. 2.3 – Efeito arco (Appleton, J. ; Marchão, C.)	11
Fig. 2.4 – Modelo de treliça (EC2 figura 6.5)	12
Fig. 2.5 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EC8)	14
Fig. 2.6 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares (EC8)	18
Fig. 2.7 – Esquema auxiliar para determinação de $\sum M_{Rb}$ num nó (Michael N. Fardis, 2008)	18
Fig. 3.1 – Carga móvel (ponte rolante)	22
Fig. 3.2 – Altura de referência Z_e (de EC 1 P. 1-4, fig.7.4)	24
Fig. 3.3 - Procedimentos para superfícies verticais (EC1 P. 1-4, fig.7.5)	24
Fig. 3.4 - Procedimentos para coberturas em terraço (EC1 - P. 1-4, fig.7.6).....	25
Fig. 3.5 – Método de análise do vento	25
Fig. 3.6 – Pressões em superfícies (EC1 P. 1-4, fig.5.1)	26
Fig. 3.7 – Zonamento Sísmico em Portugal continental (EC8 Fig NA I)	31
Fig.3.8 – Espectros de projecto	34
Fig. 4.1 – Painel extremo e intermédio.....	35
Fig.4.2 – Momentos na direcção x (painel 2)	36
Fig.4.3 – Esforço transverso (painel 2)	36
Fig. 4.4 - Momentos na direcção x (painel 2)	37
Fig. 4.5 – Esforço transverso x (painel 2)	38
Fig. 4.6 – Painéis na cobertura (ponte rolante)	39
Fig. 4.7 – Área Influencia Viga piso 2.....	40
Fig. 4.8 – Momento flector (Viga piso 2)	40
Fig. 4.9 – Esforço transverso (Viga piso 2)	40
Fig. 4.10 – Momento flector (Viga piso 3)	41
Fig. 4.11 – Esforço transverso (Viga piso 3)	41
Fig. 4.12 – Momento flector (Viga cobertura)	41
Fig. 4.13 – Esforço transverso (Viga cobertura)	41

Fig. 4.14 – Área de influencia (vigas cobertura)	42
Fig. 4.15 – Viga principal cobertura (diagramas de esforços)	43
Fig. 4.16 – Esquema estrutural pilares	44
Fig. 5.1 – Modelo tridimensional	47
Fig. 5.2 – Modelação lajes (Malha elementos finitos)	48
Fig.5.3 – Vigas e Pilares (Modelação)	48
Fig. 5.4 – Utilização de barras auxiliares	49
Fig.5.5 – Sobrecarga em todas as superfícies.....	50
Fig.5.6 – Alternância de sobrecarga – 1º caso	50
Fig.5.7 – Alternância de sobrecarga – 2º caso	51
Fig.5.8 – Carga móvel (carga em posição intermédia)	51
Fig.5.9 – Modo1 (freq. 1.3Hz)	53
Fig.5.10 – Modo 2 (freq. 2.68 Hz)	53
Fig.5.11 – Modo 3 (freq. 3.04 Hz)	54
Fig.5.12 – Modo 4 (freq. 3.55 Hz)	54
Fig.5.13 – Modo 5 (freq. 3.90 Hz)	55
Fig.5.14 – Modo 6 (freq. 4.49 Hz)	55
Fig.5.15 – Modo 7 (freq. 4.85 Hz)	56
Fig.5.16 – Modo 8 (freq. 5.11 Hz)	56
Fig.5.17 – Modo 9 (freq. 5.28 Hz)	57
Fig.5.18 – Modo 10 (freq. 5.40 Hz)	57
Fig.5.19 – Modo 11 (freq. 5.50 Hz)	58
Fig.5.20 – Modo 12 (freq. 5.90 Hz)	58
Fig.5.21 – Modo 13 (freq. 6.3 Hz)	59
Fig.5.22 – Modo 14 (freq. 6.44 Hz)	59
Fig.5.23 – Modo 15 (freq. 6.73 Hz)	60
Fig. 6.1 – Localização do pilar com maior deslocamento horizontal	63
Fig. 6.2 – Mxx (armadura inferior)	65
Fig. 6.3 – Myy (armadura inferior)	65
Fig. 6.4 – Mxx (armadura superior)	65
Fig. 6.5– Myy (armadura superior)	66
Fig.6.6 – Regras para armadura de canto (Reg. Britânico)	67
Fig.6.7 – Corte sobre faixa de pilar (Mxx armadura superior)	67

Fig.6.8 – Esforço transversal de cálculo	69
Fig.6.9 – Mapa flechas (pisso 2)	71
Fig. 6.10 – Envolveinte momentos flectores (viga da cobertura)	72
Fig. 6.11 – Envolveinte esforço transversal (viga da cobertura)	72
Fig. 6.12 – Indicação do pilar dimensionado	75
Fig. 6.13 – Diagrama interacção N-M (Pilar P)	76

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais características dos materiais utilizados.....	5
Tabela 2.2 – Critérios Pré-Dimensionamento (Lajes)	8
Tabela 2.3 – Critérios Pré-Dimensionamento (Vigas)	8
Tabela 2.4 – Valores de a (§5.8.9(4) EC2)	16
Tabela 3.1 – Restantes cargas permanentes	21
Tabela 3.2 - Sobrecargas.....	32
Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão nas superfícies verticais	27
Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão na cobertura	27
Tabela 3.5 – Pressão nas superfícies da estrutura.....	29
Tabela 3.6 – Parâmetros de cálculo espectro de projecto.....	33
Tabela 4.1 – Resultados pré dimensionamento piso 2.....	37
Tabela 4.2 – Resultados pré dimensionamento piso 3.....	38
Tabela 4.3 – Resultados pré dimensionamento cobertura	39
Tabela 4.4 – Resultados pré-dimensionamento Vigas	42
Tabela 4.5 – Resultados pré-dimensionamento	43
Tabela 4.6 – Resultados pré-dimensionamento (viga caminho de rolamentos)	44
Tabela 4.7 – Pré dimensionamento pilares.....	45
Tabela 5.1 – Características dinâmicas da estrutura.....	52
Tabela 5.2 – Coeficientes parciais	61
Tabela 6.1 – Verificação aos efeitos de 2ª ordem	64
Tabela 6.2 – Esforços de dimensionamento Reg. britânico	66
Tabela 6.3 – Resultados dimensionamento armaduras principais (Laje piso2)	68
Tabela 6.4 – Resultados dimensionamento (esforço transversal).....	69
Tabela 6.5 – Tensões na Armadura (comb. Quase permanente)	70
Tabela 6.6 – Cálculo da flecha a $\frac{1}{2}$ vão (Laje piso2)	71
Tabela 6.7 – Resultados de dimensionamento (viga da cobertura)	73
Tabela 6.8 – Momentos resistentes (viga da cobertura).....	73
Tabela 6.9 – Esforço transversal de cálculo (viga de cobertura).....	73
Tabela 6.10 – Resultados de dimensionamento ao esforço transversal	74
Tabela 6.11 – Dimensionamento armadura (Pilar)	75
Tabela 6.12 – Momento resistente (Pilar)	76

Tabela 6.13 – Verificação flexão bi-axial (Pilar) 76

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Numa altura em que a utilização de energia mais limpa para o planeta começa a ganhar uma importância vital, a aposta em Portugal num parque eólico eficaz na produção de energia eléctrica para servir a população portuguesa tem vindo a aumentar significativamente nos últimos anos. No entanto a utilização de energia eólica para servir a rede eléctrica nacional é uma opção de risco, pois nem sempre as condições atmosféricas são favoráveis. Para manter a aposta da produção em parques eólicos torna-se necessário ter outras unidades de produção prontas a fornecer energia à rede no mais curto espaço de tempo possível. Por outro lado Portugal apresenta um défice histórico de produção de energia, sendo frequentemente necessário recorrer à importação deste bem. É neste contexto que se avança para a construção de 10 novos empreendimentos hidroeléctricos em Portugal. Este plano é crucial para, por um lado ter reservas de energia em água prontas a entrar em funcionamento em caso de necessidade, por outro garantir a independência energética de Portugal uma vez que a importação de energia continua a ter um peso significativo no consumo energético dos portugueses.

Este tipo de empreitada, desde a sua concepção até à execução, apresenta inúmeros desafios ao engenheiro civil. De facto, o engenheiro, provavelmente não encontrará noutro tipo de obra, um desafio igual. Desde o corpo da barragem em si, passando pelos circuitos hidráulicos, e pelo edifício de descarga e controlo, uma obra desta natureza percorre praticamente todas as matérias abordadas nas escolas de engenharia. Por outro lado, existem matérias que as escolas não cobrem. Torna-se necessário que quem adquire conhecimentos neste tipo de projectos os transmita às gerações seguintes.

Sendo, um projecto desta natureza, de uma complexidade grande, quer pelas suas valências técnicas, quer pela sua grandiosidade, pretende-se com este trabalho, abordar apenas o dimensionamento estrutural do edifício de descarga e comando de uma central hidroeléctrica. Dos 10 aproveitamentos hidroeléctricos previstos para construção em Portugal, toma-se como orientação o Aproveitamento Hidroeléctrico de Foz Tua.

1.2. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

1.2.1 – DESCRIÇÃO GERAL DO EMPREENDIMENTO

O aproveitamento hidroeléctrico de Foz Tua ficará localizado no rio Tua, afluente do rio Douro, e perto da confluência entre estes 2 rios. Na figura 1.1 apresenta-se a localização e implantação do aproveitamento.

APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE FOZ TUA

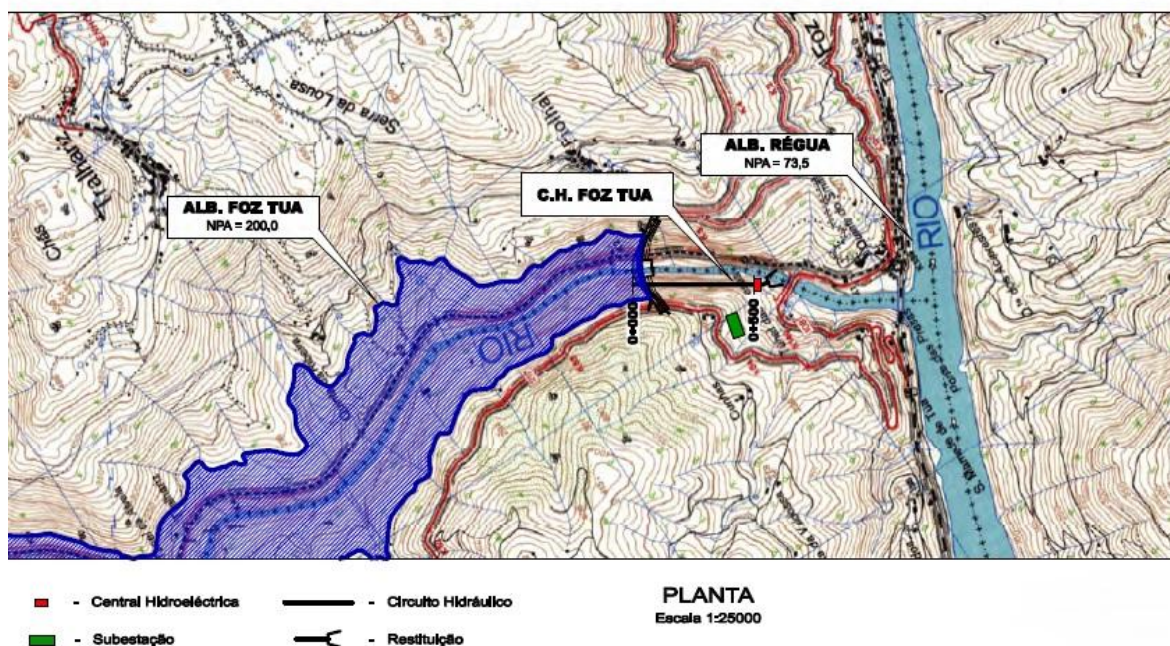


Fig. 1.1 – Aproveitamento Hidroeléctrico de Foz Tua (Coba)

O aproveitamento será destinado à produção de energia eléctrica, tendo no entanto um papel importante a desempenhar no controlo de cheias do rio Douro.

O aproveitamento previsto será constituído por:

- Barragem em betão do tipo abóbada com cerca de 135m de altura máxima e cerca de 320 m de comprimento de coroamento.
- Circuito hidráulico com cerca de 600m de comprimento.
- Central subterrânea com edifício de comando e controlo à superfície.
- Subestação e linhas de ligação entre o aproveitamento e a rede eléctrica nacional.

Este aproveitamento com uma queda útil nominal de 118m e um caudal de 230m³/s será equipado com uma potência total de 230 MW.

1.2.2 – DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E CONTROLO

Existindo apenas esboços de arquitectura referentes ao edifício de descarga e controlo do aproveitamento de Foz Tua, recorre-se ao projecto já existente relativo ao aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor. No entanto, a solução em betão armado idealizada para a cobertura é diferente da solução adoptada no edifício do Baixo Sabor, pelo que na concepção estrutural da cobertura segue-se o idealizado relativamente ao edifício de Foz Tua. A figura seguinte apresenta um esboço arquitectónico do Edifício de Foz Tua.

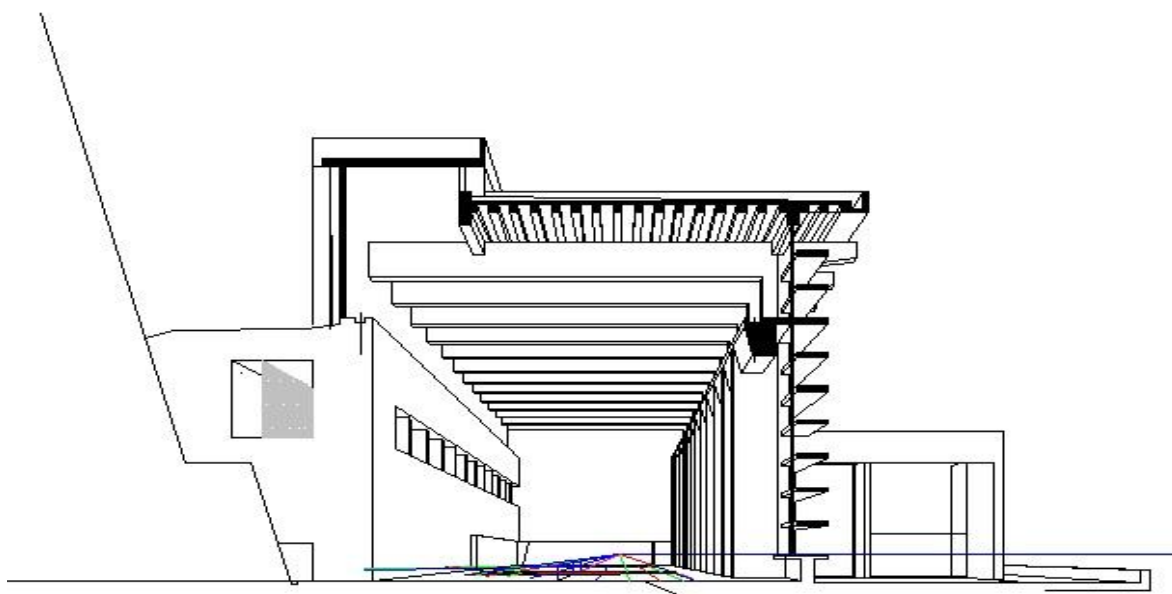


Fig. 1.2 – Esboço arquitectónico Foz Tua (EDP)

Tal como a solução a adoptar em Foz Tua, o edifício do Baixo Sabor é composto por 3 corpos separados por 2 juntas de dilatação, com dimensões totais em plantas de 115m por 30m. Este trabalho apenas vai estudar a parte central do edifício, entre juntas de dilatação. Na figura 1.3 é apresentado o piso 2 do edifício, bem como a delimitação a azul da zona a estudar.

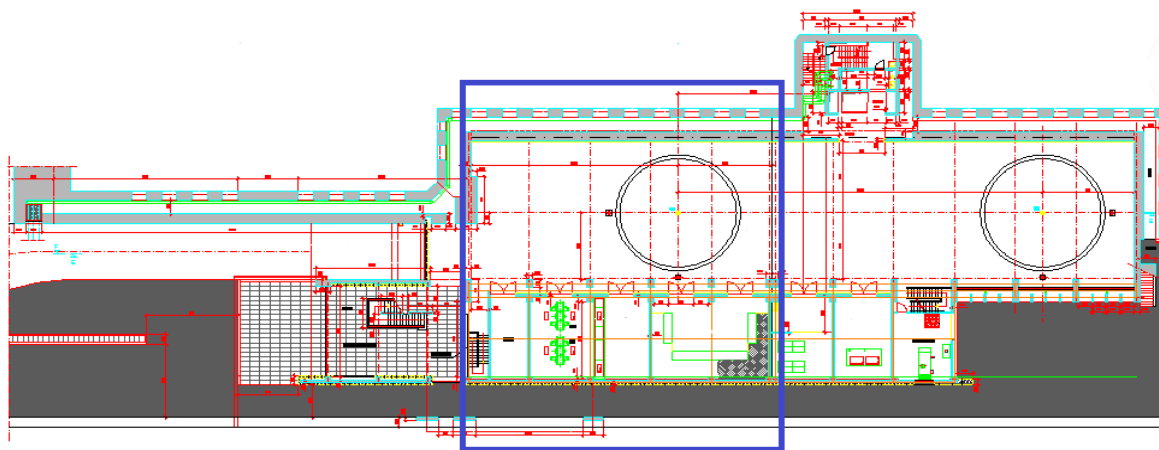


Fig. 1.3 – Edifício Baixo Sabor – Piso 2 (EDP)

O edifício a estudar é composto por um edifício técnico, constituído por 3 pisos, destinado ao comando do aproveitamento e a albergar os mais diversos equipamentos. O primeiro piso é enterrado e destina-se a sala de vestuário e arquivo. No 2º piso estarão os mais diversos equipamentos referentes ao funcionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente baterias, geradores, salas de diesel. No 3º piso estará a sala de comando propriamente dita, bem como local de reuniões e bar de apoio. Junto a este edifício, ficará o edifício de descarga e montagem equipado com 2 pontes rolantes que servirão para o transporte de equipamentos, desde a superfície até à central hidroeléctrica, através de poços

verticais. As pontes rolantes apoiam no lado do edifício de comando numa viga e no lado de tardo num muro de betão armado que também servirá de apoio para os pilares do pórtico. A parte do edifício em estudo tem as dimensões em planta de 30m x 28.9m, com uma altura total de 23.0 m, dos quais 3.8m serão enterrados.

1.3. OBJECTIVOS

Neste trabalho pretende-se validar as matérias abordadas ao longo do curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil no projecto prático de estruturas de betão armado, concepção e dimensionamento de estruturas de edifícios. Pela sua complexidade, um projecto deste tipo necessita de alguma experiência prática, que não se obtém meramente frequentando um curso superior de engenharia. Por isso mesmo, este trabalho é meramente académico, e concerteza que virá com imprecisões e/ou omissões próprias da falta de experiência do seu autor.

Hoje em dia, o uso de software de análise estrutural é essencial no projecto de estruturas. Neste trabalho o autor recorreu ao Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, como ferramenta de análise estrutural. Um pré dimensionamento cuidado e efectuado com bom senso é essencial na optimização de tempo e recursos consumidos em projecto. Do mesmo modo um pré dimensionamento efectuado com rigor servirá como uma rede de segurança ao projectista, na interpretação dos resultados obtidos pelo software de análise estrutural.

Este trabalho está organizado em 7 capítulos. Este primeiro capítulo está destinado à apresentação geral do trabalho. No capítulo 2 faz-se a descrição dos elementos de base e apresenta-se os critérios usados no dimensionamento. O capítulo 3 aborda as acções a considerar e no capítulo 4 faz-se o pré dimensionamento. No capítulo 5 descreve-se a modelação estrutural e no capítulo 6 faz-se o dimensionamento e verificações aos estados últimos de serviço e utilização de algumas peças tipo da estrutura. No capítulo 7 faz-se as conclusões finais.

ELEMENTOS DE BASE E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

2.1. ELEMENTOS DE BASE

Os elementos de base foram fornecidos pela EDP-Produção e consistem em:

- Peças desenhadas referentes a esboços de arquitectura do edifício de Foz Tua;
- Peças desenhadas referentes à localização em planta dos respectivos órgãos que compõem o empreendimento de Foz Tua;
- Peças desenhadas referentes ao perfil orográfico do vale de Foz Tua;
- Peças escritas referentes aos critérios de projecto civil de centrais hidroeléctricas adoptados pela EDP;
- Peças desenhadas referentes à fase de anteprojecto do edifício de comando e controlo da Barragem do Baixo Sabor. (A solução a adoptar em Foz Tua será similar);
- Peças escritas referentes a pontes rolantes, nomeadamente as linhas de carga a utilizar em dimensionamento;
- Estudo de Impacte Ambiental
- Anexo relativo ao aproveitamento hidroeléctrico de Foz Tua do Plano Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH).

2.2. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

2.2.1. MATERIAIS

Os materiais estruturais considerados neste trabalho são o betão com a classe de resistência C25/30, sendo as suas características de resistência e de deformação retiradas do quadro 3.1 do Eurocódigo 2, e o aço de classe de resistência S500NR. A tabela seguinte apresenta as principais características dos materiais supra citados.

Tabela 2.1 – Principais características dos materiais utilizados

Betão C25/30								Aço S500NR		
f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	Peso	$E_{c,28}$	G	ν	α	f_{syk}	f_{syd}	Es
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]	[GPa]	[GPa]	[-]	[1/°C]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
25.0	16.66	2.6	25.0	31.0	12.91	0.2	1.0E-5	500.0	435.0	200.0

2.2.2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A modelação estrutural foi executada com recurso ao software de cálculo automático já referido, o Autodesk Robot Structural Analysis Professional, na sua versão 2010.

Com base no esboço de arquitectura, foram equacionadas duas soluções estruturais para o edifício em estudo. As duas soluções diferem na solução estrutural a usar na estrutura de suporte da ponte rolante. Uma primeira solução é materializada recorrendo a um sistema de pilares e vigas. Estes pilares têm uma altura de 7.5m de um lado do pórtico e uma altura de 8.5m do outro lado. Por esse motivo, apresenta-se uma outra solução estrutural em parede de betão armado, eliminando estes pilares da estrutura. As figuras seguintes mostram a modelação das 2 soluções.

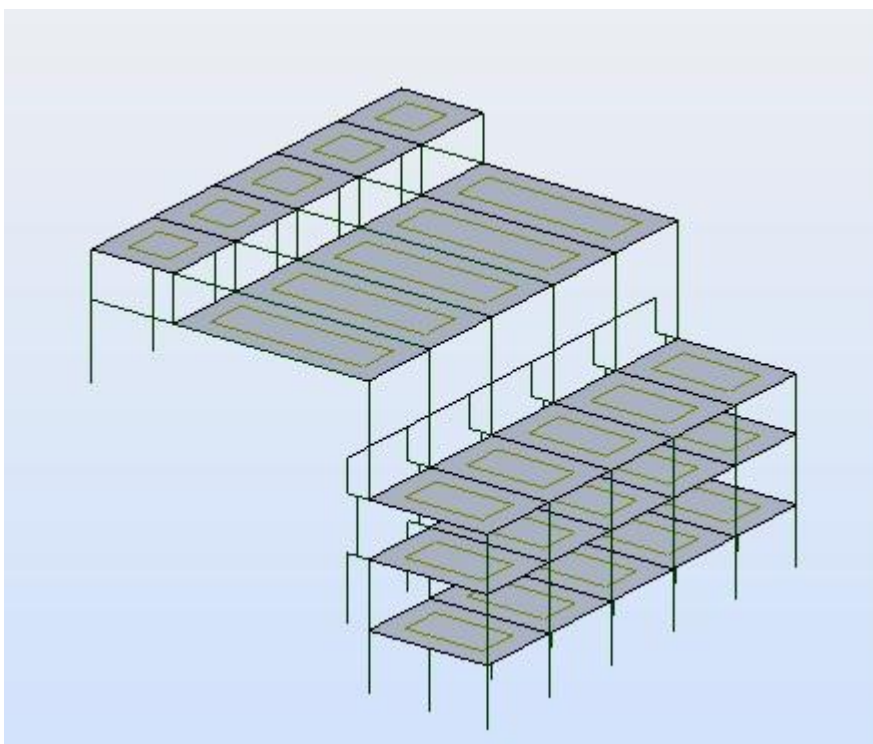


Fig. 2.1 – Modelação com pilares

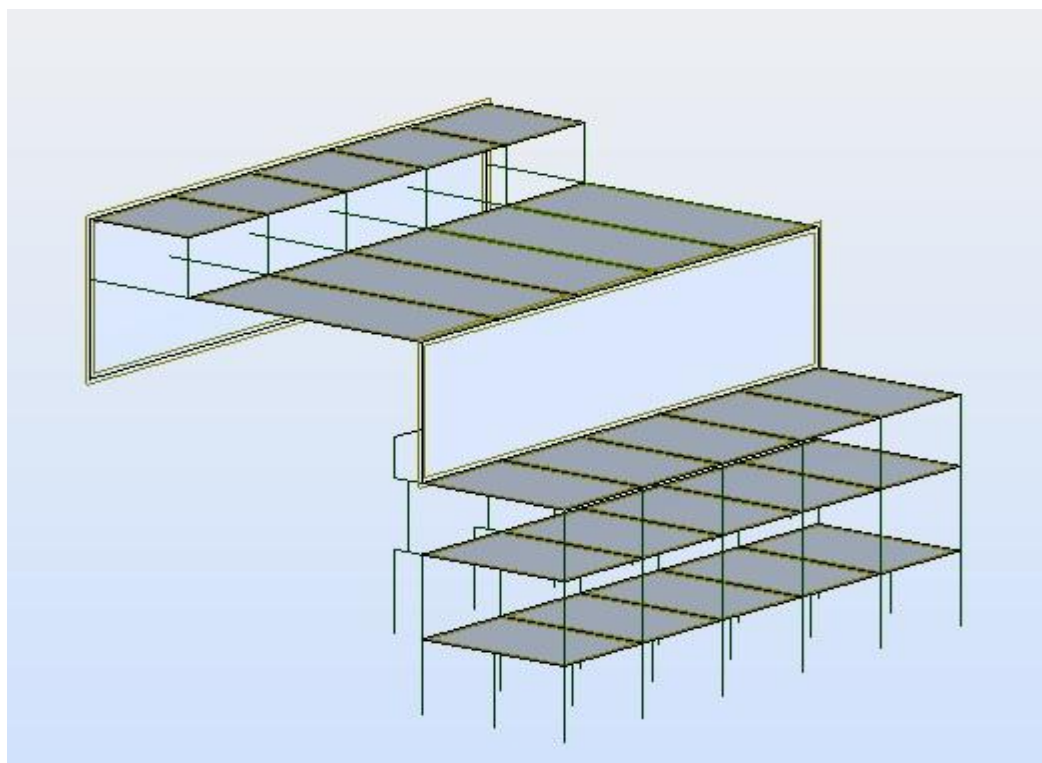


Fig. 2.2 – Modelação com paredes

2.2.3. PRÉ DIMENSIONAMENTO LAJES

Os elementos estruturais são pré-dimensionados com base em critérios usados tradicionalmente para esse fim.

O sistema estrutural adoptado para estes elementos é laje maciça vigada. A acção variável base sobrecarga é a acção condicionante no dimensionamento. Tendo em conta o valor desta acção, entre os diferentes pisos, pode-se dividir as lajes em três grupos: laje do piso 2, laje do piso 3 e cobertura. Enquanto que as lajes que servem o edifício de comando propriamente dito funcionam em flexão bidireccional, na cobertura do edifício de descarga e montagem, teremos um tipo de laje a funcionar em flexão unidireccional devido à grande diferença entre as dimensões dos vãos.

As sobrecargas consideradas, excepto na cobertura, não são sobrecargas correntes usadas em edifícios de betão armado, pelo que as relações vão/altura útil normalmente usadas no pré dimensionamento deste tipo de elementos estruturais não será o melhor critério a usar, razão pela qual estas relações serão tomadas apenas para estabelecer uma espessura inicial. Os valores adoptados para o momento reduzido foram estabelecidos com base em critérios económicos. Deste modo, a tabela seguinte indica os critérios seguidos em pré-dimensionamento.

Tabela 2.2 – Critérios Pré-Dimensionamento (Lajes)

Relação Vão/altura útil	$L/26$ a 30
Momento Reduzido (μ)	0.07 a 0.10

Onde:

- L é o maior vão da laje considerada;

- μ é o momento flector reduzido dado por
$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.1)$$

Com,

- M_{sd} o momento flector de cálculo;

- d é a altura útil da secção;

- b é a largura da secção;

- f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão.

Considera-se na avaliação do momento flector de cálculo os painéis de laje simplesmente apoiados.

Este tipo de consideração permite o pré-dimensionamento com base num momento máximo, esperando deste modo garantir desde já os estados limites de serviço. Nas lajes de cobertura, o critério de pré-dimensionamento é construtivo, pelo que se assume uma espessura de 20cm nestas lajes, de modo a assegurar um elemento duradouro que satisfaça, durante o seu tempo de vida, os requisitos de utilização, resistência e estabilidade, sem perda significativa de utilidade nem excesso de manutenção. As lajes foram pré dimensionadas admitindo um recobrimento da armadura de 4cm. Recorreu-se ao software já mencionado para avaliar os momentos.

2.2.4. PRÉ DIMENSIONAMENTO VIGAS

Tal como nas lajes, também nas vigas se aplicam critérios de pré dimensionamento tradicionais. Estes critérios são bons pontos de partida para um dimensionamento propriamente dito. Convém mencionar que estes critérios foram estabelecidos para as situações comuns, podendo existir casos em que não será correcto aplicá-los. Aí deve imperar a experiência e o bom senso do projectista. Na tabela 2.2 apresenta-se os critérios de pré dimensionamento de vigas seguidos neste trabalho.

Tabela 2.3 – Critérios Pré-Dimensionamento (Vigas)

Viga em betão armado	$h \approx \frac{L}{10 \text{ a } 12}$
Largura	$\approx 0.4 \times h$
Momento Reduzido (μ)	$0.15 \leq \mu \leq 0.25$

A distribuição de cargas pelas diferentes vigas foi obtida por área de influência, e os parâmetros dimensionais e adimensionais foram obtidos com base numa análise elástica

As dimensões das vigas foram uniformizadas por piso. Deste modo o pré-dimensionamento foi feito com base na viga mais esforçada em cada piso, sendo depois adoptado em todas as vigas do mesmo piso as dimensões obtidas.

2.2.5. PRÉ DIMENSIONAMENTO PILARES

De acordo com o EC8, o edifício em estudo tem uma classe de importância γ_{IV} sendo por isso necessário ser dimensionado para uma classe de ductilidade média. Deste modo, os pilares foram pré dimensionados tomando o valor do esforço axial reduzido igual a 0.6 para a combinação fundamental de acções com a sobrecarga como acção variável base. Este valor de 0.6 é adoptado no REBAP para estruturas de ductilidade melhorada. Fazendo a analogia entre o REBAP e o EC8 podemos dizer que a ductilidade melhorada preconizada no REBAP corresponde no EC8 a estruturas de ductilidade média.

2.2.6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

O dimensionamento foi efectuado para dissipação de energia e ductilidade.

Torna-se por isso necessário cumprir as seguintes condições de modo a garantir a exigência de não colapso para a situação de projecto sísmico:

- 1) *Condição de resistência* – A relação seguinte deve ser satisfeita para todos os elementos estruturais incluindo ligações, e para os elementos não estruturais relevantes:

$$E_d \leq R_d \quad (2.2)$$

onde:

E_d é o valor de cálculo do efeito da acção devido à situação de projecto sísmica, incluindo, se necessário, efeitos de 2ª ordem;

R_d é o valor de cálculo da força resistente de acordo com as regras específicas de cada material usado e os modelos mecânicos relacionados com o tipo de sistema estrutural.

Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (2.3)$$

em que:

Θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projecto sísmica;

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado e quando a análise estrutural é linear pode ser obtido pela seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.4)$$

d_s é o deslocamento de um ponto do sistema devido à acção sísmica de cálculo;
 q_d é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual ao coeficiente de comportamento, q , salvo indicação em contrário;
 d_e é o deslocamento no mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de projecto;
 V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;
 h é a altura entre pisos.

Para valores de Θ entre 0.1 e 0.2 os efeitos de 2ª ordem poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um factor igual a $1/(1-\Theta)$.
 O valor de Θ não deve ser superior a 0.3

- 2) *Condição de ductilidade local e global* – Deve verificar-se que tanto os elementos estruturais como a estrutura no seu todo possuem ductilidade adequada, tendo em conta o aproveitamento da ductilidade expectável associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento. Deste modo o dimensionamento estrutural dos pórticos do edifício obedece ao princípio do “Capacity Design”. Este princípio de dimensionamento permite a formação do maior número possível de rótulas plásticas sem que a estrutura se transforme num mecanismo de colapso. Para que estas rótulas plásticas se formem nas secções pretendidas, torna-se necessário garantir que os momentos resistentes nas vigas sejam inferiores aos dos pilares (princípio “coluna forte/viga fraca”), ou seja, no respectivo nó, a soma dos momentos resistentes das vigas deverá ser inferior à soma dos momentos resistentes dos pilares que confluem no mesmo nó. De acordo com o §4.4.2.3 torna-se necessário garantir que nos nós de ligação e para as duas direcções ortogonais de análise:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \times \sum M_{Rb} \quad (2.5)$$

em que

$\sum M_{Rc}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó em análise,

$\sum M_{Rb}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó em análise.

- 3) *Resistência dos diafragmas horizontais* – Os diafragmas e as cintagens em planos horizontais devem ser capazes de transmitir, com uma sobrerresistência suficiente, os esforços sísmicos de cálculo aos sistemas de contraventamento a que estão ligados. Para este efeito o EC8 considera que uma laje maciça de betão armado serve de diafragma se tiver uma espessura não inferior a 70mm e se for armada nas duas direcções horizontais com, pelo menos, a armadura mínima prevista no EC2.
- 4) *Condições de equilíbrio* – A estrutura do edifício deve ser estável, incluindo o derrubamento ou o deslizamento, na situação de projecto sísmico.
- 5) *Resistência de fundações* – O §4.2.1.6 do EC8 refere que no que respeita à acção sísmica, o projecto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício. Recomenda-se também que os elementos de fundação devam estar ligados entre si e que a sua rigidez seja adequada à rigidez dos elementos verticais que suportam.
- 6) *Condição de junta sísmica* – Os edifícios devem ser protegidos do entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício. Para este efeito, deve-se considerar uma abertura de junta, Δ , de:

$$\Delta = \sqrt{d_{i,1}^2 + d_{i,2}^2} \quad (2.6)$$

Em que d_i é o máximo deslocamento horizontal de cada um dos edifícios em análise, calculados pela expressão 2.4 do presente trabalho.

2.2.7. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE LAJES

A resistência das lajes às cargas aplicadas é garantida por efeito de arco e flexão. Parte do esforço transversal é garantido pelo efeito de arco (fig. 2.3). Por este motivo o aumento da força de tracção nas armaduras devido ao esforço transversal não foi considerado. Torna-se necessário no entanto “atirantar” o arco, devendo a armadura principal ser prolongada até ao apoio em pelo menos 50%.

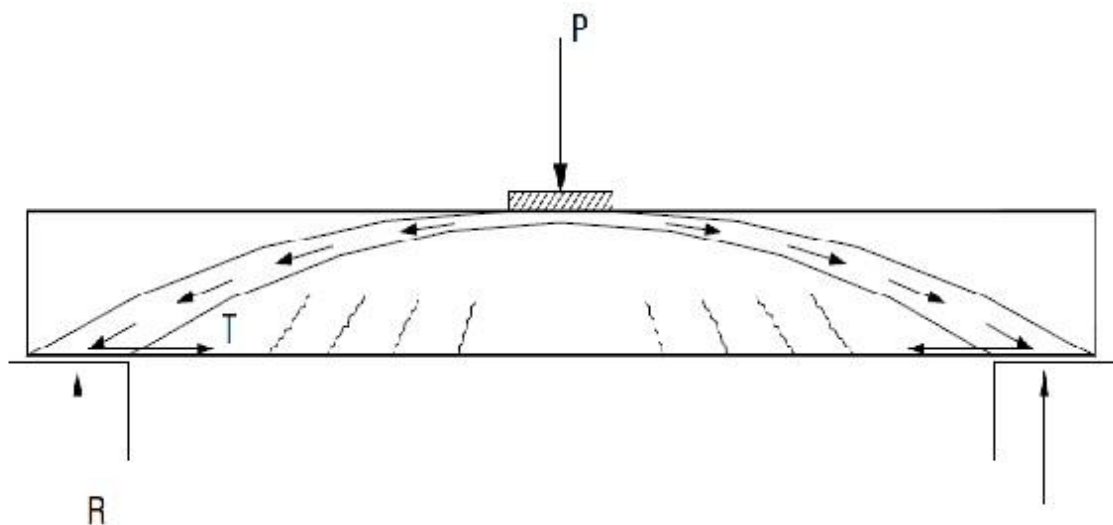


Fig. 2.3 – Efeito arco (Appleton, J. ; Marchão, C.)

O dimensionamento estrutural das lajes foi efectuado recorrendo aos resultados obtidos na análise estrutural.

Os esforços de dimensionamento são dados pelas seguintes expressões:

$$m_{sd,x}^+ = m_{xx} + |m_{xy}| \quad (2.7)$$

$$m_{sd,y}^+ = m_{yy} + |m_{xy}| \quad (2.8)$$

$$m_{sd,x}^- = m_{xx} - |m_{xy}| \quad (2.9)$$

$$m_{sd,y}^- = m_{yy} - |m_{xy}| \quad (2.10)$$

Após a obtenção dos esforços de dimensionamento, recorrendo ao uso de tabelas e ábacos, calcularam-se as percentagens mecânicas de armadura (ω) e as áreas de armadura (A_s) necessárias.

2.2.8. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS

O edifício em estudo foi dimensionado para uma classe de ductilidade média prevista no EC8. Deste modo o dimensionamento estrutural dos pórticos do edifício obedece ao princípio do “Capacity Design” já referido em 2.2.6. Torna-se igualmente necessário garantir que a formação da rótula plástica se dê em flexão, deste modo, procuram-se evitar as roturas por esforço transverso, pois este tipo de roturas é, em geral, frágil podendo resultar no colapso total da estrutura devido à repentina transmissão de esforços para elementos que não foram dimensionados para os suportar. De maneira a evitar este tipo de rotura, a armadura de esforço transverso foi dimensionada, para as zonas críticas das vigas (no caso das vigas de classe de ductilidade média é a região até a uma distância igual à altura da viga a partir de cada extremo da viga junto ao nó de ligação com o pilar, ou em ambos os lados de qualquer outra secção da viga capaz de ceder), para a máxima força de corte que se poderá desenvolver fisicamente.

As vigas, tal como nas lajes, são dimensionadas à flexão recorrendo aos resultados da análise estrutural considerando a envolvente máxima de momentos flectores e esforço axial, dimensionando as vigas para estes esforços de acordo com o EC2.

A verificação ao esforço transverso de acordo com o preconizado no EC2 é baseada no que se segue.

As cargas são transmitidas aos apoios por um modelo de treliça, onde as armaduras transversais e longitudinais funcionam como tirantes e o betão comprimido entre fendas funciona como escora.

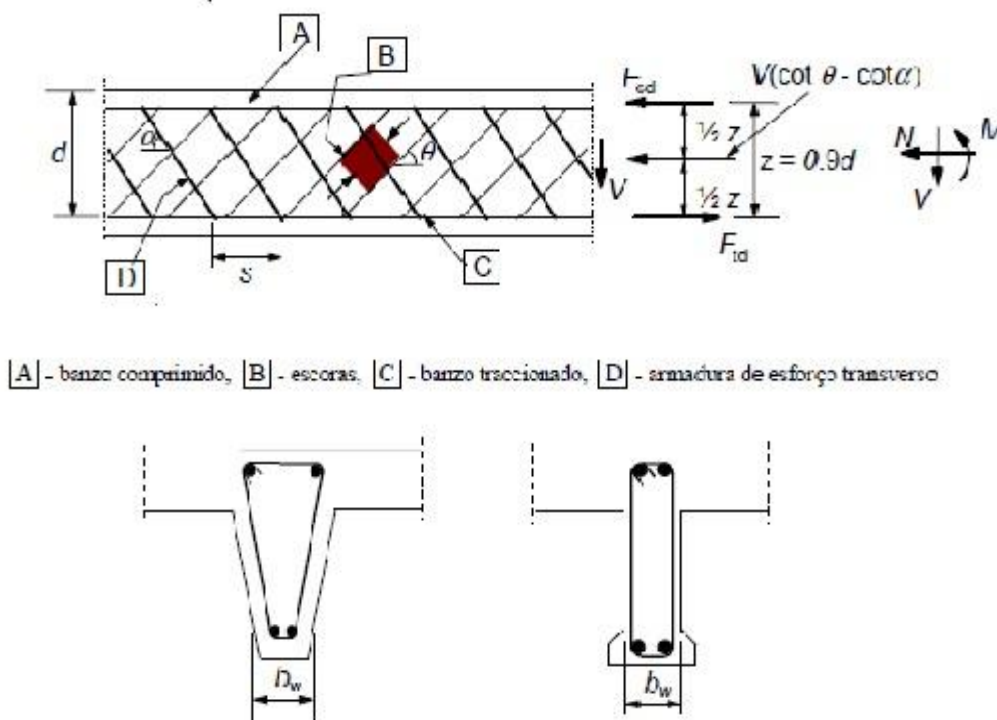


Fig. 2.4 – Modelo de treliça (EC2 figura 6.5)

As expressões de verificação de segurança deste modelo são as seguintes:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.11)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta} \quad (2.12)$$

onde:

f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos;

f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$v_1 = 0.6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão;

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado da tensão na zona comprimida, considerando-se igual à unidade em estruturas sem pré-esforço;

Z é o braço interior da peça, o qual pode ser tomado igual a $0.9d$, sendo d a altura útil da peça.

Θ é o valor admitido para o ângulo entre as bielas inclinadas e o eixo da viga perpendicular à força de corte, sendo que o valor recomendado pelo EC2 corresponde ao intervalo $1 \leq \cot \Theta \leq 2.5$

A equação 2.7 permite calcular a área de armadura transversal, e a equação 2.8 diz respeito à limitação das compressões no betão na alma da viga.

No entanto, para cumprir o dimensionamento para classe de ductilidade média, devem ser cumpridas as regras preconizadas no §5.4.2.2 do EC8 no que respeita a vigas. Deste modo os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a acção de:

- a) a carga transversal que nela actua na situação de projecto sísmica e;
- b) os momentos nas extremidades, $M_{i,d}$, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da acção sísmica. As rótulas plásticas deverão formar-se preferencialmente nas extremidades da viga, na região mais próxima possível do nó viga-pilar.

A figura seguinte mostra o esquema de cálculo

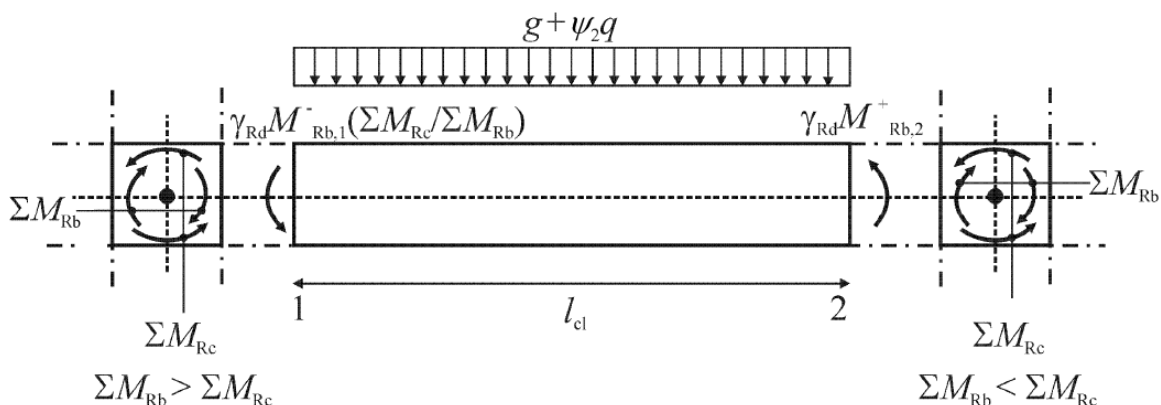


Fig. 2.5 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EC8)

Os momentos nas extremidades, $M_{i,d}$, podem ser determinados da seguinte forma:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.13)$$

onde:

γ_{Rd} é um coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço, que, no caso de vigas de ductilidade média, pode ser considerado igual a 1.0;

$M_{Rb,i}$ é o valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento flector sísmico para o sentido considerado da acção sísmica;

ΣM_{Rc} é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó em análise. Este valor deverá corresponder ao esforço axial no pilar para a combinação envolvendo a acção sísmica;

ΣM_{Rb} é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó em análise.

Conforme o exposto, o valor de cálculo para o esforço transversal de uma viga pode ser feito da seguinte forma:

- Determinar o valor do esforço transversal devido às cargas gravíticas na combinação sísmica $V_{(g+\psi_2.q)}$.
- Somar-se aritmeticamente o resultado anterior com os esforços de corte máximo e mínimo nas extremidades da viga, conforme as expressões seguintes:

$$\max V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \times \left[M_{Rd,bi}^- \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right) + M_{Rd,bj}^+ \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right) \right]}{l_{cl}} + V_{(g+\psi_2.q),i} \quad (2.14)$$

$$\min V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \times \left[M^+_{Rd,bi} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right) + M^-_{Rd,bj} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right) \right]}{l_{cl}} + V_{(g+\psi 2.q),i} \quad (2.15)$$

Onde l_{cl} é o comprimento livre da viga e todas as outras grandezas já foram definidas anteriormente.

Uma vez que a inversão de sinais do esforço de corte apenas precisa de ser considerada nas estruturas de classe de ductilidade alta, basta apenas considerar a expressão 2.14, e posto que a aplicação do princípio de “coluna forte/viga fraca” implica que a soma dos momentos resistentes nos pilares é sempre superior à soma dos momentos resistentes nas vigas, e sendo $\gamma_{Rd}=1.0$, a expressão 2.14 pode, simplificada, ser escrita desta forma:

$$\max V_{i,d} = \frac{M^-_{Rd,bi} + M^+_{Rd,bj}}{l_{cl}} + V_{(g+\psi 2.q),i} \quad (2.16)$$

O dimensionamento das armaduras transversais deverá então ser feito com base nos esforços de corte assim obtidos.

Para satisfazer os requisitos de ductilidade local, o EC8 prescreve ainda as seguintes regras.

- Na zona comprimida da viga é necessário colocar uma armadura não inferior a metade da armadura da zona traccionada, armadura esta adicional à armadura de compressão necessária à verificação da viga ao estado limite último na situação de projecto sísmica. Esta prescrição não é muito clara, no entanto FARDIS, M. ; CARVALHO, E.C. ; *et al* (2005) refere que esta prescrição pretende que, na região crítica dos apoios, a armadura inferior seja pelo menos metade da armadura superior.
- Em todo o comprimento da viga a taxa de armadura da zona traccionada não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo

$$\rho_{\min} = 0.5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.17)$$

- A taxa de armadura na zona traccionada não deve exceder o seguinte valor máximo

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.18)$$

Onde:

ρ' é percentagem de armadura na zona comprimida da viga,

$\varepsilon_{sy,d}$ é o valor de cálculo da extensão de cedência do aço,

μ_{ϕ} é o factor de ductilidade em curvatura que pode ser calculado pelas seguintes expressões:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1, \text{ se } T_1 \geq T_c \quad (2.19)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}, \text{ se } T_1 < T_c \quad (2.20)$$

Onde:

q_0 é o coeficiente de comportamento de referência,

T_1 é o período fundamental da estrutura,

T_c é o período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro sísmico.

2.2.9. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES

O dimensionamento estrutural de pilares segue um procedimento análogo ao já apresentado para as vigas. A capacidade resistente dos pilares de estruturas de classe de ductilidade média, tal como nas vigas, deverão ser calculadas de acordo com o EC2.

A verificação de segurança à flexão desviada foi de acordo com a expressão seguinte:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1.0 \quad (2.21)$$

Em que a varia linearmente de acordo com a tabela

Tabela 2.4 – Valores de a (§5.8.9(4) EC2)

N_{Ed}/N_{Rd}	0.1	0.7	1.0
$a=$	1.0	1.5	2.0

É, no entanto, necessário cumprir as disposições relativas a pilares de classe de ductilidade média previstas no EC8.

De acordo com os §5.1.2 e §5.4.3.2.1 do EC8, o esforço normal reduzido dado pela expressão

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.22)$$

Deverá estar entre os seguintes limites: $0.1 \leq \nu_d \leq 0.65$

Deve ser considerada como zona crítica aquelas que se encontram num comprimento de l_{cr} a partir das secções de extremidade do pilar. Para pilares de classe de ductilidade média, o comprimento, l_{cr} , de acordo com o §5.4.3.2.2 poderá ser obtido de uma forma simplificada através da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left(h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45m \right) \quad (2.23)$$

Onde:

h_c é a maior dimensão da secção do pilar;

l_{cl} é o desenvolvimento livre em altura do pilar, para o piso em análise.

No mesmo §5.4.3.2.2 a altura total do pilar deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal se $l_c/h_c < 3$.

Para se cumprir a filosofia de “capacity design” deve-se garantir que a expressão 2.5 do presente trabalho seja verificada em todos os nós de ligação de vigas.

Os valores de cálculo do esforço transversal devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob a acção dos momentos nas extremidades, $M_{i,d}$, ($i=1,2$ designando as secções de extremidade do pilar) associados à formação de rótulas plásticas (devem no entanto formarem-se primeiro nas vigas) para os sentidos positivos e negativos da acção sísmica, devendo os mesmos ser aferidos pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (2.20)$$

onde:

γ_{Rd} é um coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1.1.

$M_{Rc,i}$ é o valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento flector sísmico para o sentido considerado da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó em análise;

$\sum M_{Rb}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó em análise.

Os valores de $M_{Rc,i}$ e $\sum M_{Rc}$ deverão corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projecto sísmica para o sentido considerado da acção sísmica.

A figura seguinte ilustra valores de cálculo pela capacidade real.

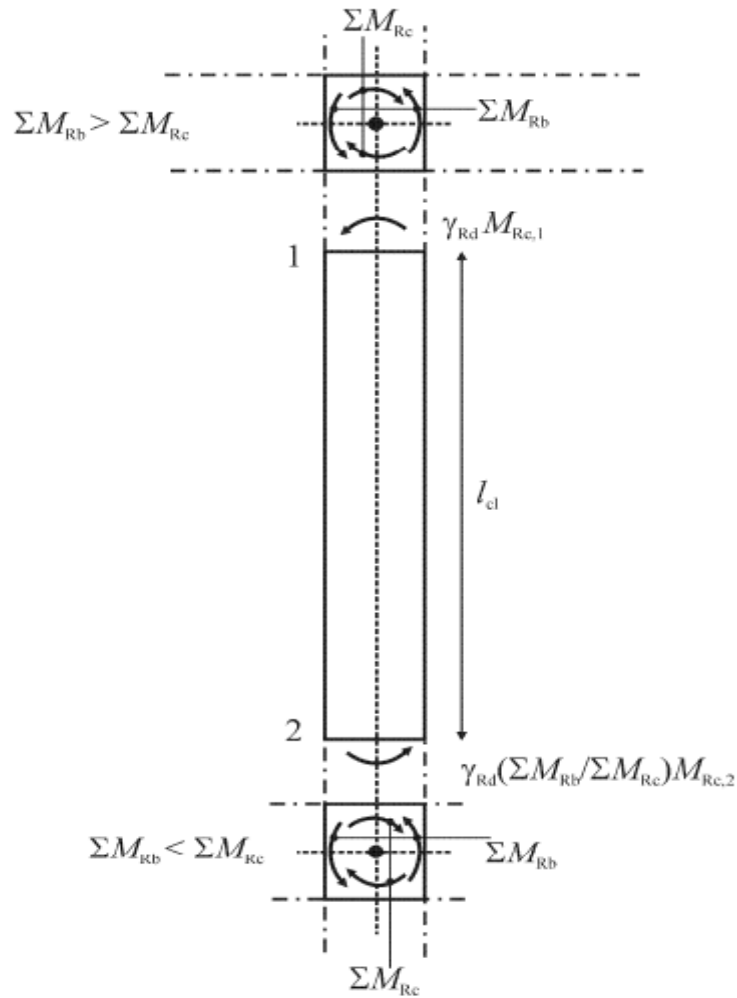


Fig. 2.6 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares (EC8)

Uma vez que o cálculo da armadura resistente das vigas é feito antes do dimensionamento dos pilares, o valor de ΣM_{Rb} já é conhecido, será fácil obter o valor de ΣM_{Rc} a adoptar. No entanto, para o cálculo desta grandeza, para cada direcção ortogonal, deverá ter-se em consideração a situação mais desfavorável, conforme se ilustra na figura seguinte.

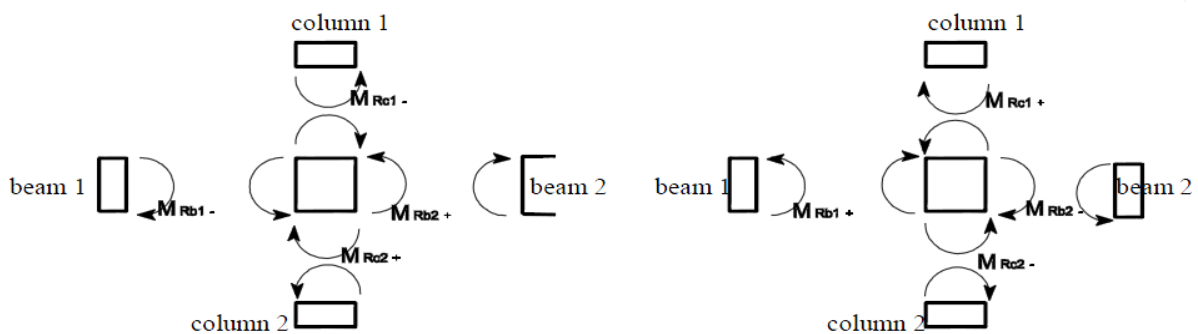


Fig. 2.7 – Esquema auxiliar para determinação de ΣM_{Rb} num nó (Michael N. Fardis, 2008)

Para uma dada armadura resistente vertical, a capacidade resistente à flexão cresce com o valor do esforço axial de compressão, pelo que se deve redistribuir a parcela $1.3\sum M_{Rb}$, atribuindo-se uma parcela menor para o pilar imediatamente acima do nó viga/pilar e uma maior abaixo. FARDIS, M. ; CARVALHO, E.C. ; *et al* (2005) recomenda uma distribuição de 45% / 55% respectivamente. Recorrendo à notação da figura 2.7 o valor de cálculo do momento resistente na extremidade do pilar pode ser calculado de acordo com as seguintes expressões:

$$M_{Rc1} = \left(1.3 \cdot \sum M_{Rb}\right) \cdot 0.45 \quad (2.21)$$

$$M_{Rc2} = \left(1.3 \cdot \sum M_{Rb}\right) \cdot 0.55 \quad (2.22)$$

Pode-se então simplificar para a classe de ductilidade média a expressão 2.20:

$$M_{i,d} = \frac{1.1}{1.3} \cdot M_{Rc,i} \quad (2.23)$$

Tomando $M_{Rc,i}$ o valor da expressão 2.21 ou 2.22 consoante a posição da extremidade do pilar em análise. Pela seguinte expressão obtém-se então o máximo valor da força de corte no pilar:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1d} + M_{2d}}{l_{cl}} \quad (2.24)$$

Sendo l_{cl} a altura livre do pilar.

ACÇÕES

3.1. ACÇÕES PERMANENTES

A definição, quantificação e combinações de acções usadas neste trabalho, seguem o disposto nas normas europeias, nomeadamente nos Eurocódigos 0, 1, 2 e 8.

3.1.1. PESO PRÓPRIO

Os pesos próprios usados para o betão armado e aço seguem o disposto no Anexo A do Eurocódigo1, sendo respectivamente 25kN/m^3 e 77kN/m^3 os valores a considerar.

3.1.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES

Para o revestimento dos pisos utilizaram-se os seguintes valores característicos das restantes cargas permanentes:

Tabela 3.1 – Restantes cargas permanentes

Elementos	Q_k [kN/m^2]
Pisos do edifício	1,5
Cobertura	1,0

Considerou-se também o valor de 3KN/m para o vidro, grelhas e perfis metálicos a colocar na cobertura do edifício de montagem e descarga.

3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

3.2.1 Sobrecargas

Neste tipo de edifícios, dada a sua utilização final, o projectista depara-se com alguma dificuldade em estimar correctamente as sobrecargas a considerar. Existe um desconhecimento elevado acerca dos equipamentos finais a usar, nomeadamente ao nível de quadros eléctricos, quadros de transformadores, geradores, bem como a sua localização que não está ainda definida na altura do dimensionamento estrutural das lajes de piso. Do mesmo modo, no piso onde ficarão as salas de comando, reunião, e convívio, muitas vezes em situações de emergência, algumas salas têm tendência a ficar sobrelotadas. A nível europeu, é muito difícil encontrar bibliografia que faça referência a esta problemática, pelo que o autor recorre aos critérios de projecto usados pela EDP.

Deste modo as sobrecargas a considerar são:

Tabela 3.2 - Sobrecargas

Elemento	Sobrecargas [kN/m ²]
Piso 2	25.0
Piso 3	10.0
Cobertura	1.0

A carga móvel que simula a acção da ponte rolante é a indicada pelo fabricante e conforme a figura que se segue.

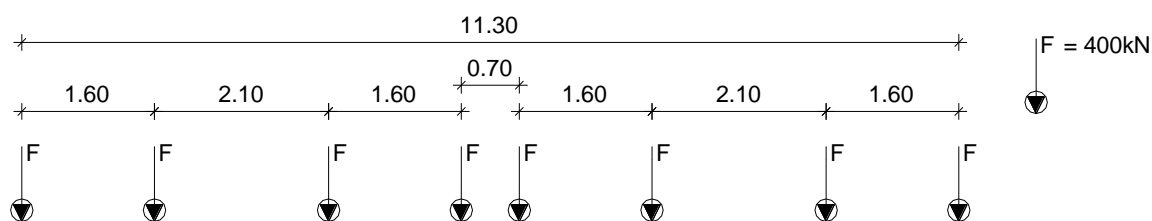


Fig. 3.1 – Carga móvel (ponte rolante)

Não foram tidas em conta os efeitos das acções horizontais nem das vibrações causadas pelo normal funcionamento da ponte rolante por falta de informação dada pelo fabricante, no entanto as acções horizontais são importantes e mesmo condicionantes no dimensionamento do pilares que suportam a viga de caminho de rolamento.

3.2.2 Vento

A acção do vento é determinada recorrendo ao preconizado pelo Eurocódigo 1 parte 1.4.

Na sua cláusula 5.3.(1) o Eurocódigo oferece dois métodos para o calculo da acção do vento em estruturas. O primeiro usando directamente coeficientes de força, e um segundo usando coeficientes de pressão. Seguindo a metodologia para a determinação da acção do vento, através de coeficientes de pressão, na sua clausula 5.3.(3), o Eurocódigo refere que a acção do vento, F_w , que actua numa estrutura ou num elemento estrutural, pode ser determinada pela soma vectorial das forças, $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ e F_{fr} , respectivamente força devido às pressões externas, força devido às pressões internas e a força devido à fricção do vento paralelo às superfícies externas. As expressões correspondentes são as seguintes:

$$F_{w,e} = C_s C_d \times \sum W_e \times A_{ref} \quad (3.1)$$

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref} \quad (3.2)$$

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{ref} \quad (3.3)$$

Onde:

CsCd é o factor estrutural

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad (3.4)$$

$$W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi} \quad (3.5)$$

We é a pressão externa da superfície a uma altura de referência Ze

Wi é a pressão interna da superfície a uma altura de referência Zi

qp é a pressão à velocidade de pico.

Ze é a altura de referência para a pressão externa.

Zi é a altura de referência para a pressão interna.

Cpe é o coeficiente de pressão externa.

Cpi é o coeficiente de pressão interna

Aref é a área de referência de cada superfície.

Cfr é o coeficiente de fricção

Afr é a área da superfície externa paralela à acção do vento.

Relativamente às forças de fricção (Eq. 3.3), o Eurocódigo permite que se despreze estas forças quando a área total de todas as forças paralelas à acção do vento é menor ou igual a quatro vezes a área total de todas as superfícies externas perpendiculares à acção do vento (incluindo as de barlavento e sotavento). O edifício em estudo cumpre este disposto, pelo que se desprezam aqui as forças de fricção.

O factor estrutural é obtido directamente pela cláusula 6.2, sendo, CsCd=1.

Os coeficientes de pressão externa e interna são determinados pela secção 7 do Eurocódigo.

Os coeficientes de pressão externa são dependentes da dimensão em planta da estrutura, pelo que para direcções do vento a 0° e 90°, teremos diferentes procedimentos.

O edifício em estudo tem as dimensões em planta de 30m por 28.9m e uma altura acima do solo de 19.2m.

O corpo do edifício em estudo está inserido na parte interior da estrutura total, pelo que a análise da acção do vento foi efectuando como de um edifício isolado se tratasse, sendo esta acção por isso agravada, já que as forças laterais do vento não condicionam os pilares desta zona da estrutura.

Considera-se que a cobertura em terraço terá um parapeito de 0.6m.

Apresenta-se de seguida as figuras de referência do Eurocódigo, para superfícies verticais e para coberturas em terraço.

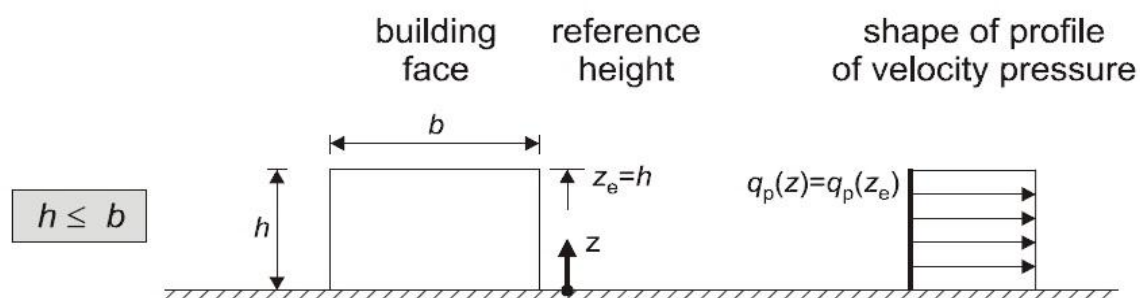


Fig. 3.2 – Altura de referência z_e (de EC 1 P. 1-4, fig.7.4)

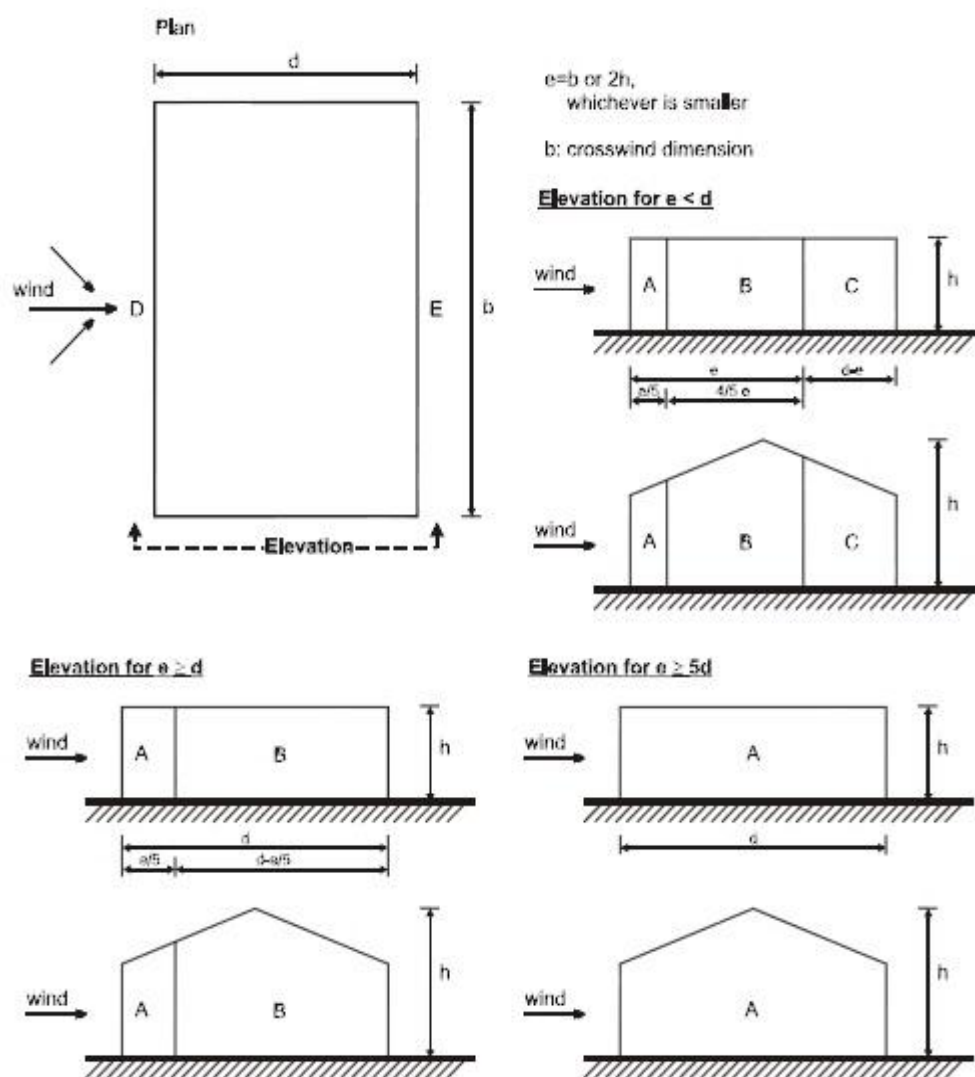


Fig. 3.3 - Procedimentos para superfícies verticais (EC1 P. 1-4, fig.7.5)

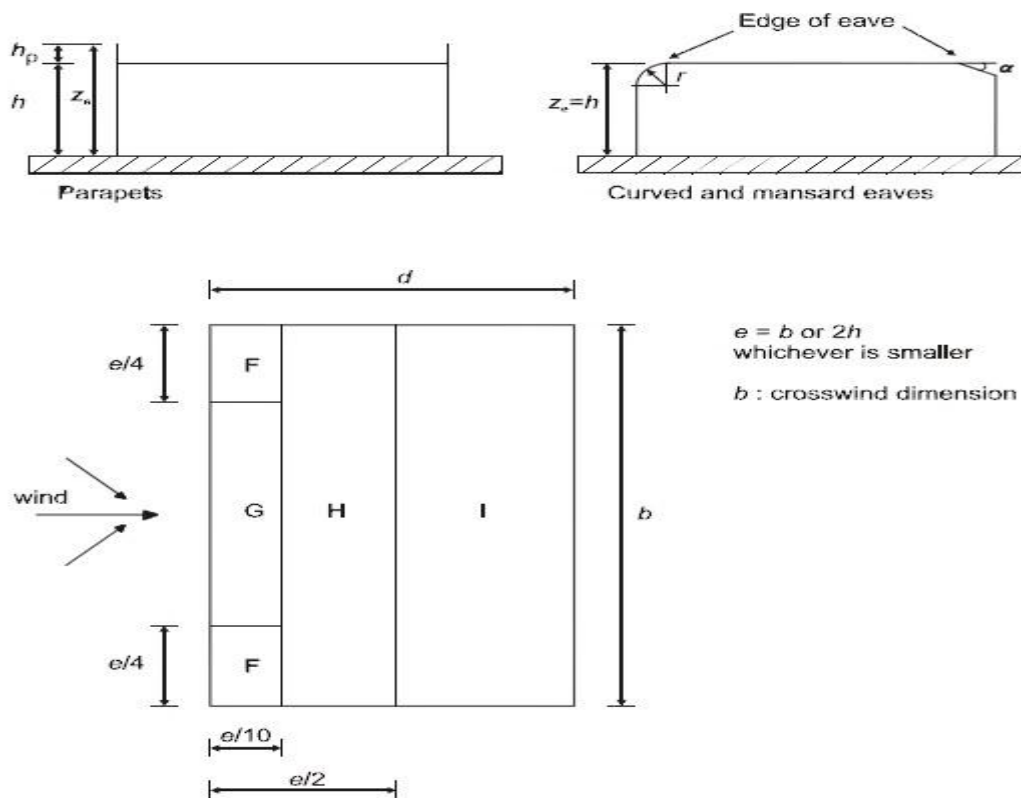


Fig. 3.4 - Procedimentos para coberturas em terraço (EC1 - P. 1-4, fig.7.6)

Considerando então as direcções do vento para 0° e 90° , conforme a figura seguinte:

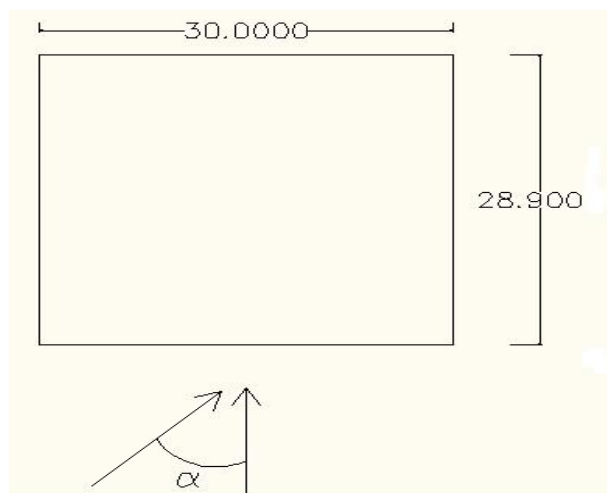


Fig. 3.5 – Método de análise do vento

De acordo com os procedimentos indicados nas figuras 3.2 e 3.3, para um ângulo, $\alpha=0^\circ$, teremos:

$$b=30.0\text{m}$$

$$d=28.9\text{m}$$

$$e=30.0\text{m}$$

$$e>d$$

Para um ângulo, $\alpha=90^\circ$, teremos:

$$b=28.9\text{m}$$

$$d=30.0\text{m}$$

$$e=28.9\text{m}$$

$$e<d$$

No que respeita aos coeficientes de pressão interior, o Eurocódigo indica que, na impossibilidade, ou quando não se justifica considerar diversos cenários para as aberturas nas superfícies verticais, se utilize o mais gravoso entre +0.2 e -0.3. Na figura 3.5 apresenta-se o disposto no Eurocódigo 1 relativamente aos sinais e sentidos das pressões a considerar.

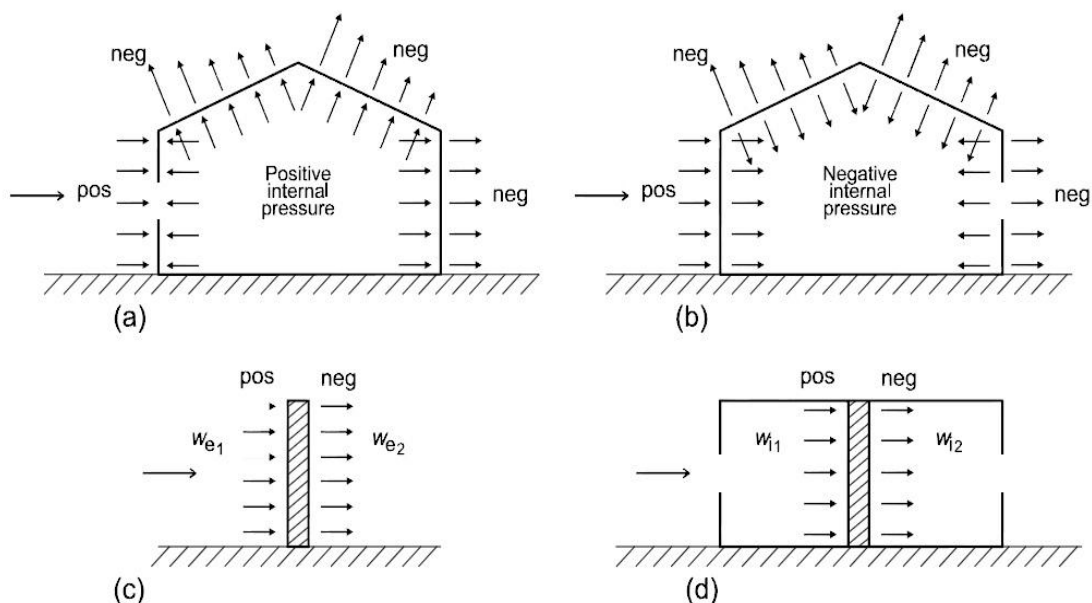


Fig. 3.6 – Pressões em superfícies (EC1 P. 1-4, fig.5.1)

De acordo com a figura, chega-se à conclusão que o coeficiente de pressão mais gravoso é +0.2, pelo que será este coeficiente tido em conta.

Na tabela seguinte pormenoriza-se os coeficientes de pressão externa, interna e os totais.

Os valores são retirados da tabela 7.1 do EC1.

Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão nas superfícies verticais

Cp[]	A	B	C	D	E
Cpe($\alpha=0^\circ$)	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.44
Cpe($\alpha=90^\circ$)	-1.2	-0.8	-0.5	+0.766	-0.432
Cpi	+0.2	+0.2	+0.2	+0.2	+0.2
Cp($\alpha=0^\circ$)	-1.4	-1.0	-	+0.57	-0.64
Cp($\alpha=90^\circ$)	-1.4	-1.0	-0.7	+0.566	-0.632

De igual modo, obtém-se os coeficientes de pressão para a cobertura em terraço, seguindo os procedimentos indicados na figura 3.3. A tabela 7.2 do EC1 indica os valores dos coeficientes de pressão exteriores. Na zona I da cobertura deve-se considerar dois coeficientes de pressão exterior, um negativo e outro positivo de igual valor absoluto.

Na tabela seguinte apresenta-se então os coeficientes de pressão para coberturas em terraço.

Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão na cobertura

Cp[]	F	G	H	I	
Cpe($\alpha=0^\circ$)	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2	+0.2
Cpe($\alpha=90^\circ$)	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2	+0.2
Cpi	+0.2	+0.2	+0.2	+0.2	+0.2
Cp($\alpha=0^\circ$)	-1.8	-1.3	-0.9	-0.4	0
Cp($\alpha=90^\circ$)	-1.8	-1.3	-0.9	-0.4	0

O EC1 recomenda que a altura de referência para superfícies interiores deve ser igual à altura de referência para superfícies exteriores. ($Z_e=Z_i$), logo $q_p(Z_e)=q_p(Z_i)$.

A pressão correspondente à velocidade de pico a uma altura Z_e , $q_p(Z_e)$, é dada por:

$$q_p(Z_e) = [1 + 7 \times I_v(Z_e)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(Z_e) \quad (3.6)$$

onde:

$I_v(Z_e)$ é a intensidade da turbulência à altura Z_e ,

$$I_v(Z_e) = \frac{K_l}{C_0(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (3.7)$$

K_l é o coeficiente de turbulência, o seu valor recomendado é 1.0,

ρ é a densidade do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica. O valor recomendado é de 1,25 kg/m³

$$V_m(Z_e) = C_r(Z_e) \times C_0(Z_e) \times V_b \quad (3.8)$$

Onde:

$$C_r(Z_e) = 0.19 \times \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) \quad (3.9)$$

$C_0(Z_e)$ é o factor orográfico, determinado pelo anexo A3

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad (3.10)$$

$V_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade do vento, sendo o seu valor preconizado no anexo nacional para a zona do nosso edifício de 27m/s.

C_{dir} é o factor direccional

C_{season} é o factor sazonal.

O EC1 recomenda o valor da unidade para os factores direccional e sazonal, logo pela equação 3.10, $V_b=27m/s$.

$C_0(Z_e)=1.13$, determinado pelo disposto no Anexo 3 do EC1.

Considerando Z_e igual à altura total do edifício (ver fig.3.1), e Z_0 igual a 0.05 para terrenos tipo II (Anexo Nacional EC1 p1.4), aplicando a equação 3.9 o factor de rugosidade $C_r(z_e)$ é igual a 1.13.

Logo, pela equação 3.8, a velocidade média do vento $V_m(Z_e)=34.5m/s$

Considerando o valor recomendado para o coeficiente de turbulência, K_l , igual a 1.0, pela equação 3.7, obtém-se o valor da intensidade da turbulência do vento $I_v(Z_e)=0.15$

Podemos então determinar a pressão correspondente à velocidade de pico a uma altura Z_e , $q_p(Z_e)=1525,0$ Pa

Como $Z_e=Z_i$ das equações 3.6 e 3.7, e recorrendo aos coeficientes de pressão globais já determinados e indicados nas tabelas 3.3 e 3.4, apresentamos na tabela seguinte o valor característico da pressão do vento, W , que actua na estrutura.

Tabela 3.5 – Pressão nas superfícies da estrutura

W[kN/m ²]	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
W($\alpha=0^\circ$)	-2.14	-1.53	-	+0.87	-0.98	-2.75	-1.98	-1.37	-0.61	0
W($\alpha=90^\circ$)	-2.14	-1.53	-1.07	+0.86	-0.96	-2.75	-1.98	-1.37	-0.61	0

3.2.3 Neve

O EC1 divide o território continental português em 3 zonas distintas, relativamente à consideração da acção da neve sobre estruturas. O edifício em estudo fica na fronteira de 2 dessas zonas. Nomeadamente nos concelhos de Carrazeda de Ansiães (Zona 1) e Alijó (Zona 2). Na consideração desta acção, vamos tomar a zona 1 (mais desfavorável).

Conforme o enunciado no EC1, parte 1-3, a quantificação da acção da neve em coberturas é feita com base na expressão:

$$S = \mu_i \times S_k \times C_e \times C_t \quad (3.11)$$

Sendo:

μ_i o coeficiente de forma da cobertura.

S_k o valor característico ao nível do solo da acção da neve.

C_e o coeficiente de exposição.

C_t o coeficiente térmico.

O edifício em estudo é composto por uma cobertura isolada com uma pendente com um ângulo menor de 30° , pelo que o valor do coeficiente de forma é $\mu_i=0.8$

S_k obtém-se pelo disposto no anexo nacional do EC1 parte 1-3, e é dada pela expressão:

$$S_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

Onde:

C_z é o coeficiente de zona, e toma o valor de 0.3 para a zona 1

H é a altitude do local em metros, tomando o valor de 102m para o nosso edifício.

Aplicando a equação 3.12, obtemos para o valor característico da acção da neve no solo,

$$S_k = 0.31 \text{ kN/m}^2$$

O edifício em estudo, apesar de ser construído numa zona isolada, é construído contra uma encosta de terreno, pelo que se considera que está numa zona abrigada, tomando para o coeficiente de exposição, C_e , o valor de 1.2

O coeficiente térmico, C_t , deverá ser utilizado para ter em conta a redução de cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica, em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo do calor. A nossa cobertura não tem uma elevada transmissão térmica, pelo que o valor do coeficiente térmico é igual à unidade, conforme o recomendado na clausula 5.2(8).

Recorrendo à equação 3.12, a quantificação da acção da neve em coberturas, S , é:

$$S = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Sismo

O Eurocódigo 8 refere-se ao projecto de estruturas sismo-resistentes. Sendo neste momento já norma europeia, o respectivo anexo nacional proposto pelo Grupo de Trabalho do Eurocódigo 8 ainda se encontra para aprovação pelas autoridades competentes. Apesar disso, esta proposta de anexo já se encontra amplamente divulgada nas mais diversas escolas de engenharia portuguesas que abordam o dimensionamento sísmico em território nacional. Neste trabalho, a verificação sísmica, vai ser feita de acordo com o Eurocódigo 8 e o respectivo anexo nacional que se encontra para aprovação.

O EC 8, quanto à sismicidade, define dois cenários possíveis. Estes dois cenários definem o tipo de acção sísmica que o EC 8 prevê. Assim, é definida a Acção Sísmica tipo 1, para sismos afastados, que ocorrem inter-placas e com uma magnitude normalmente superior a 5,5. A Acção Sísmica tipo 2 compreende os sismos próximos, que ocorrem intra-placas e com magnitudes normalmente inferiores ou iguais a 5,5.

O anexo nacional faz depender o zonamento sísmico do tipo de Acção Sísmica. Esse zonamento, para Portugal continental, é apresentado na figura seguinte.

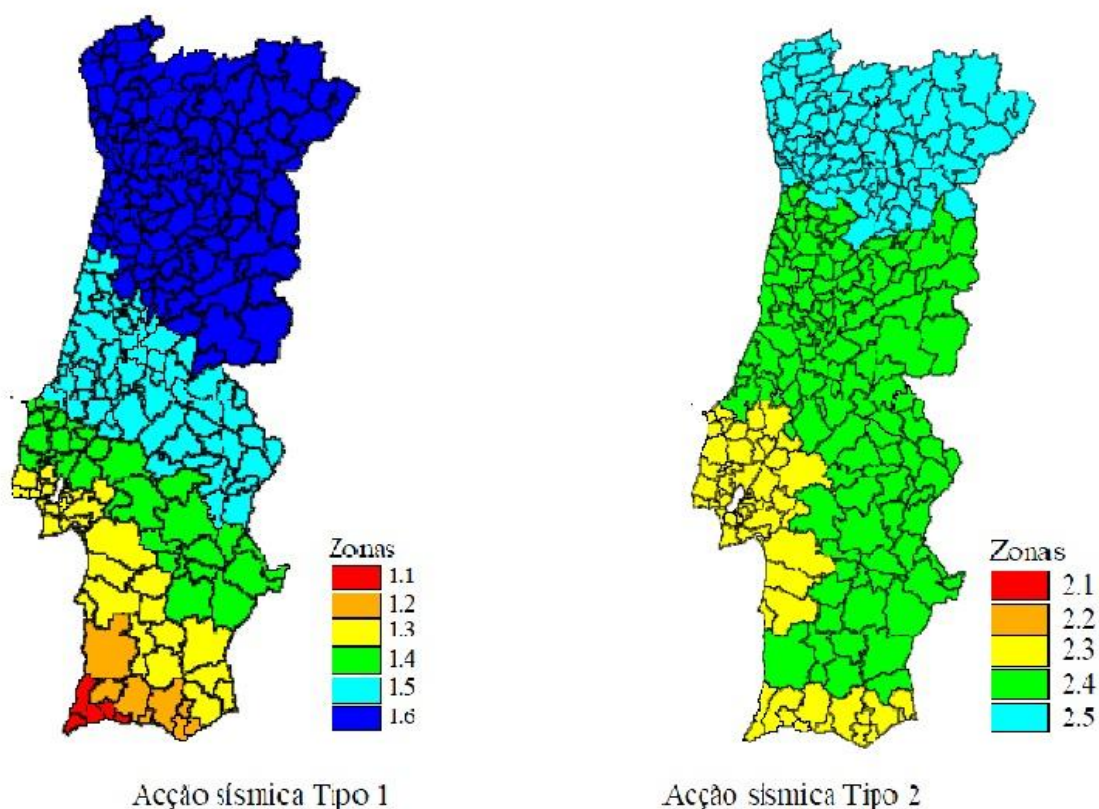


Fig. 3.7 – Zonamento Sísmico em Portugal continental (EC8 Fig NA 1)

O edifício em estudo, para a acção sísmica tipo 1 está localizado na zona 6 e para a acção sísmica tipo 2, está localizado na zona 5.

Para projecto, o EC 8 fornece, no seu §3.2.2.5, o espectro de projecto para análise elástica.

Este espectro de projecto tem em conta a capacidade das estruturas resistirem às acções sísmicas em regime não linear. Deste modo, o dimensionamento pode ser efectuado para esforços inferiores aos que correspondem a uma análise linear elástica. Para evitar análise não linear, o EC 8 permite uma análise linear baseada num espectro de resposta elástico “reduzido”. Esta redução consegue-se afectando o espectro de resposta elástico de um factor de comportamento, q . Este coeficiente de comportamento é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adoptadas no projecto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. O coeficiente de comportamento é obtido através do disposto no §5.2.2.2 do EC8. Este parágrafo define para o limite superior do coeficiente de comportamento o valor resultante da expressão,

$$q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \quad (3.13)$$

onde:

q_0 é o coeficiente de comportamento de referência,

k_w é o coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Para estruturas porticadas e para uma classe de ductilidade média o coeficiente de comportamento básico é dado pela seguinte expressão:

$$q_0 = 3.0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (3.14)$$

onde:

α_u é o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. Este factor poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear global.

α_1 é o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo.

De acordo com a mesma cláusula do EC8 quando o factor de majoração α_u/α_1 não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito, poderão utilizar-se valores aproximados para edifícios regulares em planta. Este coeficiente de majoração toma o valor de 1.3 para edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos.

Na mesma cláusula é também definido o coeficiente k_w , que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, que para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos toma o valor da unidade.

Deste modo, de acordo com as equações 3.13 e 3.14 o coeficiente de comportamento, $q=3.9$.

As expressões que permitem obter o espectro de projecto para análise elástica são:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.18)$$

Onde:

$S_d(T)$ é o valor do espectro de projecto de resposta elástico em aceleração.

T é o período de vibração da estrutura.

$$a_g \text{ é a aceleração de projecto em rocha, sendo } a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (3.19)$$

γ_I é o coeficiente de importância da estrutura, no caso de centrais hidroeléctricas corresponde à classe de importância IV tomando para a acção tipo 1 e acção tipo 2 os valores de 1.95 e 1.5 respectivamente.

a_{gR} é o valor de referência da aceleração à superfície de um terreno tipo A.

S é o factor de terreno.

T_B é o período limite inferior do ramo de aceleração constante.

T_C é o período limite superior do ramo de aceleração constante.

T_D é o período definidor do início do ramo de deslocamento constante.

β é a fracção mínima de aceleração espectral de projecto para análise elástica. O valor recomendado é 0.2.

q é o coeficiente de comportamento.

Na zona de implantação do edifício em estudo, conforme Anexo 1 do Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH), ocorrem essencialmente granitos e formações metassedimentares. Os granitos deverão apresentar-se, em regra, muito alterados superficialmente, melhorando a qualidade do maciço com a profundidade. Das cinco classificações possíveis, previstas no EC 8, quanto à classificações de terreno, o terreno Tipo A, rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, é aquele onde a nossa zona de implantação se insere.

Para as zonas sísmicas tidas em conta, e tipo de terreno A, a tabela seguinte apresenta os parâmetros de cálculo de acordo com o anexo nacional do EC8 a considerar nas expressões 3.15 a 3.18 para a obtenção do espectro de projecto para análise elástica, para os dois tipos de acção sísmica consideradas.

Tabela 3.6 – Parâmetros de cálculo espectro de projecto

	a_g [m/s ²]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	q
Acção tipo 1	0.6825	1.0	0.1	0.6	2.0	3.9
Acção tipo 2	1.2	1.0	0.1	0.25	2.0	3.9

Na figura seguinte apresenta-se graficamente os espectros de projecto a considerar no dimensionamento sísmico da estrutura.

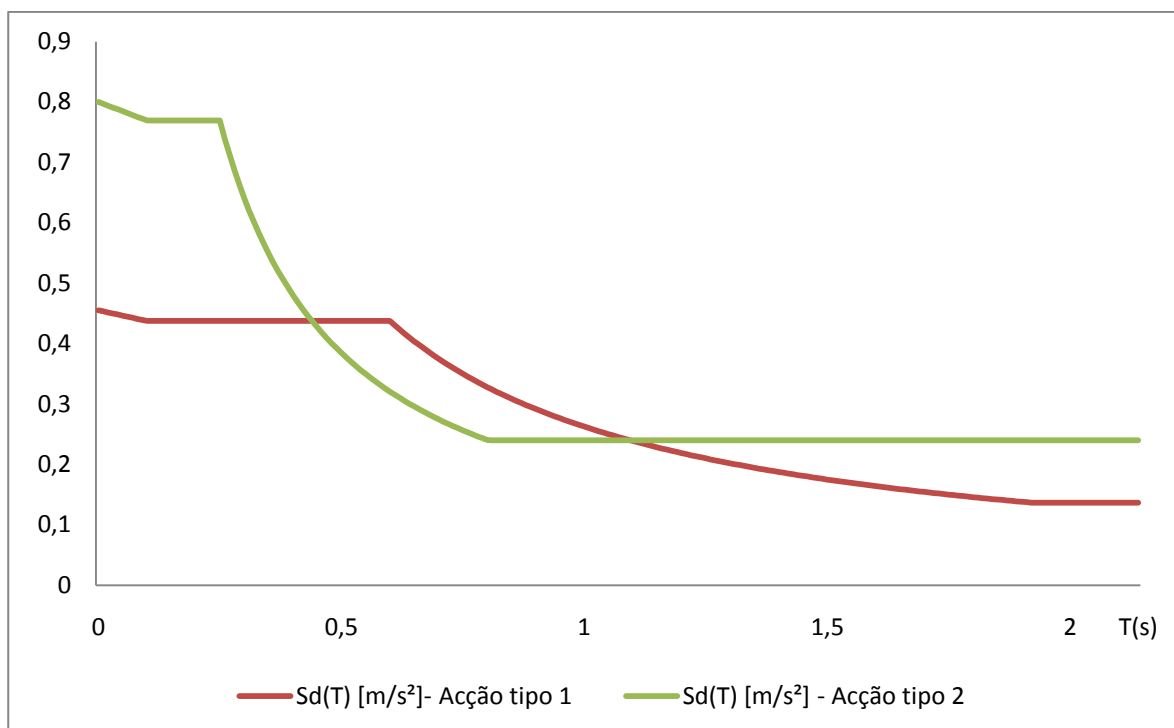


Fig.3.8 – Espectros de projecto

3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Definidas as acções básicas a considerar no cálculo, torna-se necessário verificar os estados limites de utilização e últimos. Para cada estado limite são geradas várias combinações com a aplicação de coeficientes adequados.

Para os estados limites últimos será usado o preconizado na cláusula 6.4 do EC1, no que se refere a situações de projecto persistentes ou transitórias, situações de projecto acidentais e situações de projecto sísmico.

Para os estados limites de utilização será usado o preconizado na cláusula 6.5 do EC1.

As combinações de acções e os coeficientes usados serão abordados adiante quando se discutir a modelação da estrutura.

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1. LAJES

4.1.1 Lajes do piso 2

A figura seguinte mostra os painéis da laje neste piso.

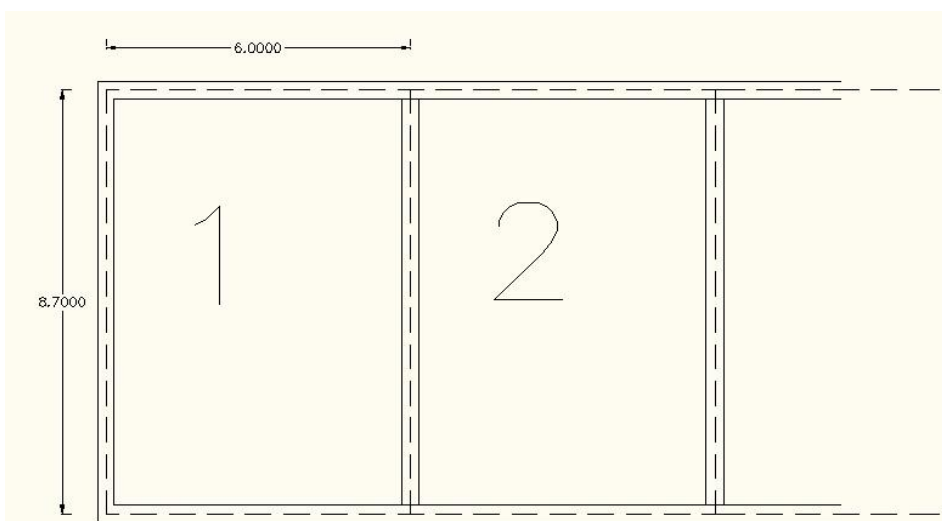


Fig. 4.1 – Painel extremo e intermédio

Considerando:

$$\frac{l}{d} = \frac{8.7}{26 \text{ a } 30} = 0.29 \text{ a } 33 \rightarrow h = 0.35\text{m}$$

Com uma altura de 0.35m sujeita ao seu peso próprio e às cargas indicadas nas tabelas 3.1 e 3.2, simplesmente apoiada nos 4 bordos, obteve-se os seguintes valores de momento máximo e esforço transversal máximo conforme o indicado nas figuras seguintes.

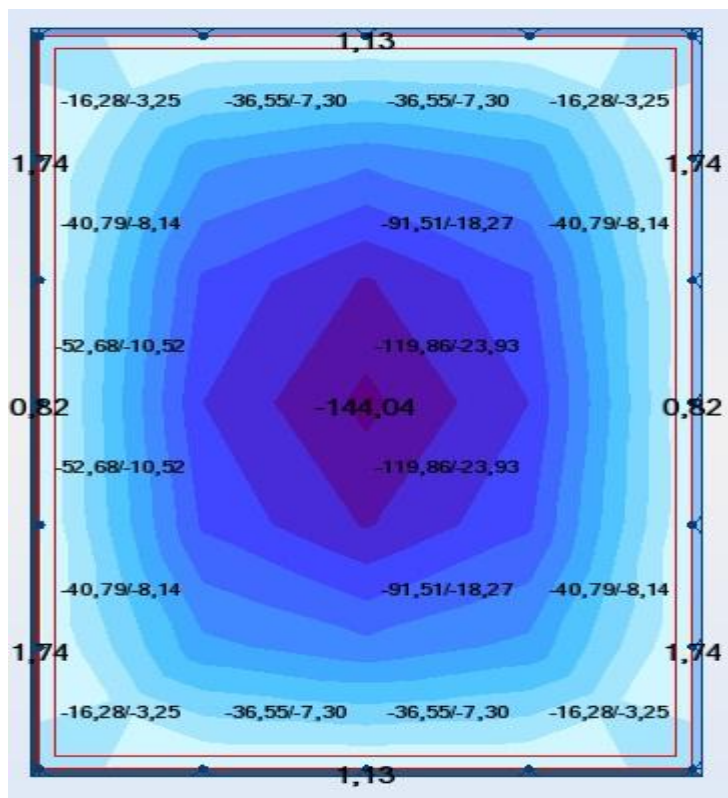


Fig.4.2 – Momentos na direcção x (painel 2)

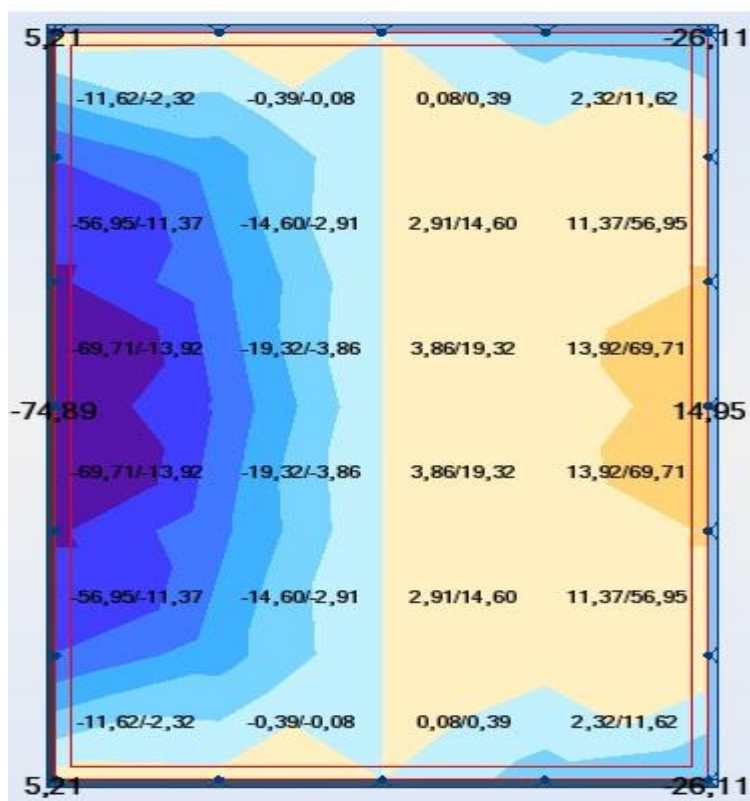


Fig.4.3 – Esforço transverso direcção x(painel 2)

A tabela seguinte sintetiza os resultados obtidos

Tabela 4.1 – Resultados pré dimensionamento piso 2

Painel	h[m]	d[m]	Psd[kN/m ²]	M ⁺ [kN.m/m]	V _{sd} [kN/m]	μ ⁺	V _{rdc} [kN/m]
2	0.35	0.31	51.34	144.04	74.89	0.09	155.7

Os valores obtidos são normais para o tipo de carregamento e condições de apoio. Com 0.35m de espessura e face aos resultados de pré-dimensionamento, os estados limites de serviço deverão estar cumpridos. O V_{rdc} foi calculado considerando uma taxa de armadura de 0.5%.

4.1.2 Lajes do piso 3

As dimensões e condições de apoio são iguais às já apresentadas na fig. 4.1.

Neste piso, a sobrecarga actuante é duas vezes e meia menor, pelo que a relação vão/altura útil obtida anteriormente conduziria a um valor de momento reduzido bastante inferior ao critério estabelecido. Desta forma adoptou-se, após algumas iterações, uma laje com uma altura de 0,25m o que corresponde a uma altura útil de 0,22m. Nas figuras seguintes apresenta-se os valores obtidos para os momentos e esforço transverso máximos nas condições de apoio já referidas para um painel sujeito à acção do peso próprio e das cargas indicadas nas tabelas 3.1 e 3.2

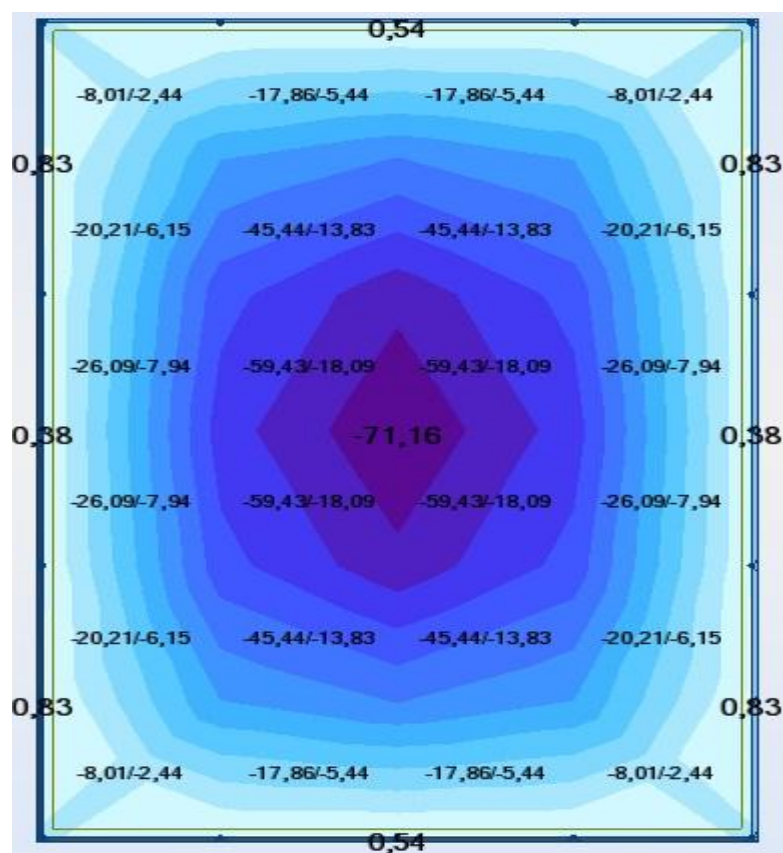


Fig. 4.4 - Momentos na direcção x (painel 2)

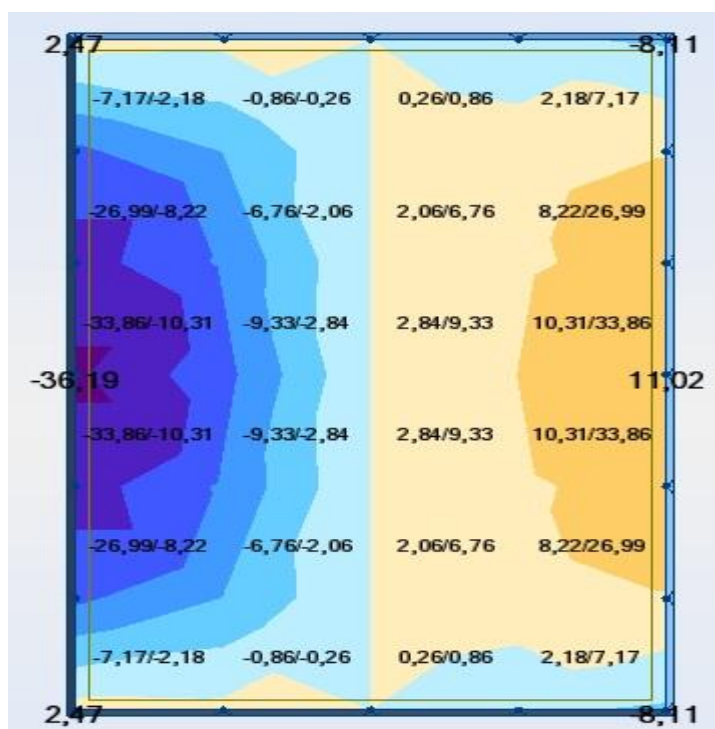


Fig. 4.5 – Esforço transversal direcção x (painel 2)

A tabela seguinte mostra os resultados obtidos.

Tabela 4.2 – Resultados pré-dimensionamento piso 3

Painel	h[m]	d[m]	Psd[kN/m ²]	M ⁺ [kN.m/m]	V _{sd} [kN/m]	μ ⁺	V _{rdc} [kN/m]
2	0.25	0.21	25.46	71.16	36.19	0.10	115.6

Em virtude da espessura escolhida, a laje apresenta uma relação vão/altura útil na ordem dos 40.

Face ao valor obtido para o momento reduzido, é de esperar que os estados limites de deformação estejam verificados.

4.1.3 Lajes da cobertura.

No que respeita a estas lajes temos 3 tipos diferentes.

Temos um tipo de laje com as dimensões já definidas na figura 4.1, e na cobertura do edifício de descarga e montagem temos mais 2 tipos de lajes. A figura seguinte mostra esses painéis.

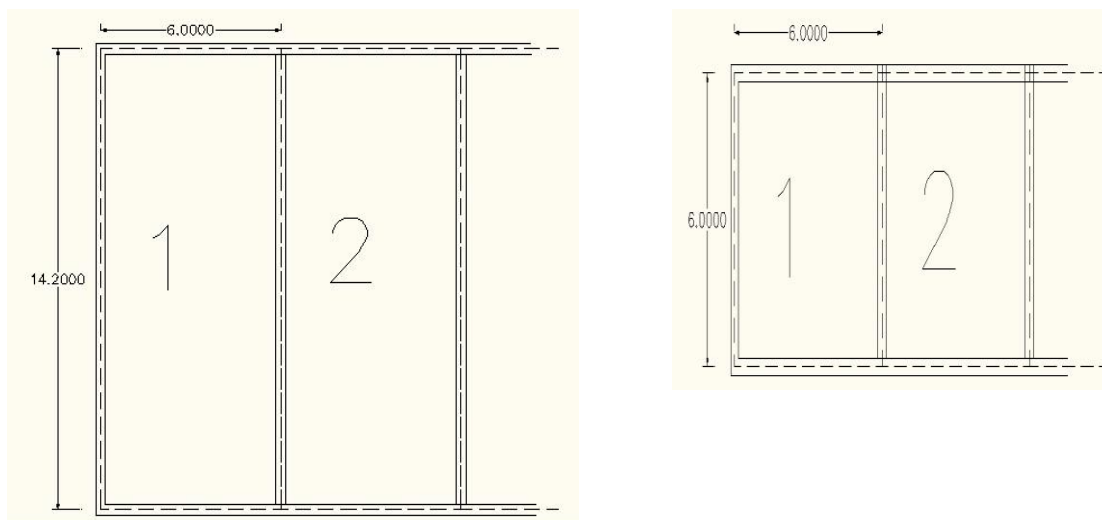


Fig. 4.6 – Painéis na cobertura (ponte rolante)

Como já foi referido anteriormente, uma vez que estas lajes vão estar sujeitas a um maior ataque do meio ambiente, foi adoptada uma espessura de 0.20m.

A tabela seguinte sintetiza os resultados obtidos

Tabela 4.3 – Resultados pré dimensionamento cobertura

Painel	h[m]	d[m]	Psd[kN/m ²]	M ⁺ [kN.m/m]	V _{sd} [kN/m]	μ ⁺	V _{rdc} [kN/m]
14.2x6.0	0.20	0.16	9.6	34.19	17.01	0.08	94.4
6.0x6.0	0.20	0.16	9.6	14.31	8.37	0.03	94.4
8.7x6.0	0.20	0.16	9.6	26.79	13.5	0.06	94.4

Face aos valores obtidos, os estados limites de serviço deverão estar garantidos.

4.2. VIGAS

4.2.1 Vigas do edifício de comando

Na figura seguinte apresenta-se as áreas de influência das lajes sobre a viga mais esforçada

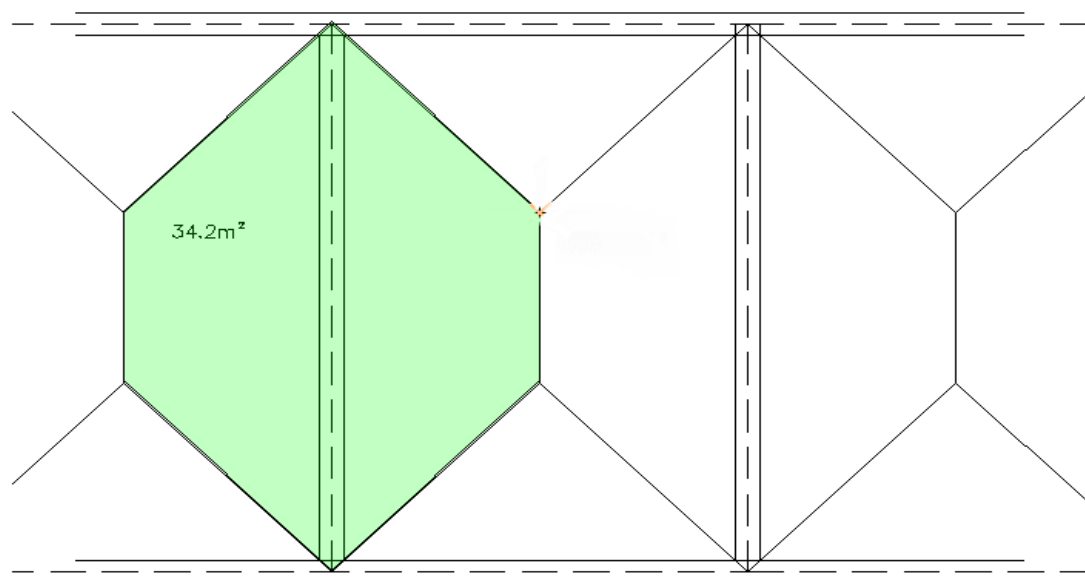


Fig. 4.7 – Área Influência Viga piso 2

As condições de apoio das vigas nos diferentes pisos diferem. Enquanto que no piso 3 e cobertura as vigas estão apoiadas nas extremidades, a viga do piso 2 está apoiada em 3 pilares, considerando-se uma viga contínua de 2 tramos com 4,4m e 4,3m de vão. As figuras seguintes indicam os valores obtidos da análise elástica efectuada.

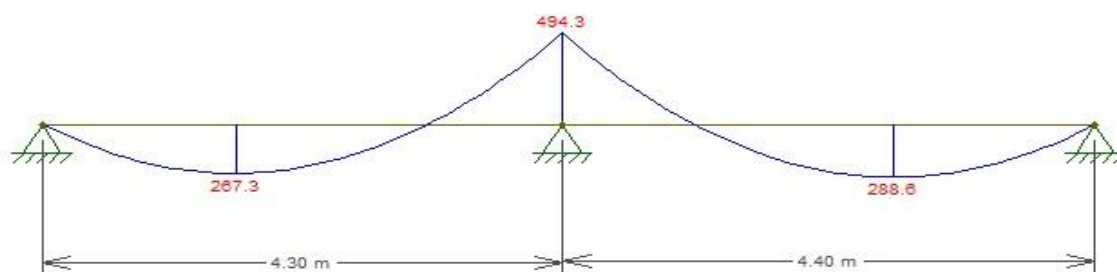


Fig. 4.8 – Momento flector (Viga piso 2)

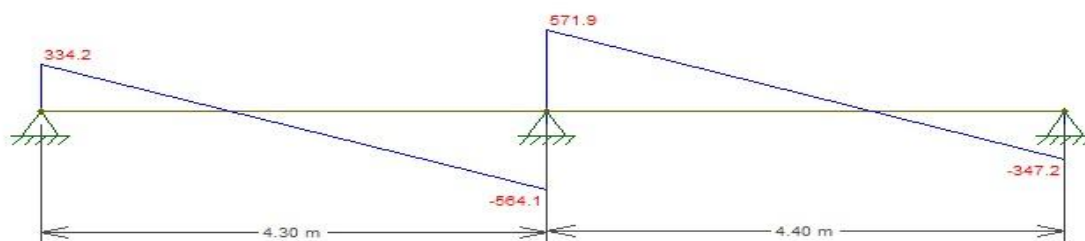


Fig. 4.9 – Esforço transversal (Viga piso 2)

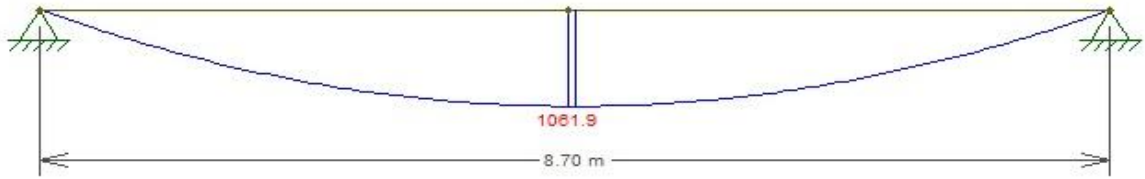


Fig. 4.10 – Momento flector (Viga piso 3)

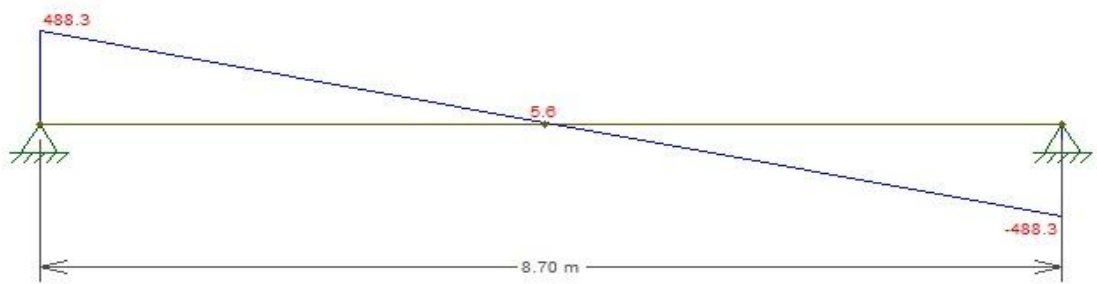


Fig. 4.11 – Esforço transversal (Viga piso 3)

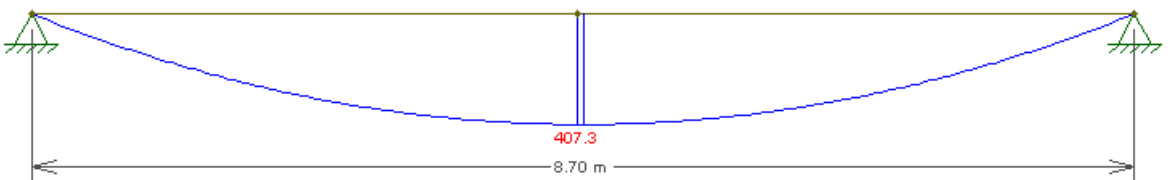


Fig. 4.12 – Momento flector (Viga cobertura)

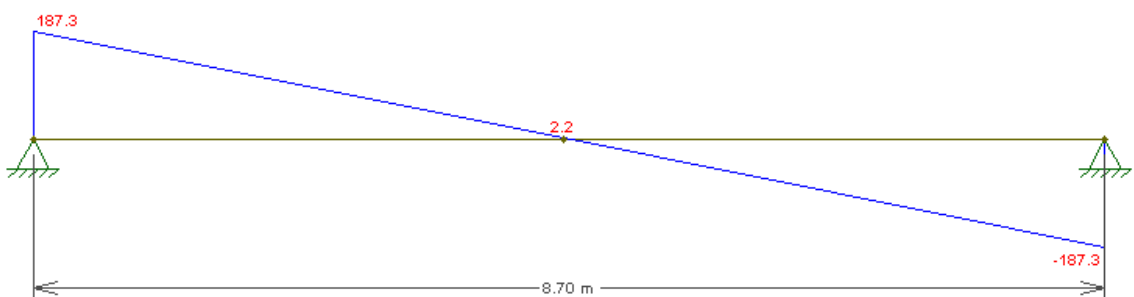


Fig. 4.13 – Esforço transversal (Viga cobertura)

A tabela seguinte sintetiza os resultados obtidos.

Tabela 4.4 – Resultados pré-dimensionamento Vigas

Viga	h [m]	b [m]	d [m]	psd ^{pp} [kN/m]	psd ^{lajes} [kN/m]	Msd [kN.m/m]	Vsd [kN]	μ	V _{rd} ^{máx} [kN]
Piso 2	0.7	0.4	0.65	7.1	201.8	494.3	571.9	0.18	1089.3
Piso 3	0.9	0.4	0.85	12.15	100.1	1061.9	488.3	0.22	1424.5
Cobertura	0.70	0.30	0.65	5.25	37.8	407.3	187.3	0.19	816.9

No cálculo do esforço transversal máximo resistente, $\cot\Theta$ foi tomada igual a 2,5.

4.2.2 Vigas da cobertura do edifício de descarga e montagem

Na figura seguinte apresenta-se a área de influência das lajes sobre as vigas mais esforçadas

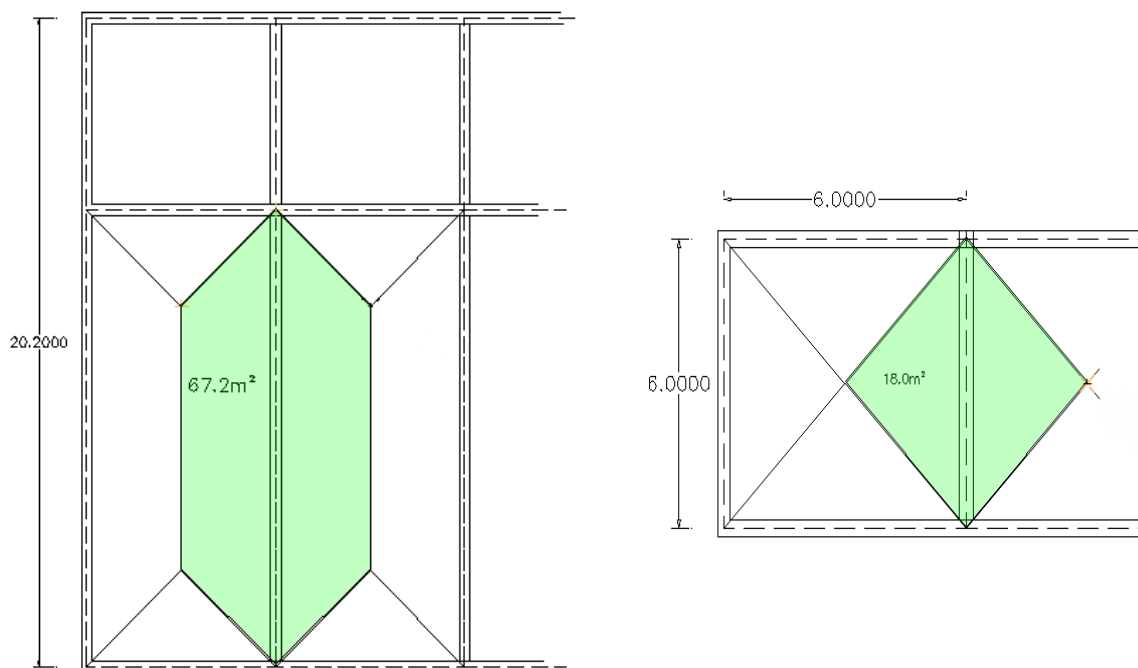


Fig. 4.14 – Área de influencia (vigas cobertura)

A viga principal da cobertura, com 20.2m de vão, além da carga distribuída, recebe uma carga pontual de 183KN. A figura seguinte mostra o carregamento e os diagramas de momento flector e esforço transversal. Em pré-dimensionamento a viga foi considerada como simplesmente apoiada. A opção por este modelo para pré-dimensionamento em lugar de um modelo em pórtico, deve-se ao facto das dimensões esperadas para a viga serem já consideráveis. Deste modo seriam necessários pilares de uma dimensão elevada para provocar um encastramento desta viga que resultasse num momento

condicionante no dimensionamento, o que na realidade não se passa. As dimensões destes pilares quando comparadas com as dimensões da viga não são suficientes para “atrair” momentos elevados.

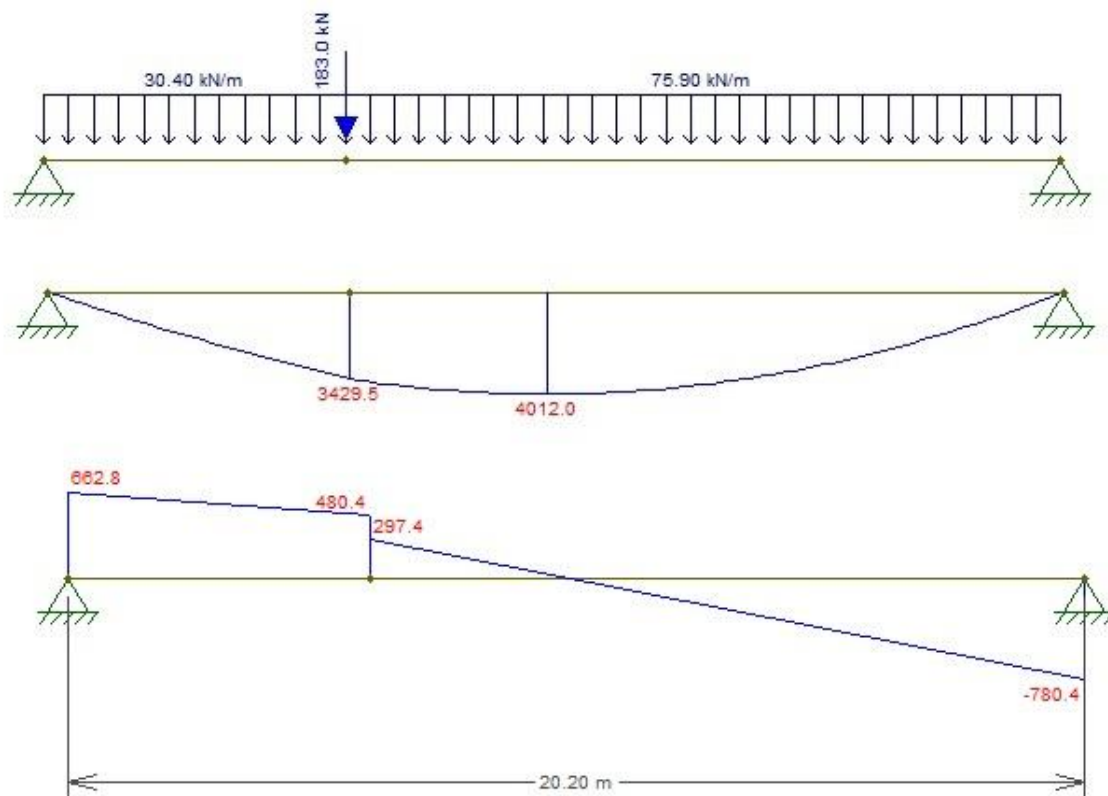


Fig. 4.15 – Viga principal cobertura (diagramas de esforços)

A tabela seguinte sintetiza os resultados obtidos.

Tabela 4.5 – Resultados pré-dimensionamento

Vão [m]	h [m]	b [m]	d [m]	psd ^{viga} [kN/m]	psd ^{lajes} [kN/m]	M _{Sd} [kN.m]	μ [-]
20.2	1.5	0.6	1.45	30.4	45.5	4012	0.19
6.0	0.50	0.20	0.45	3.4	28.8	144.9	0.21

4.2.3 Viga de caminho de rolamento da ponte rolante

A ponte rolante actua com uma força de 400kN em 8 pontos distintos num desenvolvimento de 11.3m (ver fig. 3.1). Por simplificação em pré-dimensionamento, a força total actuante no valor de 3200kN será decomposta em kN/m. Deste modo a força a considerar, devidamente majorada, é 424.8kN/m. O modelo de cálculo é uma viga simplesmente apoiada com um vão de 6m. A largura da viga é

condicionada pela largura dos apoios da ponte rolante. A largura mínima a considerar é de 1m. A altura da viga é proporcionada relativamente à sua largura.

As dimensões adoptadas são 1,5m x 1,0m.

A tabela seguinte sintetiza os cálculos efectuados.

Tabela 4.6 – Resultados pré-dimensionamento (viga caminho de rolamentos)

Vão [m]	h [m]	b [m]	d [m]	psd ^{viga} [kN/m]	psd ^{pr} [kN/m]	Msd [kN.m]	μ [-]
6	1.5	1.0	1.45	37.5	424.8	2080.35	0.06

4.3. PILARES

4.3.1 Pilares do edifício de comando

Como já referido anteriormente, os pilares foram pré dimensionados para a combinação fundamental com a acção variável sobrecarga como acção base. O esforço axial reduzido foi ajustado a 0,6.

A figura seguinte apresenta o esquema estrutural no piso 1 dos pilares.

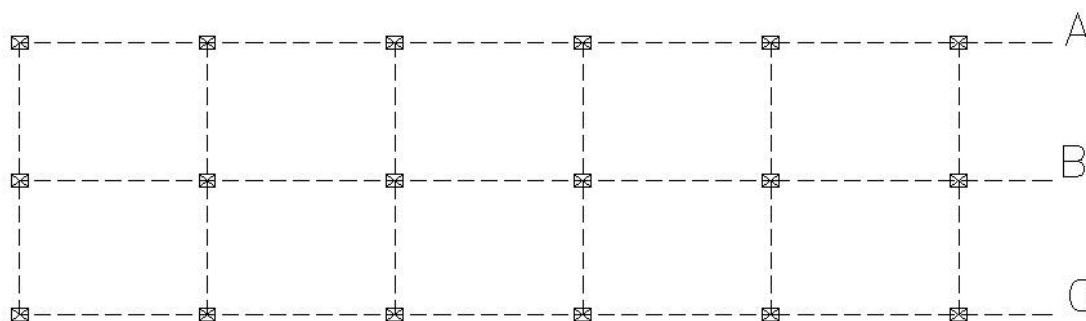


Fig. 4.16 – Esquema estrutural pilares

Os pilares têm a mesma dimensão por alinhamento e constante em altura. A largura mínima foi condicionada pela largura da viga. O esforço axial foi estimado a partir da área de influência de cada pilar.

A tabela seguinte sintetiza os cálculos efectuados.

Tabela 4.7 – Pré dimensionamento pilares

Alinhamento	$N_{sd}^{estimado}$ [kN]	b [m]	h [m]
A	2752	0.4	0.7
B	909	0.4	0.25
C	1545	0.4	0.4

Os pilares do alinhamento A estão próximos dos pilares que suportam a viga de caminho de rolamento, pelo que neste alinhamento, por razões arquitectónicas, no troço entre o piso 2 e a cobertura se adoptou um pilar único com as dimensões de 2,3 x 0,60m. No troço entre o piso 2 e a fundação optou-se por um pilar com as dimensões de 0,80m x 0,60m. Nos alinhamentos B e C, de modo a uniformizar as dimensões, os pilares têm a dimensão de 0.4m x 0.4m.

4.3.2 Pilares do edifício de descarga e montagem.

Nesta estrutura existem os pilares que suportam a cobertura, e os pilares curtos que suportam a viga de caminho de rolamentos.

Face às dimensões da viga de caminho de rolamento, e da viga principal da cobertura, adoptou-se para estes pilares as dimensões de 1,0m x 0,60m.

4.4. SOLUÇÃO COM PAREDES ESTRUTURAIS

As paredes estruturais em betão armado não têm nenhum critério prático de pré dimensionamento que seja correntemente usado neste tipo de elementos estruturais. O seu pré dimensionamento depende da experiência e bom senso do projectista. O Eurocódigo 2 é parco na referência a este tipo de elementos estruturais e no REBAP existe apenas um critério de esbelteza não superior a 140 e espessura mínima de 10cm para este tipo de elementos. No entanto, relativamente ao nosso edifício em estudo, uma solução deste tipo não é uma solução estrutural boa. Seria necessário face às dimensões da viga da cobertura que este elemento estrutural tivesse uma espessura na ordem dos 40cm. Mesmo com uma espessura desta ordem de grandeza, o nó de ligação entre a viga e a parede teria de ser fortemente armado para acautelar a rotação do mesmo. Do mesmo modo, o apoio deste elemento na laje de cobertura do edifício de controlo teria de ser igualmente armado. O EC8 no seu §5.5.1.2.3, relativo a disposições para paredes dúcteis impõe que as paredes não podem ser apoiadas em vigas ou em lajes. Face a tais problemas levantados nesta fase, esta solução estrutural não foi estudada, pelo que a solução adoptada é a solução já pré dimensionada anteriormente.

MODELAÇÃO

5.1. MATERIAIS ESTRUTURAIS

O betão armado é o elemento estrutural do edifício. A sua classe e características já foram definidas no §2.2.1 deste trabalho.

Definiu-se ainda um material “Rigidez Infinita” com peso próprio e massa nula e com um módulo de elasticidade que se pode considerar infinito, cuja utilidade será discutida em particular mais à frente.

5.2. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

Para a análise estrutural criou-se um modelo tridimensional. Com o tipo de software disponível hoje em dia, como é o caso do Robot Structural Analysis, este tipo de modelo torna-se essencial num projecto deste tipo. Os elementos estruturais de viga e pilares foram modelados com elementos de barra. As lajes foram modeladas com elementos de casca. Os apoios, à excepção do alinhamento no tardo do edifício, são todos do tipo “fixed”. Estes apoios bloqueiam as translações e rotações nas 3 direcções ortogonais. Os pilares do alinhamento no tardo do edifício apoiam num muro de betão armado, pelo que os apoios considerados neste alinhamento deixam livre a rotação na direcção ortogonal ao muro, simulando de maneira aproximada o real comportamento do encastramento destes pilares no muro. A figura seguinte apresenta o modelo estudado.

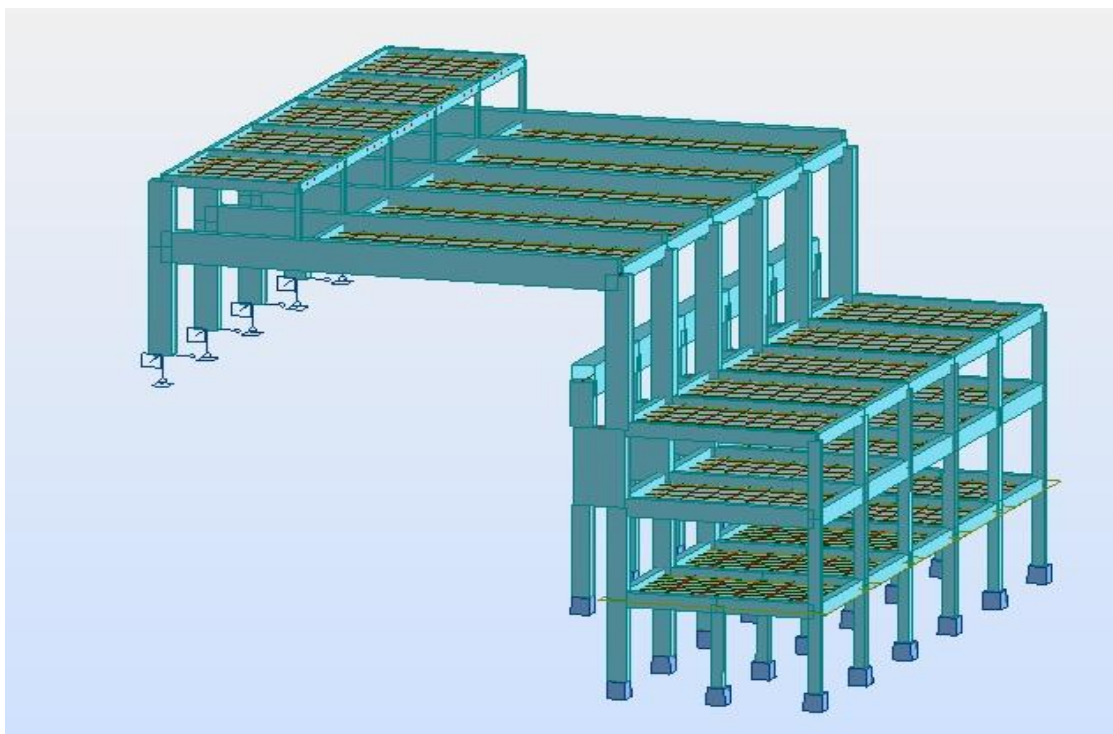


Fig. 5.1 – Modelo tridimensional

5.2.1 Lajes

As lajes estruturais, conforme já referido, foram modeladas recorrendo a elementos de casca (shell). Este tipo de modelo permite quantificar todo o tipo de esforços e tensões actuantes nestes elementos estruturais. A malha de elementos finitos foi estabelecida com elementos quadrangulares de 4 nós com dimensões aproximadas de 0.5 metro de lado. A opção por esta dimensão para a malha foi tomada de modo a não sobrecarregar os cálculos, e porque os resultados fornecidos por este modelo foram considerados satisfatórios. A figura seguinte apresenta a modelação dos painéis do piso 2 do edifício técnico.

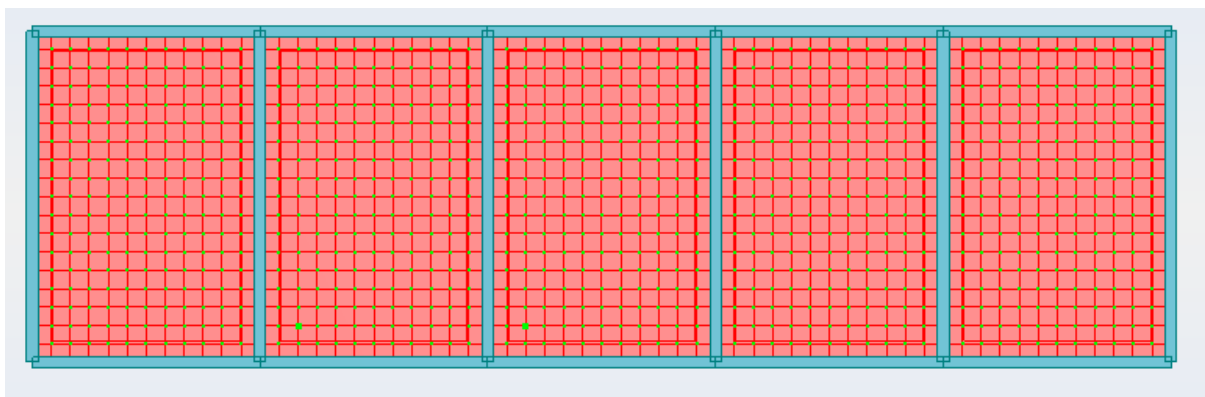


Fig. 5.2 – Modelação lajes (Malha elementos finitos)

5.2.2 Vigas e Pilares

As vigas foram modeladas recorrendo a elementos de barra. Todas as secções foram modeladas conforme a sua geometria.

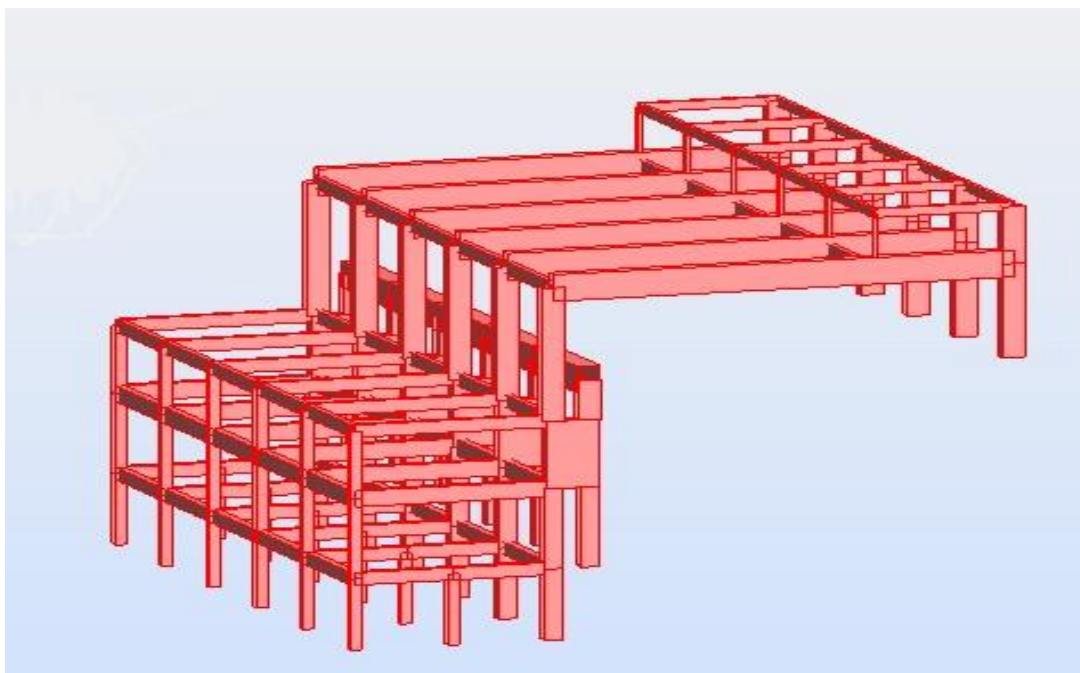


Fig.5.3 – Vigas e Pilares (Modelação)

5.2.3 Elementos auxiliares

Muitas vezes nas estruturas, os nós são compostos por secções cujos centros de gravidade não coincidem em determinada direcção. Nestes casos torna-se necessário recorrer a elementos auxiliares para modelar o correcto funcionamento da estrutura. No nosso caso em estudo, foi necessário recorrer ao elemento auxiliar “rigidez infinita”. Por imposição arquitectónica, existe uma abertura entre os pilares do alinhamento da viga de caminho rolante e alinhamento dos pilares do edifício técnico que “encostam” a este. Por esse motivo foi necessário compatibilizar os nós destas ligações. A figura seguinte particulariza o recurso aos elementos auxiliares.

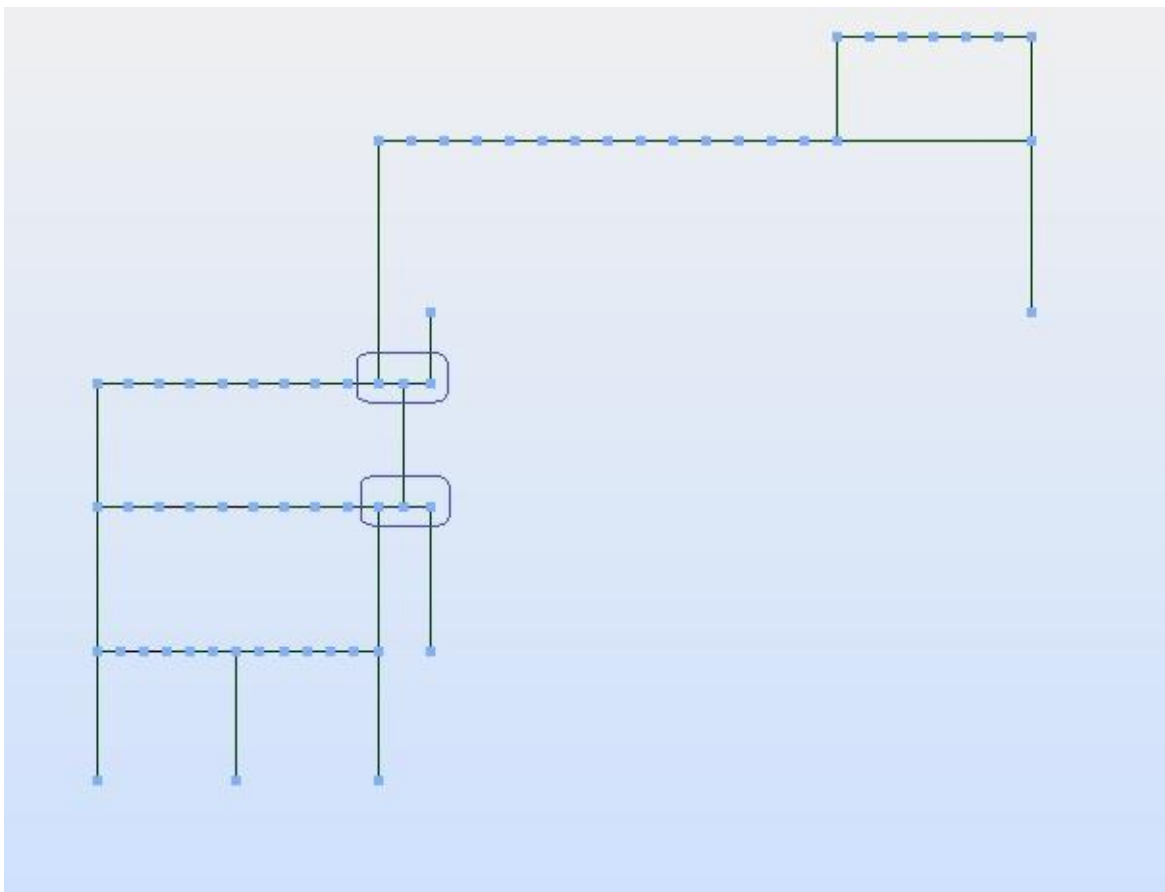


Fig. 5.4 – Utilização de barras auxiliares

Como se pode observar na zona delimitada na figura, com recurso a elementos auxiliares de rigidez infinita foi possível compatibilizar os dois alinhamentos de pilares.

5.3. MODELAÇÃO DAS ACÇÕES

5.3.1 Peso próprio

O peso próprio dos elementos estruturais foi considerado nos materiais que os constituem. As características de tais materiais já foram apresentadas previamente neste trabalho.

5.3.2 Restantes cargas permanentes

Estas cargas foram distribuídas nas respectivas superfícies. A carga correspondente à fachada em vidro da cobertura foi modelada como carga de “faca” na respectiva viga que a suporta.

5.3.3 Sobrecargas

As sobrecargas a considerar no cálculo, à semelhança das restantes cargas verticais, foram distribuídas nas respectivas superfícies. No entanto, esta distribuição foi mais criteriosa. Para cada sobrecarga considerada, foram criadas 2 acções de igual valor e dispostas alternadamente por painel e piso de forma a tornar mais fácil a alternância de sobrecargas a considerar nas combinações de acções ao estado limite último. As figuras seguintes ilustram a alternância de sobrecarga considerada.

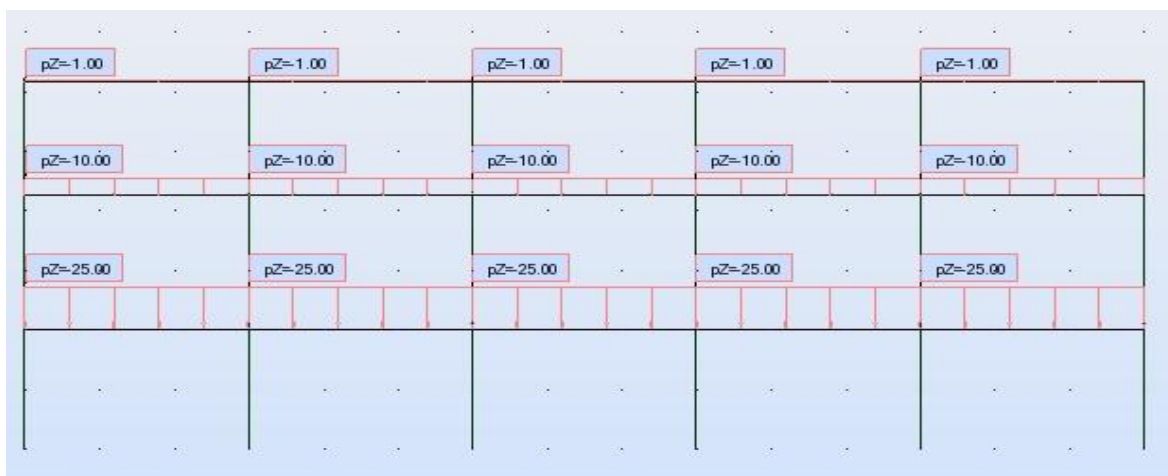


Fig.5.5 – Sobrecarga em todas as superfícies

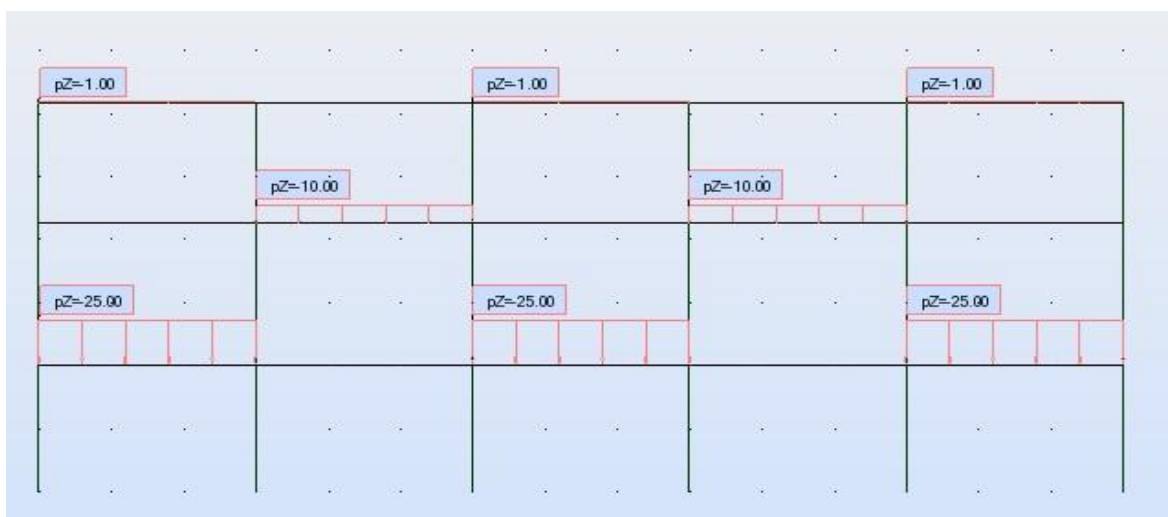


Fig.5.6 – Alternância de sobrecarga – 1º caso

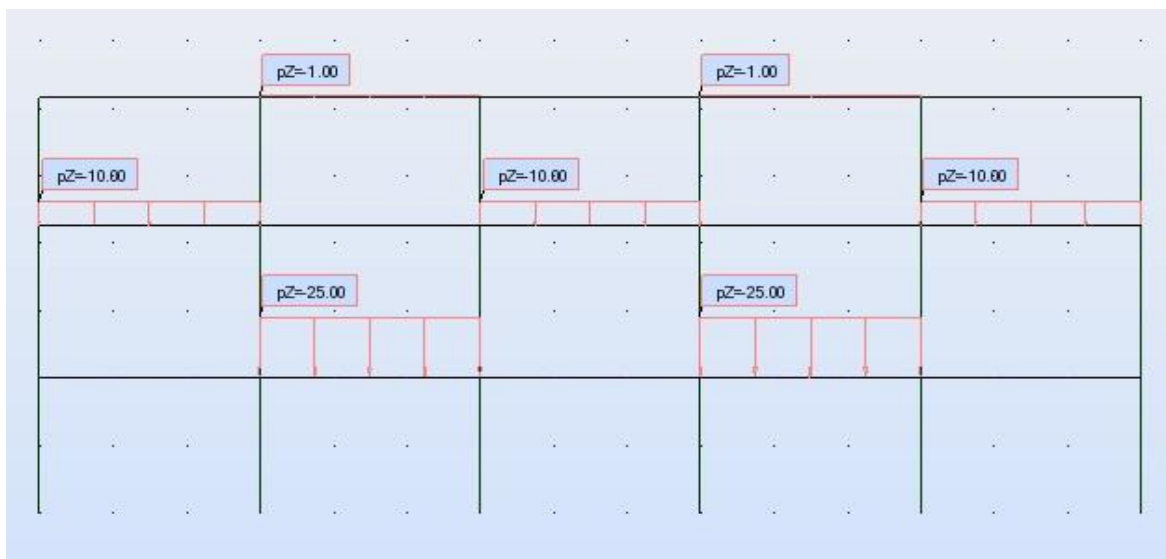


Fig.5.7 – Alternância de sobrecarga – 2º caso

A carga móvel, para efeitos de cálculo, foi considerada como sobrecarga, e foi modelada como carga móvel, com iterações de posição de meio em meio metro, recorrendo ao veículo tipo de carga para a ponte rolante que foi fornecido pelo fabricante. O veículo carga tem 8 apoios ao longo de 11,3m de comprimento conforme já apresentado no capítulo 3 deste trabalho, e a figura seguinte mostra a modelação desta carga bem como assinala o seu caminho ao longo da viga.



Fig.5.8 – Carga móvel (carga em posição intermédia)

5.3.4 Vento

Esta acção foi modelada como carga de “faca” ao longo dos pilares da fachada, de acordo com a área de influência de cada pilar e conforme os cálculos já apresentados no capítulo 3. Foram modeladas 4 acções vento correspondentes à actuação do vento nas 4 direcções ortogonais. Não foi considerada esta acção na cobertura, por se entender ser globalmente favorável.

5.3.5 Neve

Esta carga foi distribuída pelas respectivas superfícies. Foi apenas considerado o único caso em que a neve carrega toda a superfície da cobertura.

5.3.6 Sismo

Esta acção foi modelada recorrendo aos espectros de resposta do EC8 previstos para o território nacional e em particular para o concelho onde o edifício irá ser construído, já definidos no capítulo 3 deste trabalho. Foi realizada impondo uma aceleração de base ao nível da fundação do edifício. As características dinâmicas da estrutura foram obtidas recorrendo a uma análise modal. Como critério estabeleceu-se um factor de participação modal de 95%, tendo sido necessário considerar os primeiros 15 modos de vibração da estrutura. Na análise sísmica a direcção vertical não foi considerada por poder ser dispensada de acordo com o EC8, quando a aceleração vertical de cálculo para um solo classe A, avg, é inferior a 0.25g.

Foi tido em conta uma excentricidade do centro de massa de 5% nas 2 direcções ortogonais, e os casos de carga verticais foram convertidos em massa, sendo que as sobrecargas foram afectadas do respectivo coeficiente ψ_2 .

As combinações do efeito das acções sísmicas horizontais são de acordo com o §4.3.5.1(3) do EC8 e serão abordadas mais em pormenor adiante.

A tabela seguinte apresenta as características dinâmicas da estrutura obtidas da análise modal efectuada.

Tabela 5.1 – Características dinâmicas da estrutura

Modos	T	f	Modos individuais [%]			Modos Acumulados [%]		
			u_x	u_y	u_z	u_x	u_y	u_z
[-]	[s]	[Hz]						
1	0,77	1,30	45,00	0,01	0,10	45,00	0,01	0,10
2	0,37	2,68	20,29	6,93	0,59	65,30	6,94	0,69
3	0,33	3,04	6,23	46,99	3,73	71,53	53,93	4,42
4	0,28	3,55	16,85	1,11	0,22	88,38	55,04	4,64
5	0,26	3,90	0,08	0,00	0,16	88,46	55,04	4,80
6	0,22	4,49	0,07	19,29	0,13	88,53	74,34	4,94
7	0,21	4,85	4,79	1,55	0,26	93,32	75,89	5,19
8	0,20	5,11	0,08	11,08	12,61	93,40	86,97	17,80
9	0,19	5,28	2,27	2,16	0,07	95,67	89,13	17,87
10	0,19	5,40	0,53	0,38	0,02	96,20	89,51	17,89
11	0,18	5,50	0,00	1,91	2,02	96,20	91,42	19,91
12	0,17	5,90	0,01	0,07	0,08	96,21	91,50	19,99
13	0,16	6,30	0,77	2,80	0,07	96,98	94,30	20,07
14	0,16	6,44	0,01	0,34	0,26	96,99	94,64	20,33
15	0,15	6,73	0,40	1,07	0,02	97,38	95,71	20,35

A frequência fundamental de 1,30 Hz traduz o que se já esperava relativamente à deformação da estrutura. A sua altura relativamente pequena e a rigidez dos seus pórticos principais traduzem-se numa estrutura pouco deformável.

Nas figuras seguintes apresenta-se os primeiros 15 modos de vibração.

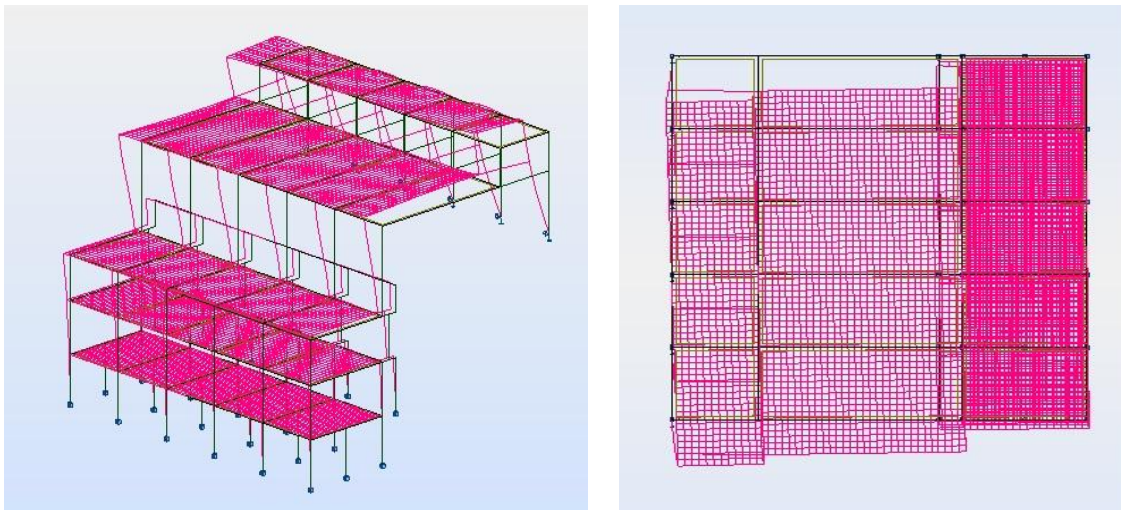


Fig.5.9 – Modo1 (freq. 1.3Hz)

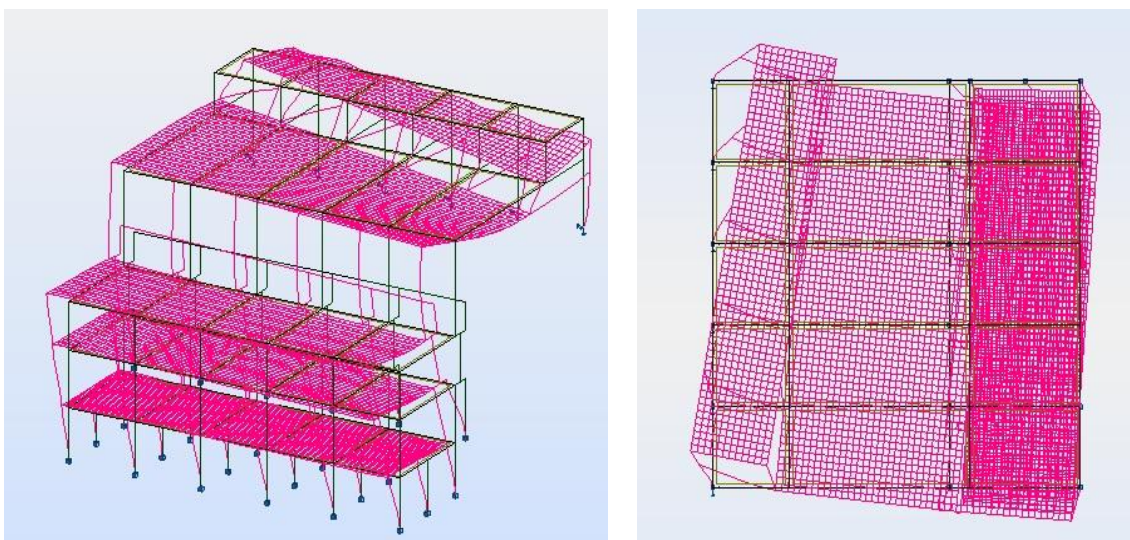


Fig.5.10 – Modo 2 (freq. 2.68 Hz)

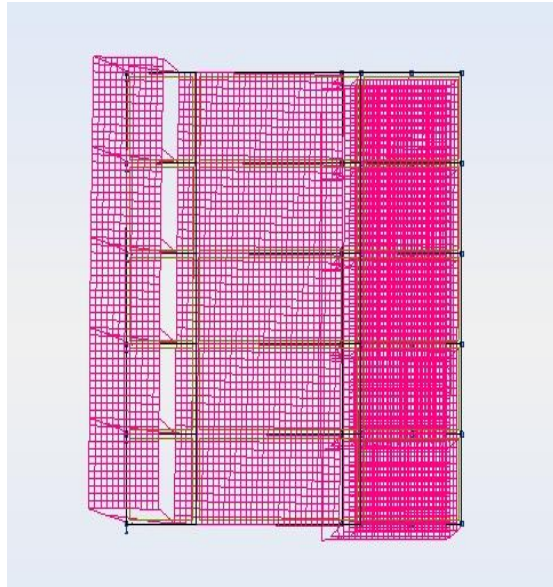


Fig.5.11 – Modo 3 (freq. 3.04 Hz)



Fig.5.12 – Modo 4 (freq. 3.55 Hz)

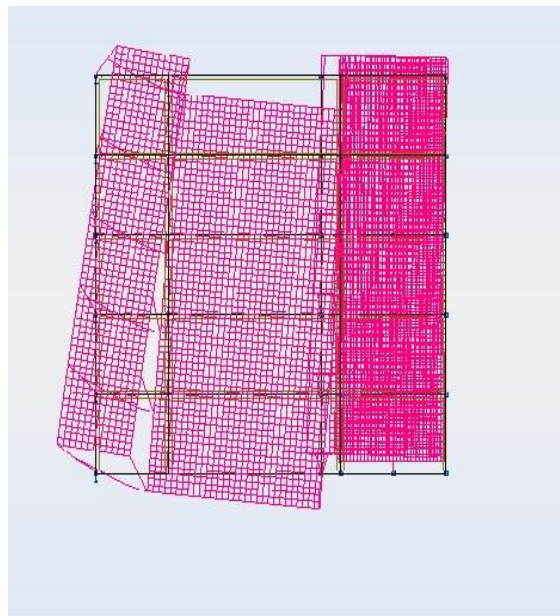


Fig.5.13 – Modo 5 (freq. 3.90 Hz)



Fig.5.14 – Modo 6 (freq. 4.49 Hz)

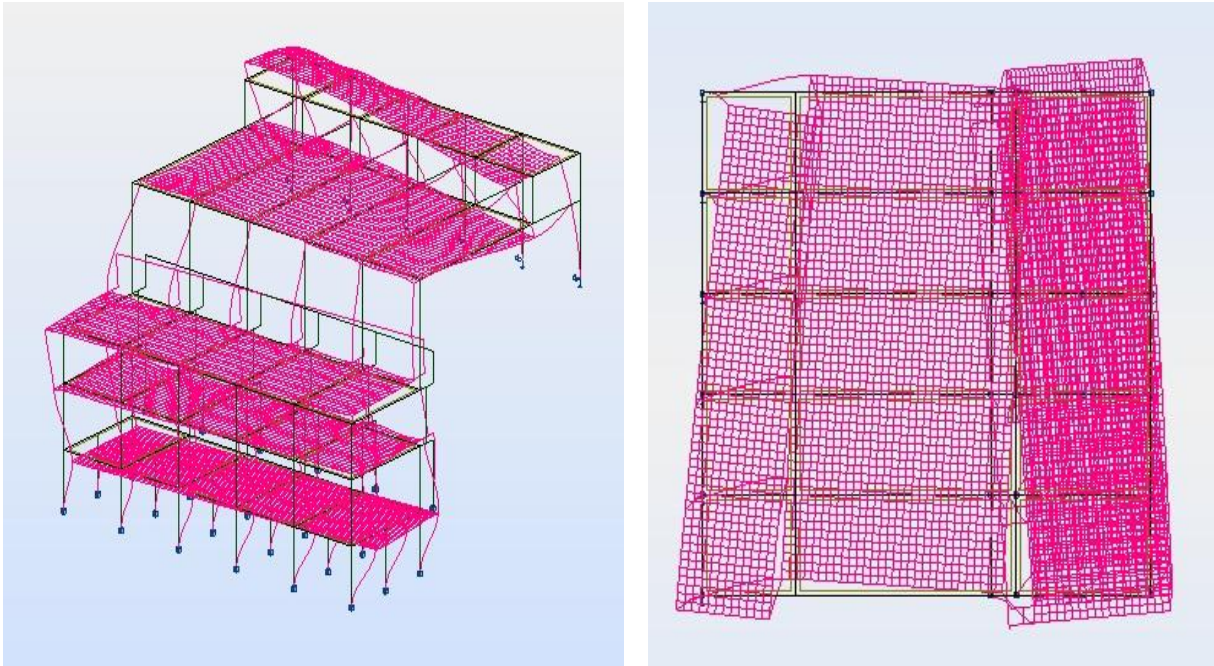


Fig.5.15 – Modo 7 (freq. 4.85 Hz)

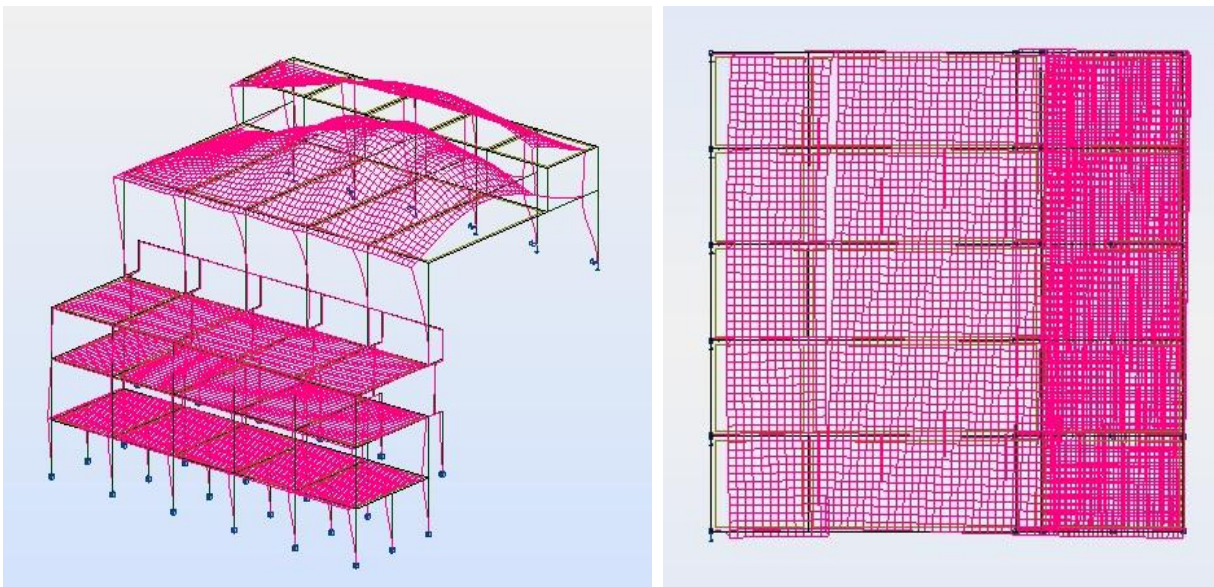


Fig.5.16 – Modo 8 (freq. 5.11 Hz)



Fig.5.17 – Modo 9 (freq. 5.28 Hz)

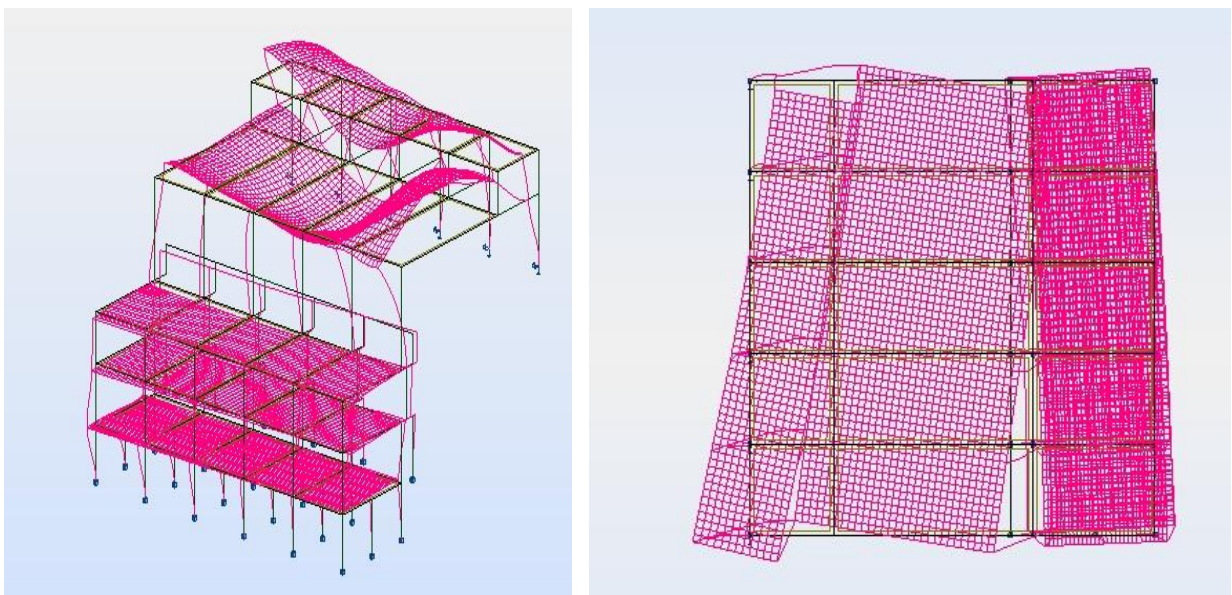


Fig.5.18 – Modo 10 (freq. 5.40 Hz)

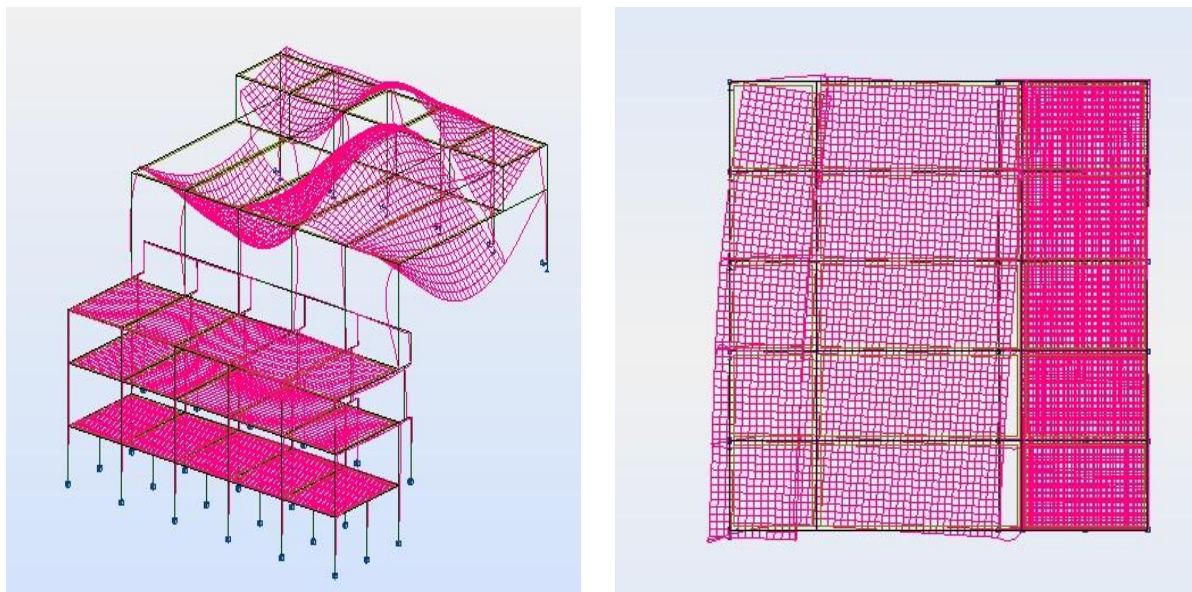


Fig.5.19 – Modo 11 (freq. 5.50 Hz)

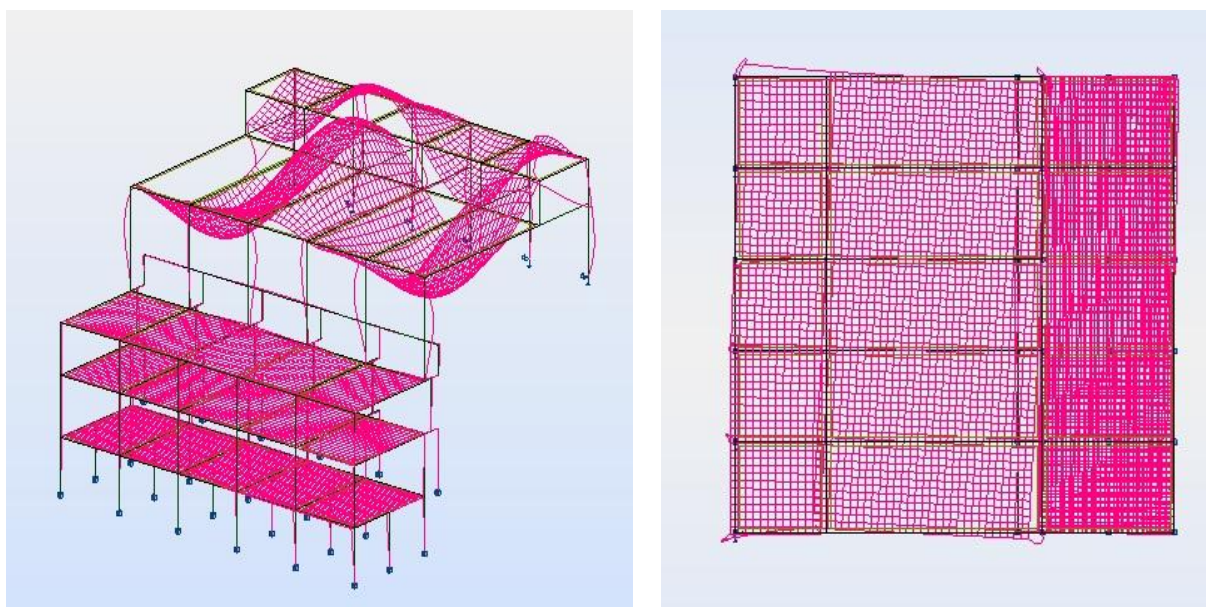


Fig.5.20 – Modo 12 (freq. 5.90 Hz)



Fig.5.21 – Modo 13 (freq. 6.3 Hz)

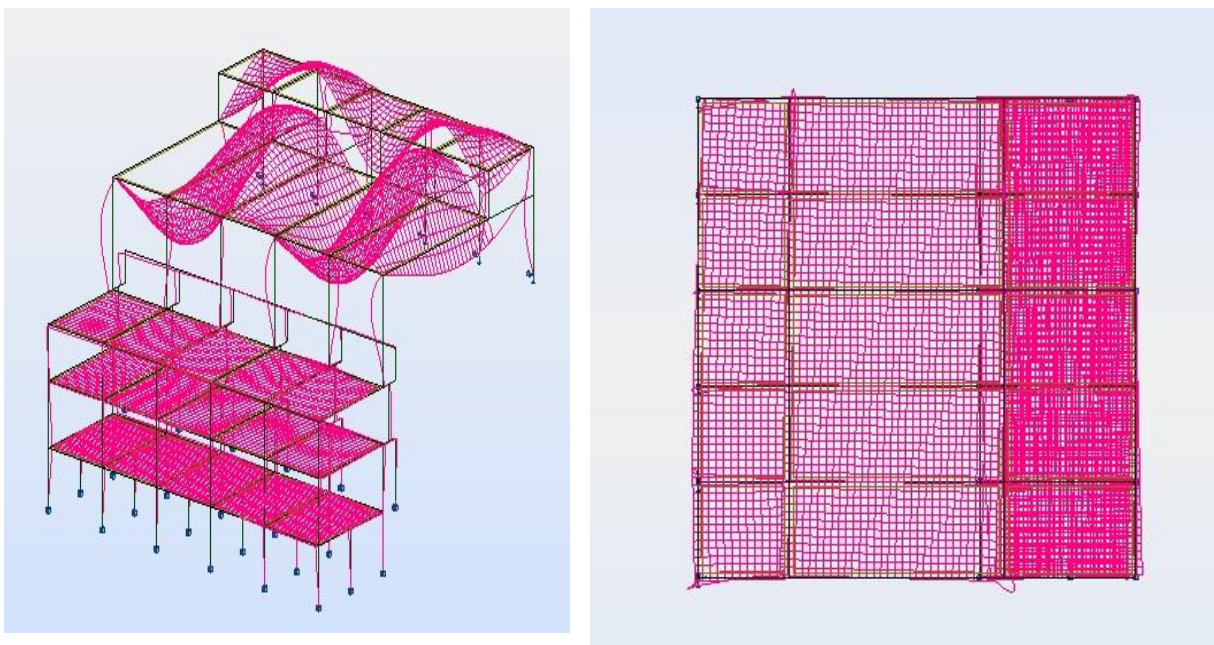


Fig.5.22 – Modo 14 (freq. 6.44 Hz)

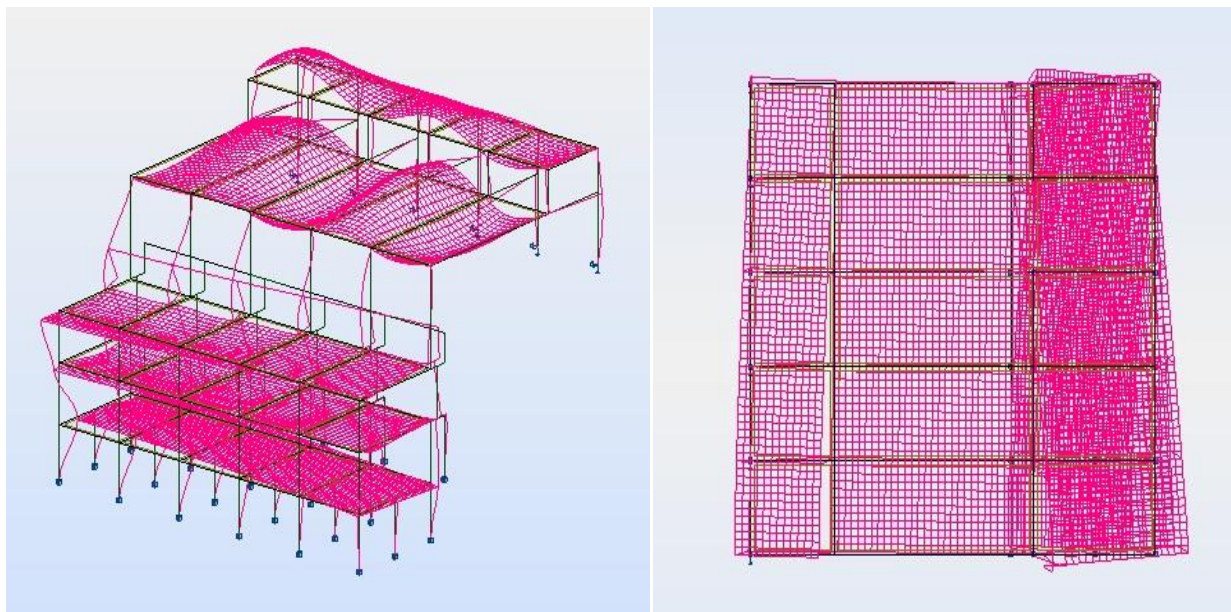


Fig.5.23 – Modo 15 (freq. 6.73 Hz)

5.4. COMBINAÇÃO DAS ACÇÕES

As combinações de acções para as verificações de segurança ao estado limite último foram do tipo:

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \lambda_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (5.1)$$

As combinações de acções para situação de projecto sísmicas foram do tipo:

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + A_{ED} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (5.2)$$

Onde:

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ é o valor de cálculo das acções permanentes,

$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ é o valor de cálculo da acção variável base da combinação,

$\lambda_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ é o valor de cálculo dos valores de combinação das acções variáveis acompanhantes,

$G_{k,j}$ é o valor característico das acções permanentes,

A_{ED} é o valor de cálculo da acção sísmica,

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ é o valor quase permanente das acções variáveis.

Para os estados limites de utilização foi considerada a combinação quase permanente das acções.

Esta combinação é do tipo:

$$E_d = E\left\{\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \quad (5.3)$$

5.4.1 Coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança usados são de acordo com os eurocódigos estruturais. Os coeficientes ψ_i , coeficientes para a determinação dos valores de combinação, foram retirados do quadro A1.1 do EC1, tendo sido considerada a categoria E, zona de armazenamento, para a sobrecarga do piso 2 do edifício de comando; a categoria F, zona de tráfego, para a carga móvel; e a categoria C, zona de reunião de pessoas, para a restante sobrecarga do edifício.

Os coeficientes usados estão descritos na tabela seguinte.

Tabela 5.2 – Coeficientes parciais

Carga	γ_G		γ_Q		ψ_i		
	favorável	desfavorável	favorável	desfavorável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G_k	1.0	1.35	-	-	-	-	-
Q_k^{piso2}	-	-	0	1.5	1.0	0.9	0.8
Q_k^{rsob}	-	-	0	1.5	0.7	0.7	0.6
Q_k^{vento}	-	-	0	1.5	0.6	0.2	0
Q_k^{neve}	-	-	0	1.5	0.5	0.2	0
$Q_k^{\text{movél}}$	-	-	0	1.5	0.7	0.7	0.6

5.4.2 Acção variável base - sobrecarga

Foram geradas várias combinações a partir da equação 5.1. Foi tida em atenção a alternância de sobrecarga para avaliar correctamente os esforços nos painéis de laje, e foi combinada com a neve e com o vento a actuar nas 4 fachadas do edifício.

5.4.3 Acção variável base - vento

Aqui também foi considerado a actuação do vento nas 4 fachadas do edifício, e combinado com as restantes acções variáveis.

5.4.4 Acção variável base Neve

De acordo com o anexo nacional do EC1-P1.3, na zona onde irá ser construído o edifício, a acção da neve não deve ser tomada como acção de acidente, pelo que, neste caso também, as combinações foram geradas a partir da equação 5.1, sendo a acção base acompanhada pela acção da sobrecarga em todo o edifício e a acção do vento actuando nas 4 fachadas do mesmo.

5.4.5 Acção variável base – sismo

Como já foi referido anteriormente, a acção sísmica foi modelada recorrendo a uma análise modal com base nos espectros de resposta já apresentados. Foram considerados os primeiros 15 modos de vibração da estrutura de modo a obter uma participação significativa de massa. (acima de 95%), tendo-se utilizado uma combinação quadrática completa para a análise dos modos de vibração.

A análise sísmica efectuada considerou a não simultaneidade dos valores máximos da solicitação nas duas direcções ortogonais x e y, tendo sido combinadas de acordo com o §4.3.3.5.1(3) do EC8.

As combinações geradas foram as seguintes:

$$A_{ED} = E_{EDX} + 0.3E_{EDY} \quad (5.4)$$

$$A_{ED} = E_{EDX} - 0.3E_{EDY} \quad (5.5)$$

$$A_{ED} = 0.3E_{EDX} + E_{EDY} \quad (5.6)$$

$$A_{ED} = 0.3E_{EDX} - E_{EDY} \quad (5.7)$$

Onde:

E_{EDX} representa os esforços devido à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura,

E_{EDY} representa os esforços devido à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura,

Este procedimento foi efectuada para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2, tendo desta forma sido geradas um número total de combinações que consideram os 2 tipos de sismos regulamentados no anexo nacional do EC8.

Os valores obtidos para o valor de cálculo da acção sísmica, A_{ED} , foram depois combinados com as restantes cargas recorrendo à equação 5.2, obtendo-se assim as combinações de acções para situações de projecto sísmicas.

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL AOS ELU E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA AOS ELS

Não sendo o objectivo deste trabalho um projecto de execução em pormenor, neste capítulo apenas se trata no geral, para algumas peças de betão, o dimensionamento de áreas de armaduras principais, e verificações aos estados limites de serviço. Assumiu-se que o edifício em estudo cumpre os critérios de regularidade estrutural prescritos no §4.2.3 do EC8.

6.1. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Como já foi dito, os efeitos de 2ª ordem, para a acção base sísmica, podem ser desprezados se for verificada a expressão 2.3 do presente trabalho. Os efeitos globais de 2ª ordem para a acção base sobrecarga não foram estudados no presente trabalho. O §4.3.1 do EC8 prescreve que, para edifícios de betão armado, na análise estrutural se deve considerar o efeito da fendilhação do betão. Permite ainda que, a não ser que se efectue uma análise mais rigorosa de elementos fendilhados, se poderá considerar as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados. Este pressuposto resulta num dimensionamento pouco prático. Utilizando os programas de cálculo actual seria necessário definir 2 modelos de cálculo, um para cada estado (fendilhado e não fendilhado), sendo difícil obter a envolvente de esforços entre estes 2 modelos estruturais. Uma vez que a análise em estado fendilhado é a condicionante para a avaliação dos deslocamentos, a avaliação destes deslocamentos foi feita tendo em conta o efeito de fendilhação do betão. E, já que, o aumento de rigidez implica um aumento dos esforços, o dimensionamento da armadura foi realizado considerando o efeito do betão não fendilhado, resultando num procedimento bastante conservativo face a uma análise em estado fendilhado. Para avaliar o deslocamento médio entre pisos, simplifadamente, identificou-se o pilar do edifício que exhibe um maior deslocamento horizontal ao nível do último piso, identificando-se de seguida os valores dos deslocamentos ao nível dos vários pisos na prumada desse pilar. A figura seguinte identifica o pilar considerado

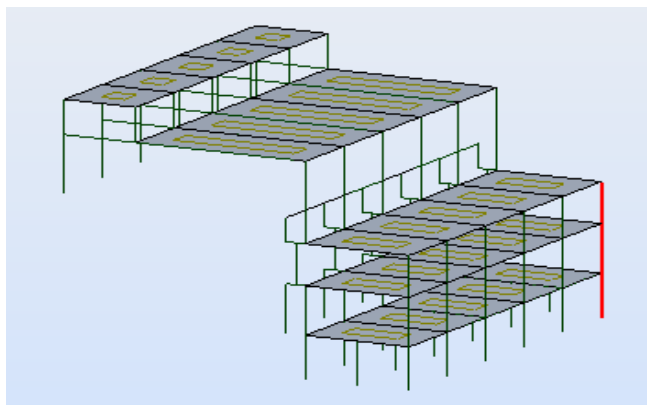


Fig. 6.1 – Localização do pilar com maior deslocamento horizontal

Os valores de P_{tot} e V_{tot} , foram considerados respectivamente iguais aos valores do esforço axial e esforço transversal que ocorrem no nó inferior do pilar que coincide com o piso em análise.

O resultado desta análise está organizado na seguinte tabela

Tabela 6.1 – Verificação aos efeitos de 2ª ordem

Pisos	H	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	P_{tot}	$V_{tot,x}$	$V_{tot,y}$	Θ_x	Θ_y
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
1-2	4	0.0195	0.0195	598.47	19.62	18.25	0.15	0.16
2-3	4.5	0.0195	0.0195	554.04	21.55	31.75	0.11	0.08
3-cob	3.8	0.0156	0.0273	141.49	28.25	72.98	0.02	0.01

Como se pode verificar, o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre os pisos 1-2 é superior a 0.1 nas 2 direcções da acção sísmica. Deste modo, para entrar em consideração com os efeitos de 2ª ordem, a acção sísmica, de acordo com o §4.4.2.2(3) do EC8, foi multiplicada por um factor de:

$$\frac{1}{1 - 0.16} = 1.2 \quad (6.1)$$

6.2. LAJES, ELU

Como já foi anteriormente apresentado, conforme as suas dimensões, existem 3 tipos de lajes no edifício em estudo cujas características se podem resumir da seguinte forma:

- Lajes do edifício de comando: 3 pisos, denominados piso 2, piso 3 e cobertura com espessuras de 0.35m, 0.25m e 0.20m respectivamente com dimensões em planta de 8.7m por 6.0m;

-Laje na cobertura do edifício de descarga e montagem, com 0.20m de espessura e dimensões em planta de 14.2m por 6.0m;

-Laje também na cobertura no edifício de descarga e montagem, com 0.20m de espessura e dimensões em planta de 6.0m por 6.0m.

O método de dimensionamento é idêntico nos 3 tipos de lajes, pelo que apenas se apresenta o dimensionamento para a laje do piso 2 do edifício de comando, que é a laje que merece uma atenção especial na análise de resultados, devido à existência de um pilar a meio vão da viga de continuidade entre painéis.

Os esforços de dimensionamento foram obtidos directamente da análise estrutural da estrutura num modelo tridimensional, segundo o critério apresentado no §2.2.7 deste trabalho, pelo que nos mapas de esforços apresentados já se encontram incluídos os efeitos do momento torsor de acordo com as expressões 2.7 a 2.10.

Como forma de validação de resultados, procedeu-se a uma avaliação de esforços por métodos simplificados, recorrendo-se às tabelas para lajes em cruz do regulamento britânico.

6.2.1 Edifício de comando – Lajes do piso 2

Estes painéis estão sujeitos a uma sobrecarga de 25kN/m^2 , e como tal, a combinação condicionante foi com a acção variável base sobrecarga. Apresenta-se de seguida os mapas de esforços obtidos.

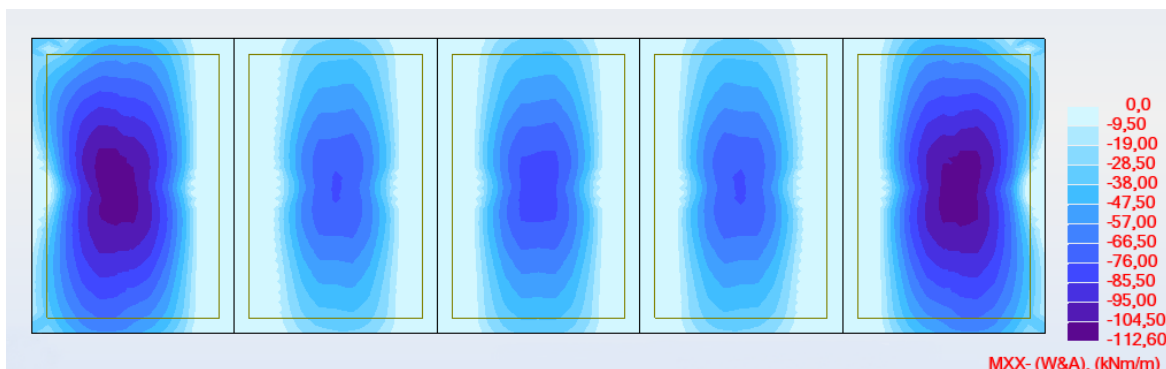


Fig. 6.2 – Mxx (armadura inferior)

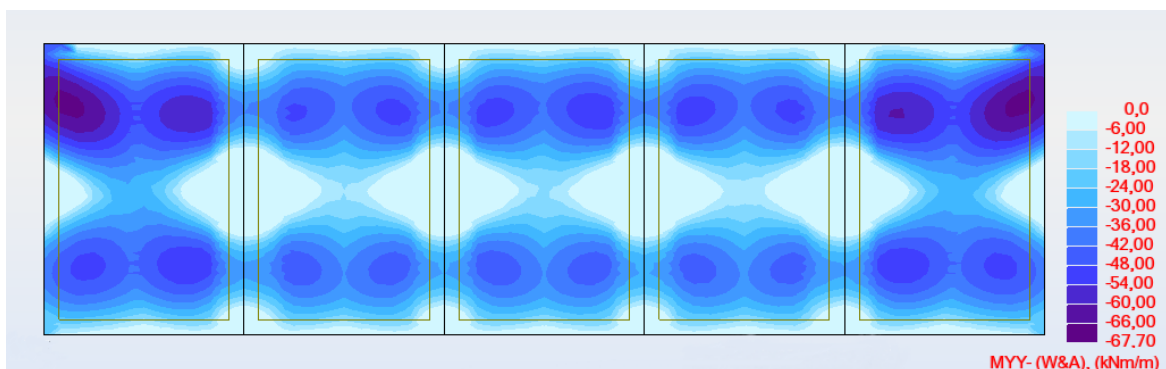


Fig. 6.3 – Myy (armadura inferior)

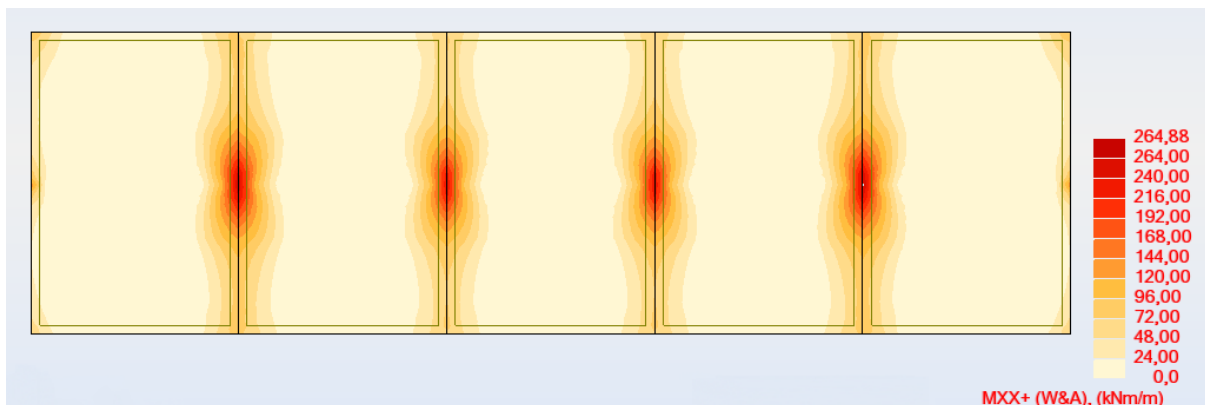


Fig. 6.4 – Mxx (armadura superior)

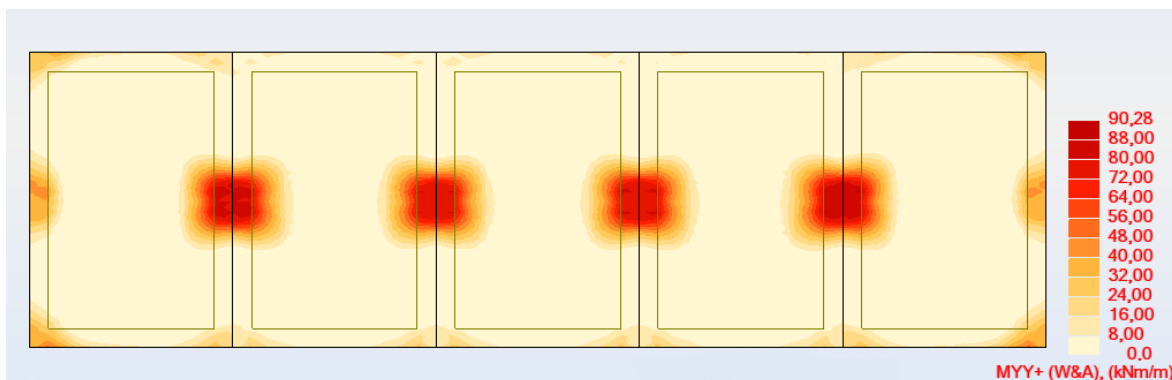


Fig. 6.5 – M_{yy} (armadura superior)

Na tabela a seguir, apresenta-se os resultados obtidos após equilíbrio de momentos para os esforços de dimensionamento, através da aplicação das tabelas do regulamento britânico.

Tabela 6.2 – Esforços de dimensionamento Reg. britânico

Painel [-]	M_{xx}^{inf} [kN.m/m]	M_{yy}^{inf} [kN.m/m]	M_{xx}^{sup} [kN.m/m]	M_{yy}^{sup} [kN.m/m]
Intermédio	82.6	65.0	131.3	-
Extremo	136.0	79.8	131.3	-

Como se pode observar, os esforços obtidos directamente da análise tridimensional para a armadura superior são muito mais elevados do que os obtidos pelo método simplificado do regulamento britânico. Isto deve-se à existência do pilar a meio vão da viga que provoca um pico numérico para o valor de momento nesse ponto. Por outro lado os esforços obtidos pelo método simplificado já têm em conta uma redistribuição de esforços, acentuando ainda mais a diferença de resultados obtidos.

Na direcção y, podemos também observar que o software nos dá resultados maiores nos cantos da laje, situação que o método simplificado resolve através de regras para a distribuição de armadura, conforme se ilustra na figura seguinte.

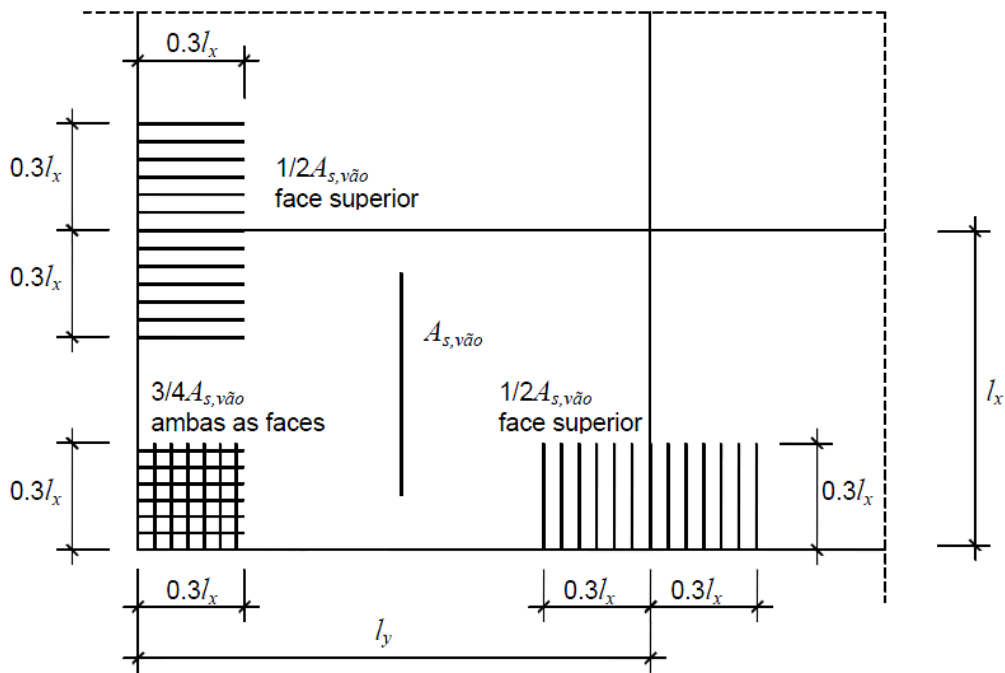


Fig.6.6 – Regras para armadura de canto (Reg. Britânico)

Deste modo o dimensionamento da armadura foi efectuado recorrendo aos resultados obtidos da análise tridimensional da estrutura, merecendo no entanto o pico numérico uma atenção especial.

Recorrendo ao conceito de redistribuição de momentos entre faixa central e faixa sobre pilares aplicado nas lajes fungiformes, obtém-se o integral total dos valores de momentos numa faixa com a largura de 2.5m do vão conforme se indica na figura 6.6. Com o valor total da integral obtém-se o esforço por metro. Assim, com o esforço obtido dimensiona-se a armadura necessária.

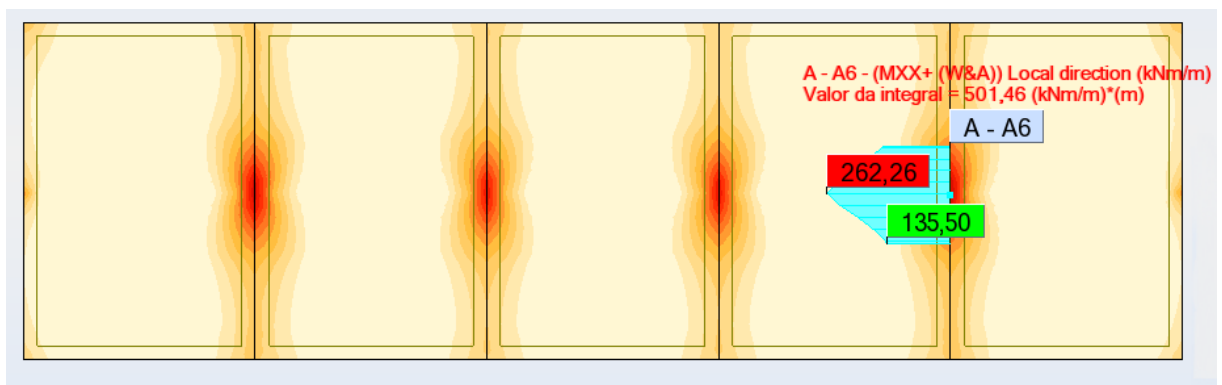


Fig.6.7 – Corte sobre faixa de pilar (Mxx armadura superior)

O valor do momento de dimensionamento é então o valor total da integral a dividir pela faixa de 2.5m.

Os restantes valores de dimensionamento são os valores já indicados nas figuras 6.1, 6.2 e 6.4, sendo as armaduras a distribuir de acordo com o mapa de cores indicado nas mesmas figuras. As restantes

zonas da laje são cobertas pela armadura mínima, obtida pela expressão 6.1, realizada com uma malha quadrada de $\phi 12//0.25m$ o que equivale a uma A_s/m igual a $4.52 \text{ cm}^2/m$ em cada direcção ortogonal.

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_w \times d \quad (6.2)$$

onde:

f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples definido na tabela 2.1.

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado definido na tabela 2.1.

b_w é a largura da alma, sendo que para lajes é considerada igual a 1 metro.

d é a altura útil da secção.

Apresenta-se de seguida, a título indicativo para o painel extremo, os resultados desse dimensionamento.

Tabela 6.3 – Resultados dimensionamento armaduras principais (Laje piso2)

Descrição [-]	Msd [kN.m/m]	μ [-]	ω [-]	A_s [-]	A_s/S [cm ² /m]	Altura útil [m]	μ [-]	Mrd [kN.m/m]
A_{sx}^{inf}	112.6	0.07	0.073	$\Phi 16/0.20$	10.05	0.31	0.081	129.7
A_{sy}^{inf}	67.7	0.042	0.043	$\Phi 12/0.20$	5.65	0.31	0.046	73.7
A_{sx}^{sup}	200.6	0.125	0.134	$\Phi 16/0.10$	20.11	0.31	0.154	246.6
A_{sy}^{sup}	90.3	0.056	0.058	$\Phi 12/0.15$	7.54	0.31	0.061	97.7

Considerando a armadura principal de $10.05 \text{ cm}^2/m$ obtemos o valor de 134.7 kN/m para o esforço transversal resistente. Torna-se necessário dimensionar armadura de corte para esta laje.

Do programa de análise estrutural obtemos o valor de dimensionamento para o esforço transversal. Tal como para o momento flector, foi necessário redistribuir o valor deste esforço. Recorrendo ao conceito da formação de cone de punção, foi considerado um corte a uma distância d da face da viga, obtendo de seguida o valor da integral a uma distância $2d$ da face do pilar. O valor obtido desta forma é o valor de cálculo do esforço transversal actuante. A figura seguinte ilustra o critério seguido.

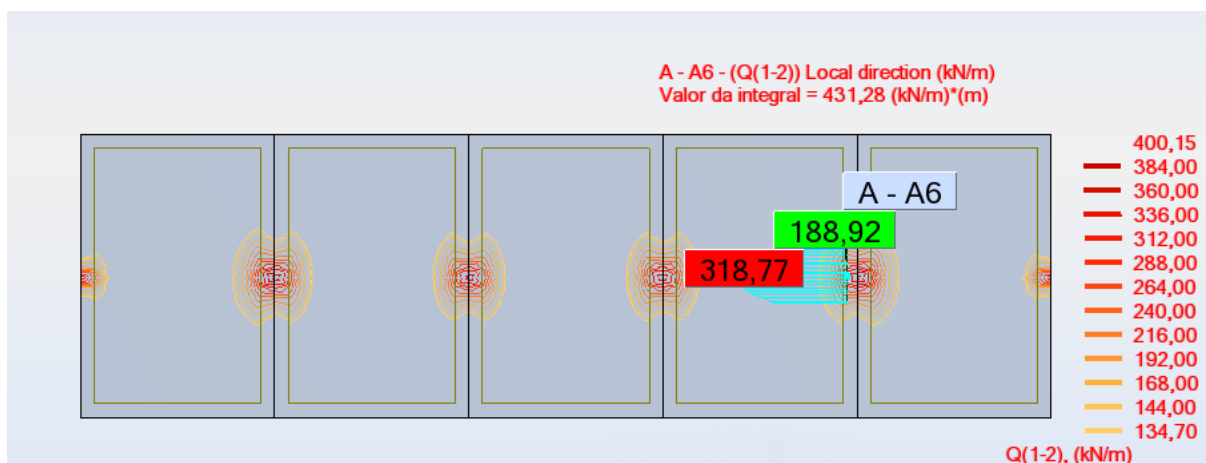


Fig.6.8 – Esforço transverso de cálculo

Podemos observar na figura a área delimitada pelas isolinhas que necessita de ser reforçada com armadura de corte.

O valor de cálculo deste esforço, $V_{ed}=263.0$ kN/m

A tabela seguinte sintetiza o cálculo efectuado.

Tabela 6.4 – Resultados dimensionamento (esforço transverso)

v_1	Z	$\cot\theta$	$V_{rd,Max}$	V_{ed}	Asw	Asw/S	$V_{rd,s}$
[-]	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[cm ² /m]	[kN/m]
0.54	0.28	2.5	868.9	263.0	$\Phi 10_{2r}/0.15$	10.48	319.1

De salientar a diferença de esforços obtidos entre a análise estrutural e o pré-dimensionamento. O momento flector de cálculo estimado em pré-dimensionamento apresentou uma diferença de cerca de 28% com o momento máximo sobre o apoio obtido na análise estrutural. Esta diferença significativa deveu-se ao pico numérico considerado pelo software, pelo que se torna necessário o uso cuidadoso nestes casos.

6.3. LAJES, ELS

6.3.1 Estado limite de fendilhação

O controlo de fendilhação foi efectuado sem cálculo directo. Considerando uma classe de exposição XC2, para a combinação quase permanente de acções, a abertura de fendas máxima, W_{max} , é igual a 0.3mm. Os momentos actuantes na combinação quase permanente foram obtidos da análise estrutural. As tensões no betão foram calculadas em fase fendilhada. A tabela seguinte sintetiza os cálculos efectuados. A relação E_s/E_c foi considerada igual a 15.

Tabela 6.5 – Tensões na Armadura (comb. Quase permanente)

Descrição [-]	Msd ^{qp} [kN.m/m]	As/S [cm ² /m]	σc [MPA]	σs [MPA]	s [cm]
½ vão	65.60	10.05	5.62	232.23	20
Zona em cima do pilar	118.2	20.11	7.87	215.0	10

A armadura mínima foi determinada de acordo com o §7.3.2 do EC2 usando a expressão:

$$A_{s,min} = K_c \times K \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s \quad (6.3)$$

Admitindo a laje de 0.35m submetida a flexão pura vem

$$A_{s,min} = 1.0 \times 0.4 \times 2.6 \times 0.35 \times 0.5 / 500 = 3.64 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (6.4)$$

a aplicar nas 2 faces, pelo que a armadura mínima já calculada no dimensionamento aos estados limites últimos é superior a esta.

Tendo em conta o disposto no §7.3.3 e no quadro 7.3N do EC2, para uma tensão de 232.23 MPA podemos ter um espaçamento máximo de 20.9cm, pelo que estão verificados os estados limites de fendilhação.

6.3.2 Estado limite de deformação

A flecha a longo prazo no painel de laje em estudo foi avaliada recorrendo ao método dos coeficientes globais. Este método é aproximado, mas na maior parte dos casos que se apresentam ao engenheiro na prática, especialmente em ante-projecto, este está apenas interessado numa estimativa da flecha.

A flecha a longa duração, a_t , é obtida pela seguinte expressão:

$$a_t = a_c \times k_t \times \eta \quad (6.5)$$

Onde

a_c é a flecha de um elemento não fendilhado admitindo $EI=E_c I_c$,

k_t é um coeficiente global de correcção para flechas sob cargas de longa duração, tendo em conta o nível de solicitação (relação M_{rd}/M_d), a armadura traccionada e a fluência,

η é um coeficiente de correcção tendo em conta a influencia da armadura de compressão.

Na aplicação do método, considerou-se um coeficiente de fluência, ϕ , de valor 2.5.

Os valores dos coeficientes K_t e η foram retirados do anexo 4.4 do manual do CEB (Comité Europeu do Betão) de fendilhação e deformação.

Na tabela seguinte sintetiza-se os resultados do cálculo.

Tabela 6.6 – Cálculo da flecha a 1/2 vão (Laje piso2)

Descrição	a_c	M_{cr}/M_{qp}	K_t	η	a_t	L/
[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]
1/2 vão	1.57	0.4	3.8	0.93	5.55	1081

O EC2 impõe uma relação de $L/250$ pelo que o estado limite de deformação está verificado.

Na prática da actividade de projecto de edifícios, um critério bastante usado consiste em multiplicar o valor elástico da deformação obtido da análise estrutural por um coeficiente igual a $1+\phi$. Esta metodologia refere-se ao conceito do módulo de elasticidade efectivo. O módulo de elasticidade efectivo não é mais do que o módulo de elasticidade do betão, dividido pelo mesmo coeficiente $1+\phi$.

Sendo esta relação linear, em projecto usa-se a mesma relação para afectar os valores obtidos da deformação elástica na análise estrutural.

Este método é bastante conservativo. Exemplificando para a laje em estudo, a figura seguinte apresenta o mapa de deformações elásticas para a combinação quase permanente.

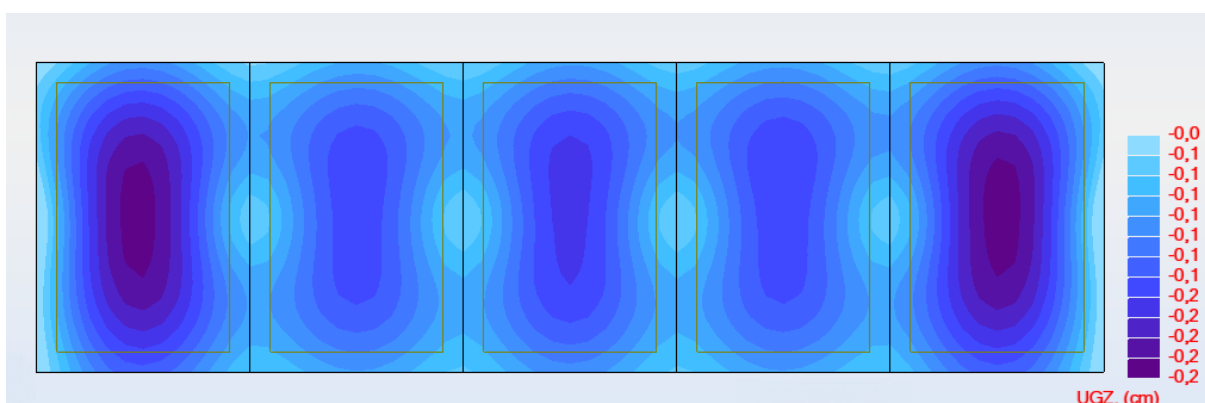


Fig.6.9 – Mapa flechas (piso 2)

Como se pode observar, a flecha máxima é 2 mm. Afectando este valor pelo coeficiente de 3.5, obtemos uma flecha a longo prazo de 7mm, superior ao valor obtido pelo método dos coeficientes globais.

6.4. VIGAS, ELU

O edifício é composto por 6 pórticos principais, sendo que o dimensionamento das vigas é igual. Neste trabalho apenas se apresenta o dimensionamento de uma das vigas principais da cobertura de um desses pórticos. O esforço axial é desprezável neste tipo de elementos. É apenas indicado o cálculo para a armadura principal de flexão a meio vão e sobre os apoios.

6.4.1 Viga da cobertura do edifício de descarga e montagem

Esta viga está na cobertura, e por isso sujeita a cargas baixas. Apesar disso, apresenta um vão elevado (20.2m) e tem 1.5m de altura e 0.60m de largura.

As figuras seguintes mostram os diagramas de momento flector e esforço transverso para a envolvente das diversas combinações incluindo a acção sísmica. A viga foi dimensionada para esta envolvente de acordo com o EC2, sendo que foram observadas as regras de pormenorização do EC8.

O dimensionamento ao esforço transverso de modo a cumprir o “capacity design” implica que a obtenção de esforços de cálculo para a região até uma distância dos apoios igual à altura da viga (zona crítica) seja efectuada de acordo com o já explanado no §2.2.8 do presente trabalho.

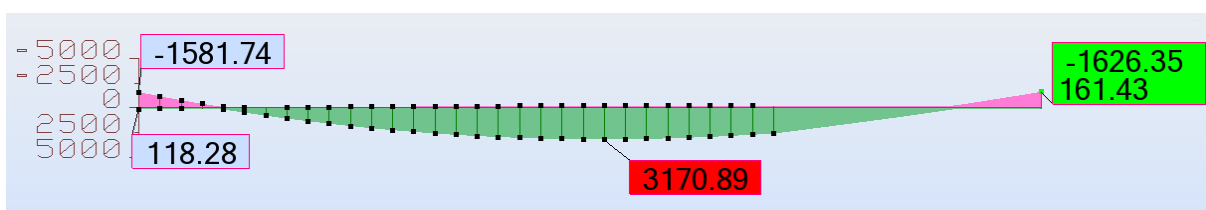


Fig. 6.10 – Envolvente momentos flectores (viga da cobertura)

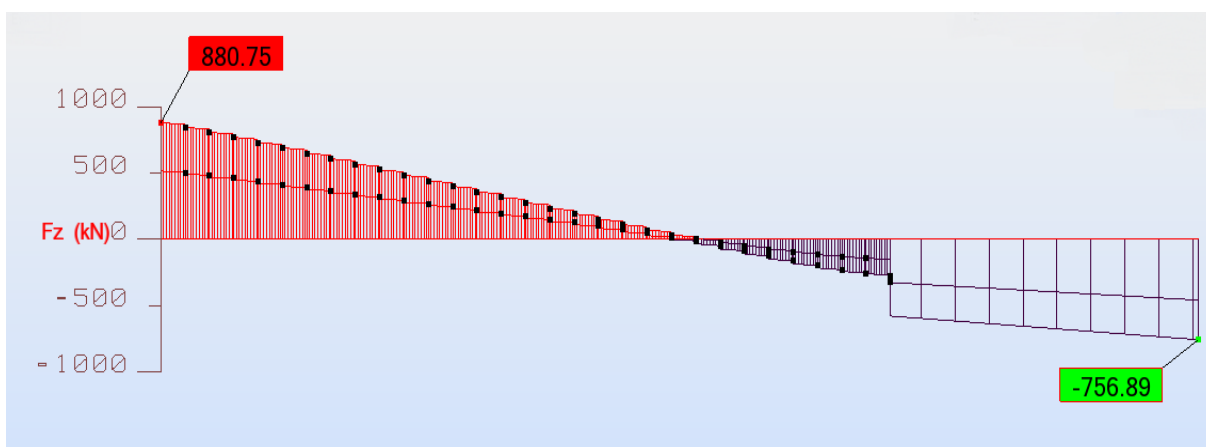


Fig. 6.11 – Envolvente esforço transverso (viga da cobertura)

A tabela seguinte pormenoriza os cálculos efectuados.

Tabela 6.7 – Resultados de dimensionamento à flexão (viga da cobertura)

Secção [-]	Envolvente [-]	M_{Sd} [kN.m]	μ [-]	ω [-]	$A_{S,teor.}$ [cm ²]	Armadura [-]	$A_{S,eff}$ [cm ²]	ρ [%]	ρ_{min} [%]	$\rho_{máx}$ [%]
Apoio Esquerda	+	118.28	-	-	-	3 ϕ 25	14.73	0.49	0.26	-
	-	1581.74	0.075	0.079	26.33	6 ϕ 25	29.45			
½ vão	+	3170.89	0.15	0.17	56.78	12 ϕ 25	58.90	0.82	0.26	0.89
	-	-210.05	-	-	-	3 ϕ 25	14.73			
Apoio Direita	+	161.43	-	-	-	3 ϕ 25	14.73	0.49	0.26	-
	-	1626.35	0.077	0.081	27.00	6 ϕ 25	29.45			

Os valores de ρ_{min} e $\rho_{máx}$ foram obtidos através das expressões 2.17 e 2.18 respectivamente.

Podemos então determinar o valor dos momentos resistentes.

Tabela 6.8 – Momentos resistentes (viga da cobertura)

Secção	Envolvente	ω_{rd} [-]	μ_{rd} [-]	$M_{rd,b}$ [kN.m]
Apoio Esquerda	+	0.044	0.043	904.07
	-	0.088	0.083	1748.5
½ vão	+	0.176	0.157	3307.5
	-	0.044	0.043	904.7
Apoio Direita	+	0.044	0.043	904.07
	-	0.088	0.083	1748.5

O valor de cálculo do esforço transversal, de acordo com a filosofia de “capacity design”, é o máximo entre o valor de $\max V_{i,d}$, calculado de acordo com a expressão 2.16 do presente trabalho e o valor obtido directamente da envolvente do esforço transversal a uma distância d (altura útil da secção) do apoio.

Tabela 6.9 – Esforço transversal de cálculo (viga de cobertura)

l_{cl} [m]	$M_{Rd,bi}^-$ [kN.m]	$M_{Rd,bi}^+$ [kN.m]	$V_{g+\psi 2,q}$ [kN]	$\max V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,Max}$ [kN]
19.2	1748.5	904.07	603.55	741.7	3039.7

O valor de cálculo obtido por esta via para o esforço transversal é ligeiramente inferior ao valor obtido directamente do diagrama da envolvente global ao esforço transversal (fig.6.11) a uma distância d do apoio, $V_{Ed}=768,35$ kN, pelo que é este o valor de cálculo ao esforço transversal.

Pela seguinte expressão obtêm-se o espaçamento mínimo de acordo com o EC8:

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 8d_{bl} \right\} \quad (6.6)$$

Onde

d_{bw} é o diâmetro de um estribo;

d_{bl} é o diâmetro de uma varão longitudinal;

h_w é a altura da viga.

Escolhendo o diâmetro de 8mm para os estribos, pela expressão 6.6, o espaçamento máximo entre estribos é de 19.2mm

De seguida apresenta-se os resultados de dimensionamento ao esforço transversal.

Tabela 6.10 – Resultados de dimensionamento ao esforço transversal

V_{Ed} [kN]	Θ [°]	$A_{sw,min}/s$ [cm ² /m]	$A_{sw}/s^{teor.}$ [cm ² /m]	Φ [-]	$A_{sw}/s^{total.}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
768.35	30	4.8	7.84	$\Phi 8//0.125$	8.04	787.7

A pequena quebra que se observa no diagrama de esforço transversal corresponde à carga do pequeno pilar que descarrega nesta viga. Devido à pequena expressão desta carga não se torna necessário dimensionar armadura de suspensão, bastando manter a armadura já calculada para resistir ao corte até essa zona da viga.

A diferença entre os esforços obtidos em pré dimensionamento e os finais já era esperada face ao modelo adoptado em pré dimensionamento. De verificar que a opção tomada em pré-dimensionamento funcionou de maneira acertada face ao grau de encastramento produzido pelos pilares.

6.5. VIGAS, ELS

O procedimento para as verificações aos estados limites de serviço para as vigas é idêntico ao procedimento seguido para as lajes, pelo que não se procede, neste trabalho à explicitação do mesmo.

6.6. PILARES

Os pilares foram dimensionados tendo em conta a filosofia do “capacity design”. Apresenta-se neste trabalho o dimensionamento de um dos pilares do edifício em estudo. A escolha recaiu sobre o pilar que liga na direcção y do seu nó superior à viga da cobertura já dimensionada com secção de 1.00m x 0.60m. A figura 6.13 identifica o pilar seleccionado no edifício.

É necessário proceder à verificação dos limites do esforço normal reduzido de acordo com o §5.1.2 e §5.4.3.2.1 do EC8. O esforço normal de cálculo é $N_{Ed}=1119,5$ kN. De acordo com a expressão 2.22:

$$0.1 \leq 0.11 \leq 0.65$$

O.K.

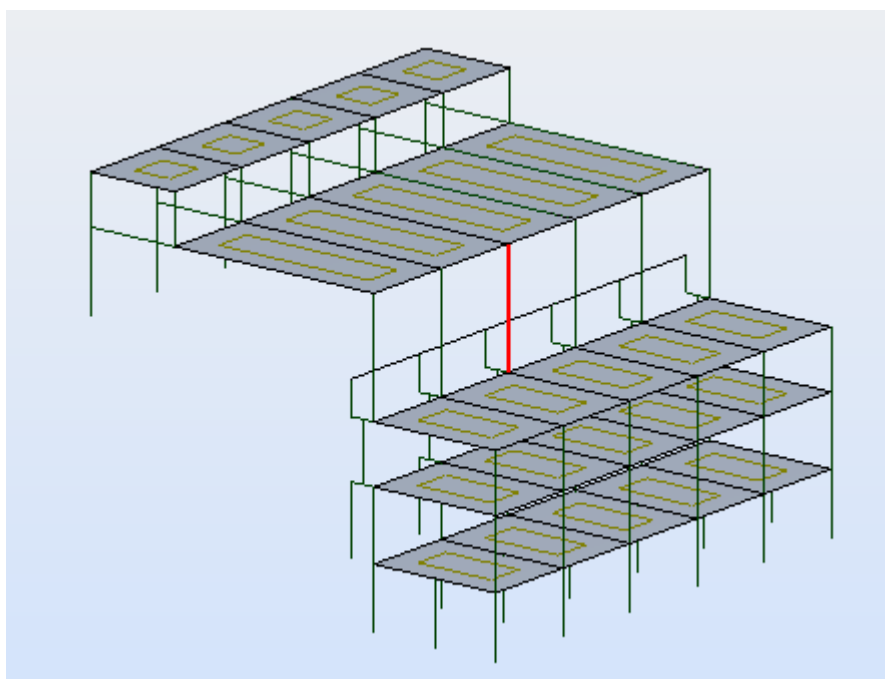


Fig.6.12 – Indicação do pilar dimensionado

Para dimensionamento da armadura considerou-se que o pilar estava sujeito à flexão composta em cada direcção, tendo sido usadas as tabelas de flexão composta para secções rectangulares na obtenção da taxa de armadura mecânica.

Na tabela seguinte sintetiza-se os cálculos efectuados

Tabela 6.11 – Dimensionamento armadura (Pilar)

Direcção	$\sum M_{Rb,esq}$	$\sum M_{Rb,dir}$	$\sum M_{Rb}$	$M_{Ed,Pilar}$	N	μ	ν	ω	$A_{S,teor.}$
[-]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]
y	1748.5	-	1748.5	2273.05	1119.5	0.23	0.11	0.46	105.96
x	162.18	162.18	324.36	421.7	1119.5	0.07	0.11	0.06	13.82

A armadura mínima segundo o §9.5 do EC2 é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0.1N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c \quad (6.7)$$

Em adição às prescrições do EC2, o EC8 prescreve, que de modo a garantir a ductilidade local a taxa de armadura longitudinal não deve ser inferior a 0.01 nem superior a 0.04.

Deste modo a armadura mínima calculada de acordo com a expressão 6.7, $A_{s,min}=12\text{cm}^2$.

Assim sendo, chegou-se às seguintes armaduras longitudinais para o pilar em questão.

Tabela 6.12 – Momento resistente (Pilar)

Direcção	Armadura [-]	$A_{s,eff}$ [cm ²]	ω [-]	μ [-]	M_{Rd} [kN.m]	ρ [%]
y	24 ϕ 25	117.84	0.511	0.248	2480.00	2.455
x	6 ϕ 25	29.46	0.128	0.096	576.00	

A verificação de segurança à flexão desviada foi de acordo com a expressão 2.21 deste trabalho, usando os valores dos esforços actuantes da envolvente de todas as combinações aos estados limites últimos (fundamental/sísmica) obtidos da análise estrutural.

Tabela 6.13 – Verificação flexão bi-axial (Pilar)

N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd} [-]	a [-]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]	$M_{Ed,xr}$ [kN.m]	$M_{Rd,y}$ [kN.m]	$M_{Rd,x}$ [kN.m]
1119.5	14945.2	0.075	1	1615.35	178.4	2480.00	576.00

$$\left(\frac{1615.35}{2480}\right)^1 + \left(\frac{178.4}{576}\right)^1 = 0.96 \leq 1.0$$

Para a armadura total adoptada representa-se na figura seguinte o diagrama de interacção N-M

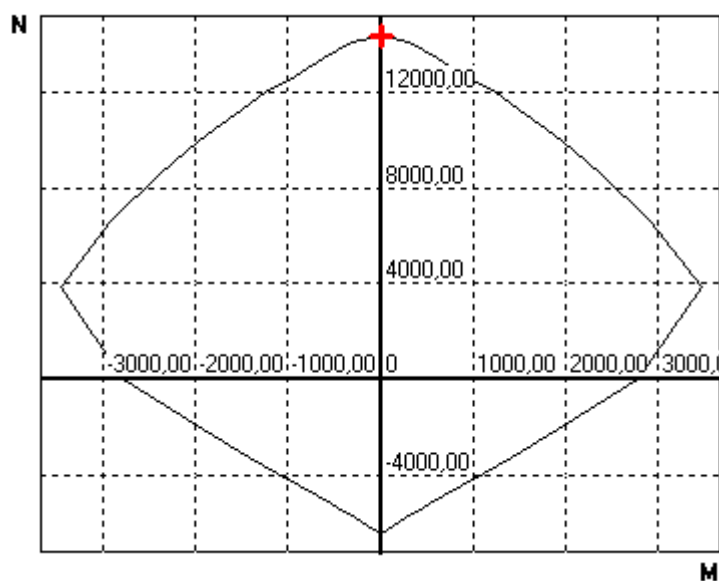


Fig. 6.13 – Diagrama interação N-M (Pilar)

De referir que os valores estimados em pré-dimensionamento para o alinhamento A (fig. 4.16) foram cerca de 40% menores dos que os finais. De facto, a difícil interpretação do caminho de forças tomado pelas cargas vindas da ponte rolante originou esta diferença importante na estimativa. No entanto, as imposições arquitectónicas neste tipo de elementos levaram a dimensões com uma reserva de resistência.

Na ligação viga/pilar é ainda necessário dimensionar armadura de esforço transversal até uma distância $l_{cr}=1.175m$, valor este obtido pela expressão 2.23 da presente dissertação, dos nós de ligação.

A metodologia para obter o valor de cálculo do esforço transversal e conseqüente dimensionamento de armadura é de acordo com o exposto no §2.2.9 do presente trabalho, e por ser idêntica à já realizada para as vigas não se explicita a mesma.

CONCLUSÕES

Procurou-se com este trabalho, dimensionar um edifício de acordo com os eurocódigos estruturais que brevemente entrarão em vigor em Portugal, vindo substituir de vez a legislação anterior (REBAP/RSA) ainda em vigor. Relativamente à definição de acções, no que diz respeito à acção da Neve sobre estruturas, quantificando esta acção através do EC1-p1-3 obtém-se valores substancialmente inferiores aos do RSA, mas ao contrário do RSA, o eurocódigo não considera nula a acção da neve ao nível do solo em altitudes inferiores a 200m. O EC1-p1-4 para determinação da acção do vento sobre estruturas, apresenta uma metodologia de cálculo diferente do RSA, no entanto para edifícios correntes, o cálculo desta acção pelo EC1 não vem apresentar dificuldades acrescidas ao projectista. Abordando o dimensionamento estrutural, quando executado de acordo com o EC2 (estruturas de ductilidade baixa), não apresenta dificuldades acrescidas relativamente ao REBAP. O mesmo já não se poderá dizer o mesmo acerca do EC8. Sendo este Eurocódigo ainda muito recente (o seu anexo nacional na versão definitiva é do ano de 2010), a sua abordagem nas escolas de engenharia ainda não é aprofundada, pelo que a sua implementação em Portugal vai trazer dificuldades acrescidas ao projectista, nomeadamente no que respeita ao dimensionamento de estruturas de classe de ductilidade média e alta. De facto, a opção pelo dimensionamento para dissipação de energia e ductilidade apresenta maiores dificuldades ao projectista devido à complexidade do cálculo necessário para cumprir com o critério de “coluna forte/viga fraca”, nomeadamente no que respeita à obtenção dos valores de cálculo ao esforço transversal, faz com que esta opção seja penalizante no que respeita a tempo e trabalho. Devido a este acréscimo de dificuldade, muitos projectistas concerteza que continuarão a dimensionar estruturas para classe de ductilidade baixa, o que implica o aumento dos custos destas principalmente em zonas onde a acção sísmica é a condicionante, uma vez que o coeficiente de comportamento é fortemente agravado. Por outro lado, a complexidade elevada do dimensionamento de estruturas para a classe de ductilidade alta, desmotivará a maior parte dos projectistas, pelo que pesando o custo/trabalho dos projectos com o custo da construção das estruturas, acabará por ser, no geral, compensatório dimensionar as estruturas para a classe de ductilidade média. Caberá então aos projectistas e principalmente aos donos de obra, já que são estes a arcar com os custos da construção, fazer com que a transição para o EC8 e consequente mudança na filosofia de dimensionamento seja efectuada da maneira mais rápida possível. Esta mudança na filosofia será também mais rápida se forem desenvolvidas ferramentas de cálculo automático mais poderosas para acompanhar a evolução regulamentar. Ferramentas estas que hoje em dia são cada vez mais essenciais na actividade de projecto. No entanto, torna-se necessário que o engenheiro tenha um grande domínio das matérias que cobrem a actividade de projecto de estruturas, de maneira a compreender cabalmente aquilo que se está a fazer, de forma a poder avaliar critica e conscientemente os resultados obtidos através do uso deste tipo de programas, pois cada vez mais tende-se a acreditar cegamente nesses resultados.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Figueiras, J.A., *Flexão composta, Flexão desviada, Transverso*. Apontamentos das aulas de Estruturas de Betão 1. FEUP, DeCivil, 2008/2009.
- [2] Vila Pouca, N., Faria, R., *Esforço transverso. Torção. Punçoamento*. Apontamentos das aulas de Estruturas Betão 1, FEUP, DeCivil, 2008/2009
- [3] Figueiras, J.A., *Verificação aos estados Limites de utilização*. FEUP, DeCivil, 1997.
- [4] Figueiras, J.A., *Análise e dimensionamento de estruturas porticadas*. FEUP, DeCivil, 2003.
- [5] Figueiras, J.A., *Dimensionamento de pilares tendo em conta os efeitos de 2ª ordem*. FEUP, Apontamentos das aulas de Estruturas Betão 2, 2008/2009
- [6] Vila Pouca, N., *Lajes – Avaliação do comportamento estrutural*. Apontamentos das aulas de Estruturas Betão 2, 2008/2009
- [7] Figueiras, J.A., *Lajes maciças*. FEUP, DeCivil, 2003.
- [8] Delgado, R., Arêde, A., *Dinâmica de estruturas e engenharia sísmica*. FEUP, Apontamentos das aulas, 2009/2010.
- [9] Eurocodigo 0 (Dezembro de 2008), *Bases para o projecto de estruturas*.
- [10] Eurocodigo 1 (2009), *Acções em estruturas – Parte 1 – 1: Acções gerais*.
- [11] Eurocodigo 1 (2009), *Acções em estruturas – Parte 1 – 3: Acções da neve*.
- [12] Eurocodigo 1 (2010), *Acções em estruturas – Parte 1 – 4 Acções do vento*.
- [13] Eurocodigo 2 (Abril de 2004), *Projecto de estruturas de betão – Parte 1 – 1 Regras gerais e regras para edifícios*.
- [14] Eurocodigo 8 (Abril de 2004), *Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*
- [15] FARDIS, M.; *et al* (2005) – “Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”, Thomas Telford, Londres.
- [16] Matrena, C., (2008), *Análise e dimensionamento de um edifício do parque de nações*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico.
- [17] Dias, C., (2008), *Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- [18] Romãozinho, M., (2008), *Dimensionamento para a acção do Ec8*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico