

Projeto de uma cobertura de um espaço público

João Pedro Camacho da Silva Lopes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor António José da Silva Costa

Júri:

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

Vogal: Professor Doutor José Manuel de Matos Noronha da Câmara

Outubro 2018

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, quero agradecer ao professor doutor António Costa por ter aceite o meu pedido de realização de tese e por me ter ajudado em tudo o que foi preciso, mostrando-se sempre disponível para me ajudar.

Aos meus pais, por me terem apoiado desde sempre e me terem dado a possibilidade de realizar este curso. Por estarem sempre disponíveis para me dar tudo o que eu necessitasse para conseguir concluir esta etapa.

À Carolina, a minha namorada, por todo o apoio e paciência para me aturar em algumas fases mais complicadas.

Aos meus companheiros de curso, Luís Freitas e Vargas, este caminho foi feito com vocês! Obrigado por me terem ajudado.

Resumo

O projeto e dimensionamento de uma estrutura têm como principal objetivo garantir um comportamento adequado de acordo com a finalidade para a qual foi concebida. É necessário assegurar que a estrutura possua não só estabilidade e resistência às diversas solicitações atuantes, mas também durabilidade e bom funcionamento estrutural durante todo o período de vida útil da estrutura.

As lajes por possuírem grandes dimensões em planta são um fator condicionante para o custo total do empreendimento, quer diretamente por consumirem grandes quantidades de material, quer indiretamente, pois a sua carga afeta as dimensões e os materiais dos restantes elementos estruturais. Este elemento estrutural é o que mais condiciona a quantidade de recursos a utilizar e o principal foco deste trabalho.

Este projeto tem como objetivo o desenvolvimento de uma solução pré-esforçada para a laje da cobertura de um espaço público e o dimensionamento da solução. Foi efetuada uma análise de três soluções para a realização da laje da cobertura a nível de pré-dimensionamento. Os critérios adotados para a escolha da solução consistiram na comparação das soluções ao nível do comportamento estrutural e económico.

Foi escolhida a solução da laje com grelha de vigas pela utilização de uma laje com uma espessura bem inferior às utilizadas nos restantes casos de estudo. Por forma a conferir um desempenho adequado da estrutura em relação à ação sísmica, recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000® que permite o estudo do comportamento da estrutura tanto a nível estático como dinâmico.

Palavras-chave: Projeto, estruturas, dimensionamento, análise sísmica, Eurocódigos, pré-esforço.

Abstract

The project and design of a structure have as a main goal to ensure a suitable behaviour according to the purpose of which the structure was conceived. It is mandatory that a structure provides not only stability and resistance, but also durability and a proper structural performance in all of its lifetime.

Slabs have large dimensions in blueprints representing a determinant factor for the total cost of the project. Directly by consuming significant quantities of materials, and also indirectly, because its load affects the dimensions and materials of the remaining structural elements. Slabs are the structural element which most affects the allocation of resources to be used in the project and are the main focus of this study.

The main goal of this project consists in the development of a pre-stress solution for a roof slab of a public space and the design of the structure by applying regulations of eurocodes. A pre-design analysis of three solutions for the roof slab was developed to obtain the more appropriate solution. The criteria adopted for the choice of the solution were based on the comparison of the structural behaviour and economic reasons.

The solution chosen was the slab with beams grid because it uses a slab with a considerable smaller thickness when compared with the other case studies. In order to obtain a suitable performance of the structure towards seismic activity, an analysis was developed by using an automatic calculus software, SAP2000®. This software provides a static and dynamic structure's behaviour study.

Key-words: Project, structure, design, seismic analysis, Eurocodes, pre-stress.

Índice

1 – Introdução	1
1.1 – Estrutura do documento	1
2 – Memória descritiva.....	3
2.1 – Descrição da cobertura (arquitetura).....	3
2.2 Solução estrutural	3
2.3 – Terreno de fundação	4
2.4 – Materiais.....	4
2.4.1 – Betão	4
2.4.2 – Aço.....	4
2.5 – Ações e combinação de ações.....	5
2.5.1 – Ações	5
2.5.2 – Ação sísmica	6
2.5.3 – Combinação de ações.....	9
2.5.3.1 – Combinações para Estado Limite Último	9
2.5.3.2 – Combinações para Estado Limite de Utilização	10
2.5 – Durabilidade	12
3 – Estudo das soluções estruturais para a laje de cobertura	13
3.1 – Solução 1: laje nervurada (FERCA) - FG900.....	13
3.1.1 – Pré-dimensionamento.....	14
3.1.2 – Quantidades de material.....	17
3.2 – Solução 2: laje aligeirada com moldes perdidos Cobiax	17
3.2.1 – Pré-dimensionamento.....	18
3.2.2 – Quantidades de material.....	20
3.3 – Solução 3: grelha de vigas na laje.....	20
3.3.1 – Pré-dimensionamento.....	21
3.3.2 – Quantidades de material.....	22
3.4 – Comparação das soluções analisadas	23
4 – Análise para ações verticais	24
4.1 – Modelação.....	24
4.1.1 – Elementos estruturais	24
4.2 – Validação do modelo.....	25
4.3 – Verificação das deformações (definição do pré-esforço)	25

4.4 – Esforços	30
4.4.1 – Laje	30
4.4.2 – Vigas	31
5 – Análise para a ação sísmica	35
5.1 – Análise modal	35
5.2 – Coeficiente de comportamento	37
5.3 – Coeficiente sísmico.....	38
5.4 – Efeitos de 2ª ordem.....	39
5.6 – Solução com isolamento de base	40
5.6.1 – Análise modal	43
6 – Dimensionamento	48
6.1 – Laje da cobertura.....	48
6.2 – Vigas	49
6.2.1 – Armadura longitudinal	50
6.2.2 – Armadura transversal.....	51
6.2.3 – Viga do alinhamento 1	52
6.2.4 – Viga do alinhamento A	52
6.2.5 – Viga do alinhamento F.....	53
6.3 – Pilares	53
6.3.1 – Armadura longitudinal	53
6.3.2 – Armadura transversal.....	54
6.4 – Sapata.....	56
7 – Conclusões.....	58
Referências	59
Anexos.....	60
ANEXO A – Pré-dimensionamento.....	60
ANEXO B – Modos de vibração para o modelo sem isolamento	65
ANEXO C – Modos de vibração para o modelo com isolamento	66
ANEXO D – Dimensionamento das Vigas	66
ANEXO E – Dimensionamento dos Pilares	67
ANEXO F – Dimensionamento das Sapatas.....	68

Índice de Figuras

Figura 1 – Espectros de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1 e 2.....	7
Figura 2 – Espectros de resposta de cálculo para as ação sísmica tipo 1 e 2.	8
Figura 3 – Espectro de resposta elástica vertical.....	9
Figura 4 – Moldes FG900.....	14
Figura 5 – Efeito do Pré-esforço na secção de betão.....	15
Figura 6 – Solução aligeirada com moldes Cobiax.	18
Figura 7 – Propriedades dos moldes CBCM-E-360.....	19
Figura 8 – Corte transversal da grelha de vigas na laje.....	20
Figura 9 – Deformação elástica da laje e vigas.....	26
Figura 10 – Traçado dos cabos de pré-esforço (nível superior) nas vigas dos alinhamentos 1 e 2.	28
Figura 11 – Traçado dos cabos de pré-esforço (nível inferior) nas vigas dos alinhamentos 1 e 2.	29
Figura 12 – Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas dos alinhamentos A e K.	29
Figura 13 – Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas dos alinhamentos B a J.	29
Figura 14 – Ancoragens nC15.....	30
Figura 15 – Momentos fletores segundo x (ou m_{11}).	30
Figura 16 – Momentos fletores segundo y (ou m_{22})	31
Figura 17 – Eixos Locais utilizados no SAP para as vigas.	31
Figura 18 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos A e K.	32
Figura 19 – Esforço transversal segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos A e K.	32
Figura 20 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos 1 e 2.....	33
Figura 21 – Esforço transversal segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos 1 e 2.....	33
Figura 22 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos B a K.....	33
Figura 23 – Esforço transversal segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos B a K.....	34
Figura 24 – Modo fundamental da estrutura, translação segundo o eixo y.....	36
Figura 25 – Segundo modo de vibração, translação segundo x.....	36
Figura 26 – Terceiro modo de vibração, rotação em torno de z.....	36
Figura 27 – Quarto modo de vibração da estrutura, movimento da laje segundo z.	37
Figura 28 – Isolamento de base.	41
Figura 29 – Espectros de resposta com amortecimento de 5 e 10% e envolvente realizada.	43
Figura 30 – Modo fundamental de vibração da estrutura com isolamento, traslação segundo o eixo y.	44
Figura 31 – Segundo modo de vibração da estrutura com isolamento, translação segundo o eixo x 44	44
Figura 32 – Terceiro modo de vibração da estrutura com isolamento, rotação segundo o eixo z.	44
Figura 33 – Quarto modo de vibração da estrutura com isolamento, translação segundo y apenas dos pilares.....	45
Figura 34 – Deslocamentos de 1ª e 2ª ordem do pilar.	46
Figura 35 – Grelha de alinhamentos 48	48
Figura 36 – Metodologia de cálculo para verificar a segurança em relação ao ELU de flexão... 50	50
Figura 37 - Modelo de escoras e tirantes para pilares (zona de descontinuidade parcial). 56	56
Figura 38 – Modelo de escoras e tirantes utilizado para as sapatas. 57	57

Índice de Tabelas

Tabela 1- Estrutura do documento.	1
Tabela 2 - Características do terreno de fundação.	4
Tabela 3 - Características de resistência do betão C30/97.	4
Tabela 4 - Características Mecânicas do Aço A500.	5
Tabela 5 - Características mecânicas do aço de pré-esforço utilizado.	5
Tabela 6 - Sobrecarga da cobertura.	6
Tabela 7- Parâmetros para a definição da ação sísmica.	6
Tabela 8 - Coeficientes parciais para Ações Permanentes.	11
Tabela 9 - Coeficientes parciais para Ações Variáveis.	11
Tabela 10 - Coeficientes parciais para Ações Acidentais.	11
Tabela 11 - Coeficientes parciais para os materiais.	11
Tabela 12 - Coeficientes Ψ para coberturas de categoria H.	12
Tabela 13 - Classes de exposição e recobrimentos recomendados.	12
Tabela 14 - Características dos moldes FG900.	14
Tabela 15 - Dimensões das vigas para a solução com FG900.	16
Tabela 16 - Número de cordões de pré-esforço para as vigas da solução com FG900.	17
Tabela 17 - Quantidades totais de betão para a solução FG900.	17
Tabela 18 - Número total de cordões de pré-esforço para a solução com FG900.	17
Tabela 19 - Dimensões das vigas para a solução Cobiax.	19
Tabela 20 - Número de cordões de pré-esforço para as vigas da solução Cobiax.	20
Tabela 21 - Quantidades totais de betão para a solução Cobiax.	20
Tabela 22- Número total de cordões de pré-esforço para a solução Cobiax.	20
Tabela 23 - Dimensões das vigas para a solução da grelha de vigas.	22
Tabela 24 - Número de cordões de pré-esforço para a solução da grelha de vigas.	22
Tabela 25 - Quantidades totais de betão para a solução da grelha de vigas.	22
Tabela 26 - Número total de cordões de pré-esforço para a solução da grelha de vigas.	22
Tabela 27 - Quantidades de recursos.	23
Tabela 28 - Verificação das cargas verticais.	25
Tabela 29 - Determinação do coeficiente K_t para as secções do vão e do apoio.	27
Tabela 30 - Deformação instantânea e a longo prazo da laje de cobertura.	27
Tabela 31 - Flecha instantânea e a longo prazo para as vigas.	27
Tabela 32 - Dimensões das ancoragens utilizadas.	30
Tabela 33 - Informação modal da estrutura.	35
Tabela 34 - Coeficiente sísmico.	38
Tabela 35 - Cálculo dos deslocamentos.	39
Tabela 36 - Esforços de 1ª ordem e respetivos esforços normais e momentos flectores reduzidos.	40
Tabela 37 - Propriedades do isolamento de base SI-N 650/108.	41
Tabela 38 - Informação modal da estrutura com isolamento de base.	43
Tabela 39 - Deslocamentos elásticos e cálculo.	46
Tabela 40 - Esforços de 1º ordem.	47
Tabela 41 - Esforços de cálculo, esforço normal e momento fletor reduzidos.	47
Tabela 42 – Armadura superior e inferior da laje.	49
Tabela 43- Esforços de dimensionamento e momento fletor reduzido.	49
Tabela 44 - Verificação da armadura longitudinal necessária para verificar a segurança em relação ao ELU de flexão.	50

Tabela 45 - Armadura longitudinal mínima para as vigas.....	50
Tabela 46 – Largura efetiva considerada para as vigas.....	51
Tabela 47 – Armadura transversal para a viga do alinhamento 1.	52
Tabela 48 – Armadura transversal para a viga do alinhamento A.	53
Tabela 49 – Armadura transversal para a viga do alinhamento F.....	53
Tabela 50 – Armadura longitudinal mínima e máxima	54
Tabela 51 – Esforços de cálculo para os pilares.	54
Tabela 52 – Limites de espaçamento da armadura transversal.	55
Tabela 53 – Armadura Transversal para os pilares.	55
Tabela 54 - Dimensões das sapatas.....	57

Lista de Símbolos e Abreviaturas

Símbolos latinos

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície num terreno C;

a_{gr} valor de referência da aceleração máxima à superfície num terreno C;

b largura da secção;

b_{eff} largura efetiva da secção;

b_w largura da alma;

c recobrimento;

c_{min} recobrimento que satisfaz simultaneamente as questões de durabilidade e de aderência;

$c_{min,b}$ recobrimento mínimo necessário para garantir as condições de aderência das armaduras;

$c_{min,dur}$ recobrimento mínimo necessário para garantir as condições de durabilidade;

c_{nom} recobrimento adotado em projeto;

d altura útil da seção;

f_{cd} tensão resistente de dimensionamento do betão à compressão;

f_{ck} tensão resistente característica do betão à compressão;

$f_{ctk\,0,05}$ tensão resistente característica do betão à tração simples superada em 95% dos casos;

$f_{ctk\,0,95}$ tensão resistente característica do betão à tração simples superada em 5% dos casos;

f_{ctm} tensão resistente média do betão à tração simples;

f_{yd} tensão resistente de dimensionamento do aço;

f_{yk} tensão resistente característica do aço;

h altura da seção;

m_{11} momento de laje segundo o eixo 1;

m_{22} momento de laje segundo o eixo 2;

x posição da linha neutra;

z braço das forças numa seção;

A_s área de armadura;

$A_{s,min}$ área de armadura mínima;

$A_{s,máx}$ área de armadura máxima;

$\frac{A_{sw}}{s}$ área de armadura de esforço transversal;

$(\frac{A_{sw}}{s})_{min}$ área mínima de armadura de esforço transversal;

$(\frac{A_{sw}}{s})_{max}$ área máxima de armadura de esforço transversal;

A_c Área de secção transversal de betão;
 A_p Área de pré-esforço;
 $A_{s,min}$ Armadura mínima;
 $A_{s,max}$ armadura máxima;
 $E_{c,28}$ módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;
 E_s módulo de elasticidade do aço;
 M_{cqp} momento da combinação quase permanente de ações;
 M_{Rd} momento resistente;
 M_{sd} momento atuante;
 $M_{sd,x}$ momento atuante segundo x ;
 $M_{sd,y}$ momento atuante segundo y
 N_{pilar} esforço normal do pilar
 N_{sd} esforço normal atuante
 P efeito do pré-esforço
 P_{∞} força de pré-esforço útil
 S fator de solo
 S_d aceleração sísmica de projeto
 $S_e(T)$ aceleração sísmica horizontal elástica
 $S_{ve}(T)$ aceleração sísmica vertical elástica
 T período de vibração da estrutura
 T_B período de vibração
 T_C período de vibração
 T_D período de vibração
 V_{sd} esforço transversal atuante

Símbolos gregos

γ_c coeficiente de segurança do betão
 $\gamma_{g,j}$ coeficiente de segurança para as ações permanentes
 γ_I coeficiente de importância
 γ_P coeficiente de segurança para o efeito do pré-esforço
 $\gamma_{Q,i}$ coeficiente de segurança para as ações variáveis
 $\gamma_{Q,1}$ coeficiente de segurança para a ação variável principal
 δ_{adm} flecha admissível
 $\delta_{longo\ prazo}$ flecha a longo prazo
 $\epsilon_{sy,d}$ extensão de cedência do aço

ε_{yd} extensão de cedência do aço
 η coeficiente de correção do amortecimento
 θ inclinação das escoras de esforço transversal
 ν esforço normal reduzido
 ρ percentagem geométrica de armadura
 φ coeficiente de fluência
 ϕ diâmetro das armaduras
 $\psi_{0,i}$ coeficiente raro
 $\psi_{2,i}$ coeficiente quase permanente

Abreviaturas

DCM – Classe de ductilidade média;
ELS – Estado limite de serviço;
ELU – Estado limite último.

1 – Introdução

O projeto e dimensionamento de uma estrutura têm como principal requisito garantir um comportamento adequado de acordo com a finalidade para a qual esta foi concebida. É necessário assegurar que a estrutura possua não só estabilidade e resistência às diversas solicitações regulamentares, mas também durabilidade e bom funcionamento estrutural durante todo o período de vida útil da estrutura.

As lajes por possuírem grandes dimensões em planta são um fator condicionante para o custo total do empreendimento, quer a nível direto por consumirem grandes quantidades de material, mas também a nível indireto, pois a sua carga afeta as dimensões e quantidades de materiais dos restantes elementos estruturais.

Este projeto tem como objetivo o desenvolvimento de uma solução estrutural para a laje da cobertura de um espaço público e o dimensionamento da laje e dos restantes elementos estruturais que a constituem, pilares e fundações.

Numa primeira fase foi feita uma análise de três soluções distintas, para a realização da laje da cobertura, a nível de pré-dimensionamento. Em seguida, procedeu-se à escolha da solução que melhor se enquadra para o projeto em estudo, através de comparações não só ao nível do comportamento estrutural mas também acerca das quantidades de material utilizadas em cada uma das soluções. Foi escolhida a solução da laje com grelha de vigas, dada a utilização de uma laje com uma espessura bem inferior às utilizadas nos restantes casos de estudo, e, sendo o elemento estrutural que mais condiciona a quantidade de recursos a utilizar, apresenta grande competitividade face às restantes soluções analisadas.

Finalmente, para a solução escolhida na fase anterior, foi realizado um estudo com o objetivo de definir uma solução estrutural conferindo um desempenho adequado da estrutura em relação à ação sísmica. Por forma a realizar esta avaliação sísmica da estrutura, recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000® que permite o estudo do comportamento da estrutura tanto a nível estático como dinâmico.

1.1 – Estrutura do documento

Relativamente à estrutura do documento, na tabela 1 apresenta-se uma breve descrição dos capítulos deste trabalho.

Tabela 1- Estrutura do documento.

<i>Capítulo</i>	<i>Descrição</i>
<i>Capítulo 2: Memória descritiva</i>	Descreve-se a arquitetura da cobertura, a solução estrutural, o terreno de fundação, os materiais, as ações e combinações de ações, incluindo a definição da ação sísmica e, por fim os requisitos de durabilidade da solução da laje de cobertura.

<i>Capítulo 3: Estudo das soluções estruturais para a laje de cobertura</i>	<p>Apresenta-se uma análise das soluções do sistema estrutural da laje de cobertura: uma laje nervurada do tipo FERCA, uma laje aligeirada através de moldes perdidos Cobiax e uma laje composta por uma grelha de vigas.</p> <p>Apresentam-se os cálculos relativos ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais, laje e vigas, para cada uma das soluções estudadas.</p>
<i>Capítulo 4: Análise para ações verticais</i>	<p>Descreve-se a modelação da estrutura inserida no programa de cálculo automático e elementos finitos SAP2000®. Através deste <i>software</i> realiza-se uma análise dinâmica da estrutura e determinam-se os esforços de cálculo dos elementos a dimensionar em relação às ações verticais: laje e vigas.</p> <p>Apresenta-se ainda a validação do modelo através da comparação das cargas de pré-dimensionamento com as que advêm do modelo e a verificação das deformações da laje e das vigas.</p>
<i>Capítulo 5: Análise para a ação sísmica</i>	<p>Procede-se à análise dos esforços a que estariam sujeitos os elementos verticais e as fundações, em relação ao estado limite condicionante, correspondendo à solicitação sísmica.</p> <p>Realiza-se a análise modal, com recurso ao SAP2000 de forma a descrever os principais modos de vibração da estrutura, com e sem aparelho de apoio de modo a analisar as vantagens da utilização de um isolamento de base.</p> <p>Define-se ainda o coeficiente de comportamento e o coeficiente sísmico.</p>
<i>Capítulo 6: Dimensionamento</i>	<p>Descreve-se como se realizou o dimensionamento dos elementos estruturais (laje, vigas, pilares e sapata) que compõem a solução escolhida para a laje da cobertura.</p> <p>Apresentam-se os procedimentos utilizados para obter as quantidades de armadura necessárias para um funcionamento adequado da estrutura.</p>
<i>Capítulo 7: Conclusões</i>	<p>Apresentam-se as principais conclusões deste trabalho e algumas considerações futuras.</p>

2 – Memória descritiva

2.1 – Descrição da cobertura (arquitetura)

A cobertura em análise neste projeto, a construir em Faro será um espaço público coberto e polivalente, podendo ter diversos tipos de utilização.

Solto da cobertura existe um volume com 2 pisos onde irá funcionar uma cafetaria e todos os serviços de apoio. O nível emergente será um espaço dedicado a Bar/Cafetaria, enterrado face ao plano térreo existem os serviços de apoio e instalações sanitárias.

Os espaços envolventes poderão ter diversas utilizações tais como: uma extensão do bar onde poderão ser colocadas várias zonas de estar, com mesas e cadeiras criando um ambiente de esplanada; um espaço de exposições onde poderão ser dispostos quadros, fotografias ou até uma área para pequenos recitais ou vernissages.

Os vãos desta cobertura são relativamente elevados apresentando um desenvolvimento em planta considerável. A cobertura apresenta 26 metros de largura, 46 de comprimento e possuindo uma altura máxima de 8,8 metros. A laje de cobertura assenta nos 4 pilares ficando com uma superfície com três metros de comprimento em consola, considerando esta distância relativamente ao eixo dos elementos verticais.

2.2 Solução estrutural

Considerando os vãos da cobertura verifica-se a necessidade de conceber uma solução pré-esforçada para a laje. A utilização de pré-esforço nas estruturas de betão tem como principal objetivo melhorar o seu comportamento em serviço, pretendendo-se que as deformações e o nível de tensões de tração nas diversas secções dos elementos seja nula ou muito reduzida.

Devido aos vãos elevados desta estrutura em estudo, a opção por vigas e lajes pré-esforçadas é bastante consensual. Sendo mais fácil de assegurar o controlo do seu comportamento tanto quanto à fendilhação como também à deformação. O pré-esforço apresenta diversas vantagens, como já foi referido, o melhor comportamento em serviço dos elementos de betão, vencer maiores vãos, maiores esbeltezas para vãos equivalentes, traduzindo-se em diminuição do peso próprio.

No capítulo 3 será realizado um estudo de soluções estruturais para a laje de cobertura.

2.3 – Terreno de fundação

O solo de fundação é composto por um depósito fundo de areia compacta. No que diz respeito às condições geotécnicas do solo de fundação, este foi considerado como terreno do tipo C, de acordo com a classificação descrita no artigo 3.1.2 do EC8 [4]. Na tabela 2 encontram-se descritas as características do terreno onde se pretende implementar a estrutura.

Tabela 2 - Características do terreno de fundação.

Tipo de Terreno	σ_{rd} [kPa]	$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} (pancadas/30cm)
C	400	180-360	15-50

2.4 – Materiais

No presente subcapítulo definem-se as propriedades dos materiais utilizados, garantindo adequados níveis de resistência e de durabilidade para todos os elementos.

2.4.1 – Betão

O betão utilizado no projeto tem de possuir capacidade resistente necessária de forma a apresentar um comportamento estrutural adequado à funcionalidade da estrutura. Assim sendo foi escolhido, para todos os elementos estruturais, a utilização de um betão da classe C30/37, apresentando as características representadas na tabela 3.

Tabela 3 - Características de resistência do betão C30/37

Classe de Resistência	C30/37
Propriedades	
f_{ck} [MPa]	30
f_{cd} [MPa]	20
$f_{ctk 0.05}$ [MPa]	2.0
f_{ctm} [MPa]	2.9
$f_{ctk 0.95}$ [MPa]	3.8
$E_{c,28}$ [GPa]	33

2.4.2 – Aço

O aço utilizado nesta estrutura é de dois tipos, como indicado em seguida.

2.4.2.1- Armaduras para betão armado

Relativamente a este tipo de armaduras foi adotado um aço A500-NR SD, com as características mecânicas descritas na tabela 4. A decisão de utilização deste tipo de aço, foi feita através da condição do artigo 5.4.1.1 (3) do EC8-1 [4], onde é referido que, nas zonas críticas dos elementos

sismos primários deve ser utilizado armaduras da classe B ou C, referido no Quadro C.1 do EC2 1-1 [3]. Assim sendo, utilizando esta classe para o aço das armaduras ordinárias e, atendendo a que este é classificado como sendo da classe C, garantimos o uso de um aço de ductilidade especial.

Tabela 4 - Características Mecânicas do Aço A500

	A500-NR SD
f_{yk} [MPa]	500
f_{yd} [MPa]	435
ϵ_{yd} [$\times 10^{-3}$]	2,175
E_s [GPa]	200

2.4.2.2- Armaduras de pré-esforço

As armaduras de pré-esforço são constituídas por aço de alta resistência e podem ter diversas formas: fios, cordões ou varões. Neste caso de estudo, foram utilizados cordões designados 0.6"S, com secção nominal de 1.5 cm² e com um diâmetro de 15.7mm, com as características apresentadas na tabela 5.

Tabela 5 - Características mecânicas do aço de pré-esforço utilizado.

$f_{p0,1k}$ [MPa]	1670
f_{pk} [MPa]	1860
f_{pyd} [MPa]	1452
E_p [GPa]	195+/-10

2.5 – Ações e combinação de ações

2.5.1 – Ações

Como forma de quantificar as ações que solicitam o edifício, foram utilizados os valores definidos pelo EC1, mais especificamente na Parte 1.1 [3], que diz respeito às Ações Gerais. As ações podem ser divididas em permanentes ou variáveis, diferindo apenas na variação ou não da sua intensidade durante o período de vida útil da estrutura.

2.5.1.1 – Ações permanentes

As ações permanentes têm um caráter de maior permanência temporal no período de vida útil da estrutura. Relativamente ao peso próprio dos materiais que constituem a solução, apenas foi considerado o peso do betão, sendo este material aquele que tem maior expressão, apresentando um peso volúmico de 25 kN/m³.

Quanto às restantes cargas permanentes, estas têm o objetivo de contabilizar o peso de todos os materiais não estruturais que se encontram na estrutura. Para este caso de estudo, apenas foi considerado 2kN/m^2 para esta parcela de carga, referente à camada de forma em material leve a utilizar na cobertura. A utilização desta camada de forma tem como objetivo possibilitar a drenagem de água que aflua a essa zona.

2.5.1.2 – Ações variáveis

No que diz respeito às cargas variáveis, também denominadas por sobrecargas, estas caracterizam-se por variarem a sua intensidade durante o período de vida útil da estrutura. O valor desta carga varia consoante da utilização do edifício em causa. Foi considerada, para a estrutura em análise, uma cobertura não acessível, exceto para operações de manutenção e reparações correntes, pertencendo assim à categoria H do Quadro NA-6.10 do EC1 [2]. Desta forma, o valor utilizado para esta parcela de carga pode ser verificado consultando a tabela 6.

Tabela 6 - Sobrecarga da cobertura.

Cobertura	q_k [kN/m ²]
Categoria H	0,4

2.5.2 – Ação sísmica

Este subcapítulo destina-se à determinação da ação sísmica através da definição dos espetros de resposta elástico e de cálculo. Para a correta definição dos espetros de resposta, é necessário conhecer um conjunto de parâmetros que estão relacionados com o tipo de estrutura, o tipo de utilização da mesma, a localização e ainda o tipo de solo, como ilustrado na tabela 7.

Como já foi referido no capítulo 2, a cobertura em análise será construída em Faro, considerando uma classe de importância II. A estrutura será dimensionada para uma classe de ductilidade média (DCM) e com um terreno de fundação do tipo C.

Tabela 7- Parâmetros para a definição da ação sísmica.

	Sismo 1	Sismo 2
Zona	1.2	2.2
Tipo de Solo	C	
$a_{g,r}$ (m/s ²)	2	2
Y_I	1	
a_g (m/s ²)	2	2
$S_{máx}$	1,6	1,6
S	1,4	1,4
T_B (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2,0	2,0

Relativamente ao espectro de resposta elástico, ilustrado na figura 1, este pode ser definido através do art.º 3.2.2.2 (1) do EC8 [4]. Contudo, quando se pretende dimensionar uma estrutura, deve ser tido em conta a ductilidade dos diversos elementos que nela figuram. Assim sendo e, através da afetação do coeficiente de comportamento, analisado no subcapítulo 5.2, é possível obter o espectro de resposta de cálculo.

Atendendo às recomendações propostas pelo EC8 e com especial atenção no anexo Nacional, é possível definir a ação sísmica com base em espectros de resposta. Estão preconizados dois tipos de ação sísmica:

- Sismo do Tipo 1 (AS1) com origem na atividade tectónica entre placas continentais, caracterizado por ser um sismo longínquo de elevada magnitude, baixa frequência e longa duração;
- Sismo do Tipo 2 (AS2) que resulta da atividade tectónica intraplacas com epicentro na zona continental, caracterizado por ser um sismo de baixa magnitude, alta frequência e curta duração.

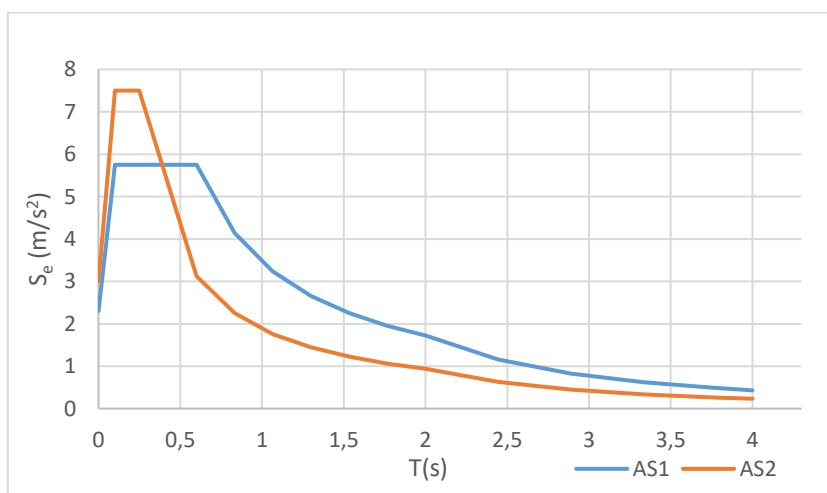


Figura 1 – Espectros de resposta elástica para a ação sísmica tipo 1 e 2.

Na figura 2, encontram-se os espectros de resposta de cálculo para os dois tipos de ação sísmica descritos anteriormente, considerando um coeficiente de comportamento da estrutura igual a 3, definido no subcapítulo 5.2. Conforme apresenta o art.º 3.2.2.5 do EC8 [4], onde se encontram as expressões para o cálculo destes espectros de resposta de cálculo.

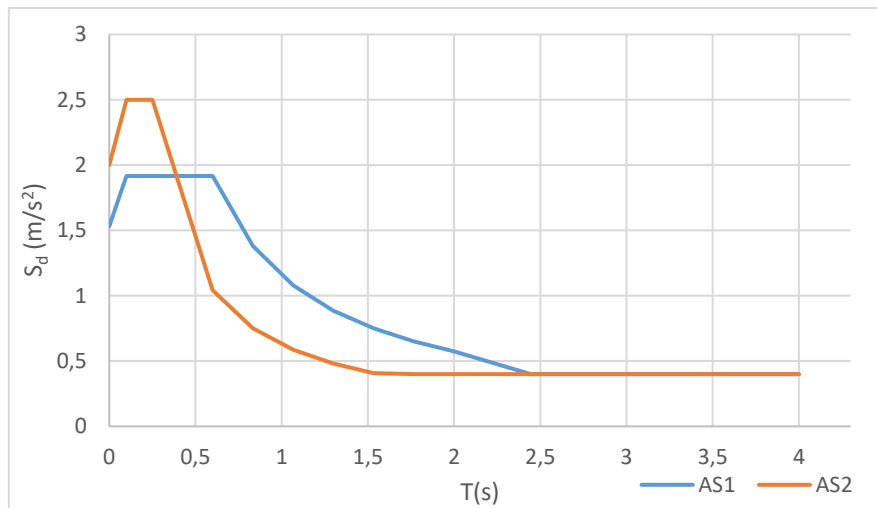


Figura 2 – Espectros de resposta de cálculo para as ação sísmica tipo 1 e 2.

2.5.2.1 – Combinações dos efeitos da ação sísmica

Através do descrito no art.º 4.3.3.5.1 EC8 [4], deve ser considerado que as componentes horizontais da ação sísmica possam atuar simultaneamente. Assim sendo a ação sísmica deve considerar as combinações apresentadas nas expressões (2.1) e (2.2).

$$E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} \quad (2.1)$$

$$0,3 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.2)$$

Foi ainda analisada a componente vertical da ação sísmica, que podia ser condicionante para a determinação da armadura necessária para a laje, assim sendo e através das combinações apresentadas nas expressões (2.3), (2.4) e (2.5), em conformidade com o art.º 4.3.3.5.2 do EC8 [4].

$$E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} + 0,3 E_{Edz} \quad (2.3)$$

$$0,3 E_{Edx} + E_{Edy} + 0,3 E_{Edz} \quad (2.4)$$

$$0,3 E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} + E_{Edz} \quad (2.5)$$

Onde E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura; E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y escolhido para a estrutura e E_{Edz} diz respeito aos esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo.

2.5.2.2 – Espectro de resposta elástico vertical

O EC8 [4] apresenta ainda a definição do espectro de resposta segundo a direção vertical, como indica o art.º 3.2.2.3. Esta componente vertical da ação sísmica, pode ser condicionante para o dimensionamento dos elementos horizontais, vigas e laje. No entanto verificou-se que tal não se sucedia, sendo estes elementos condicionados pela combinação quase permanente de ações.

Em seguida, na figura 3, é apresentado esse espectro de resposta elástico relativo à direção vertical.

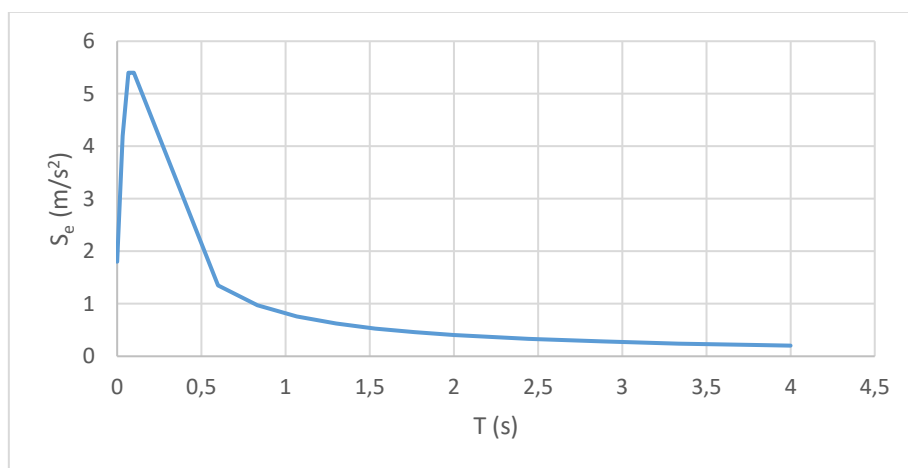


Figura 3 – Espectro de resposta elástica vertical.

2.5.3 – Combinação de ações

Para efetuar o dimensionamento de uma estrutura, o EC0 [1] preconiza as diversas combinações de ações para os estados limite último e de utilização. Estas combinações têm como objetivo considerar os diversos cenários possíveis de solicitações que podem atuar numa estrutura em simultâneo.

Importa ainda referir que não foi considerada a ação da neve na cobertura. Isto deve-se ao facto da sobrecarga considerada para a cobertura ter um valor superior ao que seria de utilizar para ter em conta a ação da neve.

2.5.3.1 – Combinações para Estado Limite Último

- 1- Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.6)$$

- 2- Combinações de ações para situações de projetos acidentais

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{"+"P" + "A}_d \text{" + "(}\gamma_{1,1} \text{ ou } \gamma_{2,1}) Q_{k,1} \text{" + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.7)$$

3- Combinações de ações para situação de projeto sísmico

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{"+"P" + "A}_{Ed} \text{" + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.8)$$

2.5.3.2 – Combinações para Estado Limite de Utilização

1- Combinação Característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{"+"P" + "Q}_{k,1} \text{" + " } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

2- Combinação Frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{"+"P" + "}\psi_{1,1} Q_{k,1} \text{" + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.10)$$

3- Combinação Quase-Permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{"+"P" + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.11)$$

Nas expressões (2.6), (2.7), (2.8), (2.9), (2.10) e (2.11) os acrónimos apresentados têm o seguinte significado:

A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica;
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente;
P	Valor representativo da ação de pré-esforço;
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável;
$\psi_{0,i}$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável;
$\psi_{1,i}$	Coefficiente para a determinação do valor frequente da ação variável;
$\psi_{2,i}$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável;
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente;
γ_P	Coefficiente parcial relativo à ação de pré-esforço;
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável.

De forma a assegurar que as secções de betão não atingem a rotura, em relação ao estado limite último, são utilizados diversos coeficientes de segurança. Estes coeficientes podem ser afetos às cargas atuantes e às resistências dos materiais utilizados.

Tendo em conta a variabilidade das características dos materiais, do valor das ações e ainda do comportamento da estrutura face às solicitações, estes coeficientes servem para garantir uma probabilidade de rotura da ordem dos 1×10^{-5} , ou seja, praticamente nula.

Para assegurar então a não rotura das diversas secções da estrutura, são então majoradas as cargas atuantes, consoante o tipo de ação e ainda minoradas as resistências de todos os materiais utilizados.

Para o primeiro caso, de majoração das cargas atuantes, são utilizados os coeficientes parciais de segurança (γ), que dependem se as cargas são permanentes, variáveis ou acidentais, ainda podem ser considerados valores diferentes caso a ação seja favorável ou desfavorável.

De acordo com o quadro A1.2A EC0 [1], os valores utilizados para estes coeficientes são os ilustrados, na tabela 8 para as ações permanentes, na tabela 9 relativamente às ações variáveis e ainda, na tabela 10 quando a estrutura se encontra sujeita a ações acidentais.

Tabela 8 - Coeficientes parciais para Ações Permanentes.

Ações Permanentes	γ_G
Favorável	1,0
Desfavorável	1,35

Tabela 9 - Coeficientes parciais para Ações Variáveis.

Ações Variáveis	γ_Q
Favorável	0
Desfavorável	1,5

Tabela 10 - Coeficientes parciais para Ações Acidentais.

	γ_S
Ações Acidentais	1,0

Relativamente ao caso seguinte, o de minoração das resistências dos vários materiais intervenientes, são utilizados os seguintes coeficientes, ilustrados na tabela 11.

Tabela 11 - Coeficientes parciais para os materiais.

	γ
Armaduras (γ_s)	1,15
Betão (γ_c)	1,5

Segundo o quadro A 1.1 do EC0 [1] é possível conhecer os valores dos coeficientes Ψ que, são afetados às diversas combinações de ações. Os valores utilizados para este coeficiente são os indicados na tabela 12.

Tabela 12 - Coeficientes Ψ para coberturas de categoria H.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria H Cobertura	0	0	0

2.5 – Durabilidade

No presente subcapítulo pretende-se definir as classes de exposição e os recobrimentos de armaduras a utilizar para os diversos elementos estruturais, que constituem a solução da laje de cobertura.

Em primeiro lugar foram classificados os elementos estruturais consoante as condições de exposição a que estes se encontravam sujeitos. Esta classificação foi feita segundo o art.º 4.2 do EC2 [3]. Em seguida, foram avaliados os recobrimentos a utilizar para as armaduras dos elementos em análise. O EC2 [3] define o recobrimento mínimo recomendado, de forma a assegurar a proteção do aço contra a corrosão.

Foi necessária ainda a definição da classe à qual pertencia a estrutura em estudo, através da consulta da NA-4.4.1.2 (5), presente no EC2 [3], e sendo a estrutura em causa dimensionada para um período de vida útil de 50 anos, conclui-se que esta pode ser classificada como pertencente à classe S4.

Apresentam-se, na tabela 13, os valores dos recobrimentos de armaduras mínimos recomendados pelo EC2 [3] e os adotados para o projeto em estudo.

Tabela 13 - Classes de exposição e recobrimentos recomendados.

Elementos	Classe de exposição	$c_{min,dur}$ [mm]		$c_{min,b}$ [mm]	c_{min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]	$c_{adotado}$ [mm]
		Betão armado	Pré-esforçado					
Laje	XC4	25	-	10	25	10	35	35
Vigas periféricas	XC4	30	40	25	40	10	50	50
Vigas interiores	XC3	25	35	25	35	10	45	50
Pilares	XC4	30	-	25	30	10	40	35
Fundações	XC2	25	-	12	25	10	35	35

3 – Estudo das soluções estruturais para a laje de cobertura

No presente capítulo são analisadas as soluções estruturais para efetuar o pré-dimensionamento da laje a utilizar para a cobertura. Atendendo a que, o peso próprio das lajes influencia diretamente as dimensões dos restantes elementos estruturais, estes elementos são os primeiros a pré-dimensionar. Estes elementos são ainda os que têm maior peso na quantidade de material a utilizar para a conceção de uma estrutura, tendo em conta que apresentam uma grande área em planta.

Também são apresentados os cálculos relativos ao pré-dimensionamento das vigas que cada uma das soluções estruturais da laje necessitam. Importa ainda referir que, o pré-dimensionamento dos pilares e fundações só foi realizado após a modelação na estrutura, pelo facto destes elementos estruturais necessitarem de uma análise mais complexa e, regra geral, são condicionados pela combinação de ações que considera a solicitação sísmica.

Posto isto, apresentam-se as três soluções distintas que foram escolhidas para constituir o sistema estrutural da laje de cobertura. As soluções adotadas foram uma laje nervurada do tipo FERCA, uma laje aligeirada através de moldes perdidos Cobiax e uma laje composta por uma grelha de vigas.

Importa ainda referir que todos os cálculos relativos ao pré-dimensionamento das três soluções apresentadas anteriormente, encontram-se no Anexo A.

3.1 – Solução 1: laje nervurada (FERCA) - FG900

O sistema de moldes FG [8] tem como intuito a racionalização dos recursos utilizados para a construção da solução da laje, permitindo que a execução de lajes nervuradas unidireccionais ou bidireccionais. Esta solução, também conhecida como lajes aligeiradas, é concebida através da utilização de uma cofragem reutilizável composta por estes moldes, podendo apresentar diversas configurações.

O objetivo principal deste tipo de soluções é a redução dos recursos utilizados na construção e ainda uma maior reutilização e rotatividade de todo o equipamento necessário para a execução da laje. Através da redução de consumo de betão, pela existência dos moldes, é criada uma secção em “T” composta pelas nervuras e pela lâmina de betão à compressão.

Os moldes “FG900” [8], ilustrado na figura 4, encontram-se divididos em três tipos, variando apenas a altura da laje, podendo ser realizados com moldes de 225 mm, 325mm e 425mm de altura. A utilização destes moldes funcionam como cofragens recuperáveis e foram concebidos com duas abas mais estreitas, por forma a possibilitar a descofragem das mesmas a partir do terceiro dia, mantendo a estrutura vertical de suporte (prumos).

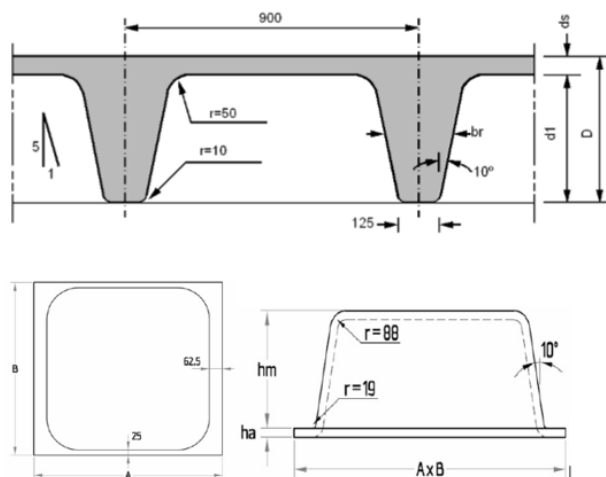


Figura 4 – Moldes FG900.

Através do processo de pré-dimensionamento da espessura da laje, indicado no subcapítulo 3.1.1.1, conclui-se que seriam utilizados moldes com uma altura de 425 mm. Através da consulta da tabela 14, encontram-se as informações acerca dos moldes utilizados para a execução deste sistema estrutural.

Tabela 14 - Características dos moldes FG900.

Dimensões em planta do molde (AxB)	Dimensões entre eixos da laje	Largura da nervura	Altura do vazio (h _m)	Altura da aba (h _a)	Volume do vazio (V/v)	Peso do molde
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[m ³]	[kg]
90 x 82,5	90 x 90	12,5	42,5	2,5	0,2	16

Este tipo de solução estrutural apresenta diversas vantagens, tais como, a recuperação do equipamento de cofragem ao final do terceiro dia após a betonagem da laje, a execução de vãos de grande dimensão com reduzido consumo de betão, assim como a redução dos custos associados à conceção da laje, quer a nível de quantidades de aço necessário como consumo de betão.

3.1.1 – Pré-dimensionamento

3.1.1.1 – Laje

Para o pré-dimensionamento da espessura da laje, a utilizar para este sistema estrutural, é necessário considerar os vãos entre apoios. Atendendo às restrições arquitetónicas, a laje apresenta vãos de 20 e 40m, segundo a direção y e x respetivamente. Assim sendo, estamos perante o caso em que a relação entre os vãos é igual a 2, ou seja, a laje terá de ser armada segundo uma direção, a do menor vão.

Considerando que a laje funciona predominantemente segundo o vão de 20m, cedo se percebeu que seria necessário o recurso a uma solução pré-esforçada. Desta forma, é possível utilizar esbeltezas mais elevadas para o elemento em causa, comparativamente com uma solução em betão armado. Foi então adotado, como critério de pré-dimensionamento da espessura da laje, a expressão (3.1).

$$\frac{L}{h} = 35 \text{ a } 45 \quad (3.1)$$

Admitindo os pressupostos apresentados anteriormente, verifica-se que a espessura da laje, para efeitos de pré-dimensionamento, estaria compreendida entre 0,44 e 0,57 metros. Foi então adotada uma espessura para laje da cobertura de 0,525 metros, apresentando um peso próprio de 7,10 kN/m².

Definida a espessura a considerar laje, seguiu-se para o pré-dimensionamento da força de pré-esforço útil a utilizar neste elemento. Foi utilizado como critério de pré-dimensionamento do pré-esforço o do balanceamento das cargas. Este critério sugere equilibrar entre 80 a 90% da carga quase permanente. Desta forma definiu-se que seria equilibrado 80% desta parcela de carga, como indica a expressão 3.2.

$$q_{eq} = 0,8 \times q_{cqp} \quad (3.2)$$

Posteriormente, foi definido um traçado de cabo simples, parabólico, iniciando o seu traçado a partir do centro de gravidade da laje. Foi considerado que na secção de meio vão o cabo apresentava uma excentricidade de 12cm, relativamente à face inferior da laje.

Importa ainda referir que foi analisada a força mínima de pré-esforço útil, de forma a verificar a descompressão do betão. Este critério é ilustrada pela figura 5 e podem ser calculado recorrendo às expressões (3.3) e (3.4).

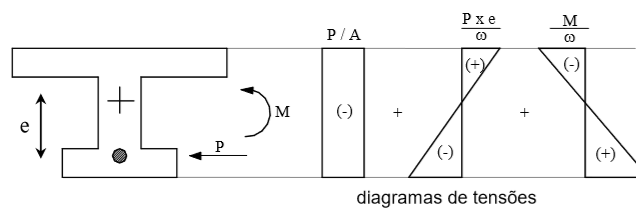


Figura 5 – Efeito do Pré-esforço na secção de betão.

$$\sigma_{inf} = -\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \times e_{inf}}{\omega_{inf}} + \frac{M}{\omega_{inf}} \leq 0 \quad (3.3)$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \times e_{sup}}{\omega_{sup}} + \frac{M}{\omega_{sup}} \leq 0 \quad (3.4)$$

Desta forma, conclui-se que seria necessário a utilização de 8 cordões de pré-esforço por metro de desenvolvimento de laje. No entanto, para a força de pré-esforço útil obtida, a secção da nervura da laje apresenta uma tensão de aproximadamente 6 MPa, sendo um valor consideravelmente elevado para uma laje. Sendo que para boas soluções em laje utilizada uma tensão entre 4 e 5 MPa. Outro fator é a largura das nervuras, sendo de apenas 125mm não permite a utilização de cabos com 7 cordões no seu interior, ou seja seria necessário aumentar a espessura das nervuras para uma correta execução da laje.

3.1.1.2 – Vigas

Para as vigas, também foram adotadas soluções pré-esforçadas, essencialmente devido aos vãos em causa e ao nível de esforços a que estes elementos se encontram sujeitos. Assim sendo, o pré-dimensionamento da altura destes elementos estruturais foi efetuado através da expressão (3.5).

$$\frac{L}{h} = 15 \text{ a } 20 \quad (3.5)$$

Tendo em conta o desenvolvimento em planta do edifício 20mx40m, e através da relação acima descrita, optou-se por uma altura de 1,20 metros para as vigas que se desenvolvem segunda a menor dimensão da cobertura e, para as vigas segundo a maior dimensão, uma altura de 2,15metros, como se encontra representado na tabela 15.

Tabela 15 - Dimensões das vigas para a solução com FG900.

	Dimensões	[m]
Laje	h	0,525
Vigas 40m	h	2,15
	b	1,5
Vigas 20m	h	1,2
	b	0,5

Importa referir que os cálculos efetuados para o pré-dimensionamento da força de pré-esforço útil para estes elementos, são em tudo semelhante aos realizados para a laje, utilizando o mesmo critério de pré-dimensionamento e adotando as mesmas considerações, relativamente ao traçado de cabo utilizado.

Através do estado limite de serviço e por forma a verificar a descompressão no betão, foi possível pré-dimensionar a força de pré-esforço útil a considerar nas vigas. No caso das vigas de 20 metros optou-se pela utilização de 14 cordões/viga e para as restantes, que se desenvolvem segundo a maior dimensão em planta, 127 cordões/viga. Todas estas informações encontram-se reunidas na tabela 16.

Tabela 16 - Número de cordões de pré-esforço para as vigas da solução com FG900.

	nº cordões de pré-esforço
Vigas 40m	127/viga
Vigas 20m	14/viga

3.1.2 – Quantidades de material

Por forma a permitir uma melhor compreensão das quantidades de betão e aço utilizadas para esta solução estrutural, em seguida encontram-se reunidas todas as informações necessárias para a sua execução.

Nas tabelas 17 e 18, encontram-se as quantidades totais tanto de betão como de cordões de pré-esforço respetivamente.

Tabela 17 - Quantidades totais de betão para a solução FG900.

		Σ m ³
Betão	Laje	425,30
	Vigas 40m	224,25
	Vigas 20m	17,55

Tabela 18 - Número total de cordões de pré-esforço para a solução com FG900.

		Σ cordões
Aço	Laje	320
	Vigas 40m	254
	Vigas 20m	28

3.2 – Solução 2: laje aligeirada com moldes perdidos Cobiax

Relativamente à segunda solução escolhida para o sistema estrutural da laje, esta é constituída pela utilização de moldes Cobiax [9], ilustrado na figura 6. Esta solução consiste na utilização de elipsoides ou esferas, consoante a altura pretendida para a laje, e por grelhas metálicas devidamente posicionadas no interior deste elemento. A escolha deste tipo de solução para a laje de cobertura assenta no princípio da racionalização económica possibilitando a execução de lajes aligeiradas exibindo um comportamento semelhante ao de uma laje maciça.

Fazendo uma comparação entre o sistema Cobiax e as lajes maciças conclui-se que o primeiro permite uma diminuição do peso próprio na zona de aligeiramento da ordem dos 30% e ainda uma redução de inércia da laje de 8 a 11%. Através da redução do peso próprio na laje com a utilização do sistema Cobiax é possível minimizar a deformação apresentada pela laje e a armadura longitudinal necessária.

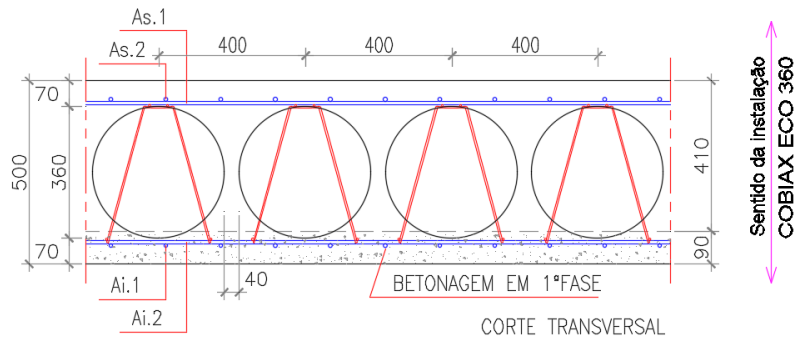


Figura 6 – Solução aligeirada com moldes Cobiax.

Relativamente ao sistema de montagem, este deve ser efetuado de forma similar ao de uma laje maciça. Como primeira tarefa deve ser posicionada a armadura inferior seguidamente e, apoiados nessa armadura, serão dispostos os módulos Cobiax. Posteriormente apoia-se a armadura superior sobre o suporte metálico desses módulos. Terminados todos estes passos, podemos betonar o elemento estrutural em duas fases. Em primeiro lugar a lâmina inferior, cobrindo a armadura inferior e em seguida a restante altura da laje de modo a controlar os efeitos da impulsão do betão.

3.2.1 – Pré-dimensionamento

3.2.1.1 – Laje

De forma semelhante ao descrito em 3.1.1.1, para o pré-dimensionamento da laje, foi utilizada a expressão (3.1). Tratando-se dos mesmos vãos, foi considerada a utilização dos módulos esféricos *ECO-LINE*, pois seria necessário uma espessura superior a 0,44m, excluindo assim a possibilidade de utilizar os módulos elipsoidais *SLIM-LINE* que apenas podem atingir os 0,36m de altura.

Assim sendo foi considerada a utilização de uma laje com 50cm de altura, correspondendo à utilização dos moldes CBCM-E-360, constituindo um peso próprio para a laje de 9,826 kN/m². Na figura 7 são ilustradas as características principais deste sistema de laje.

Espessura da Laje	[mm]	500
Redução de carga	[kN/m ²]	-3.82
Factor de correcção da inércia	[-]	0.90
Factor de redução ao corte	[-]	0.55
Altura do suporte	[mm]	366
Altura do vazio	[mm]	360
Diâmetro horizontal do vazio	[mm]	360
Distância entre vazios	[mm]	40
Afastamento entre vazios	[mm]	400
Nº de vazios por m ²	[un/m ²]	6.25
Volume de vazio	[m ³ /m ²]	0.153
Vazios por suporte	[-]	6
Redução de CO ₂	[ton/m ²]	0.032
Consumo de betão	[m³/m²]	0.347

Figura 7 – Propriedades dos moldes CBCM-E-360.

Após a escolha da espessura da laje a utilizar, procedeu-se ao pré-dimensionamento do pré-esforço. De forma análoga ao descrito em 3.1.1.1, conclui-se que seriam necessários 10 cordões de pré-esforço por metro de desenvolvimento de laje.

3.2.1.2 – Vigas

Relativamente às vigas, estas foram pré-dimensionadas de acordo com a expressão (3.5), conduzindo a dois tipos de vigas, uma com 2,15 metros para as vigas que se desenvolvem na maior dimensão (40m) e outra com 1 metro de altura para as de menor dimensão em planta (20m), informações que se podem verificar através da consulta da tabela 19.

Tabela 19 - Dimensões das vigas para a solução Cobiax.

	Dimensões	[m]
Vigas 40m	h	2,15
	b	1,5
Vigas 20m	h	1
	b	0,5

Recorrendo do estado limite de utilização, tendo em conta que as vigas irão ser pré-esforçadas, e de forma a respeitar o critério de verificação de descompressão do betão, foram pré-dimensionadas a força de pré-esforço a utilizar nas vigas. Novamente foram utilizadas as indicações descritas em 3.1.1.1. Para as vigas de 20 metros, verificou-se a necessidade de ter 15 cordões/viga, e para as vigas de 40 metros 146 cordões/viga, como se encontra ilustrado na tabela 20.

Tabela 20 - Número de cordões de pré-esforço para as vigas da solução Cobiax.

	nº cordões pré-esforço
Vigas 40m	146/viga
Vigas 20m	15/viga

3.2.2 – Quantidades de material

Pelas mesmas razões apresentadas em 3.1.2, nas tabelas 21 e 22 encontram-se respectivamente as quantidades de betão e de cordões de pré-esforço, obtidos através do pré-dimensionamento realizado para esta solução.

Tabela 21 - Quantidades totais de betão para a solução Cobiax.

		Σm^3
Betão	Laje	462,85
	Vigas 40m	224,94
	Vigas 20m	12,48

Tabela 22- Número total de cordões de pré-esforço para a solução Cobiax.

		Σ cordões
Aço	Laje	400
	Vigas 40m	292
	Vigas 20m	30

3.3 – Solução 3: grelha de vigas na laje

A última solução estudada para a laje da cobertura é constituída por uma laje vigada com uma grelha de vigas dispostas segundo o menor vão da cobertura.

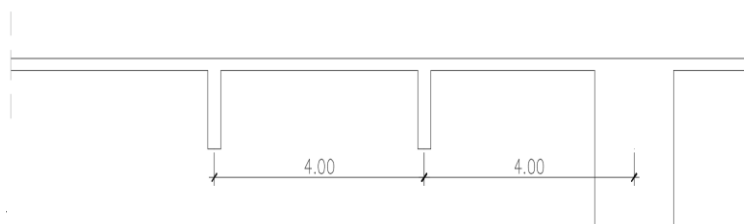


Figura 8 – Corte transversal da grelha de vigas na laje.

Em primeiro lugar, foi definido o espaçamento entre as vigas que constituem esta grelha. Foi então escolhido um espaçamento de 4m entre estes elementos, como ilustrado na figura 8. Através desta consideração, as lajes podem ser armadas apenas segundo uma direção. No entanto a relação entre os vãos, não é a mesma considerada para as soluções analisadas anteriormente. Dada a disposição da grelha de vigas, o menor vão entre apoios consecutivos passa a ser de 4 metros e o maior de 20 metros. Apresentando assim um valor de 5 para a relação entre o maior e o menor vão da laje.

Atendendo ao referido anteriormente e como a laje está essencialmente a funcionar segundo a direção x (os 4 metros entre vigas), permite a consideração de uma laje em betão armado com uma espessura consideravelmente inferior, comparativamente às duas soluções estruturais analisadas anteriormente.

Tendo em conta que a laje é o elemento estrutural com maior influência nas quantidades totais de material a utilizar, para a conceção da estrutura, e considerando esta substancial redução da espessura da laje, facilmente se entende que este aspeto tem um enorme contributo para a atratividade económica desta solução.

Inicialmente, podia-se pensar que através da redução da espessura da laje, a rigidez deste elemento diminuiria significativamente, traduzindo-se no aumento da deformação deste elemento. No entanto com a utilização desta grelha de vigas, torna-se possível a consideração de um braço resistente à flexão superior, pois as vigas irão ter uma altura superior do que uma laje pré-esforçada, ou ainda de uma excentricidade superior para os cabos de pré-esforço.

Em forma de resumo, esta solução é composta por uma laje em betão armado, exibindo um comportamento predominantemente unidirecional segundo a direção x e ainda vigas pré-esforçadas. Posto isto, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos horizontais que constituem esta solução estrutural.

3.3.1 – Pré-dimensionamento

3.3.1.1 – Laje

Como já foi referido anteriormente, o pré dimensionamento da espessura da laje é condicionado essencialmente pelas características de utilização deste sistema estrutural, mais concretamente através do controlo de deformação da laje. Para lajes vigadas armadas numa direção, a espessura da laje, para efeitos de pré-dimensionamento, pode ser determinada segundo a expressão (3.6).

$$\frac{L}{h} = 25 \text{ a } 30 \quad (3.6)$$

Considerando que a laje está a funcionar segundo o vão de 4 metro, a espessura da laje estaria compreendida entre 0,13 e 0,16 metros. Foi então definido que seria utilizada uma laje com 15 centímetros de altura, correspondendo um peso próprio, para este elemento, de 3,75 kN/m². Importa ainda salientar que este valor é significativamente inferior aos apresentados nas soluções analisadas anteriormente.

3.3.1.2 – Vigas

De forma análoga ao realizado em 3.1.1.2, as vigas foram pré-dimensionadas considerando os seus vãos e através da expressão (3.5). Assim sendo, são apresentadas na tabela 23 as dimensões, obtidas por efeitos de pré-dimensionamento para esta solução.

Tabela 23 - Dimensões das vigas para a solução da grelha de vigas.

	Dimensões	[m]
Vigas alinhamentos dos pilares	h	2,15
	b	1,5
Vigas da laje	h	1,15
	b	0,25

Relativamente à força de pré-esforço útil a utilizar em cada um destes elementos estruturais, foram efetuados os cálculos seguindo os mesmos passos descritos em 3.1.1.2. Apresentam-se na tabela 24 o número de cordões obtidos através do pré-dimensionamento da força de pré-esforço útil, para a solução estrutural analisada no presente subcapítulo.

Tabela 24 - Número de cordões de pré-esforço para a solução da grelha de vigas.

		nº cordões pré-esforço
Aço	Vigas da laje	8/viga
	Vigas 20m	10/viga
	Vigas 40m	159/viga

3.3.2 – Quantidades de material

De igual forma ao descrito no subcapítulo 3.1.2, foram resumidas nas tabelas 25 e 26, a quantidade de betão e o número total de cabos de pré-esforço, respetivamente, obtidos através dos critérios de pré-dimensionamento adotados.

Tabela 25 - Quantidades totais de betão para a solução da grelha de vigas

		Σ m ³
Betão	Laje	179,4
	Vigas 20m	71,5
	Vigas 40m	276

Tabela 26 - Número total de cordões de pré-esforço para a solução da grelha de vigas.

		Σ cordões
Aço	Viga da laje	72
	Viga 20m	20
	Vigas 40m	318

3.4 – Comparação das soluções analisadas

Após o pré-dimensionamento da altura a considerar para os elementos estruturais, laje e vigas, e para as três soluções escolhidas para esse efeito, foram comparada entre si estas soluções. Esta comparação tem como intuito perceber qual das soluções analisadas reúne as melhores condições quer a nível de comportamento estrutural quer a nível económico. Importa ainda salientar que todas as soluções apresentadas anteriormente apresentam um adequado comportamento estrutural, pelo que, o fator decisivo para a escolha da solução a implementar posteriormente é o económico. Importa ainda referir que esta comparação das soluções analisadas não foi tido em conta a cofragem a utilizar nas soluções, o que pode influenciar significativamente a escolha da solução mais vantajosa.

A solução da laje Ferca com moldes FG900, embora cumpra os requisitos de funcionalidade, ou seja, apresenta deformações dentro dos parâmetros definidos em [5], conduz a uma solução que, apesar da utilização dos moldes por forma a diminuir o consumo de betão, apresenta uma quantidade elevada deste material, como se pode verificar através da consulta da tabela 27. Outro fator, já mencionado em 3.1.1.1, é a questão da colocação dos cabos de pré-esforço nas nervuras da laje. Atendendo a espessura indicada [8] para estas nervuras, de 125mm, não seria aconselhável a colocação de pré-esforço. Como solução a este problema, poderia ser aumentada a largura destas nervuras. No entanto já não seria possível a utilização destes moldes FG pois apenas se podem utilizar com estas as dimensões indicadas. Desta forma, esta solução foi a primeira a ser descartada.

A solução da laje Cobiax, também cumpre os requisitos de comportamento, mas é a solução que carece da utilização de maior quantidade de materiais, como se pode verificar através da consulta da tabela 27. Desta forma, também foi descartada à partida.

Tabela 27 - Quantidades de recursos

	Grelha de vigas	FG900	Cobiax
Betão (m3)	526,9	667,1	700,3
Aço (nº cordões)	410	602	722

Face às explicações apresentadas anteriormente, é simples de verificar que a solução que reunia as melhores condições, para a execução da laje de cobertura em análise, é a solução da laje vigada com recurso a uma grelha de vigas no interior. Assim sendo, foi esta a solução que foi escolhida para posteriormente inserir no programa de elementos finitos, por forma a efetuar uma análise mais aprofundada, nomeadamente ao que se refere à ação sísmica.

4 – Análise para ações verticais

4.1 – Modelação

Após a realização do pré-dimensionamento dos elementos estruturais necessários, tais como a laje e vigas que constituem esta solução de cobertura, foi então modelada a estrutura, recorrendo ao programa de cálculo automático e de elementos finitos SAP2000®. Este *software*, permite uma análise dinâmica da estrutura e ainda determinar os esforços de cálculo dos diversos elementos a dimensionar posteriormente.

Importa ainda mencionar que a extensão do vão da consola, para a solução escolhida anteriormente, foi reduzida. De acordo com projeto de arquitetura, a consola apresentava um comprimento de 3m, em relação ao eixo dos pilares. Assim sendo e atendendo ao facto de ter sido definida uma largura de 1,5m para as vigas, o vão livre da consola seria de 2,25m. Desta forma e considerando uma espessura para a laje de 0,15m, como foi referido em 3.3.1.1, este elemento apresentava uma esbelteza de 15, superior aos limites considerados para o pré-dimensionamento de lajes em consolas. Então, foi definido para o vão livre da consola um valor de 1,5 metros, correspondendo a uma esbelteza de 10.

4.1.1 – Elementos estruturais

4.1.1.1 – Laje

A laje de cobertura foi modelada recorrendo a elementos de casca, desprezando o efeito provocado pela deformação por esforço transversal, visto que, estes efeitos não são condicionantes para estes elementos estruturais.

4.1.1.2 – Vigas

Relativamente às vigas, estas foram modeladas como sendo elementos de barra, utilizando as dimensões descritas no pré-dimensionamento da solução adotada.

Tendo em conta que estes elementos são dimensionados apenas à flexão e ao esforço transversal, considerou-se uma rigidez de torção muito baixa. Isto é, não se tirou partido da torção para equilibrar as cargas atuantes na laje.

4.1.1.3 – Pilares

Os pilares foram modelados também como elementos de barra. Inicialmente foram adotadas as dimensões presentes no projeto de arquitetura fornecido. Da mesma forma como nas vigas, para estes elementos também foi considerada uma rigidez de torção quase nula, pelas mesmas razões indicadas anteriormente.

4.1.1.4 – Fundações

No que se refere a estes elementos estruturais, apenas são pré-dimensionados com base no modelo final da estrutura em estudo. Desta forma, as fundações foram simuladas através de encastramentos na base dos pilares.

4.1.1.5 – Pré-Esforço

Para a definição do pré-esforço, estes foram modelados como elementos de cabo, o traçado utilizado foi definido através de um processo iterativo, por forma a controlar a deformação da estrutura.

4.1.1.6 – Elemento de ligação

Relativamente ao isolamento base, descrito no capítulo X, este pode ser modelado recorrendo aos elementos de ligação (*link*), onde são inseridos os valores referentes à rigidez horizontal deste aparelho em relação aos eixos x e y.

4.2 – Validação do modelo

Após a modelação de todos os elementos e a definição das cargas atuantes na estrutura, procedeu-se à fase de validação do modelo realizado. Neste ponto pretende-se confirmar se o modelo simula o comportamento estático expectável para a estrutura e se os cálculos efetuados na fase de pré-dimensionamento e a própria modelação de todos os elementos se encontram em conformidade.

Para verificar se o modelo apresentava condições semelhantes de carregamento às analisadas na fase de pré-dimensionamento, foi comparado o somatório das cargas verticais, apresentado pelo modelo, relativamente ao peso próprio com o mesmo somatório de cargas obtidas em fase de pré-dimensionamento, podendo ser observados os seus valores na tabela 28.

Tabela 28 - Verificação das cargas verticais.

Cargas de Pré-Dimensionamento	Cargas SAP2000
16367,5 kN	16599 kN

Como é possível verificar, a discrepância entre o valor calculado e o obtido através do modelo é insignificante, pelo que, esta diferença de cerca de 1% foi considerado aceitável, não constituindo assim um problema para a análise da estrutura. Desta forma, considera-se que todos os elementos se encontram bem modelados e que as cargas atuantes na laje da cobertura estão a ser encaminhadas para as fundações.

4.3 – Verificação das deformações (definição do pré-esforço)

Após a validação do modelo realizado, através da comparação das cargas de pré-dimensionamento com as que advêm do modelo, foi realizada uma verificação das deformações da laje e das vigas. Este controlo de deformação é conseguido através do aumento da força de pré-esforço a utilizar nas vigas, ou ainda recorrendo a diferentes traçados de cabo.

Esta verificação é um importante fator a ter em conta pois, a deformação de um elemento não deve prejudicar o normal funcionamento para o qual a estrutura foi concebida.

Uma vez que se trata da verificação da deformação exibida pelos elementos horizontais da estrutura, foi considerado estado limite de serviço. Através do programa de cálculo utilizado, foram analisados os deslocamentos verticais elásticos, ilustrados na figura 9, com os seus valores em mm. Para o efeito, foi considerada a combinação quase permanente de ações e ainda a componente referente ao efeito do pré-esforço introduzido.

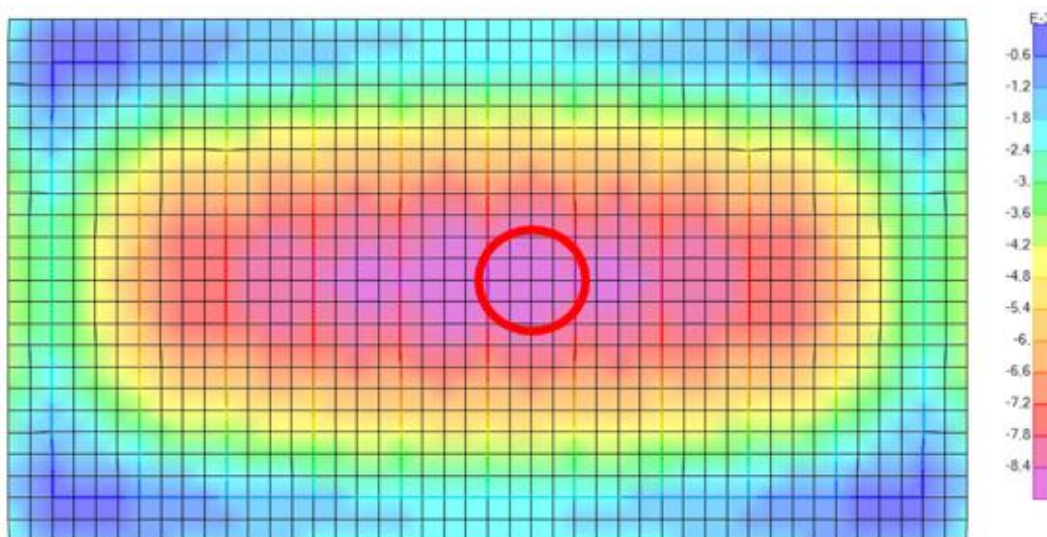


Figura 9 – Deformação elástica da laje e vigas.

Foi realizada a verificação da segurança ao estado limite de deformação tanto para as vigas como para a laje. Foi utilizado o método dos coeficientes globais para determinar a flecha a longo prazo da laje. Relativamente a este elemento, esta verificação foi feita no ponto de flecha máxima, assinalado na figura.

Atendendo a que a laje funciona predominantemente segundo a direção x, para a zona assinalada na figura, a laje encontra-se apoiada nas vigas que constituem a grelha. Assim sendo, a laje encontra-se bi-encastrada, por estar apoiada em dois apoios de continuidade. Desta forma, o valor do coeficiente K, para a aplicação do método dos coeficientes globais [6], pode ser determinado segundo a expressão (4.1)

$$K = \frac{K_{apoio,1} + 2 \times K_{vão} + K_{apoio,2}}{4} \quad (4.1)$$

Apresentam-se nas tabelas 29 e 30 os cálculos relativos à determinação da flecha a longo prazo para a laje.

Tabela 29 - Determinação do coeficiente Kt para as secções do vão e do apoio

	ρ	ρ'	ρ'/ρ	α	$\alpha\rho$	η	Mcr	Mqp	φ	Kt
Secção do Vão	0,004	0,007	1,561	7,00	0,031	0,4	10,88	8,36	2,5	3,11
Secção do Apoio	0,007	0,004	0,641		0,048	0,4		8,36		2,66

Tabela 30 - Deformação instantânea e a longo prazo da laje de cobertura.

δ_{el} (cqp+PE) [mm]	Kt	$\delta_{longo\ prazo}$ (cqp+PE) [mm]	L/250 [mm]
0,3	2,88	0,8	16

Tendo em conta que estamos na presença de uma estrutura em betão armado, o limite para a flecha máxima admissível é L/250 para a deformação total devida às ações quase permanentes. Desta forma, mostra-se que é aceitável o nível de deformação apresentado pela laje.

Em seguida foi verificada a deformação para as vigas, considerando uma ligeira variação. Tendo em conta que não ocorre fendilhação nas vigas, por serem elementos pré-esforçados, o cálculo da flecha a longo prazo apenas tem em conta os efeitos de fluência do betão. Foi definido um valor de 2,5 para o coeficiente de fluência (φ). Para a obtenção da flecha a longo prazo, foi considerada a expressão (4.2).

$$\delta_{longo\ prazo} = \delta_{elástica} \times (1 + \varphi) \quad (4.2)$$

Atendendo ao facto de estarmos perante uma estrutura pré-esforçada, os limites máximos considerados para a limitação das flechas podem ser superiores, quando comparados com uma estrutura em betão armado. Desta forma, foram definidos, para estes valores máximos, o intervalo de valores compreendido entre as relações do vão/500 e vão/1000.

Tabela 31 - Flecha instantânea e a longo prazo para as vigas.

	$\delta_e(cqp)$ [mm]	$\varphi=2,5$ (1+ φ)	$\delta_{longo\ prazo}$ [mm]	L [m]	$\delta_{máx,admissível}$	
					L/1000 [mm]	L/500 [mm]
Viga 1	2	3,5	7	40	40	80
Viga A	2,8		9,8	20	20	40
Viga F	6,6		23,1	20	20	40

Como se pode verificar, através dos valores indicados na tabela 31, os deslocamentos a longo prazo para as vigas, encontram-se dentro dos limites estabelecidos. Desta forma, foi possível constatar que as deformações presentes nestes elementos são aceitáveis.

Neste subcapítulo também são definidos os traçados dos cabos utilizados em cada um dos tipos de vigas. Isto deve-se ao facto de estes elementos apresentarem características distintas, como por exemplo, as dimensões em planta e das secções transversais e, principalmente por apresentarem esforços diferentes. De salientar que foram tidos em conta as regras de prática corrente para a definição dos traçados, como a utilização de traçados retos ou parabólicos de 2º grau, a consideração da excentricidade máxima permitida nas zonas de momentos máximos e, por fim, que as ancoragens não se afastem muito da zona central da secção.

Relativamente à excentricidade máxima, deve-se ter em conta o recobrimento das bainhas dos cabos de pré-esforço. Para vigas, este valor deve ser superior ao apresentado na expressão (4.3). Tendo em conta o valor mínimo recomendado para o recobrimento das bainhas de pré-esforço, foi então considerada uma distância do eixo do cabo à face da viga de 12 cm.

$$c_{min} = \min(\Phi_{bainha}; 8 \text{ cm}) \quad (4.3)$$

Posto isto, foram então definidos os traçados de cabos a utilizar para cada um dos casos de vigas pré-esforçadas. De salientar a existência de quatro configurações distintas para o desenvolvimento dos cabos de pré-esforço e apenas três tipos de vigas existentes. Isto deve-se à utilização de dois níveis de ancoragens, nas vigas dos alinhamentos 1 e 2, podendo ser observado nas figuras 10 e 11. Relativamente aos restantes dois traçados de cabos de pré-esforço, é ilustrado na figura 12 o desenvolvimento utilizado para as vigas dos alinhamentos A e K e, na figura 13 para as vigas dos alinhamentos de B a J (vigas interiores que constituem a grelha utilizada).

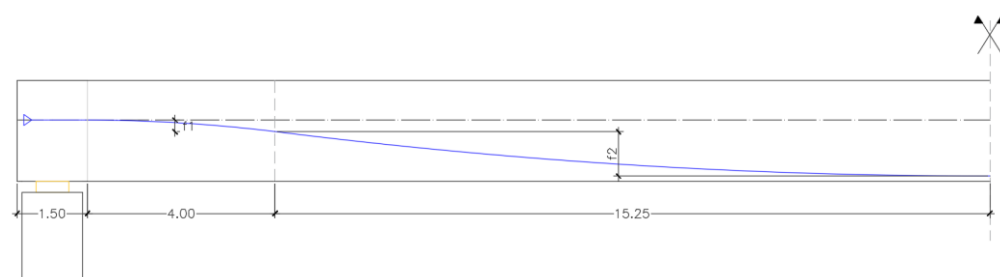


Figura 10 – Traçado dos cabos de pré-esforço (nível superior) nas vigas dos alinhamentos 1 e 2.

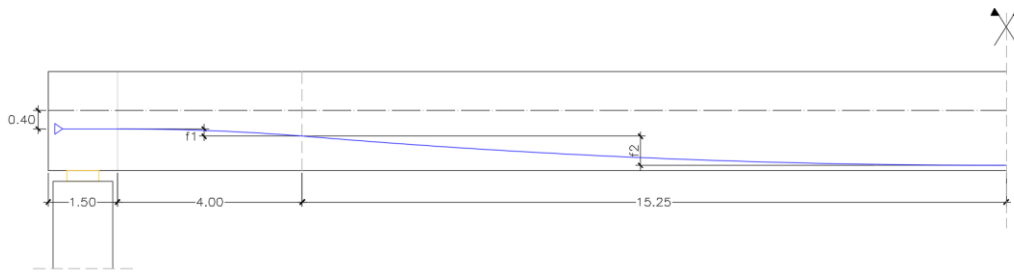


Figura 11 – Traçado dos cabos de pré-esforço (nível inferior) nas vigas dos alinhamentos 1 e 2.

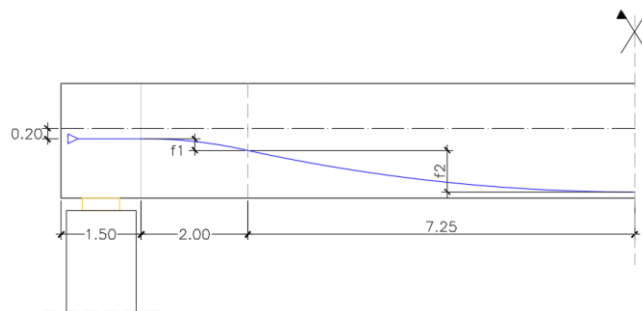


Figura 12 – Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas dos alinhamentos A e K.

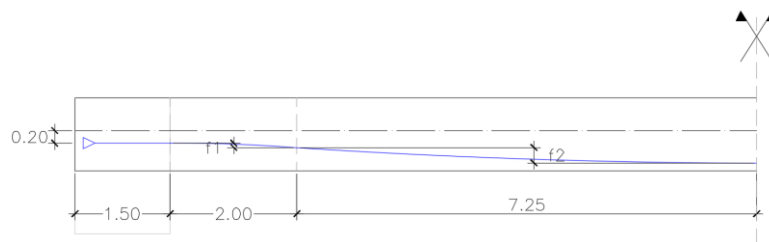


Figura 13 – Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas dos alinhamentos B a J.

Após a consulta destas figuras, pode-se verificar que foi definida uma excentricidade inicial nula ou abaixo do centro de gravidade da viga. Este último caso apresentado, de considerar uma excentricidade inicial, abaixo do centro de gravidade da secção, para os cabos de pré-esforço tem o intuito de maximizar a deformação induzida pelo pré-esforço.

Relativamente às ancoragens foram adotadas dois tipos diferentes, consoante o número de cordões a utilizar no seu interior. As ancoragens utilizadas para o sistema de pré-esforço considerado, apresentadas na figura 14, foram do tipo 7C15 e 12C15 [7] e são utilizadas como ativas. As suas características geométricas apresentam-se, em seguida, na tabela 32.

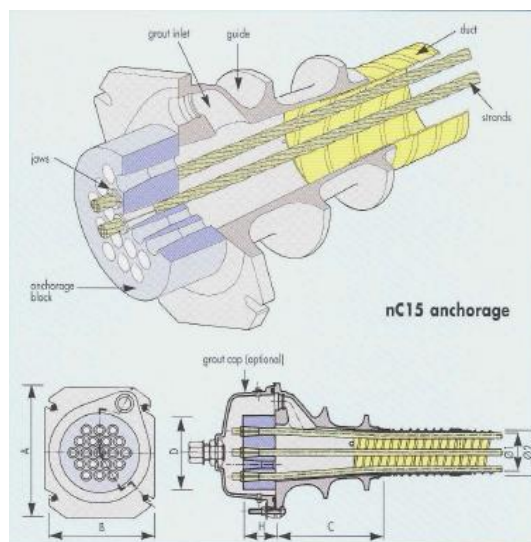


Figura 14 – Ancoragens nC15.

Tabela 32 - Dimensões das ancoragens utilizadas.

Tipo	A [mm]	B [mm]	C [mm]	D [mm]	H [mm]	ϕ_1 [mm]	ϕ_2 [mm]
7C15	180	150	186	110	55	60	65
12C15	240	200	165	150	65	80	85

4.4 – Esforços

Neste subcapítulo são apresentados os níveis de esforços considerados para o dimensionamento da laje e das vigas.

4.4.1 – Laje

Ao que se refere à laje e, atendendo a que estas se encontram armadas numa direção, apresentam-se na figura 15 os momentos segundo a direção x, em kNm/m e para a combinação quase permanente de ações.

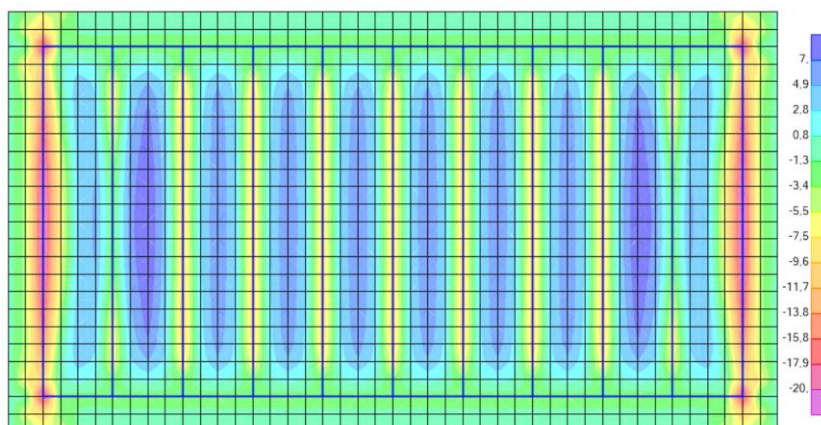


Figura 15 – Momentos fletores segundo x (ou m_{11}).

Como é possível verificar, através da consulta da figura 16, os momentos na direção y são ligeiramente mais baixos quando comparados com os apresentados na direção ortogonal. No entanto foi considerado, para efeitos de dimensionamento, a utilização de uma malha de armaduras condicionado pela direção que apresenta esforços mais elevados, ou seja, a direção x.

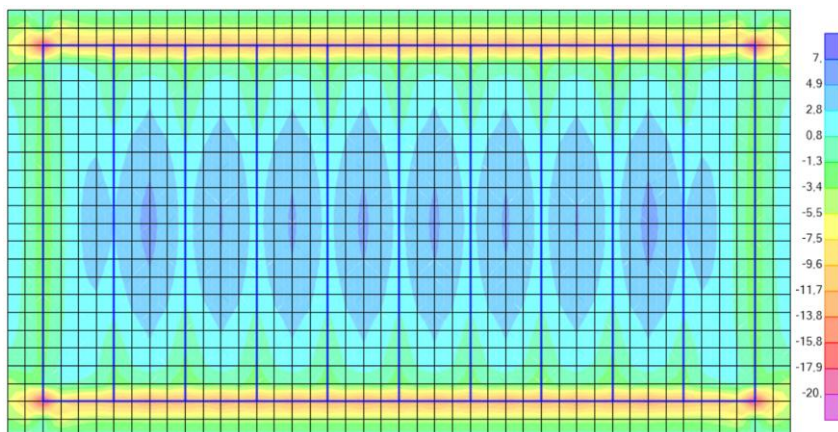


Figura 16 – Momentos fletores segundo y (ou m_{22})

4.4.2 – Vigas

Para as vigas, o dimensionamento destes elementos foi condicionado pelo ELS, logo foi utilizada a combinação quase permanente de ações para o cálculo do pré-esforço a utilizar em cada um dos elementos. Como forma de possibilitar uma melhor compreensão dos gráficos apresentados em seguida, na figura 17, encontram-se os eixos utilizados na ferramenta SAP2000 para as secções transversais das vigas.

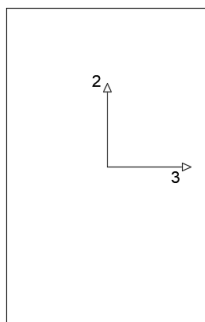


Figura 17 – Eixos Locais utilizados no SAP para as vigas.

Atendendo a isso, na figura 18, pode ser verificado o andamento dos momentos fletores condicionantes para as vigas dos alinhamentos A e K, sendo ainda ilustrado o valor máximo desse diagrama, isto é, o valor para o qual foi determinada a força de pré-esforço a utilizar para estes elementos, exibido na secção muito próxima do meio vão. Ainda é ilustrado, na figura 19, o andamento do esforço transversal para estas vigas.

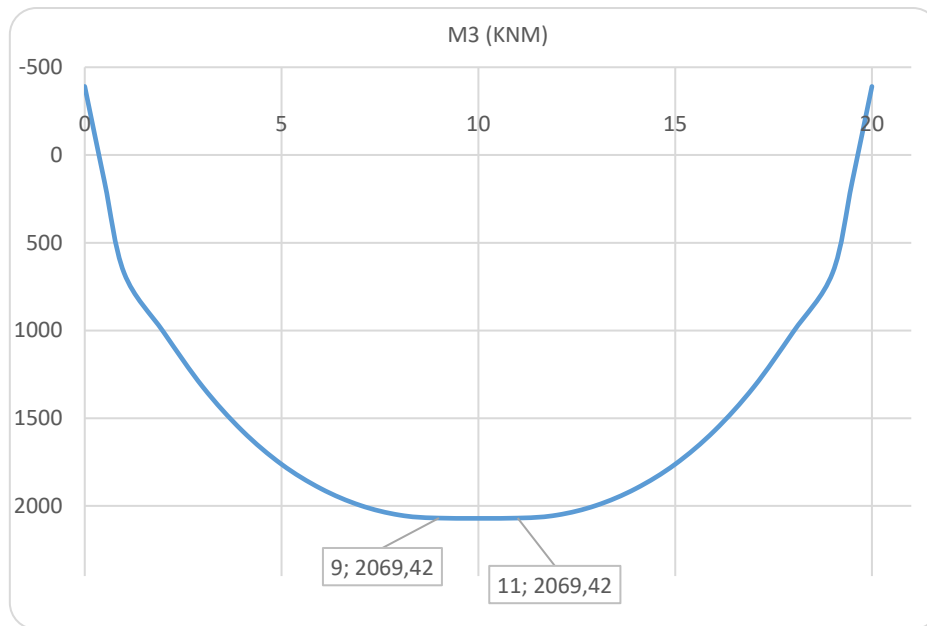


Figura 18 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos A e K.

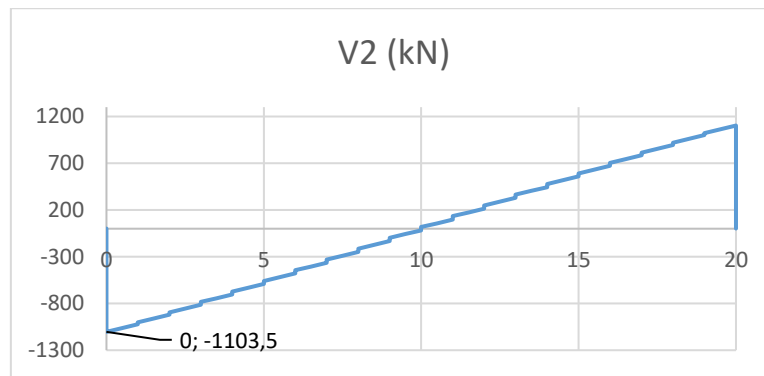


Figura 19 – Esforço transversal segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos A e K.

É importante ainda referir que, apenas são apresentados os momentos segundo o eixo 3 e, conseqüentemente os esforços transversos em relação ao eixo 2, uma vez que os esforços em relação a esses eixos apresenta, em todos estes elementos analisados valores mais elevados, logo o dimensionamento é feito em relação a esses valores.

Da mesma forma, na figura 20, encontra-se o diagrama de momentos para a combinação de ações condicionante, quase permanente, e também, na figura 21, o diagrama de esforço transversal utilizados para o dimensionamento das vigas dos alinhamentos 1 e 2.

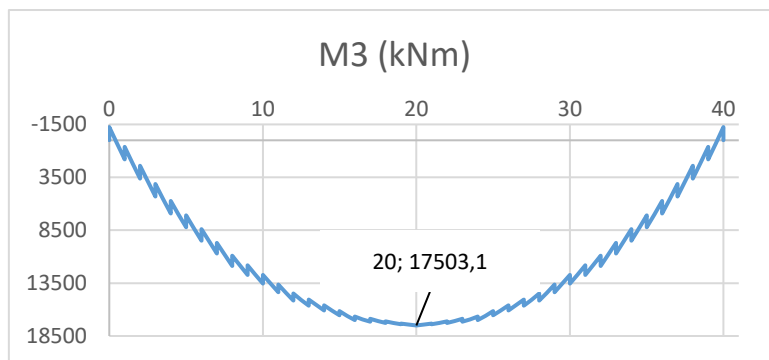


Figura 20 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos 1 e 2.

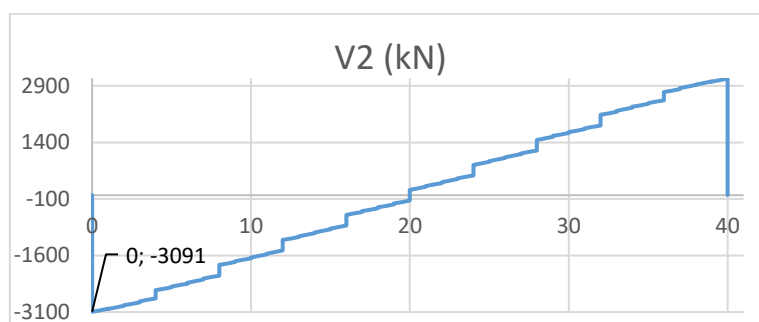


Figura 21 – Esforço transverso segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos 1 e 2.

Finalmente, e para o caso das vigas que compõem a grelha interior, são apresentados o momento fletor e o esforço transverso, nas figuras 22 e 23, respectivamente. De salientar que estes esforços foram avaliados para a viga central desta grelha, uma vez q era a que apresentava maiores solicitações.

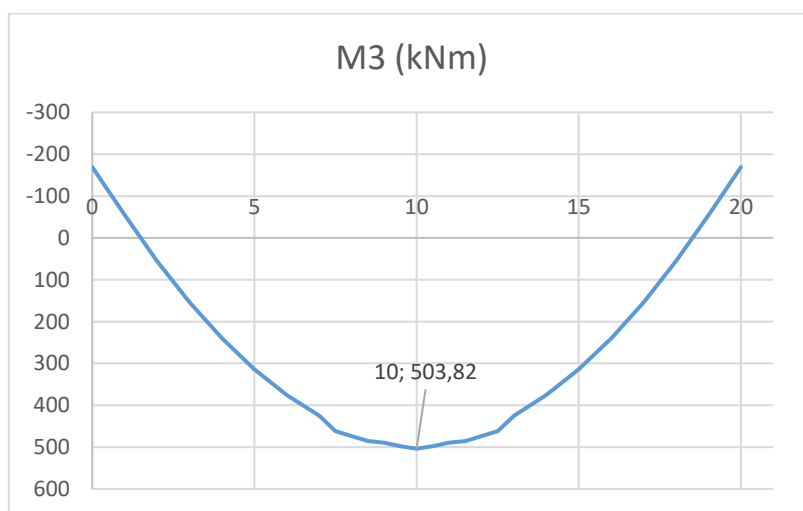


Figura 22 – Momento fletor em relação ao eixo 3 para as vigas dos alinhamentos B a K.

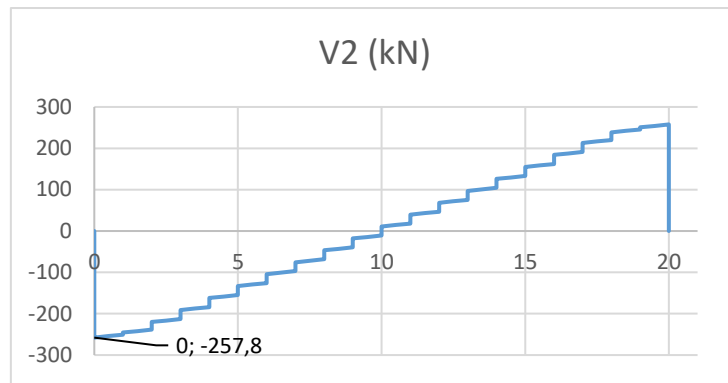


Figura 23 – Esforço transversal segundo o eixo 2 para as vigas dos alinhamentos B a K.

5 – Análise para a ação sísmica

Concluída e validada a modelação da estrutura, procedeu-se à análise relativamente à ação sísmica. Foram ainda avaliados os esforços a que estariam sujeitos os elementos verticais e fundações em relação ao seu estado limite condicionante, sendo este a consideração dos efeitos da ação sísmica.

5.1 – Análise modal

Relativamente à análise modal da estrutura, o art.º 4.3.3.3.1 (3) do EC8 [4] estabelece os critérios para a pré-seleção dos modos que serão efetivamente importantes no comportamento final da estrutura. Como tal, poderão considerar-se satisfeitos os requisitos do artigo caso se verifique uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados tem de representar, em cada direção, pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total têm de ser considerados.

Após a análise modal com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, foram obtidas as respetivas percentagens da participação das massas modais efetivas e acumuladas, sendo posteriormente analisados e descritos os principais modos intervenientes no comportamento estrutural. De salientar que foram apresentados os primeiros quatro modos de vibração, apesar de nos dois primeiros já se verificar que a soma das massas modais efetivas representavam mais de 90% da massa total da estrutura. São apresentados, na tabela 33, as informações acerca dos quatro primeiros modos de vibração apresentados pela estrutura.

Tabela 33 - Informação modal da estrutura.

Modo	Período (s)	f (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	ΣUx (%)	ΣUy (%)	ΣUz (%)
1	0,65	1,55	0	99,98	2,66E-17	0	99,98	2,655E-17
2	0,62	1,62	100	0	0	100	99,98	2,671E-17
3	0,46	2,15	0	0	4,14E-15	100	99,98	4,165E-15
4	0,17	5,75	0	1,365E-17	33,30	100	99,98	33,30

O primeiro modo de vibração, ou seja, o modo fundamental da estrutura, é caracterizado por ser translação segundo o eixo y, como pode ser verificado consultando a figura 24. Apresenta um período de 0,65s e possui um fator de participação de massa muito próximo dos 100%. Sendo o modo fundamental de vibração caracterizado pelo deslocamento da estrutura segundo y, indica uma menor rigidez segundo esta direção.

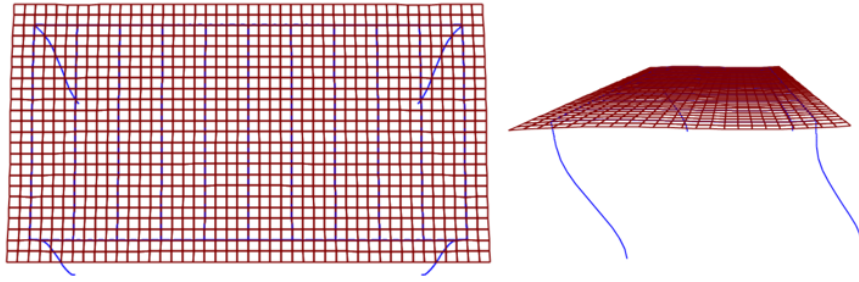


Figura 24 – Modo fundamental da estrutura, translação segundo o eixo y.

O segundo modo de vibração caracteriza-se por uma translação segundo o eixo x, apresentado um período de 0,62s e um fator de participação de massa de 100%, podendo ser observado na figura 25.

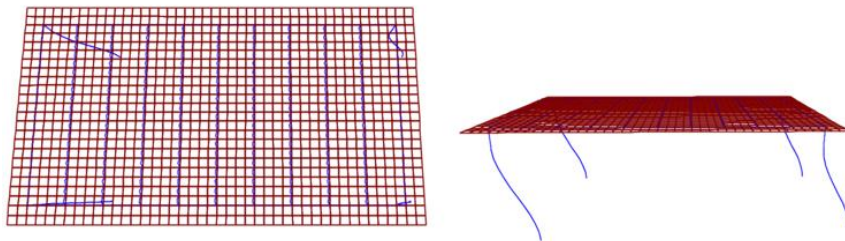


Figura 25 – Segundo modo de vibração, translação segundo x.

O terceiro modo de vibração apresenta um período de 0,46s e uma participação de massa insignificante. É um modo essencialmente de torção, como indicado na figura 26, ou rotação em torno do eixo z.

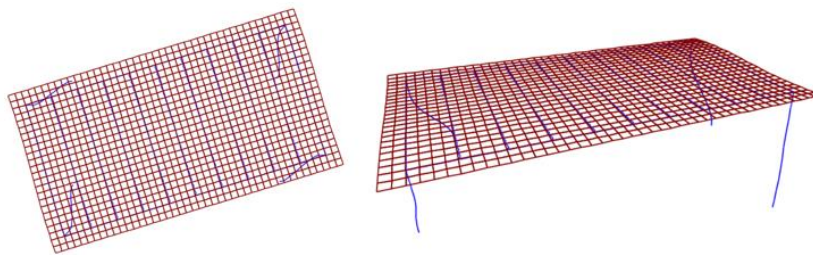


Figura 26 – Terceiro modo de vibração, rotação em torno de z.

Por fim, o quarto modo de vibração, indicado na figura 27, apresenta um movimento da laje segundo o eixo z. Possui ainda um período de 0,17s e uma participação de massa de 33%, significando que a estrutura apresenta maior rigidez segundo z comparativamente à rigidez de torção e de translação segundo x e y.

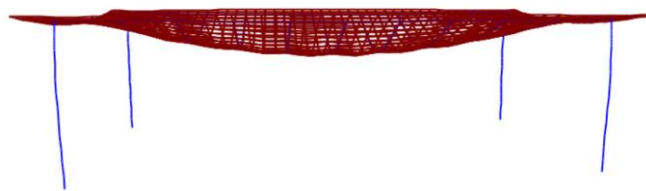


Figura 27 – Quarto modo de vibração da estrutura, movimento da laje segundo z.

Importa referir que, embora a participação da massa modal, referente ao eixo z não chegar aos 90%, como referido anteriormente, os modos associados à componente vertical estão a ser considerados para a estrutura em causa, como pode ser verificado no Anexo B. O facto de não ter grande expressão significa que a restante massa da cobertura não é excitada na zona de ligação com o pilar.

5.2 – Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento q , é utilizado por forma a considerar os efeitos de dissipação de energia por parte da estrutura através da ductilidade que esta dispõe. Este coeficiente deve ter em conta a classe de ductilidade do edifício e a classificação do sistema estrutural do mesmo.

Em primeiro lugar, é necessário classificar a estrutura em função da sua regularidade em planta e em altura. Pelo facto da estrutura em causa apenas possuir um piso, é facilmente verificado que é regular tanto em altura como em planta. Dessa forma e segundo o art.º 4.2.3 do EC8 [4], pode ser considerado o valor de referência do coeficiente de comportamento.

Como já foi referido em 2.1, este projeto foi dimensionado como pertencendo à classe DCM e é classificado, estruturalmente, como sendo um sistema porticado. Desta forma, encontram-se reunidas todas as informações para a obtenção do coeficiente de comportamento, que pode ser calculado com base na expressão (5.1), descrita no artigo 5.2.2.2 do EC8 [4].

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

Onde q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura e k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede.

Tendo em conta que a cobertura em análise apresenta apenas 1 piso, é classificado como sendo um sistema porticado, o coeficiente q_0 é obtido através da expressão (5.2).

$$q_0 = 3 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (5.2)$$

Em que α_1 é o valor pelo o qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-

se constante todas as outras ações de cálculo e α_u representa o valor pelo qual a ação sísmica de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente α_u poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

O artigo 5.2.2.2 (5) do EC8 [4] apresenta quais os valores a utilizar para este fator de majoração do coeficiente de comportamento. Neste caso, sendo um edifício de 1 piso e classificado como sistema porticado, utiliza-se um valor de $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$.

Para o coeficiente k_w , que reflete o modo de rotura predominantemente nos sistemas estruturais de parede, e sendo um sistema porticado, o artigo 5.2.2.2 (11) do EC8 [4] admite a utilização do valor unitário para este coeficiente.

Desta forma obtém-se um valor para o coeficiente de comportamento igual a 3,3. De salientar que foi considerado para efeitos de cálculo $q=3$. Esta alteração não induz grandes alterações ao nível da definição da ação sísmica, pois em primeiro lugar a diferença efetuada não é substancial e ainda ao baixar o valor deste coeficiente apenas se consideram menos danos na estrutura.

5.3 – Coeficiente sísmico

O coeficiente sísmico β , é um fator que quantifica a ação de um sismo na estrutura. Este coeficiente é dado pelo quociente entre a força de corte basal (F_b), que surge na estrutura como reação à ação sísmica em cada uma das direções horizontais e o peso da estrutura (W), consoante apresentado na expressão (5.3).

$$\beta = \frac{F_b}{W} \quad (5.3)$$

Note-se que as forças de corte basal para cada direção e para cada tipo de ação sísmica foram obtidas com recurso ao programa SAP2000 após a introdução da ação sísmica definida no subcapítulo 2.5.2. Para a modelação da ação sísmica foi considerada a combinação CQC para a combinação modal e a combinação SRSS para a combinação direcional.

Tabela 34 - Coeficiente sísmico.

AS1		AS2	
β_x	β_y	β_x	β_y
0,25	0,25	0,11	0,10

Como é possível verificar, com base nos valores indicados na tabela 34, o coeficiente sísmico toma valores superiores para ambas as direções, para a ação sísmica tipo 1, assim sendo, apenas foi tido em conta esse tipo de ação sísmica para as análises posteriores. Outra forma de verificar, que a ação sísmica tipo 1 é a mais condicionante para a estrutura em causa, é através

da comparação dos modos de vibração considerados, tabela 33, e os espectros de cálculo apresentados na figura 2.

5.4 – Efeitos de 2ª ordem

Quando a estrutura se encontra sujeita a ação sísmica combinada com a ação das cargas quase permanentes, podem surgir efeitos ou esforços de 2ª ordem, também referidos como efeitos P-Δ. Segundo o artº 4.4.2.2 (2) do EC8 [4] é possível conhecer se estes esforços são ou não necessários de contabilizar para uma estrutura, através do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre os pisos (θ), o seu valor pode ser calculado de acordo com a expressão (5.4):

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \quad (5.4)$$

em que P_{tot} diz respeito à carga gravítica total devida a todos os pisos acima do considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmico, d_r , ao valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais d_s no topo e na base do piso considerado, V_{tot} , à força de corte sísmica total no piso considerado e h à altura entre pisos.

Para valores de $\theta \leq 0,10$ não é necessário considerar estes efeitos P-Δ, no entanto se $0,10 < \theta \leq 0,20$ esses efeitos poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1 - \theta)$. De salientar que o valor do coeficiente θ não deve ser superior a 0,30.

Tabela 35 - Cálculo dos deslocamentos.

	Sismo (x+0,3y)	Sismo (0,3x+y)
δ_x [m]	0,025068	0,00752
δ_y [m]	0,007807	0,026024
h [m]	8	8
P_{tot} [ton]	1909,28	1909,28
$V_{tot,x}$ [kN]	4765,933	1429,18
$V_{tot,y}$ [kN]	1377,709	4592,363
Θ_x	0,0012	0,0013
Θ_y	0,0014	0,0014

Consultando a tabela 35, verifica-se que estes efeitos P-Δ, ou de 2ª ordem, não são necessários considerar, por apresentarem valores do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre os pisos inferior a 10%.

A partir do programa de cálculo automático utilizado, é possível obter os esforços de 1ª ordem nos pilares, como indicado na tabela 36.

Tabela 36 - Esforços de 1ª ordem e respectivos esforços normais e momentos fletores reduzidos.

	N [kN]	M ₃ [kNm]	V ₂ [kN]	M ₂ [kNm]	V ₃ [kN]	γ	μ ₃	μ ₂
Sismo (x+0,3Y)	6086,2	17777	3616,4	5542,7	1130,6	0,18	0,41	0,14
Sismo (0,3x+Y)	7019,6	5528	1114,3	17688,5	3541,6	0,21	0,14	0,41

Como é possível verificar, através da consulta da tabela 36, os valores do momento fletor reduzido apresentados para a solução com continuidade viga-pilar, são muito elevados. Ou seja, estes esforços de 1ª ordem são excessivos para as dimensões do pilar consideradas, que foram as sugeridas pela arquitetura.

Desta forma, seria aconselhável aumentar a secção do pilar por forma a reduzir os valores do momento fletor reduzido, ou então seríamos conduzidos a uma secção excessivamente armada, dificultando assim a sua pormenorização. Importa ainda referir que estes momentos também influenciam as dimensões em planta das fundações, necessitando de uma área superior por forma a obter uma tensão no solo inferior à resistente.

Dadas todas estas indicações referidas anteriormente, foi então descartado este pressuposto de continuidade viga-pilar e avaliada a estrutura com a utilização de um isolamento de base.

5.6 – Solução com isolamento de base

Como forma de tentar reduzir o nível de esforços presentes nos pilares e também a secção dos mesmos, foi então analisada a hipótese de utilização de um isolamento de base.

Este conceito tem como principal função, a criação de uma superfície que acomoda os deslocamentos que surgem na estrutura aquando da atuação da ação sísmica. Esta solicitação é traduzida por um movimento do solo que é transmitido para a estrutura, e esta tem de ser capaz de suportar os deslocamentos induzidos por esse movimento [10].

Os aparelhos de apoio, ilustrados na figura 28, outra denominação para estes isoladores, são localizados abaixo da massa principal da estrutura e tem como principais características a capacidade de absorver os deslocamentos induzidos pelo sismo, suportar as cargas verticais atuantes assegurando a transmissão dessas cargas até às fundações, possuem baixa rigidez horizontal, ou seja, permitem os deslocamentos horizontais, tem capacidade de retornar à posição indeformada após a ação sísmica e ainda permitem a capacidade de dissipação de energia.

Com a utilização destes aparelhos, foi possível diminuir significativamente os esforços presentes nos pilares e, conseqüentemente, nas fundações. Foram então realizadas diversas iterações, com intuito de definir qual o isolamento mais indicado a utilizar.

Neste processo iterativo, deve ser verificado a força máxima vertical que o isolador permite transmitir e ainda o nível de deslocamento horizontal exibido pelo mesmo, relativamente à solicitação sísmica. Assim sendo, conclui-se que o aparelho que reunia as melhores características para a utilização neste caso de estudo era o isolamento de base do tipo SI-N 650/180 [12]. Na tabela 37 indicam-se as características necessárias para a verificação da utilização deste aparelho, assim como as dimensões do mesmo.



Figura 28 – Isolamento de base.

Tabela 37 - Propriedades do isolamento de base SI-N 650/108.

$\Delta \approx 200mm$	V [kN]	F_{zd} [kN]	K_e [kN/mm]	K_v [kN/mm]	D_g [mm]	t_e [mm]	h [mm]	H [mm]	Z [mm]	W [kg]
SI-N 650/108	5520	10830	2,46	2143	650	108	181	231	700	535

Onde:

V - carga vertical máxima para as combinações de ações, incluindo a combinação sísmica;

F_{zd} - carga vertical máxima para ELS, não incluindo combinações sísmicas;

K_e - rigidez horizontal efetiva;

K_v - rigidez vertical;

D_g - diâmetro do isolador;

t_e - espessura da isolador;

h - altura excluindo as chapas de metal exteriores;

H - altura incluindo as chapas de metal exteriores;

Z - comprimento incluindo as chapas de metal exteriores;

W - peso do isolador excluindo os elementos de ancoragem.

Segundo o artigo 10.3 presente no EC8 [4], onde refere a necessidade de, através da utilização destes sistemas de isolamento, é requerida uma maior fiabilidade acerca dos deslocamentos do mesmo. Desta forma, sugere-se a aplicação de um coeficiente de majoração aos deslocamentos sísmicos apresentados pelo isolador. Segundo o descrito no Anexo Nacional, deve ser considerado um coeficiente com um valor de 1,2.

Concluída a escolha referente ao isolamento de base a utilizar para a solução da cobertura em estudo, foi definido o coeficiente de comportamento a adotar. Através da consulta do artigo 10.7 do EC8 [4], onde refere a utilização de $q=1$ para estruturas que possuam este tipo de aparelhos.

Outro ponto de alteração, em relação ao modelo inicial, foi o do sismo atuante. Neste caso foram combinados dois espectros de resposta elástica, um grau de amortecimento de 5% e um outro com um grau de amortecimento de 10%. Isto deve-se ao facto de, com a utilização do isolamento de base, a estrutura possui uma maior capacidade de deformação segundo as duas direções horizontais. Desta forma considera-se um amortecimento de 10% conferido pela utilização deste aparelho.

O artigo 3.2.2.2 do EC8 [4], mostra como se corrige o fator de amortecimento de um sismo, tendo como base um amortecimento de 5%. Assim sendo, é necessário recorrer a um coeficiente η , que pode ser determinado pela expressão (5.5).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (5.5)$$

Em que ξ é o amortecimento viscoso da estrutura.

Após obter o valor a utilizar para este coeficiente, é possível obter o espectro de resposta elástico corrigido $S_e(T)$, para um grau de amortecimento de 10%, através das expressões (5.6), (5.7), (5.8) e (5.9).

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (5.8)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (5.9)$$

Foram então combinados os espectros de resposta elásticos, com diferentes graus de amortecimento, como referido anteriormente. Para o ponto de transição entre ambos os espectros de resposta utilizado, foi o período de 1,5 segundos, por forma a que todos os modos de vibração associados aos modos de excitação da massa principal da estrutura, ou seja, da laje da cobertura estivessem associados à atuação da ação sísmica com um grau de amortecimento de 10%. Enquanto os restantes modos de vibração, associados ao deslocamento dos pilares apenas, estejam associados ao sismo com 5% de amortecimento.

Na figura 29, encontram-se os espectros de resposta elásticos, com amortecimento de 5 e 10% e a envolvente efetuada entre ambos.

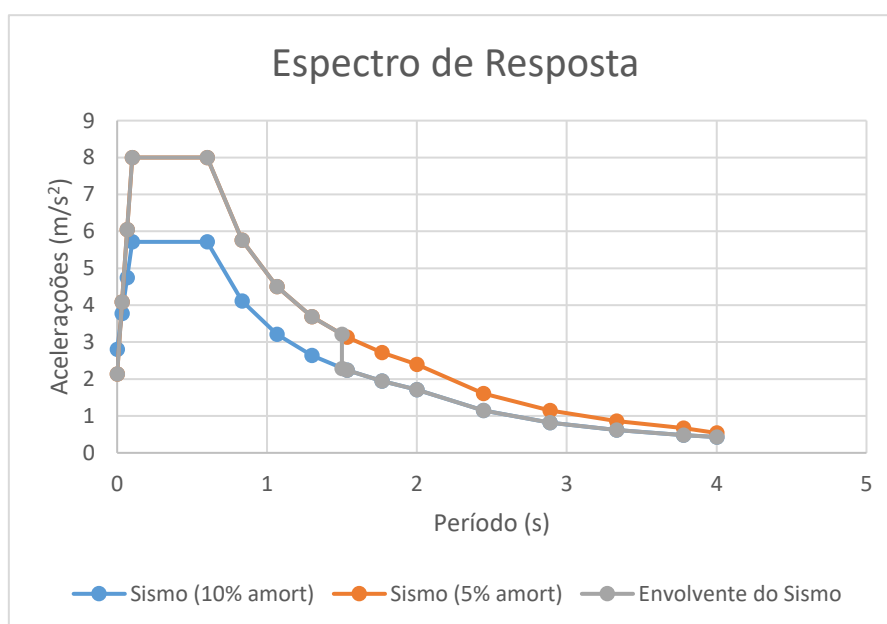


Figura 29 – Espectros de resposta com amortecimento de 5 e 10% e envolvente realizada.

5.6.1 – Análise modal

Com a inserção do aparelho de apoio, referido em 5.6, foi efetuada uma nova análise dos modos de vibração fundamentais da estrutura. Desta forma, apresenta-se, na tabela 38, as informações de participação de massa modal, período e frequência de vibração referentes aos modos fundamentais, através do modelo com a utilização do isolamento de base.

Tabela 38 - Informação modal da estrutura com isolamento de base.

Modo	Período (s)	f (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	ΣUx (%)	ΣUy (%)	ΣUz (%)
1	2,89	0,35	3,597E-14	96,79	0	3,597E-14	96,79	0
2	2,89	0,35	96,79	3,6E-14	0	96,789	96,79	0
3	2,07	0,48	1,164E-17	3,32E-18	0	96,789	96,79	0
4	0,24	4,22	0	0	0,004	96,789	96,79	0,004

O primeiro modo de vibração, ou seja, o modo fundamental da estrutura, apresentado na figura 30, é caracterizado por ser translação segundo o eixo y. Apresenta um período de 2,89s e possui um fator de participação de massa de cerca de 97%. Atendendo a que o modo fundamental é representado pelo movimento de translação segundo o eixo y, isto representa uma menor rigidez da estrutura segundo essa direção.

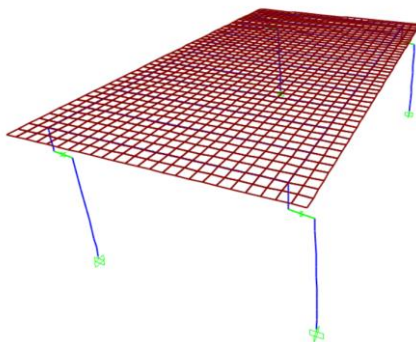


Figura 30 – Modo fundamental de vibração da estrutura com isolamento, translação segundo o eixo y.

O segundo modo de vibração, apresentado na figura 31, caracteriza-se por uma translação segundo o eixo x, apresentado um período de 2,89s e um fator de participação de massa também muito próximo dos 97%.

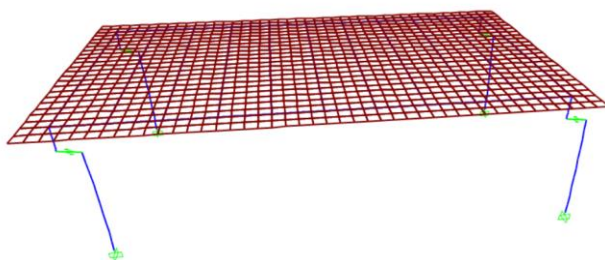


Figura 31 – Segundo modo de vibração da estrutura com isolamento, translação segundo o eixo x

O terceiro modo de vibração, ilustrado na figura 32, apresenta um período de 2,1s e baixa participação de massa em ambas as direções. É um modo essencialmente de torção, ou rotação em torno do eixo z.

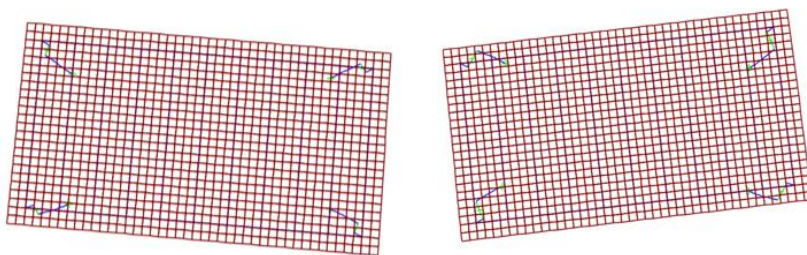


Figura 32 – Terceiro modo de vibração da estrutura com isolamento, rotação segundo o eixo z.

Por fim, o quarto modo de vibração apresenta um movimento de translação apenas dos pilares segundo o eixo y, como se pode verificar na figura 33. Possui ainda um período de 0,24s e uma participação de massa muito pouco significativa, uma vez q apenas os pilares estão a ser excitados.

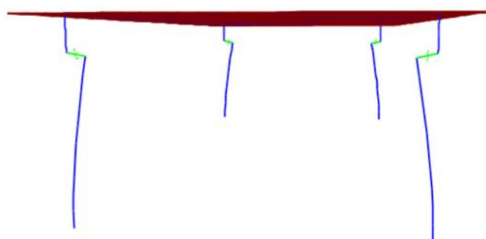


Figura 33 – Quarto modo de vibração da estrutura com isolamento, translação segundo y apenas dos pilares.

É importante mencionar que, este modelo também apresenta modos associados ao deslocamento vertical da laje da cobertura, contudo, não apresentam grande expressão. Como é possível verificar através da consulta do anexo C.

Finalizada a análise modal da estrutura com a utilização de um isolamento de base, foram então analisados os deslocamentos exibidos pelos pilares. Consequentemente foram também analisados os esforços a que estes elementos se encontravam sujeitos.

Como referido anteriormente, a consideração da envolvente da ação sísmica calculada, combinando partes do espectro da ação sísmica de referência (com amortecimento de 5%) com o espectro de resposta corrigido, para um fator de amortecimento de 10% graças à utilização do isolamento de base. Com base nos modos de vibração da estrutura, é possível verificar o pressuposto considerado, onde os três primeiros modos estão relacionados com movimentos da laje de cobertura, apresentando períodos de vibração superiores a 1,5s, ou seja, encontram-se na zona do espectro referente à ação sísmica com um grau de amortecimento de 10%. Enquanto, a partir do quarto modo de vibração já se encontra na zona do espectro que diz respeito à atuação da ação sísmica de referência.

Foram então analisados os deslocamentos do topo do pilar, assim como os do próprio isolamento de base, por forma a obter os esforços de dimensionamento dos pilares.

Os momentos de cálculo nos pilares são uma soma dos esforços de 1ª ordem e os de 2ª ordem sendo, estes últimos, obtidos através da multiplicação do esforço axial do pilar e da excentricidade total devida a ação sísmica. Esta excentricidade é calculada somando o deslocamento do topo do pilar mais a parcela relativa do deslocamento do isolador, como ilustrado na figura 34.

Relativamente à parcela de deslocamento associado ao isolamento, não é considerado todo o deslocamento do aparelho. Como é ilustrado na figura 34, a área onde a componente vertical de carga pode ser transmitida, através do isolamento para o pilar, é composta pela interseção das projeções das faces superior e inferior após a deformação associada à solicitação sísmica. Assim sendo é possível quantificar a excentricidade obtida entre a posição indeformada e deformada da estrutura e, conseqüentemente os efeitos de 2ª ordem associados à estrutura.

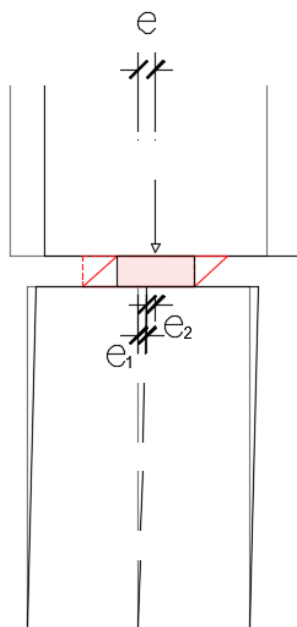


Figura 34 – Deslocamentos de 1ª e 2ª ordem do pilar.

Foram então reunidas as informações obtidas, através da consulta dos deslocamentos exibidos pelo topo dos pilares e pelo isolamento de base na tabela 39, sendo ainda possível verificar a excentricidade total adotada para a obtenção dos esforços de 2ª ordem.

Tabela 39 - Deslocamentos elásticos e cálculo.

	Deslocamentos elásticos nos pilares		Fator de correção	δ_{isolador}	Excentricidade dos pilares
	$\delta_{e,\text{topo do pilar}}$	$\delta_{e,\text{isolador}}$			δ_{adotada}
	[m]	[m]			[m]
Sismo (x+0,3Y)	0,0308	0,14613	1,2	0,175	0,12
Sismo (0,3x+Y)	0,0308	0,14559			0,12

Na tabela 40, encontra-se os esforços de 1ª ordem apresentados pelos pilares.

Tabela 40 - Esforços de 1ª ordem.

	N [kN]	M3 [kNm]	V2 [kN]	M2 [kNm]	V3 [kN]
Sismo (x+0,3Y)	4725,388	3725,3347	380,136	1128,3092	115,134
Sismo (0,3x+Y)	4760,341	1118,0184	114,084	3734,8119	381,103

Através da expressão (5.10), é possível calcular os esforços de cálculo ou de dimensionamento para os pilares e são apresentados posteriormente na tabela 41.

$$M_{sd} = M_{1ªordem} + N \times e \quad (5.10)$$

Tabela 41 - Esforços de cálculo, esforço normal e momento fletor reduzidos.

	N _{sd} [kN]	M3 [kNm]	M2 [kNm]	γ	μ3	μ2
Sismo (x+0,3Y)	4725,39	4292,38	1128,31	0,14	0,10	0,04
Sismo (0,3x+Y)	4760,34	1689,26	3734,81	0,14	0,04	0,10

Comparando os valores obtidos para os momentos nos dois modelos analisados, com e sem isolamento de base, é possível verificar as grandes vantagens associadas pela introdução do isolamento de base na estrutura em estudo. Embora os efeitos de 2ª ordem sejam mais significativo, os esforços de cálculo reduziram significativamente, possibilitando a diminuição das dimensões dos pilares em 20cm. Desta forma, os pilares foram dimensionados para uma secção quadrada com 1,3m de lado.

Esta redução das solicitações, associadas à atuação da ação sísmica, permite também a diminuição da quantidade de armadura longitudinal necessária para estes elementos estruturais. Esta redução de valor dos esforços atuantes, também influencia diretamente as dimensões a considerar para as sapatas.

Atendendo às vantagens apresentadas anteriormente e, que ambas conduzem à utilização de menores quantidades de recursos, logo em benefícios económicos, foi escolhida a solução utilizando o isolamento de base para efeitos de dimensionamento da estrutura.

6 – Dimensionamento

Após as diversas verificações de segurança efetuadas anteriormente, procedeu-se ao dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a solução escolhida para a laje da cobertura. Este capítulo descreve os procedimentos utilizados para obter as quantidades de armadura necessárias para um adequado funcionamento da estrutura.

Foi então necessário definir quais os elementos condicionantes da estrutura, sendo estes os que apresentavam esforços mais elevados. Assim sendo, os elementos seleccionados foram os seguintes, e podem ser observados consultando a figura 35.

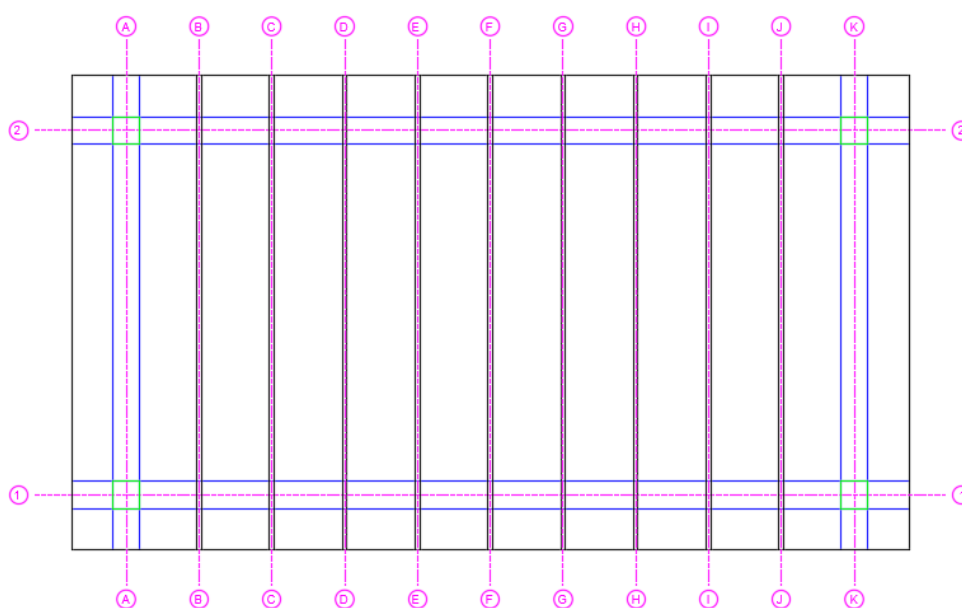


Figura 35 – Grelha de alinhamentos

- Laje da cobertura
- Viga do Alinhamento 1
- Viga do Alinhamento A
- Viga do Alinhamento F
- Pilar A-1
- Sapata

6.1 – Laje da cobertura

Para o dimensionamento da laje, foi verificada a segurança em relação ao estado limite último de flexão, como forma de obter as armaduras necessárias para este elemento. O art.º 9.2.1.1 (1) do EC2 [3] apresenta a necessidade de garantir uma armadura mínima em ambas as direções e em toda a sua área, de acordo com a expressão (6.1).

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 2,62 \text{ cm}^2/m \quad (6.1)$$

Em seguida, na tabela 42, apresenta-se os cálculos realizados para a determinação da malha de armadura utilizada para verificar a segurança em relação ao estado limite último, através da utilização de uma malha de $\Phi 8//0,10$ e $\Phi 10//0,10$ para a zona inferior e superior respetivamente.

Tabela 42 – Armadura superior e inferior da laje

		[kNm/m]	μ	ω	$\frac{A_{sw}}{s}$ [cm ² /m]	As, adot	[cm ² /m]
m11	m- (consola)	37,62	0,13	0,143	7,56	$\Phi 10//0,10$	7,85
	m+	6,27	0,02	0,0205	1,08	$\Phi 8//0,10$	5,03
m22	m- (consola)	37,62	0,13	0,143	7,56	$\Phi 10//0,10$	7,85
	m+	8,36	0,03	0,031	1,64	$\Phi 8//0,10$	5,03

Como se pode verificar, na tabela 42, os valores apresentados pelo momento fletor reduzido (μ) são bastante razoáveis para os elementos em causa, apresentando-se folgados em relação a este estado limite, como era de esperar. Importa ainda referir que foi adotada para armadura inferior da laje $\Phi 8//0,10$ correspondendo a 5,03 cm²/m embora fosse necessário apenas cobrir a armadura mínima (2,62 cm²/m), isto deveu-se ao cuidado de utilizar-se espaçamento iguais para a malha utilizada, por forma a facilitar a sua colocação e todo o seu processo de montagem.

6.2 – Vigas

O dimensionamento destes elementos horizontais foi condicionado pelo estado limite de utilização, sendo as vigas pré-esforçadas já era espectável que tal sucedesse. Desta forma, são apresentados os cálculos referente às armaduras de pré-esforço utilizadas para cada uma das vigas em estudo. De salientar que foi considerada uma força por cordão de pré-esforço de 160 kN, representando aproximadamente 20% de perdas.

Relativamente ao EL último, já foi referido que não é condicionante, mas foram avaliados os valores apresentados pelo momento fletor reduzido (μ) destes elementos estruturais.

Tabela 43- Esforços de dimensionamento e momento fletor reduzido.

	Msd [kNm]	μ
Viga do Alinhamento 1	24380,1	0,07
Viga do Alinhamento A	2841,1	0,01
Viga do Alinhamento F	723,34	0,01

Através da consulta da tabela 43, podemos comprovar que os valores de μ têm pouca expressão, daí o pressuposto considerado anteriormente, de considerar o estado limite de serviço como o condicionante.

No entanto foi realizada uma verificação da segurança à flexão das vigas, sendo calculado tendo em conta os momentos fletores ilustrados na tabela 43. Foi então considerado o pré-esforço do lado da resistência, figura 36, e calculadas as armaduras necessária por forma a verificar a segurança à flexão.

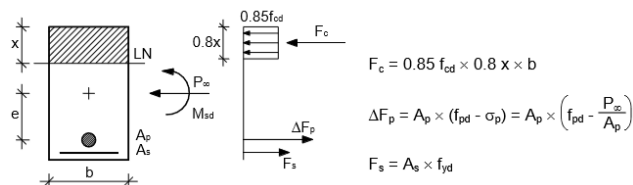


Figura 36 – Metodologia de cálculo para verificar a segurança em relação ao ELU de flexão.

Tabela 44 - Verificação da armadura longitudinal necessária para verificar a segurança em relação ao ELU de flexão.

	Msd	Fp	Fs	Fc	x	As	As,adot	cm2
Viga 1	24380,1	18297,4	As*435	51000x	0,65	105,43	22Φ25	108,02
Viga A	2841,1	2178,3	As*435	40800x	0,035	-17,08	10Φ25	49,1
Viga F	723,34	1089,1	As*435	10200x	0,07	-1,67	2Φ20	6,28

Em primeiro lugar e fazendo o equilíbrio de momentos consegue-se determinar a posição da linha neutra e consequentemente, através do equilíbrio de forças obteve-se a armadura ordinária necessária para verificar a segurança à flexão, como se pode ver na tabela 43. De salientar que, para os casos das vigas A e F, a armadura calculada tem valor negativo, assim sendo foi considerado a utilização da armadura mínima, como se observa na tabela 43.

6.2.1 – Armadura longitudinal

De acordo com as recomendações presentes no artigo 9.2.1.1 (1) do EC2, é possível calcular a armadura longitudinal mínima. Esta pode ser calculada de acordo com a expressão (6.2), e são apresentadas na tabela 44, o seu valor para cada um dos três tipos de vigas considerados.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (6.2)$$

em que $A_{s,min}$ representa a armadura longitudinal mínima a considerar na viga, f_{ctm} , a resistência à tração do betão, f_{yk} , o valor característico da tensão de cedência do aço, b_t , a largura media da zona tracionada e d a distancia entra a fibra mais comprimida e as armaduras tracionadas.

Tabela 45 - Armadura longitudinal mínima para as vigas.

	b_t	d	$A_{s,min}>$	$0,0013*b_t*d$	$A_{s,adopt}$	$[cm^2]$
	[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]		
Viga F	0,25	1,1	4,15	3,58	2Φ20	6,28
Viga A	1,5	2,1	47,50	40,95	10Φ25	49,10
Viga1	1,5	2,1	47,50	40,95	10Φ25	49,10

Na tabela 45, encontram-se as dimensões, incluindo a largura efetiva considerada para cada uma das vigas utilizadas neste projeto.

Tabela 46 – Largura efetiva considerada para as vigas.

	Beff [m]	b [m]	h [m]
Viga do Alinhamento 1	3,75	1,50	2,15
Viga do Alinhamento A	3,00	1,50	2,15
Viga do Alinhamento F	0,75	0,25	1,15

6.2.2 – Armadura transversal

Relativamente à armadura transversal, o artigo 9.2.2 (5) do EC2 [3] define a utilização de uma taxa mínima de acordo com a expressão (6.3).

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (6.3)$$

onde $\rho_{w,min}$ representa a taxa de armadura mínima de esforço transversal, f_{ck} , o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão e f_{yk} o valor característico da tensão de cedência do aço.

Desta forma, a armadura mínima de esforço transversal por metro linear pode ser calculada de acordo com a expressão (6.4).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{(0,08 \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} b_w \quad (6.4)$$

Em que $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ diz respeito à área de armadura mínima por metro linear relativa ao esforço transversal e b_w à largura da alma do elemento.

No entanto, devem ser efetuados cálculo para a obtenção da armadura necessárias para os esforços transversos atuantes, relativamente a cada um dos tipos de viga considerados. Esta armadura pode ser calculada através da expressão (6.5).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd}(z \cdot \cot\theta)}{z \cdot \cot\theta \cdot f_{cd}} \quad (6.5)$$

Onde z representa o braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento em análise e foi considerado igual a $0,9d$, θ , a inclinação das bielas de compressão e f_{cd} a tensão de cálculo do betão.

De salientar que foi considerado $\theta=2,0$, constituindo um valor aceitável visto que, segundo o artigo 6.2.3 (2) do EC2, onde aconselha a utilização de um ângulo θ de acordo com a expressão (6.6).

$$1 \leq \cot g \theta \leq 2,5 \quad (6.6)$$

6.2.3 – Viga do alinhamento 1

Para o cálculo da armadura longitudinal necessária, de pré-esforço, foi utilizado o critério de garantir a descompressão do betão, como referido anteriormente em 6.2. Desta forma obteve-se uma força de pré-esforço útil (P_{∞}) de 11848 kN, para a combinação quase permanente, sendo a condicionante.

Foram utilizados então, 8 cabos de 12 cordões, representando uma força de 15360 kN, superior à mínima calculada.

Posteriormente foram analisados, os traçados dos cabos de pré-esforço. Tendo em conta que os 8 cabos e respetivas ancoragens não podiam ser ancorados ao mesmo nível, pois não se conseguia respeitar as condições de espaçamento entre eles. Foram então considerados dois níveis, ou seja dois traçados diferentes, cada um deles agrupando 4 cabos, como se pode verificar através das imagens 10 e 11.

Relativamente à armadura transversal, indicada na tabela 46, esta foi calculada utilizando a expressão (6.5), e considerando que seriam utilizados estribos com quatro ramos, de forma a possibilitar a minimização do diâmetro a utilizar para os varões referentes a esta armadura.

Tabela 47 – Armadura transversal para a viga do alinhamento 1.

z	cotg θ	Vsd (zcotg θ)	Asw/s	(Asw/s)/4 ramos	Asw/s adotado	
[m]	[m/m]	[kN]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	$\phi 8//0,20$	[cm ² /m]
1,89	2	908,77	5,53	1,38		2,51

6.2.4 – Viga do alinhamento A

Para o cálculo da armadura longitudinal necessária, de pré-esforço, foi utilizado o critério de garantir a descompressão do betão, como referido anteriormente em 6.2. Desta forma obteve-se uma força de pré-esforço útil (P_{∞}) de 1424,77 kN, para a combinação quase permanente, sendo esta a condicionante.

Foram utilizados então, 2 cabos de 5 cordões, representando uma força de 1600 kN, superior à mínima calculada pelo critério descrito.

Relativamente à armadura transversal, tabela 47, esta foi calculada utilizando a expressão (6.5), e considerando que seriam utilizados estribos com quatro ramos, de forma a possibilitar a minimização do diâmetro a utilizar para os varões referentes a esta armadura.

Tabela 48 – Armadura transversal para a viga do alinhamento A.

z	cotg Θ	Vsd (zcotg Θ)	Asw/s	(Asw/s)/4 ramos	Asw/s adotado	
[m]	[m/m]	[kN]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	ϕ8//0,20	[cm ² /m]
1,89	2	1419,68	8,63	2,16		

6.2.5 – Viga do alinhamento F

Para o cálculo da armadura longitudinal necessária, de pré-esforço, foi utilizado o critério de garantir a descompressão do betão, como referido anteriormente em 6.2. Desta forma obteve-se uma força de pré-esforço útil (P_{∞}) de 719,08 kN, para a combinação quase permanente, sendo esta a condicionante.

Foram utilizados então, 1 cabo de 5 cordões, representando uma força de 800 kN, superior à mínima calculada.

Relativamente à armadura transversal, tabela 48, esta foi calculada utilizando a expressão (6.6), e considerando que seriam utilizados estribos com quatro ramos, de forma a possibilitar a minimização do diâmetro a utilizar para os varões referentes a esta armadura.

Tabela 49 – Armadura transversal para a viga do alinhamento F.

z	cotg Θ	Vsd (zcotg Θ)	Asw/s	(Asw/s)/4 ramos	Asw/s adotado	
[m]	[m/m]	[kN]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	ϕ8//0,20	[cm ² /m]
0,99	2	524,02	6,08	1,52		

6.3 – Pilares

6.3.1 – Armadura longitudinal

Como já foi referido anteriormente, para os restantes elementos estruturais a efetuar o dimensionamento, o EC2 [3] e o EC8 [4] referem a necessidade de utilização uma área de armadura longitudinal mínima e máxima.

Contudo, uma vez que se está a efetuar o dimensionamento destes elementos em fase elástica, através da utilização de um coeficiente de comportamento igual a um, os limites mínimos e máximos a considerar são os provenientes do EC2 [3]. Após a consulta dos artigos 9.5.2 (2) e (3) do EC2 [3], é possível obter as áreas mínimas e máximas, ilustrado na tabela 49, que se sugerem utilizar, segundo as expressões (6.7) e (6.8) respetivamente.

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad (6.7)$$

$$A_{s,máx} = \begin{cases} 0,04A_c, & \text{fora das zonas de emenda por sobreposição} \\ 0,08A_c, & \text{nas zonas de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (6.8)$$

onde N_{Ed} representa o valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Tabela 50 – Armadura longitudinal mínima e máxima

$A_{s,min}$ [cm ²]	45
$A_{s,máx}$ [cm ²]	900

Em seguida, foram avaliados os esforços presentes nos pilares, conforme ilustra a tabela 50. Foram utilizadas três combinações, de forma a verificar qual delas seria condicionante para o elemento em estudo, sendo essa a que exigia maior quantidade de armadura para o elemento em estudo. As combinações utilizadas foram a fundamental, as solicitações sísmicas considerando como combinações direcionais $x+0,3y$ e $0,3x+y$.

Tabela 51 – Esforços de cálculo para os pilares.

	N [kN]	M3+N*e [kNm]	M2+N*e [kNm]
Pqp + Sismo ($x+0,3Y$)	4725,39	4292,38	1695,36
Pqp + Sismo ($0,3x+Y$)	4760,34	1689,26	4306,05

Assim sendo foi determinada a armadura necessária para os esforços condicionantes, onde advém a necessidade de utilizar $36\Phi 25$ para a armadura longitudinal dos pilares. Foi ainda verificada a resistência da secção, através da expressão (6.9), por forma a verificar se a armadura adotada era suficiente para garantir a segurança dos pilares.

$$\frac{M_{sd,x}}{M_{rd,x}} + \frac{M_{sd,y}}{M_{rd,y}} < 1,0 \quad (6.9)$$

6.3.2 – Armadura transversal

Segundo o artigo 9.5.3 do EC2 [3] é possível conhecer as recomendações acerca da armadura transversal a utilizar. É imposto que o diâmetro das armaduras transversais seja superior ou igual a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo da armadura longitudinal utilizada. Ainda é referido o espaçamento máximo a considerar entre estas armaduras, ao longo do pilar, como refere a expressão (6.10)

$$s_{cl,máx} = \min(15\phi_{long,min}; b_{min}; 300mm) \quad (6.10)$$

onde $\phi_{long,min}$ representa o menor diâmetro das armaduras longitudinais e b_{min} a menor dimensão do pilar.

No Anexo Nacional do mesmo artigo é ainda ilustrado que este espaçamento máximo deve ser reduzido, pelo fator 0,6, na zona de ligação do pilar a vigas ou lajes e considerando uma altura

igual à maior dimensão da secção. Assim sendo, na tabela 51, é representado estes limites de espaçamento recomendados.

Tabela 52 – Limites de espaçamento da armadura transversal.

$s_{cl,máx}$ [m]	0,3
$0,6 s_{cl,máx}$ [m]	0,18

A quantidade de armadura transversal, para a secção corrente do pilar, foi calculada de acordo com a expressão (6.5), utilizando um ângulo Θ igual a 45° e ainda considerando o esforço transverso de cálculo a uma distância $z \cdot \cotg(\theta)$ do apoio. Na tabela 52, encontram-se os cálculos efetuados para a determinação da armadura transversal a utilizar ao longo do desenvolvimento do pilar.

Tabela 53 – Armadura Transversal para os pilares.

	V2	V3	z	Θ	$\cotg \Theta$	A_{sw}/s	A_{sw}/s (6ramos)	(A_{sw}/s) adotado	[cm^2/m]
	[kN]	[kN]	[m]	[$^\circ$]	[m/m]	[cm^2/m]	[cm^2/m]		
Combinação 1	42,45	3,23	1,125	45	1	0,867	0,14	$\Phi 8//0,20$	2,51
Sismo (x+0,3Y)	380,14	115,13				7,77	1,29		
Sismo (0,3x+Y)	114,08	381,10				7,79	1,30		

Foi então utilizado, como armadura transversal na zona corrente do pilar de $\Phi 8//0,20$ e, para as zonas de ligação pilar-isolamento e pilar-sapata $\Phi 8//0,10$ estendendo-se ao longo de uma distância igual à largura do pilar.

Atendendo o descrito no artigo 6.5.3 do EC2 [3], onde salienta a necessidade de verificar a armadura que deve estar presente para resistir à força nos nós de concentração de esforços, figura 37, como é o caso da transmissão de esforço axial através do aparelho de apoio.

Em primeiro lugar foram comparadas as dimensões do pilar (b) com metade da altura do pilar ($H/2$), de forma a saber se a região de descontinuidade era total ou parcial. Ora, sendo $b=1,3$ m e $H/2=5$ m, temos que $b < H/2$, tratando-se assim de uma zona de descontinuidade parcial.

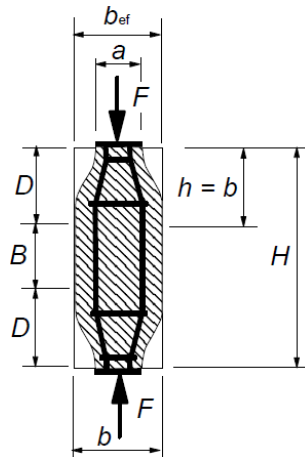


Figura 37 - Modelo de escoras e tirantes para pilares (zona de descontinuidade parcial).

Assim sendo, a força de tração necessária pode ser calculada pela expressão (6.11). A partir deste valor e dividindo-o pela tensão de cálculo do aço é possível obter a armadura necessária para o efeito. Esta armadura deve ser localizada desde o topo do pilar até uma distância igual à largura do pilar.

$$T = \frac{1}{4} \times \frac{b - a}{b} \times F \quad (6.11)$$

Onde:

T – Força de tração necessária para resistir às forças no nó;

b – Dimensão do pilar;

a – Comprimento do aparelho de apoio;

F – Esforço Axial.

Este cálculo pode ser verificado consultando o anexo E.

6.4 – Sapata

Para o dimensionamento das sapatas, foi considerado o modelo de escoras e tirantes [5], ilustrado na figura 38. Admitiu-se uma tensão de cálculo limite admissível no solo de 400 MPa. Como as fundações se encontram sujeitas, tanto a esforço axial como momento fletor para cada uma das direções (x e y), apresentam uma excentricidade (e). Esta excentricidade pode ser calculada de acordo com a expressão (6.12)

$$e = \frac{M}{N} \quad (6.12)$$

Através da comparação dos valores obtidos para e e para $A/4$, conclui-se que a tensão no solo encontrava-se presente em mais de metade da sapata, sendo que $e < A/4$. Assim sendo foram

calculadas, de forma iterativa, as dimensões para as quais a sapata possuía uma tensão inferior à de rotura considerada de 400 kPa.

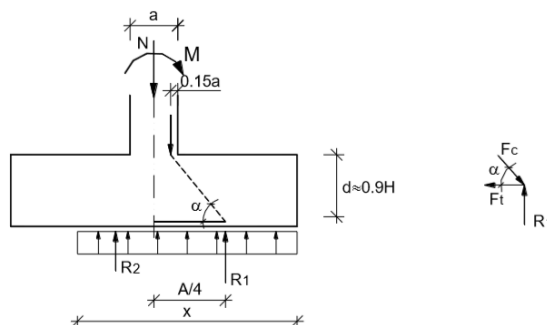


Figura 38 – Modelo de escoras e tirantes utilizado para as sapatas.

Após obter as dimensões geométricas das sapatas, tabela 52, verificando a condição de rigidez de forma a definir a altura das mesmas, foi então calculada a armadura necessária para resistir aos esforços presentes nestes elementos. Através das fórmulas (6.13), (6.14), (6.15) e (6.16).

Tabela 54 - Dimensões das sapatas.

A	B	a	b	A-a/4	A-a/2	b/2	H	d
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5,3	5,3	1,3	2	1	2	1	1,25	1,125

Obteve-se, através da expressão (6.17) uma tensão atuante no solo de aproximadamente 393 kPa, respeitando a condição de segurança.

$$x = A - 2e \quad (6.13)$$

$$F_T = R_1 \times \cotg \alpha \quad (6.14)$$

$$\cotg \alpha = \frac{\frac{A}{4} - 0,35a}{d} \quad (6.15)$$

$$A_s = \frac{F_T}{f_{yd}} \rightarrow \left(\frac{A_s}{s}\right) = \frac{F_T}{f_{yd}} \times \frac{1}{y} \quad (6.16)$$

sendo y a área carregada na direção ortogonal à calculada.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{(A - 2e_2) \times (B - 2e_3)} \quad (6.12)$$

Todos os cálculos referente ao estudo da armadura a utilizar para as fundações, encontra-se no anexo F.

7 – Conclusões

O presente trabalho teve como principal objetivo o desenvolvimento de uma solução estrutural para a laje de uma cobertura de grandes dimensões em betão armado pré-esforçado. Este projeto possuía como restrições arquitetónicas a utilização de quatro pilares nos cantos, possuindo uma consola de 3 metros em toda a extensão da laje e ainda a limitação da altura máxima da cobertura 8,8 metros. Estes condicionamentos foram tidos em conta, embora tenha sido necessário a redução da dimensão da consola que a cobertura possuía, uma vez que não deveria ser executada com a espessura adotada para a laje.

Desde logo entendeu-se que os elementos horizontais, laje e vigas, seriam condicionados pelo seu comportamento em serviço, devido aos vãos em causa. No entanto, sendo o pré-esforço caracterizado por impor à estrutura uma deformação contrária ao peso, este controlo de deformação torna-se mais acessível.

Foi relevante avaliar o nó viga-pilar, sendo uma zona sensível devido à elevada concentração de esforços e do nível de deslocamentos exibidos no topo dos pilares para as solicitações sísmicas. Através da utilização de um isolamento de base, foi possível verificar que estes problemas eram minimizados, diminuindo esses esforços e conseqüentemente as dimensões em planta dos pilares e fundações.

Apresenta-se ainda algumas propostas com o intuito de potencializar o projeto de estruturas realizado, como por exemplo, a utilização de pilares com secção oca. Isto pode ser traduzido num melhor comportamento sísmico através da redução da rigidez destes elementos. Conseqüentemente, implica um aumento do período fundamental da estrutura, ou seja, a minimização das acelerações sísmicas. No entanto, esta possível alteração, deve ter em conta a limitação do esforço normal reduzido a 0,4 e ainda a não agravamento dos efeitos de 2ª ordem.

De uma forma geral, considera-se que foram cumpridos os objetivos propostos para a dissertação, assentando num projeto estrutural compatível com a arquitetura e assegurando os requisitos de funcionalidade e segurança e onde foi procurado a minimização dos recursos utilizados.

Referências

- [1] NP EN 1990:2009, Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas, 2009.
- [2] NP EN 1991-1-1:2009, Eurocódigo 1 – Ações em estruturas.
- [3] NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, 2010.
- [4] NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos simos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- [5] Costa, A., Estruturas de Betão II – Folhas de apoio às aulas, IST, 2015/2016.
- [6] Noronha, J., Estruturas de Betão I – Folhas de apoio às aulas, IST, 2014/2015.
- [7] VSL, Post-Tensioning Solutions.
- [8] FERCA, “Ficha Técnica Moldes FG900 ” [Online]
<http://www.fercanorte.com.pt/pdf/products/Ficha%20Técnica%20Moldes%20FG900.pdf>
- [9] Manual Técnico Cobiax, “A Nova Laje Maciça”.
- [10] Lopes, M., Sismos e Edifícios , Edições Orion, 2008.
- [11] Iglesia, S., O efeito P-delta nas estruturas de edifícios, Alto QI.
- [12] FIP INDUSTRIALE, Elastomeric Isolators series SI.

Anexos

ANEXO A – Pré-dimensionamento

Tabela A.1 – Características da Laje FG900.

FG 900	Altura do molde (mm)	Espessura da lâmina (mm)	Altura total (mm)	Largura média da nervura (mm)	Área de secção (mm ²)	Dist ao CG (mm)		Inercia por nervura (cm ⁴ /nervura)	Módulo de flexão/nervura		Volume de vazio		PP (kN/m ²)	Volume de Betão (m ³ /m ²)
						face sup	face inf		cm ³ /nerv	cm ³ /nerv	m ³ /molde	m ³ /m ²		
	425	100	525	217	1761	165	360	374573	22701	10450	0,197	0,242	7,1	0,283

Tabela A.2 – Cálculo do pré-esforço da laje FG900.

Laje FG900		
P _{sd}	12,885	(kN/m ²)
P _{qp}	9,1	(kN/m ²)
q = 0,8 * P _{qp}	6,552	(kN/m)
M ⁻	29,48	(kNm/nervura)
M ⁺	298,12	(kNm/nervura)
P _{∞-≥}	169,51	(kN/nervura)
P _{∞+≥}	995,92	(kN/nervura)
P _{∞-≥}	188,34	(kN/m)
P _{∞+≥}	1106,58	(kN/m)
nº cordões/m	2	(P _{∞-≥})
	8	(P _{∞+≥})

Tabela A.3 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 40m para a solução FG900.

Vigas 40m		
h	2,15	(m)
b	1,50	(m)
b _{eff}	3,00	(m)
y _{cg}	0,92	(m) a contar a partir da face superior da laje
Área	4,01	(m ²)
I	1,68	(m ⁴)
R _{viga}	118,30	(kN/m)
pp _{viga}	60,94	(kN/m)
Pqp _{viga}	179,24	(kN/m)
q = 0,8 * P _{qp}	143,39	(kN/m)
M ⁻	645,26	(kNm)
M ⁺	28032,75	(kNm)
P _{∞-≥}	491,81	(kN)
P _{∞+≥}	18977,94	(kN)
nº cordões/m	4	(P _{∞-≥})
	127	(P _{∞+≥})

Tabela A.4 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 20m para a solução FG900.

Vigas 20m		
h	1,20	(m)
b	0,50	(m)
b _{eff}	2,00	(m)
y _{cg}	0,41	(m) a contar a partir da face superior da laje
Área	1,39	(m ²)
I	0,13	(m ⁴)
R _{viga}	27,30	(kN/m)
pp _{viga}	8,44	(kN/m)
Pqp _{viga}	35,74	(kN/m)
q = 0,8 * P _{qp}	28,59	(kN/m)
M ⁻	128,66	(kNm)
M ⁺	1300,85	(kNm)
P _{∞-≥}	296,81	(kN)
P _{∞+≥}	1959,12	(kN)
nº cordões/m	2	(P _{∞-≥})
	14	(P _{∞+≥})

Tabela A.5 – Cálculo do pré-esforço da laje Cobiax CBCM-E-360.

Laje Cobiax CBCM-E-360		
P_{sd}	16,57	(kN/m ²)
P_{qp}	11,826	(kN/m ²)
$q = 0,8 * P_{qp}$	9,46	(kN/m)
Área	0,0982	(m ²)
I	0,003056	(m ⁴)
M^-	17,03	(kNm/nervura)
M^+	171,97	(kNm/nervura)
$P_{\infty \geq}$	169,51	(kN/nervura)
$P_{\infty + \geq}$	675,74	(kN/nervura)
nº cordões/m	2	($P_{\infty \geq}$)
	8	($P_{\infty + \geq}$)

Tabela A.6 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 40m para a solução Cobiax CBCM-E-306.

Vigas 40m		
h	2,15	(m)
b	1,50	(m)
b_{eff}	3,00	(m)
y_{cg}	0,92	(m) a contar a partir da face superior da laje
Area	4,01	(m ²)
I	1,6771	(m ⁴)
R_{viga}	133,12	(kN/m)
pp_{viga}	61,13	(kN/m)
$P_{qp_{viga}}$	194,25	(kN/m)
$q = 0,8 * P_{qp}$	155,40	(kN/m)
M^-	699,28	(kNm)
M^+	30379,92	(kNm)
$P_{\infty \geq}$	566,19	(kN)
$P_{\infty + \geq}$	21846,27	(kN)
nº cordões/m	4	($P_{\infty \geq}$)
	146	($P_{\infty + \geq}$)

Tabela A.7 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 20m para a solução Cobiax CBCM-E-306.

Vigas 20m		
h	1,00	(m)
b	0,50	(m)
b _{eff}	2,00	(m)
y _{cg}	0,35	(m) a contar a partir da face superior da laje
Area	1,28	(m ²)
I	0,0768	(m ⁴)
R _{viga}	30,72	(kN/m)
pp _{viga}	6,00	(kN/m)
Pqp _{viga}	36,72	(kN/m)
q= 0,8*P _{qp}	29,38	(kN/m)
M-	132,19	(kNm)
M+	1336,61	(kNm)
P _{∞≥}	327,63	(kN)
P _{∞+≥}	2159,76	(kN)
nº cordões/m	3	(P _{∞≥})
	15	(P _{∞+≥})

Tabela A.8 – Cálculo do pré-esforço das vigas que constituem a grelha.

Vigas da laje – Grelha de vigas		
h	1,15	(m)
b	0,25	(m)
b _{eff}	3,00	(m)
y _{cg}	0,24	(m) a contar a partir da face superior da laje
Area	0,85	(m ²)
I	0,0803	(m ⁴)
R _{viga}	23,00	(kN/m)
pp _{viga}	6,25	(kN/m)
Pqp _{viga}	29,25	(kN/m)
q= 0,8*P _{qp}	23,40	(kN/m)
M-	105,30	(kNm)
M+	1064,70	(kNm)
P _{∞≥}	204,98	(kN)
P _{∞+≥}	1191,16	(kN)
nº cordões/m	2	(P _{∞≥})
	8	(P _{∞+≥})

Tabela A.9 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 40m para a solução da grelha de vigas.

Vigas 40m		
h	2,15	(m)
b	1,50	(m)
b _{eff}	3,00	(m)
Y _{cg}	1,00	(m) a contar a partir da face superior da laje
Área	3,45	(m ²)
I	1,6946	(m ⁴)
R _{viga}	304,20	(kN)
pp _{viga}	57,38	(kN/m)
M ⁻	258,20	(kNm)
M ⁺	37022,80	(kNm)
P _∞ ⁻ ≥	209,38	(kN)
P _∞ ⁺ ≥	37022,8	(kN)
nº cordões/m	2	(P _∞ ⁻ ≥)
	159	(P _∞ ⁺ ≥)

Tabela A.10 – Cálculo do pré-esforço das vigas de 20m para a solução da grelha de vigas.

Vigas 20m		
h	2,15	(m)
b	1,50	(m)
b _{eff}	3,00	(m)
Y _{cg}	1,00	(m) a contar a partir da face superior da laje
Área	3,45	(m ²)
I	1,69	(m ⁴)
R _{laje}	28,75	(kN/m)
pp _{viga}	6,25	(kN/m)
Pqp _{viga}	35,00	(kN/m)
q = 0,8 * P _{qp}	28,00	(kN/m)
M ⁻	126,00	(kNm)
M ⁺	1274,00	(kNm)
P _∞ ≥	327,63	(kN)
P _∞ ⁺ ≥	1425,32	(kN)
nº cordões/m	3	(P _∞ ≥)
	10	(P _∞ ⁺ ≥)

ANEXO B – Modos de vibração para o modelo sem isolamento

Modo	Período (s)	f (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	ΣUx (%)	ΣUy (%)	ΣUz (%)
1	0,65	1,55	0	99,98	2,66E-17	0	99,98	2,655E-17
2	0,62	1,62	100	0	0	100	99,98	2,671E-17
3	0,46	2,15	0	0	4,14E-15	100	99,98	4,165E-15
4	0,17	5,75	0	1,365E-17	33,30	100	99,98	33,30
5	0,14	7,32	0,00009361	1,885E-18	0,00	100	99,98	33,30
6	0,13	7,94	4,61E-17	2,202E-17	2,61	100	99,98	35,91
7	0,12	8,41	0,000006523	3,225E-17	0,00	100	99,98	35,91
8	0,11	8,95	4,998E-18	5,149E-16	1,33	100	99,98	37,24
9	0,10	9,58	0,0000117	5,319E-16	0,00	100	99,98	37,24
10	0,10	10,34	3,76E-17	7,968E-16	2,66	100	99,98	39,90
11	0,09	10,82	0,000008682	2,239E-16	0,00	100	99,98	39,90
12	0,09	11,40	1,901E-16	4,312E-16	0,97	100	99,98	40,87
13	0,09	11,76	1,188E-16	0,00016	0,00	100	99,98	40,87
14	0,09	11,76	0	2,389E-15	0,00	100	99,98	40,87
15	0,08	11,77	2,917E-07	1,46E-17	0,00	100	99,98	40,87
16	0,08	11,77	7,039E-18	6,723E-16	1,37	100	99,98	42,24
17	0,08	12,30	0,000001554	4,958E-15	0,00	100	99,98	42,24
18	0,08	12,72	1,618E-16	0,001977	0,00	100	99,99	42,24
19	0,07	13,64	1,605E-18	1,635E-16	0,65	100	99,99	42,89
20	0,07	14,35	1,952E-16	5,152E-16	23,38	100	99,99	66,27
21	0,07	14,60	0,00001783	3,058E-15	0,00	100	99,99	66,27
22	0,07	15,00	1,855E-17	0,002455	0,00	100	99,99	66,27
23	0,06	15,78	1,474E-16	3,615E-17	0,80	100	99,99	67,07
24	0,06	15,98	4,717E-17	3,57E-17	0,00	100	99,99	67,07
25	0,06	16,26	2,263E-17	0,0008077	0,00	100	99,99	67,07
26	0,06	16,29	0,00000979	1,047E-14	0,00	100	99,99	67,07
27	0,06	16,53	1,423E-16	5,91E-15	0,00	100	99,99	67,07
28	0,06	16,54	0,00001177	1,589E-16	0,00	100	99,99	67,07
29	0,06	16,66	1,11E-17	4,206E-15	0,11	100	99,99	67,18
30	0,06	16,95	2,13E-18	3,557E-15	0,00	100	99,99	67,18

ANEXO C – Modos de vibração para o modelo com isolamento

Modo	Período (s)	f (Hz)	Ux(%)	Uy(%)	Uz(%)	$\Sigma Ux(\%)$	$\Sigma Uy(\%)$	$\Sigma Uz(\%)$
1	2,89	0,35	3,597E-14	96,79	0	3,597E-14	96,79	0
2	2,89	0,35	96,79	3,6E-14	0	96,789	96,79	0
3	2,07	0,48	1,164E-17	3,32E-18	0	96,789	96,79	0
4	0,24	4,22	0	0	0,004	96,789	96,79	0,004
5	0,24	4,22	3,254E-05	1,24E-17	0,000	96,79	96,79	0,004
6	0,24	4,22	0	1,87E-18	0,000	96,79	96,79	0,004
7	0,24	4,22	0	1,71E-15	0,000	96,79	96,79	0,004
8	0,24	4,22	0	5,93E-08	0,000	96,79	96,79	0,004
9	0,24	4,22	7,404E-17	3,211	0,000	96,79	100,00	0,004
10	0,24	4,22	3,21	7,39E-17	0,000	100	100,00	0,004
11	0,24	4,22	0	0	0,000	100	100,00	0,004
12	0,18	5,65	0	0	35,751	100	100,00	35,755
13	0,14	7,12	1,313E-08	6,49E-18	0,000	100	100,00	35,755
14	0,13	7,84	0	0	2,630	100	100,00	38,384
15	0,12	8,33	5,468E-09	1,02E-17	0,000	100	100,00	38,384
16	0,11	8,87	1,695E-17	1,38E-15	1,211	100	100,00	39,596
17	0,11	9,41	4,984E-09	2,85E-16	0,000	100	100,00	39,596
18	0,10	10,05	6,985E-17	3,57E-17	1,962	100	100,00	41,558
19	0,10	10,49	1,782E-09	1,52E-14	0,000	100	100,00	41,558
20	0,09	11,22	7,034E-16	1,89E-14	0,278	100	100,00	41,836
21	0,09	11,76	2,932E-17	1,14E-09	0,000	100	100,00	41,836
22	0,09	11,76	1,153E-16	8,81E-14	0,000	100	100,00	41,836
23	0,08	11,77	6,26E-14	2,76E-14	1,143	100	100,00	42,979
24	0,08	11,77	2,962E-12	4,52E-14	0,000	100	100,00	42,979
25	0,08	12,26	1,147E-11	7,62E-14	0,000	100	100,00	42,979

ANEXO D – Dimensionamento das Vigas

Tabela D.1 – Características das vigas a efetuar o dimensionamento.

	Viga 1	Viga A	Viga F
y_{cg} (em relação à fibra superior)	0,980	1,010	0,472
A	3,5625	3,45	0,363
I	1,548456	1,453045	0,047
ω_{sup}	1,5796	1,4390	0,099
ω_{inf}	1,3238	1,2744	0,069
e,sup	0,86	0,89	0,352
e,inf	1,05	1,02	0,558

Tabela D.2 – Força de pré, esforço útil obtida pelo dimensionamento.

	$P_{00} \geq$ [kN]	Pré- esforço/viga	P_{00} ,utilizado [kN]
Viga do Alinhamento 1	11848	8 cabos de 12 cordões	15360
Viga do Alinhamento A	1424,77	2 cabos de 5 cordões	1600
Viga do Alinhamento F	719,08	1 cabo de 5 cordões	800

Tabela D.3 – Cálculos para a armadura transversal da vigas.

	z (m)	cotg θ	z*cotg θ	Vsd (zcotg θ)	Asw/s	Asw/s adotado	[cm ² /m]
Viga do Alinhamento 1	1,89	2	3,78	908,77	5,53	4R ϕ 8//0,20	10,04
Viga do Alinhamento A	1,89	2	3,78	1419,68	8,63		
Viga do Alinhamento F	0,99	2	1,98	524,02	6,08		

ANEXO E – Dimensionamento dos Pilares

Tabela E.1 – Esforços de cálculo dos pilares

	N	M3+N*e	M2+N*e
Combinação fundamental	6473,29	0,81	35,00
Pqp+AS(x+0,3y)	4725,388	4292,38	1695,36
Pqp+AS (0,3x+y)	4760,341	1689,26	4306,05

Tabela E.2 – Valores de γ e μ .

	N	M3+N*e	M2+N*e	γ	μ_3	μ_2
Pqp+AS(x+0,3y)	4725,388	4292,38	1695,36	0,140	0,10	0,04
Pqp+AS (0,3x+y)	4760,341	1689,26	4306,05	0,141	0,04	0,10

Tabela E.3 – Armadura longitudinal obtida através do dimensionamento e conseqüente esforço resistente

	cm ²	ρ (%)	μ	M _{rd}
36 ϕ 25	176,76	1,05	0,23	9995,78

Tabela E.4 – Esforços de calculo e verificação da resistência

	M3+N*e	M2+N*e	M _{rd}	(M3+M2)/M _{rd}
Pqp+AS(x+0,3y)	4292,38	1695,36	9995,78	0,60
Pqp+AS (0,3x+y)	1689,26	4306,05		0,60

Tabela E.5 – Armadura Transversal para o nó de concentração de esforços (pilar-isolamento de base)

N	b	a	T	z	cot Θ	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /m)- 6 ramos	As,adopt/s	cm ² /m
6473,29	1,3	0,65	809,16	1,125	1	16,53	2,76	φ8//0,10	5,03
4725,39			590,67			12,07	2,01	φ8//0,20	2,51
4760,34			595,04			12,16	2,03	φ8//0,20	2,51

ANEXO F – Dimensionamento das Sapatas

Tabela F.1 – Passos para o dimensionamento das sapatas.

Direção	x	y
A [m]	5,3	
a [m]	1,3	
H [m]	1,25	
d [m]	1,125	
N [kN]	4725,39	4760,34
M [kNm]	4292,38	4306,05
e [m]	0,908	0,911
x [m]	3,483	3,477
cot α	0,403	0,406
σ_{sd} [kPa]	390,11	392,99
Ft [kN]	1448,75	1471,22
As [cm ²]	33,30	33,82
As/s [cm ² /m]	9,58	9,71
(As/s) adotado	Φ16//0,2	Φ16//0,2
[cm ² /m]	10,05	10,05

Tabela F.2 – Tensão atuante e resistente para o solo de fundação

σ_{sd} [kPa]	392,99
σ_{rd}	400