

Estudo Prévio dum Edifício em Betão Armado em Tavira

Albino Miguel Pinheiro Silva

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Professor Doutor António José da Silva Costa

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri

Presidente: Professor Doutor Mario Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor José Manuel De Matos Noronha da Câmara

Junho 2019

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

Concluir uma dissertação é sinónimo de completar uma viagem repleta de inúmeros desafios, percalços e angústias ao longo do percurso, e é muito difícil conseguir concluir se não existirem pessoas que nos apoiem e nos orientem a seguir o melhor rumo em cada momento da trajetória. Graças a essas pessoas, eu dedico este projecto de vida!

Agradeço ao Professor Dr. António Costa e ao Professor Dr. Luís Guerreiro, por toda a orientação prestada, pela boa vontade, prontidão, mestria e assertividade em ajudar a resolver os mais diversos problemas que foram apresentados.

Ao Professor Dr. Pedro Viola Parreira, pela disponibilidade em orientar inicialmente esta dissertação, que por motivos de saúde teve de abdicar.

À minha mãe Margarida, agradeço todo o amor incondicional, a compreensão, a generosidade, as orações, por ser o pilar mais forte em todo o meu desenvolvimento pessoal e académico, pela motivação e exemplo que é. As suas palavras de confiança ajudaram imenso a trilhar este caminho.

Aos meus irmãos Emanuel e Liliana, à minha namorada Bárbara, agradeço eternamente por todo o apoio que deram, pelo carinho, paciência e por ajudarem a tornar este sonho em realidade.

Aos meus amigos e colegas de curso, em especial ao Leo Soares e ao André Madruga, pela amizade e por ajudarem a tornar este caminho mais aprazível.

À Catarina Oliveira, por ter revisto o texto, pela amizade, pelo apoio, simpatia e boa vontade em ajudar.

O meu muito obrigado!

Resumo

A presente dissertação tem por objetivo conceber e pré-dimensionar a estrutura de um edifício habitacional a ser construído em Tavira, Algarve. Para o efeito, considerando a localização do edifício, a vertente sísmica foi preponderante para a conceção e verificação estrutural.

A conceção estrutural germinou do projecto arquitetónico fornecido, mas apresentou singularidades que dificultaram a criação de um modelo estrutural que respeitasse simultaneamente as condicionantes arquitetónicas e oferecesse a rigidez lateral necessária ao comportamento adequado do edifício. Estas dificuldades foram principalmente a inviabilidade de colocar vigas em duas fachadas paralelas, gerando uma estrutura demasiado flexível relativamente a deslocamentos laterais.

A fim de averiguar uma solução ideal para o projeto estrutural, o comportamento dinâmico do edifício foi estudado usando dois modelos estruturais diferentes: um modelo estrutural composto por um bloco “monolítico” a abranger todo o edifício e um modelo estrutural composto por dois blocos, separados através duma junta sísmica, a abranger cada um metade do edifício.

A verificação de segurança efetuou-se de acordo com o Eurocódigo 8 e uma análise comparativa foi feita ao comportamento dinâmico, ao processo de construção e ao custo de cada solução analisada para apoiar a decisão a ser tomada. Constatou-se que as soluções não atendiam aos critérios de desempenho sísmico, sendo necessário introduzir paredes resistentes e aumentar as secções de alguns elementos estruturais para aumentar a rigidez estrutural do edifício.

Finalmente, fez-se uma proposta de melhoria estrutural ao modelo sem junta sísmica e a respetiva análise e verificação da segurança, a fim de validar o modelo adotado.

Palavras-chave: Projeto de Estruturas, Eurocódigo, Análise Sísmica, Modelação, Junta Sísmica.

Abstract

The present dissertation aims to design and pre-dimension the structure of a residential building to be built in Tavira, Algarve. For this purpose, the seismic factor was preponderant for the structural modeling and verification.

The structural design germinated from the architectural project provided but presented singularities that made it difficult to create a structural model that simultaneously respected the architectural constraints and offered the necessary lateral stiffness to the proper behavior of the building. These difficulties were mainly the impossibility of placing beams in two parallel facades, generating a structure that was too flexible to lateral displacements.

In order to ascertain an ideal solution for the structural design, the dynamic behavior of the building was studied using two different structural models: a structural model composed of a "monolithic" block to cover the entire building and a structural model composed of two separate blocks through a seismic joint, to cover each half of the building.

The safety check was carried out in accordance with Eurocode 8 and a comparative analysis was made of the dynamic behavior, the construction process and the cost of each solution analyzed to support the decision to be made. It was verified that the solutions did not meet the seismic performance criteria, being necessary to introduce resistant walls and to increase the sections of some structural elements to increase the structural rigidity of the building.

Finally, a proposal was made for structural improvement and its analysis and verification of safety, in order to validate the adopted model.

Key-words: Structural project, Eurocode, Seismic analysis, Modeling, Seismic Joint.

Índice

ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABELAS	X
ACRÓNIMOS	XIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL E CONDICIONANTES.....	2
2.1 Análise da arquitetura	2
2.2 Paredes Estruturais e Núcleo	4
2.3 Pilares	4
2.4 Lajes.....	5
2.5 Vigas	5
2.6 Escadas	6
2.7 Fundações	7
3. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	8
3.1 Materiais e Recobrimento	8
3.1.1 Betão estrutural	8
3.1.2 Aço Estrutural	10
3.2 Quantificação das ações.....	10
3.2.1 Ações permanentes.....	11
3.2.2 Ações variáveis.....	11
3.2.2.1 Sobrecargas	12
3.2.2.2 Ação sísmica	12
3.2.3 Combinação de ações	14
3.2.3.1 Estados limites últimos.....	15
3.2.3.2 Estados limites de utilização	16
3.2.3.3 Coeficientes parciais e coeficientes de combinação da ação variável, ψ	16
4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	17
4.1 Lajes.....	17
4.2 Vigas	21
4.3 Elementos verticais	24
4.4 Fundações	25

5. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	27
5.1 Elementos Estruturais	27
5.1.1 Pilares.....	28
5.1.2 Paredes resistentes	28
5.1.3 Vigas.....	29
5.1.4 Lajes	29
5.1.5 Fundações.....	29
5.1.6 Simplificações adotadas no modelo estrutural.....	30
5.2 Ações	30
5.2.1 Cargas dos Pavimentos e Escadas	30
5.2.2 Paredes de Alvenaria Exteriores	30
5.2.3 Sismo.....	30
6. CONCEÇÃO SÍSMICA.....	32
6.1 Critérios.....	32
6.1.1 Modelo sem junta sísmica	32
6.1.1.1 Contribuição dos elementos secundários	32
6.1.1.2 Regularidade em planta.....	32
6.1.1.3 Regularidade em altura.....	36
6.1.1.4 Frequências e modos de vibração	36
6.1.1.5 Sistema estrutural.....	38
6.1.1.6 Coeficiente de comportamento	39
6.1.1.7 Espectro de resposta de cálculo.....	40
6.1.1.8 Torção Acidental	42
6.1.1.9 Efeitos de 2ª ordem	43
6.1.1.10 Limitação de danos	44
6.1.2 Modelo com junta sísmica	45
6.1.2.1 Contribuição dos elementos secundários	45
6.1.2.2 Regularidade em planta.....	45
6.1.2.3 Regularidade em altura.....	47
6.1.2.4 Frequências e modos de vibração	47
6.1.2.5 Sistema estrutural.....	49
6.1.2.6 Coeficiente de comportamento	49

6.1.2.7	Espectro de resposta de cálculo.....	49
6.1.2.8	Torção Acidental.....	49
6.1.2.9	Efeitos de 2ª ordem.....	49
6.1.2.10	Limitação de danos.....	50
6.2	Análise comparativa.....	50
6.2.1	Comportamento sísmico.....	50
6.2.2	Processo construtivo e custo de construção.....	51
6.2.3	Manutenção.....	52
6.2.4	Decisão.....	52
6.3	Proposta de melhoria.....	52
6.3.1	Regularidade em planta.....	54
6.3.2	Frequências e modos de vibração.....	55
6.3.3	Sistema estrutural.....	56
6.3.4	Coeficiente de comportamento.....	57
6.3.5	Espectro de resposta de cálculo.....	57
6.3.6	Efeitos de 2ª ordem.....	58
6.3.7	Limitação de danos.....	58
7.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	59
7.1	Laje.....	59
7.1.1	Momentos fletores.....	59
7.1.1.1	Combinação Fundamental.....	59
7.1.1.2	Combinação Sísmica.....	61
7.1.2	Punçamento e resistência da ligação laje-pilar.....	62
7.2	Vigas.....	65
7.2.1	Vigas na direção x.....	65
7.2.2	Viga na direção y.....	68
7.3	Pilares.....	69
7.4	Paredes.....	71
7.5	Fundações.....	75
8.	NOTAS FINAIS.....	77
	BIBLIOGRAFIA.....	79
	ANEXO 1 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	81

ANEXO 2 -	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES	82
ANEXO 3 -	LISTA DE PEÇAS DESENHADAS.....	83

Índice de figuras

Figura 2.1 - Planta tipo do projecto de arquitectura.	2
Figura 2.2 – Alçado da fachada principal.....	3
Figura 2.3- Planta da estrutura fornecida pela arquitetura. Identificação das fachadas e dos elementos estruturais.	3
Figura 2.4- identificação de todos os elementos estruturais usados na conceção estrutural inicial.	4
Figura 2.5 – Alçado da fachada de tardoz. Identificação dos alinhamentos dos pilares.	5
Figura 2.6 - Pormenor da fachada principal.....	6
Figura 2.7 - Pormenor em corte para observação da altura disponível para as vigas.	6
Figura 2.8 - Pormenor em corte de um vão das varandas.	6
Figura 2.9 - Corte na zona das escadas.....	7
Figura 4.1 - Simplificação de pórtico equivalente no piso tipo.....	18
Figura 4.2 - Modelo de pórtico equivalente. Representação dos casos de alternância de cargas atuantes e respetivos diagramas de momentos fletores.....	18
Figura 4.3 - Esquema de verificação ao punçoamento.	19
Figura 4.4 - Planta das escadas.	20
Figura 4.5 - Localização das vigas e dos pilares em planta.	21
Figura 4.6 - Geometria do núcleo de elevadores.	24
Figura 4.7 - Disposição das vigas de travamento, V_t , no caso domodelo com junta sísmica.	26
Figura 5.1 - Exemplo dos campos de definição do <i>software</i> de elementos finitos.....	27
Figura 5.2 - Exemplo demonstrativo do diagrama de momentos fletores no núcleo resistente.	28
Figura 6.1 - Localização do centro de rigidez e do centro de massa no caso 1.	34
Figura 6.2 - 1º modo de vibração.	37
Figura 6.3 - 2º modo de vibração.	38
Figura 6.4 - 3º modo de vibração.	38
Figura 6.5 - Efeito de torção.....	38
Figura 6.6 - Representação em corte dos núcleos de paredes resistentes e a respetiva geometria. A espessura das paredes é de 0,20 m.	40
Figura 6.7 - Exemplificação da introdução dos valores do espectro de cálculo no <i>Robot</i> . Neste caso para o sismo tipo 1.	41
Figura 6.8 – Exemplificação da aplicação do momento torsor accidental, feito automaticamente pelo <i>Robot</i>	43
Figura 6.9 – Localização do centro de rigidez e do centro de massa no modelo com junta sísmica.	46
Figura 6.10 - 1º modo de vibração.	48
Figura 6.11 - 2º modo de vibração.	48
Figura 6.12 - 3º modo de vibração.	48
Figura 6.13 – Representação, em planta, da localização dos elementos estruturais.	53
Figura 6.14 - Localização da sapata que incorpora as sapatas dos dois pilares e a do núcleo.	54

Figura 6.15 - 1º modo de vibração (translação em y).	55
Figura 6.16 - 2º modo de vibração (translação em x).	56
Figura 6.17 - 3º modo de vibração (rotação em z).	56
Figura 7.1 - Mapa de momentos fletores, segundo a direção x, combinação fundamental.	60
Figura 7.2 – Mapa de momentos fletores, segundo a direção y, combinação fundamental.....	60
Figura 7.3 - Localização dos momentos fletores negativos máximo, M_{yy} , na ligação laje-núcleo de elevadores para a combinação sísmica.....	61
Figura 7.4 - Localização dos momentos fletores negativos mínimo, M_{yy} , na ligação laje-núcleo de elevadores para a combinação sísmica.....	61
Figura 7.5 - Perímetro de controlo em torno do pilar.	63
Figura 7.6 - Representação em corte da localização da laje junto com a viga.	67
Figura 7.7 - Representação esquemática de uma parede resistente, incluindo os elementos de extremidade e o braço de flexão, z.....	72
Figura 7.8 - Esquema de cálculo da armadura numa secção de núcleo resistente em "U".	73
Figura 7.9 - Dimensões dos pilares fictícios.	73
Figura 7.10 - Indicação esquemática da localização dos momentos fletores máximo nas vigas de travamento.....	76

Índice de tabelas

Quadro 3.1 - Exposição dos diferentes elementos estruturais e respectivas classes de resistência, limites de composição do betão sob a ação do dióxido de carbono.	9
Quadro 3.2 - Características do Betão Estrutural.	10
Quadro 3.3 - Propriedades do aço.	10
Quadro 3.4 - Restantes cargas permanentes.	11
Quadro 3.5 – Sobrecargas.	12
Quadro 3.6 - Definição da ação sísmica.	12
Quadro 3.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica segundo o Anexo Nacional do EC8.	13
Quadro 3.8 - Parâmetro S para definição do espectro de cálculo.	13
Quadro 3.9 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica segundo o EC8. ...	14
Quadro 3.10 - Valores de φ para calcular $\Psi_{E,i}$	16
Quadro 4.1 - Relação entre vão e esbelteza para obter a espessura da laje.	17
Quadro 4.2 - Distribuição dos momentos pelas faixas do pórtico equivalente e respetivos momentos fletores reduzidos.	19
Quadro 4.3 - Cargas aplicadas nas escadas.	21
Quadro 4.4 - Pré dimensionamento das vigas da estrutura.	22
Quadro 4.5 – Verificação do pré-dimensionamento das vigas.	22
Quadro 4.6 - Quantidades de armaduras nos vãos mais significativos em cada viga.	23
Quadro 5.1 - Rigidez de rotação da sapata do núcleo de elevador.	29
Quadro 6.1 - Contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral do modelo sem junta sísmica.	32
Quadro 6.2 - Percentagem de área reentrante para o modelo sem junta sísmica.	33
Quadro 6.3 - Esbelteza do modelo sem junta sísmica em planta.	33
Quadro 6.4 - Raio de giração da massa de cada piso, para o modelo em estudo.	34
Quadro 6.5 - Coordenadas do centro de rigidez e excentricidade no modelo sem junta sísmica.	35
Quadro 6.6 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no caso 1.	36
Quadro 6.7 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.	36
Quadro 6.8 - Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.	37
Quadro 6.9 - Tipo de sistema estrutural para cada direção ortogonal.	39
Quadro 6.10 – Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.	43
Quadro 6.11 - Verificação da limitação de danos.	45
Quadro 6.12 - Contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral do modelo com junta sísmica.	45
Quadro 6.13 - Percentagem de área reentrante para o modelo sem junta sísmica.	45
Quadro 6.14 - Esbelteza do modelo com junta sísmica em planta.	46

Quadro 6.15 - Raio de giração da massa de cada piso para o modelo em estudo.	46
Quadro 6.16 - Coordenadas do centro de rigidez e excentricidade no modelo com junta sísmica.	46
Quadro 6.17 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no modelo com junta sísmica.	47
Quadro 6.18 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.	47
Quadro 6.19 - Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.	48
Quadro 6.20 - Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.	50
Quadro 6.21 - Verificação da limitação de danos para o modelo com junta sísmica.	50
Quadro 6.22 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no modelo melhorado.	54
Quadro 6.23 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.	55
Quadro 6.24 - Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.	55
Quadro 6.25 - Tipo de sistema estrutural, para cada direção ortogonal.	56
Quadro 6.26 - Valor básico do coeficiente de comportamento para cada direção.	57
Quadro 6.27 - Valores do coeficiente k_w	57
Quadro 6.28 - Valores do coeficiente de comportamento para cada direção.	57
Quadro 6.29 - Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.	58
Quadro 6.30 - Verificação da limitação de danos para o modelo melhorado.	58
Quadro 7.1 - Valores máximos e mínimos dos esforços de flexão na laje para a combinação fundamental.	61
Quadro 7.2 - Valores máximos e mínimos dos esforços de flexão na laje para a combinação sísmica.	62
Quadro 7.3 - Relação entre os deslocamentos da estrutura primária e do modelo global.	64
Quadro 7.4 - Momentos fletores e taxas de armadura de tração sobre o pilar P7.	64
Quadro 7.5 - Verificação da segurança ao punçoamento no perímetro do pilar, para as combinações fundamental e sísmica.	64
Quadro 7.6 - Verificação da segurança ao punçoamento no perímetro de controlo a $2d$ do pilar, para as combinações fundamental e sísmica.	65
Quadro 7.7 - Valores do factor de ductilidade em curvatura.	66
Quadro 7.8 - Verificação da taxa de armadura longitudinal, para a combinação sísmica.	66
Quadro 7.9 - Cálculo do momento fletor resistente na viga V 4.2.	68
Quadro 7.10 - Verificação das escoras comprimidas.	68
Quadro 7.11 - Verificação da taxa de armadura longitudinal para a combinação sísmica.	68
Quadro 7.12 - Cálculo do momento resistente na viga V 2.2.	69
Quadro 7.13 - Verificação das escoras comprimidas.	69
Quadro 7.14 - Esforço normal reduzido nos pilares em estudo, sendo h_l a altura livre do pilar.	69
Quadro 7.15 - Valores de α para a verificação da segurança à flexão desviada.	70
Quadro 7.16 - Valores das áreas de armaduras máximas para os pilares em estudo.	70

Quadro 7.17 - Valores dos esforços nos pilares P9, P20, P23 e P7, e respetivas armaduras adotadas.	71
Quadro 7.18 - Verificações dos esforços atuantes nos pilares.	71
Quadro 7.19 - Esforço normal e esforço normal reduzido nos elementos de parede.	72
Quadro 7.20 - Verificação dos valores das taxas de armadura longitudinais nas paredes.	74
Quadro 7.21 – Verificação dos valores das taxas de armadura longitudinais nas paredes do núcleo.	74
Quadro 7.22 - Verificação do esforço transversal através das bielas comprimidas nas paredes.	74
Quadro 7.23 - Verificação do esforço transversal através das bielas comprimidas nas paredes do núcleo.	74
Quadro 7.24 - Verificação da taxa de armadura longitudinal, para a combinação sísmica.	76
Quadro 7.25 - Verificação das escoras comprimidas.	76

Acrónimos

Capítulo 3

A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$)
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
E_s	Módulo de elasticidade do aço
G_k	Valor característico de uma ação permanente
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
S	Coefficiente do solo
$S_d(T)$	Espectro de resposta de dimensionamento
T	Período de vibração
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A
f_{ck}	Tensão característica de rotura por compressão do betão
f_{cd}	Tensão de cálculo de rotura por compressão do betão
f_{ctm}	Tensão média de rotura à tração aos 28 dias do betão
f_{yk}	Tensão de cedência característica do aço
f_{yd}	Tensão de cedência de cálculo do aço
q	Coefficiente de comportamento
ψ_0	Coefficiente de combinação para as ações variáveis
ψ_2	Coefficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes, G
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis, Q

γ_1	Coeficiente de importância
γ_c	Peso volúmico do betão
γ_s	Peso volúmico do aço
ϵ_{yd}	Extensão de cedência das armaduras na situação de cálculo
ϵ_{yk}	Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado
η	Coeficiente de correção do amortecimento
ν_c	Coeficiente de Poisson do betão

Capítulo 4

A_s	Área total dos varões de aço
A_{pilar}	Área da secção de um pilar
A_{sapara}	Área de uma sapara de fundação
B	Largura da sapata
C_1	Menor dimensão da secção do pilar
C_2	Maior dimensão da secção do pilar
CP	Carga permanente atuante
H	Altura da sapata
L	Comprimento do vão
L_{faixa}	Largura de influência da faixa em um pórtico equivalente
M_{sd}	Momento fletor de cálculo
$N_{comb. característica}$	Carga resultante das ações verticais para a combinação característica
N_{qp}	Carga resultante das ações verticais para a combinação quase permanente
PPE	Peso próprio estrutural
P_{sd}	Carga atuante de cálculo referente à combinação fundamental
REV	Valor característico de um revestimento
R_{Ed}	Reação do pilar na laje, resultante da carga atuante numa área de influência
SC	Valor característico de uma sobrecarga
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante

b	Largura do banzo de uma viga
b_c	Largura de um pilar
d	Altura útil da laje
h	Espessura da laje
u	Perímetro de controlo a uma distância $2d$ do pilar
μ	Momento fletor reduzido
v	Esforço normal reduzido
ρ	Taxa geométrica de armadura
$\sigma_{adm, solo}$	Tensão de segurança característica de um solo
τ	Tensão de corte em uma viga
ω	Taxa mecânica de armadura

Capítulo 5

E_{Edx}	Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica, segundo o eixo horizontal x adotado para a estrutura
E_{Edy}	Representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica, segundo o eixo horizontal y adotado para a estrutura
E_{solo}	Módulo de deformabilidade
K_{θ}	Rigidez de rotação da sapata
a	Dimensão da sapata no plano de flexão
b	Dimensão da sapata na direção perpendicular ao plano de flexão
$\Psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para a ação variável i , definido como sendo $\varphi \cdot \psi_{2,i}$
μ	Coefficiente de Poisson

Capítulo 6

CR	Centro de rigidez do piso
CM	Centro de massa do piso
F_b	Força de corte basal devido ao sismo
F_x e F_y	Forças aplicadas no centro de rigidez em cada piso
F_i	Força sísmica horizontal atuante no piso i

K_x, K_y e K_Θ	Rigidez global de translação, segundo os eixos X e Y e de rotação em cada piso, respetivamente
L_{max} e L_{min}	Maior e menor dimensão em planta, do edifício, respetivamente
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
M_{ai}	Momento torsor de eixo vertical devido a excentricidade accidental
M_z	Momento torsor
P_{tot}	Carga gravítica total, resultante de todos os pisos acima do piso considerado (inclusive), na situação de projeto sísmico
U_i	Factores de participação de massa da análise modal
V_{tot}	Força de corte total no piso considerado
e_{ai}	Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal
e_{oi}	Excentricidade resultante da distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medido segundo a direção i , perpendicular à direção de cálculo considerada
d_r	Deslocamento relativo entre pisos consecutivos
h	Altura entre pisos
h_w	Altura da parede
l_s	Raio de giração da massa do piso em planta
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
l_w	Comprimento da secção transversal de uma parede
m_i, m_j	Massas dos pisos i e j , respetivamente
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
r	Raio de torção
s_i, s_j	Deslocamento das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental, respetivamente
α_0	Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural
α_1	Factor multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
α_u	Factor multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global

δ_x, δ_y e δ_θ	São, respetivamente, os deslocamentos em x , y e a rotação na vertical
Θ	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
λ	Esbelteza do edifício em planta

Capítulo 7

F_T	Força de tração de equilíbrio do momento
M_{Ed}, M_{ii}	Valor de cálculo do momento fletor
$M_{Rb,i}$	Momento resistente na extremidade da viga i
M_{Rd}	Momento resistente na extremidade de um pilar
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente
V_{Ed}	Força de punção/ esforço transversal atuante
V_{QPR}	Esforço transversal atuante da parcela das cargas gravíticas para a combinação quase permanente
X_i, Y_i	Braços do binário de equilíbrio para o cálculo dos esforços nas paredes resistentes
a, b	Dimensões de um pilar
b_i	Dimensões do perímetro de controlo no lado i
b_w	Menor largura da secção de uma viga/ menor dimensão de uma parede
d_{e1}	Deslocamentos da estrutura primária
d_{e2}	Deslocamentos do modelo global com a participação dos elementos sísmicos secundários
e_i	Excentricidade da carga aplicada segundo a direção i
g	Aceleração da gravidade
h_l	Altura livre de um pilar
h	Espessura da laje
l_{cl}	Comprimento livre da viga
l_c	Dimensão de um elemento de extremidade
l_w	Menor dimensão de uma parede

k	Factor que tem em conta a altura útil da laje, d
m_{ii}	Momento fletor obtido no nó do elemento de elementos finitos
m_{ij}	Momento torsor obtido no nó do elemento de elementos finitos
u_0	Representa o perímetro do pilar ou da área carregada que é igual ao perímetro da secção do pilar em pilares interiores
u_1	Perímetro de controlo, considerado a uma distância $2d$ da face do pilar
z	Braço do binário da força em uma parede
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
α	Coefficiente que depende da forma da secção transversal e do esforço normal
α_{cw}	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, sendo igual a 1,0 para estruturas sem pré-esforço
β	Factor de majoração que tem em conta a excentricidade da carga
γ_{Rd}	Coefficiente de sobrerresistência sendo igual a 1,0 para estruturas de ductilidade média
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de projecto da extensão de cedência da armadura
θ	Ângulo formado pela escora de betão com o eixo da viga
μ_φ	Factor de ductilidade em curvatura
v	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
v_d	Esforço normal reduzido
v_{Ed}	Tensão de corte atuante
v_{Rd}	Tensão de corte resistente de cálculo
v_{min}	Tensão de corte resistente mínima
ρ e ρ'	Respetivamente as taxas de armadura na zona de tração e da zona comprimida, ambas normalizadas por bd , sendo b a largura da viga e d a altura útil

Outros símbolos

(-) Significa sem unidades

1. Introdução

A verificação do comportamento sísmico duma estrutura em sua fase inicial de projeto é crucial para decidir aspectos fundamentais, nomeadamente os elementos estruturais e o tipo de sistema estrutural. A sua análise permite ao engenheiro estrutural avançar para o dimensionamento tendo em conta a prévia adoção de parâmetros de projeto de elevada importância.

O âmbito da presente dissertação baseia-se no estudo prévio dum edifício de betão armado a ser construído na cidade de Tavira, no Algarve. A influência da localização geográfica do edifício nos factores a ter em conta na conceção da estrutura e qual a melhor solução estrutural a considerar são questões de relevada importância. Certamente, a vertente sísmica será um factor predominante para a modelação e verificação estrutural.

De modo a estudar a influencia da escolha do modelo estrutural procedeu-se à análise do comportamento sísmico do edifício utilizando dois modelos distintos: um modelo estrutural composto por um bloco “monolítico” incorporando todo o edifício e um segundo modelo composto por dois blocos, dividindo a estrutura ao meio, separados por uma junta sísmica.

O presente estudo prévio foi concebido tendo como base o projecto fornecido pela arquitectura. Numa primeira instância analisaram-se as plantas e identificaram-se os principais condicionantes do projeto, nomeadamente a localização dos pilares e das vigas. Posto isto, definiram-se os materiais e o recobrimento, quantificaram-se as ações a aplicar nos modelos e fez-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Após esta fase inicial, procedeu-se à modelação estrutural, utilizando o *software* de cálculo de elementos finitos: *Robot Structural Analys 2018*. Concluída a modelação estrutural, procedeu-se a verificação do modelo e realizou-se a análise dos modelos estruturais em estudo nomeadamente ao que se refere à análise sísmica segundo o Eurocódigo 8 (EC8). Posteriormente fez-se uma análise comparativa ao comportamento sísmico, ao processo construtivo, ao custo das soluções a construir e a decisão a tomar. Ainda no capítulo referente à conceção sísmica, apresenta-se uma proposta de melhoria estrutural e a respetiva análise sísmica. Por fim, de modo a validar o modelo adotado, fez-se a verificação da segurança.

Para a elaboração deste estudo prévio, foram consultados diversos regulamentos estruturais, onde se refere a regulamentação aplicável aos estados membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), nomeadamente os Eurocódigos 0, 1, 2 e 8. Para além desta, foi consultada também uma diversa bibliografia para dar apoio à elaboração dos modelos estruturais e a respetiva análise e verificação da segurança.

2. Conceção Estrutural e Condicionantes

Neste capítulo pretende-se apresentar a análise da arquitetura que foi realizada e a conceção dos elementos estruturais a serem utilizados nos modelos adotados. Deve-se referir que, no projecto da arquitetura fornecido, foi sugerida a localização dos elementos verticais, pelo que estes serão alvo de análise de modo a confirmar a sua utilização.

2.1 Análise da arquitetura

Os modelos estruturais a serem estudados são um bloco “monolítico” a abranger todo o edifício e um modelo composto por dois blocos, separado por uma junta sísmica, a abranger cada um metade do edifício. As dimensões em planta do modelo composto apenas por um bloco são de 36,00 m x 11,20 m, enquanto as dimensões do modelo composto por dois blocos são de 18,00 m x 11,20 m, cada. Na Figura 2.1 representa-se a planta tipo do projecto em estudo, onde pode-se identificar a junta sísmica a separar os dois blocos. Uma vez que o edifício está situado numa zona de elevada atividade sísmica, o projecto da estrutura será baseado na classe de ductilidade média, DCM, em conformidade com o EC8 [1].

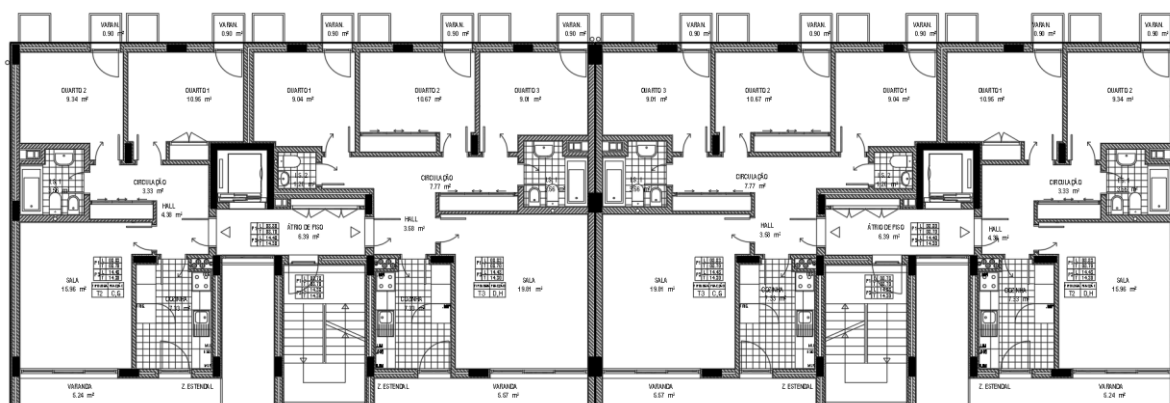


Figura 2.1 - Planta tipo do projecto de arquitectura.

O edifício é composto por um piso térreo, três pisos elevados e uma cobertura não acessível, representada na Figura 2.2 através do alçado da fachada principal. O projecto de arquitectura apresenta uma distância entre pisos de 2,80 m.

A elevada assimetria observada no modelo estrutural com junta sísmica leva, possivelmente, a maiores condicionantes estruturais na conceção.



Figura 2.2 – Alçado da fachada principal.

A estrutura foi definida com base na arquitetura fornecida, Figura 2.3, mas devido a esta opção apresentar apenas vigas nas duas paredes laterais, nos vãos das escadas e logradouro de entrada (vigas assinaladas a vermelho e com direção vertical na Figura 2.3), optou-se por colocar mais 3 vigas nas fachadas principal e tardoz, Figura 2.4. Daqui em diante, a fachada que apresenta um recuo acentuado na laje para a implementação das escadas e onde se situam os pilares de P 17 a P 23, será designada de fachada principal. Também a fachada contendo os pilares de P 1 a P 6 será designada de fachada de tardoz, conforme descrito na figura seguinte. Portanto, as seguintes descrições baseiam-se neste modelo de conceção estrutural.

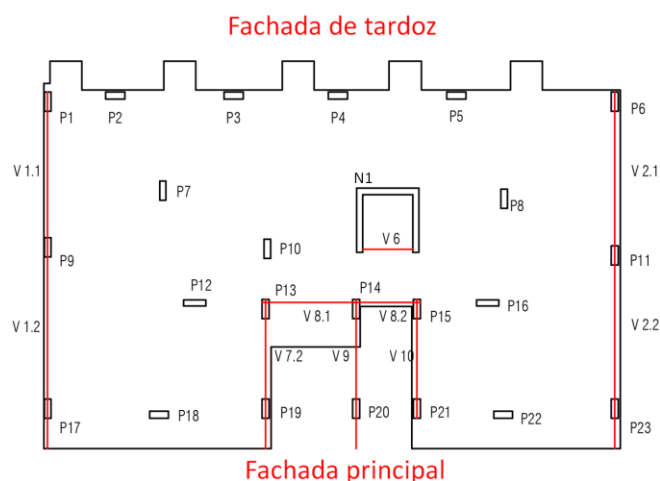


Figura 2.3- Planta da estrutura fornecida pela arquitetura. Identificação das fachadas e dos elementos estruturais.

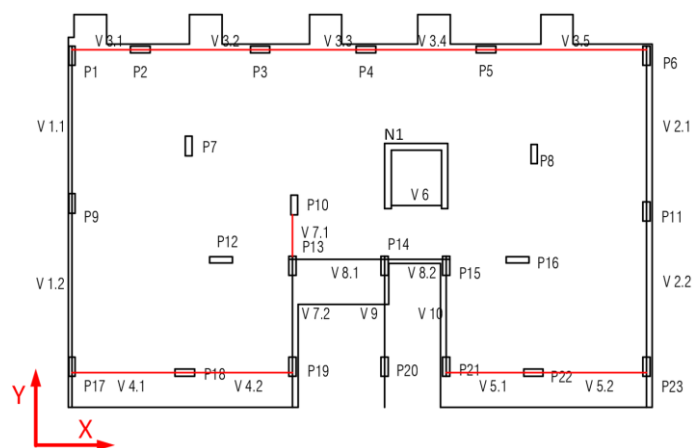


Figura 2.4- identificação de todos os elementos estruturais usados na conceção estrutural inicial.

Após a introdução dos referidos elementos estruturais, na análise das soluções estruturais, pode ser necessário proceder a alterações no que respeita parâmetros ou até mesmo introdução/remoção/alteração de elementos estruturais.

A garantia da segurança do edifício para as ações consideradas no seu dimensionamento é de excepcional importância, pois contribui para o despiste de falhas no comportamento estrutural do mesmo. Neste caso, e numa primeira instância, reconhecer a fraca rigidez lateral para as ações laterais na direção X e a sua colmatação com a introdução de vigas foi fundamental.

2.2 Paredes Estruturais e Núcleo

Pelo facto do edifício se localizar em Tavira, como já mencionado, a preocupação com a ação sísmica está presente ao longo do estudo. Então, de modo a conferir maior resistência às ações laterais, definiu-se o núcleo de elevadores como elemento de paredes estruturais (N1 na Figura 2.3).

No caso do modelo com junta sísmica, devido ao facto do núcleo estar excêntrico em relação ao centro geométrico do edifício e da ausência de paredes na periferia, prevê-se que a estrutura tenha os primeiros modos de vibração de torção. Para atenuar este efeito, e caso seja necessário, há hipótese de colocar paredes estruturais no perímetro do edifício.

No entanto, em relação ao modelo sem junta sísmica, o facto de haver dois núcleos de elevadores simétricos em relação ao centro do edifício beneficia o comportamento estrutural da estrutura.

2.3 Pilares

O primeiro critério na conceção dos pilares foi a continuidade vertical, sendo um aspeto não problemático na estrutura em estudo.

Avaliando a localização dos pilares sugerida pela arquitetura, percebe-se que os pilares P7, P8, P12

e *P16* irão fazer parte do sistema estrutural secundário, pois esses elementos não poderão ser ligados por vigas, tal como ver-se-á mais à frente na concepção das vigas.

Os pilares nas fachadas principal e de tardoz estarão condicionados à localização sugerida pela arquitectura, visto que estes são os únicos alinhamentos verticais em que será possível posicionar pilares nestas fachadas à exceção dos alinhamentos laterais assinalados a vermelho na Figura 2.5. Como estes alinhamentos (assinalados a vermelho) estão a aproximadamente 1,50 m do pilar de canto *P6* e a 2,80 m do pilar *P5* (ambos no alinhamento assinalado a verde na figura seguinte), optou-se por manter a disposição dos pilares sugeridos, ficando o pilar *P5* a 4,50 m do pilar de canto *P6*.

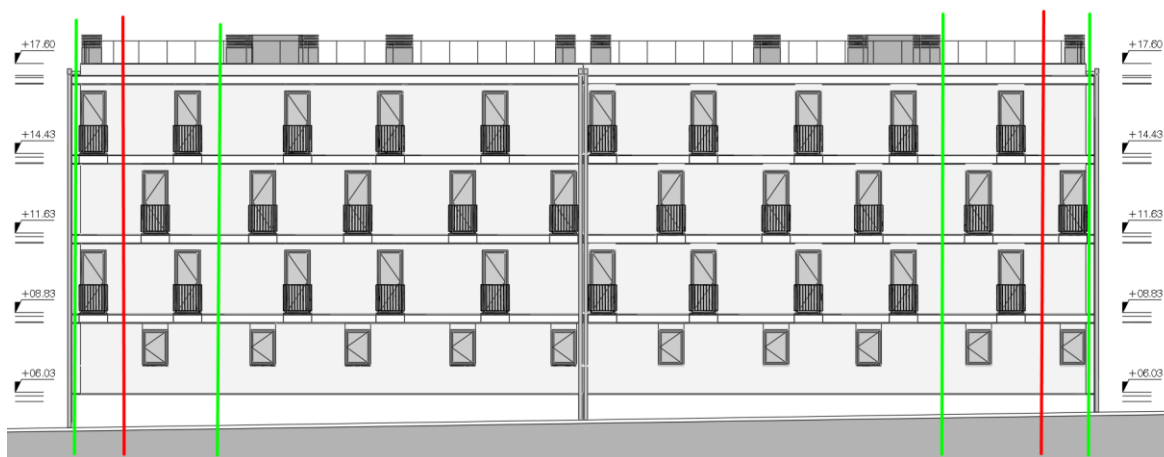


Figura 2.5 – Alçado da fachada de tardoz. Identificação dos alinhamentos dos pilares.

2.4 Lajes

Em relação à laje estrutural, considerou-se inicialmente implementar a solução de laje vigada, mas devido à disposição em planta dos pilares interiores e a impossibilidade de colocar vigas nas divisórias internas do edifício, por não compatibilizar com a arquitetura, a opção mais adequada será adotar laje fungiforme maciça com vigas de contorno.

2.5 Vigas

As vigas, pelo qual se irá ter como ponto de partida, são as representadas na Figura 2.4.

As vigas adicionadas à solução inicial, na sua concepção, levaram a que surgisse algumas situações particulares devido a condicionantes arquitetónicas, tal como se pode observar através das Figura 2.6, Figura 2.7 e Figura 2.8. Partindo do princípio que não é possível a concepção de vigas usuais, tanto na fachada principal como na fachada de tardoz, adota-se a solução de viga invertida para as vigas *V3*, *V4* e *V5* (Figura 2.3 e Figura 2.4), proporcionando maior rigidez lateral à estrutura. Os pavimentos apresentam uma espessura de 10 cm para a camada de massame, pelo que possibilita aplicar vigas invertidas nas fachadas consideradas para o efeito.

Como já foi referido na conceção dos pilares, não é possível ligar os pilares *P7*, *P8*, *P12* e *P16* por vigas devido às condicionantes arquitetónicas, pelo que a laje irá funcionar como laje fungiforme nestas áreas.



Figura 2.6 - Pormenor da fachada principal.

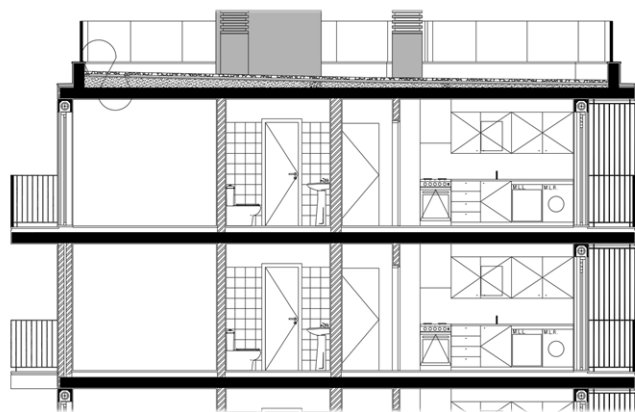


Figura 2.7 - Pormenor em corte para observação da altura disponível para as vigas.

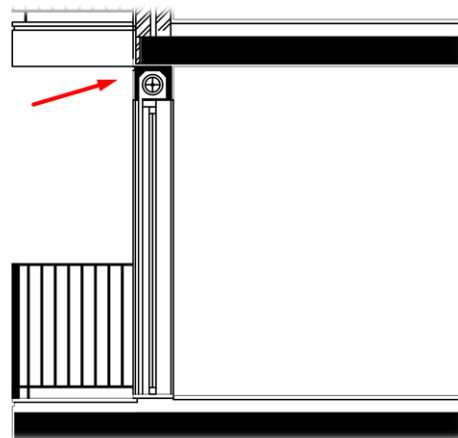


Figura 2.8 - Pormenor em corte de um vão das varandas.

2.6 Escadas

As escadas apoiam sobre os pilares *P19* e *P20*, pelo que estes pilares serão alvo de uma análise mais pormenorizada, nomeadamente ao efeito de pilar curto. O vão das escadas leva a que se perca a continuidade entre pátio e laje junto à fachada principal, surgindo acentuadas singularidades no modelo estrutural em estudo. Na Figura 2.9, apresenta-se um corte da zona das escadas para se evidenciar melhor a sua geometria.

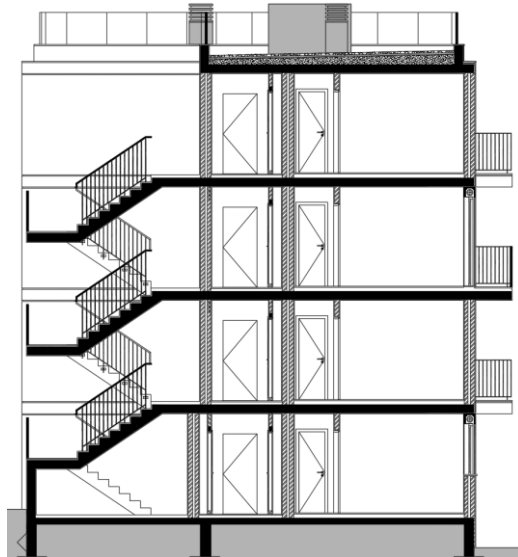


Figura 2.9 - Corte na zona das escadas.

2.7 Fundações

O edifício tem as suas fundações ao nível do piso térreo, ou seja, fundações superficiais isoladas (sapatas), pelo que, segundo o artigo 4.2.1.6 (3) do EC8, é recomendado a utilização de vigas de fundação e/ou de travamento, ligando esses elementos nas duas direções principais.

3. Critérios Gerais de Dimensionamento

Neste capítulo, serão abordados os critérios gerais de dimensionamento, tais como os materiais e recobrimento, e a quantificação das ações.

3.1 Materiais e Recobrimento

Os materiais e os recobrimentos que integram na estrutura, seguindo a recomendação do Eurocódigo 2 (EC2) e do EC8, serão selecionados considerando a interação entre o aço e o betão, assim como o betão armado e o meio envolvente.

Sendo um edifício de habitação, o art.º 2.3 do Eurocódigo 0 (EC0) [2], indica um tempo de vida útil de projeto de 50 anos, o que corresponde à classe estrutural S4, segundo o art.º 4.4.1.2 (5) do EC2 [3]. Este requisito é importante para definir os materiais de modo a que resistam à deterioração no período de vida útil da estrutura.

Segundo o EC8, sendo projecto para a classe *DCM*, nos elementos sísmicos primários¹ a classe mínima do betão a utilizar é a C16/20, e as armaduras devem ser da classe *B* ou *C*.

3.1.1 Betão estrutural

Considerando que o edifício se situa afastado da zona costeira, apenas se considera os limites de composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de projeto de 50 anos, seguindo a especificação LNEC-E-464-2005 (E406), e para as classes de exposição referidas na NP EN 206-1 (NP 206).

Depois de se analisar a arquitectura e tendo em conta a localização do edifício, identificaram-se as diferentes condições de exposição a que a estrutura está sujeita. A incerteza relativamente à natureza dos acabamentos levou à adoção das classes de exposição referidas de seguida. Assim sendo, os elementos de fundação estão em contacto prolongado com a água do terreno, pertencendo à classe de exposição XC2. Os elementos interiores expostos à baixa humidade do ar ambiente classificam-se em XC1. Às lajes da varanda, à zona de escadas e à abertura de entrada, como

¹ Segundo o art.º 4.2.2 do EC8, os elementos estruturais podem ser classificados como elementos sísmicos primários ou secundários. A distinção entre elementos reside na importância que cada um apresenta para resistir aos esforços gerados pela ação sísmica. Assim sendo, os elementos primários são responsáveis por resistir aos esforços gerados pela ação sísmica enquanto os elementos classificados como secundários não assumem esta função.

elementos exteriores expostos a um ambiente que pode estar em contato direto com a água, ou sendo protegidos pela chuva, é atribuída uma classe XC4 ou XC3, respetivamente.

A E464, no Quadro 6 – “Limites da composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos” [4], indica os mínimos recomendados para os tipos de cimento a utilizar, o mínimo recobrimento nominal, a máxima razão água/cimento, a mínima dosagem de cimento e a mínima classe de resistência, pelo que, através da consulta deste quadro, determina-se que o betão a utilizar deve ser da classe de resistência C30/37, com a máxima razão água/cimento de 0,55 e uma dosagem mínima de cimento de 300 kg/m³. Também são recomendados valores de recobrimento mínimos: 25 mm para elementos estruturais internos, para elementos externos 40 mm (se expostos) e 35 mm para as fundações conforme o resumido no Quadro 3.1.

Adotou-se 25 mm de recobrimento para a estrutura em geral e 40 mm para as fundações, ao invés de 35 mm. Para as partes estruturais em contacto com o exterior mantém-se os 40 mm de recobrimento, visto que a estrutura terá algum tipo de acabamento e, por conseguinte, será na mesma uma medida conservativa.

Para o betão de regularização, visto que não existe armaduras na sua constituição, pode se recorrer ao betão da classe de resistência C12/15, que corresponde à classe de exposição X0.

Quadro 3.1 - Exposição dos diferentes elementos estruturais e respetivas classes de resistência, limites de composição do betão sob a ação do dióxido de carbono.

Elemento estrutural	Classe de Exposição	Recobrimento nominal (mm)	Max. razão água/cimento	Mín. dosagem de cimento (kg/m ³)	Classe min. de resistência
Betão de regularização	X0	--	--	--	C12/15
Elementos internos	XC1	25	0,65	260	C25/30
Elementos externos	XC3	35	0,55	300	C30/37
	XC4	40	0,55	300	C30/37
Fundações	XC2	35	0,65	260	C25/32

Segundo a NP 206-1 [5], a classe de abaixamento (*slump*) mínima recomendada corresponde à classe S3, optando-se por esta classe de abaixamento para todos os elementos estruturais de forma a conferir uma boa betonagem.

Quanto à dimensão do agregado, fixa-se nos 25 mm de máxima dimensão do agregado, de forma a permitir uma adequada betonagem e vibração dos elementos estruturais. Em relação ao teor de cloretos, a NP 206-1, especifica na DNA 5.2.7 - “Teor de cloretos”, para a classe de exposição ambiental XC e para betão armado sem pré-esforço, um teor máximo de 0,4%.

Posto isto, a designação do betão, de comportamento especificado, é a seguinte:

NP EN 206-1: C30/37 XC3(P) CI 0,4 Dmax25 S3

Em que:

-NP EN 206-1, faz a referência à norma NP EN 206-1;

-C30/37, corresponde à classe de resistência à compressão do betão;

- XC3(P), a classe de exposição ambiental;
- Cl 0,4, a classe de teor de cloretos;
- Dmax25, a dimensão máxima do agregado;
- S3, a classe de consistência.

No Quadro 3.2, apresentam-se as características mecânicas do betão em causa, segundo o Quadro 3.1 do EC2.

Quadro 3.2 - Características do Betão Estrutural.

Material	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	γ_c (kN/m ³)
Betão C30/37	30,0	20,0	2,9	33,0	24,0*
*25,0 kN/m ³ para o betão armado.					

3.1.2 Aço Estrutural

O art.º 5.4.1.1 (3)P do EC8, para as armaduras do betão armado, recomenda a utilização de aço da classe B ou C do Quadro C.1 do EC2. Também, o mesmo art.º na alínea (2)P, impõe a obrigatoriedade de utilizar varões nervurados na armadura das zonas críticas² dos elementos sísmicos primários.

A este nível, atendendo a que o preço do aço A400 NR SD é na atualidade semelhante ao do aço A500 NR SD, opta-se então pelo A500 NR SD, pois permite reduzir a quantidade de armadura ordinária para um aço, cujas características mecânicas superam as do A400 NR SD.

As principais características do aço estão representadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Propriedades do aço.

Material	Propriedades		Fonte
A500 NR SD	f_{yk} (MPa)	500	Quadro C.1 do EC2
	f_{yd} (MPa)	435	
	E_s (GPa)	200	art.º 3.2.7(4) do EC2
	ϵ_{yd}	$2,18 \times 10^{-3}$	[6]
	ϵ_{uk} (%)	$\geq 7,5$	Quadro C.1 do EC2
	γ_s (kN/m ³)	78,5	art.º 3.2.7(3) do EC2

3.2 Quantificação das ações

Recorrendo ao EC1 para a utilização dos seus valores normativos e ao EC8 para a ação sísmica,

² Zona de um elemento primário onde ocorrem as combinações mais desfavoráveis dos esforços e onde se poderão formar rótulas plásticas. Estas zonas também se designam por zonas dissipativas.

determinaram-se as ações de forma a representar as solicitações reais da estrutura. Algumas simplificações foram tidas em conta, como por exemplo a distribuição homogénea das cargas provocadas pelas paredes divisórias sobre as lajes de piso. Após a quantificação das ações, os seus valores são obviamente modificados consoante a situação de projeto em estudo (com as diferentes combinações de ações). Para o dimensionamento estrutural, as ações são divididas consoante a sua variação no tempo da seguinte forma: Ações Permanentes, Ações Variáveis e Ações Acidentais (art.º 3.2 e 4.1.1 do EC0) [2].

3.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes dividem-se em peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes. Em relação ao peso próprio da estrutura, conforme o EC1, considera-se um peso volúmico do betão armado de 25 kN/m^3 [7] e para as restantes cargas permanentes, os valores expostos no Quadro 3.4, cuja explicação será dada posteriormente. As restantes cargas permanentes, representam as cargas dos materiais não estruturais, nomeadamente os revestimentos e as alvenarias.

Para as cargas das paredes divisórias no interior do edifício, foi aplicado uma carga equivalente nos pisos 1, 2 e 3. Para este efeito, multiplicou-se por 2,6 m o peso respetivo da alvenaria e multiplicou-se por 40% onde se obteve a carga equivalente distribuída em área [8]. As paredes divisórias são quase na sua totalidade de 15 cm de espessura, o que corresponde a uma parede com tijolo furado de dimensões 30cm x 20cm x 11cm e com 2 cm de revestimento de cada lado da alvenaria, o que representa um carga de $1,8 \text{ kN/m}^2$ [9] e uma carga uniformemente distribuída pelo pavimento de $1,9 \text{ kN/m}^2$.

Nas paredes exteriores foi aplicado uma carga em faca, simulando o peso próprio das alvenarias de contorno. Assim, consultando a tabela de “Peso de paredes divisórias de alvenaria” [9], as paredes de 30 cm de espessura, tem um peso correspondente de $2,6 \text{ kN/m}^2$ [9] e uma carga em faca de $2,5 \text{ kN/m}$.

Quadro 3.4 - Restantes cargas permanentes.

Designação/ Tipo de revestimento	Quantificação
Revestimentos dos pisos 0 a 3	$1,5 \text{ kN/m}^2$
Revestimento do terraço não acessível	$2,0 \text{ kN/m}^2$
Paredes interiores (piso 1, 2 e 3)	$1,9 \text{ kN/m}^2$
Parede exterior (carga em faca)	$2,5 \text{ kN/m}$
Revestimento nas escadas	$1,5 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Ações variáveis

As ações variáveis dizem respeito a cargas que não têm carácter permanente na estrutura, mas com uma probabilidade considerável de ocorrência, sendo que dependem de determinados factores.

3.2.2.1 Sobrecargas

Os valores de sobrecarga dividem-se em categorias de acordo com a sua utilização [7]. Tendo como base o EC1-Parte-1 considerou-se as sobrecargas apresentadas no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Sobrecargas.

Categoria	Zona	Sobrecarga (kN/m ²)
A	Pavimentos	2,0
	Escadas	2,0
	Varandas	2,5
H	Cobertura não acessível	0,4

3.2.2.2 Ação sísmica

Em conformidade com o EC8, em caso de ocorrência de um sismo, as vidas humanas devem ser protegidas, os danos devem ser limitados e estruturas importantes para a proteção civil devem se manter operacionais. Para o efeito, as estruturas em zonas sísmicas devem ser projetadas e construídas de modo a satisfazer os requisitos de desempenho fundamentais expostos no capítulo 3 da referida norma, nomeadamente o requisito de não ocorrência de colapso e o de limitação de danos [1].

As ações sísmicas definidas no EC8 são a ação sísmica tipo 1 e a ação sísmica tipo 2 [1]. A ação sísmica tipo 1 está associada à falha que separa as placas tectónicas europeia e africana e que se desenvolve ao sul do território de Portugal Continental, dando origem às ações sísmicas que se designam por interplacas. Esta ação sísmica é caracterizada por sismos de magnitude elevada, maior duração e frequências baixas. A ação sísmica tipo 2 está associada a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, pelo que se designa por ação sísmica intraplacas. Este tipo de fonte sísmica, corresponde a sismos de menor magnitude, menor duração e predominância de frequência altas [10]. Então, segundo o EC8 e para localização do edifício em estudo, as ações sísmicas a considerar no projecto estrutural são as duas referidas anteriormente, Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Definição da ação sísmica.

Ação sísmica tipo 1	Zona sísmica 1.3
Ação sísmica tipo 2	Zona sísmica 2.3

O efeito da ação sísmica é representado por um espectro de resposta elástico, que caracteriza os efeitos do movimento sísmico num dado ponto. De entre outros factores, o espectro de resposta elástico depende do tipo de terreno onde a estrutura será implantada, sendo a classificação do terreno efetuada a partir do Quadro 3.1 do EC8.

Adotou-se um terreno do tipo C, onde predomina a presença de areias compactas, seixo e argila rija com uma espessura que varia entre várias dezenas de metros a muitas centenas de metros [1]. Assim, como Tavira fica localizada nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3, então os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica considerada e para um terreno

tipo C estão representados no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica segundo o Anexo Nacional do EC8.

Ação sísmica	a_{gR} (m/s ²)	S_{max} (-)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1.3	1,50	1,60	0,10	0,60	2,00
2.3	1,70	1,60	0,10	0,25	2,00

Em que:

a_{gR} aceleração máxima de referência para um terreno do tipo A;

S_{max} parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3 do EC8;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

O valor de cálculo da aceleração à superfície, para um terreno do tipo A, a_g , é obtido pela afetação do valor de a_{gr} por um coeficiente de importância, γ_1 , expressão (3.1). Segundo o EC8, a classe de importância do edifício é definida em função do tipo de utilização. Para o efeito, um edifício de habitação corresponde a uma classe de importância II, pelo que o coeficiente de importância é unitário e o a_g adquire o valor de a_{gr} [1].

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (3.1)$$

Para definir os espectros de resposta elástica e de cálculo para a análise elástica em Portugal, há a necessidade de definir o coeficiente de solo, S , tal como indica o EC8, através das seguintes expressões:

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (3.2)$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}}{3} \cdot (a_g - 1) \quad (3.3)$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (3.4)$$

Como o valor de a_g se situa no intervalo de 1 a 4, então, os valores do coeficiente de solo são os apresentados no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 - Parâmetro S para definição do espectro de cálculo.

Ação sísmica	a_g (m/s ²)	S (-)
1.3	1,50	1,50
2.3	1,70	1,46

A partir do espectro de resposta elástico obtém-se o espectro de cálculo para a análise elástica, ou apenas designado por espectro de cálculo. Este espectro tem em conta a capacidade de as estruturas resistirem às ações sísmicas no domínio não linear, com 5% de amortecimento viscoso,

devido à capacidade dissipativa de energia da estrutura. Esta capacidade resulta do comportamento dúctil dos elementos estruturais, conduzindo a valores de forças sísmicas (de cálculo) inferiores ao que se obteria numa resposta elástica linear. Assim sendo, esta redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento, q , que depende da classe de ductilidade da estrutura e do sistema estrutural do edifício [1].

As expressões a utilizar para definir o espectro de cálculo, $S_d(T)$, para as diferentes componentes horizontais, são as equações (3.5), (3.6), (3.7) e (3.8) [1].

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.8)$$

Onde:

- $S_d(T)$ espectro de resposta de dimensionamento;
- T período de vibração;
- η coeficiente de correção do amortecimento, $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso;
- S coeficiente do solo;
- q coeficiente de comportamento;
- β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O espectro de resposta de cálculo é determinado através do cruzamento das expressões (3.5), (3.6), (3.7) e (3.8) e os valores tabelados no Anexo Nacional do EC8, os quais se resume no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica segundo o EC8.

Ação sísmica	a_g (m/s ²)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1.3	1,50	1,50	0,10	0,60	2,00
2.3	1,70	1,46	0,10	0,25	2,00

3.2.3 Combinação de ações

As combinações de ações utilizadas para o cálculo e verificação da segurança da estrutura foram as que estão prescritas no EC0.

3.2.3.1 Estados limites últimos

Para os estados limites últimos, há a considerar dois tipos de combinações diferentes:

- a) Combinação Fundamental de ações para a situação de projecto persistente ou transitórias, onde, no art.º 6.4.3.2 (1) do EC0, esta combinação tem a representação da expressão (3.9) [2]:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_j; \gamma_P P; \gamma_{Q,l}Q_{k,l}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.9)$$

Esta combinação de ações, conforme o art.º 6.4.3.2 (3) do EC0, pode ser expressa pela equação (3.10). Daqui em diante, as combinações a considerar no projecto serão no formato de representação da expressão (3.10):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

- b) Combinação de ações para a situação de projecto sísmico, em conformidade com o art.º 6.4.3.4 do EC0, que se expressa pela equação (3.11) [2]:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (3.11)$$

em que:

γ_G	coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
ψ_0	coeficiente de combinação para as ações variáveis;
ψ_2	coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
E_d	valor de dimensionamento do efeito de uma ação;
G_k	valor característico de uma ação permanente;
$Q_{k,i}$	valor característico de uma ação variável;
$Q_{k,1}$	valor característico de uma ação variável base;
A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$);
γ_I	coeficiente de importância;
A_{Ek}	valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

A combinação da ação sísmica com as outras ações foi efetuada em conformidade com o art.º 3.2.4 (2P) do EC8, em que os efeitos da inercia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.12)$$

em que:

$\Psi_{E,i}$ coeficiente de combinação para a ação variável i , definido como sendo $\varphi \cdot \psi_{2,i}$

sendo os valores de $\psi_{2,i}$ definidos na EN 1990:2002, Anexo A1 e os valores de φ apresentados no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 - Valores de φ para calcular $\Psi_{E,i}$.

Tipo de ação variável	φ
Categoria A (habitação): Ocupação correlacionada	0,8
Categoria H	1,0

3.2.3.2 Estados limites de utilização

Para os estados limites de utilização, será utilizada duas combinações diferentes:

- a) A combinação característica (art.º 6.5.3(a) do EC0), conforme se representa na expressão (3.13), será utilizada para o dimensionamento das fundações [2]:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{k,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.13)$$

- b) A combinação quase-permanente (art.º 6.5.3(c) do EC0), será utilizada para verificar a abertura de fendas, a deformação dos elementos estruturais e o nível de esforços em alguns elementos estruturais. Esta combinação é dada pela seguinte expressão (3.14) [2]:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.14)$$

3.2.3.3 Coeficientes parciais e coeficientes de combinação da ação variável, ψ

Os coeficientes parciais foram definidos com base na Quadro A1.2(B) do EC0 e os coeficientes de combinação variável, ψ , através do Quadro A1.1 do EC0 [2].

4. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da estrutura seguiu a tradicional metodologia de pré-dimensionamento estrutural, ou seja, consultando a bibliografia necessária em simultâneo com a análise das plantas da arquitectura, com o intuito de pré-dimensionar todos os elementos estruturais.

4.1 Lajes

Devido à forma como estão distribuídos os pilares em planta e pela ausência de vigas no interior do edifício, a laje será fungiforme maciça com vigas de contorno, tal como já se referiu anteriormente. Portanto, a expressão de pré-dimensionamento a utilizar e que tem em conta a esbelteza da laje e sobrecargas moderadas em edifícios ($sc < 5 \text{ kN/m}^2$), será a expressão (4.1) [11]:

$$h = \frac{L_{\text{maior}}}{25 \text{ a } 30} \quad (4.1)$$

Em que h é a altura da laje e L é o comprimento do vão em estudo.

Esta expressão tem por base o controlo indireto da deformação e o nível de tensões na laje, nomeadamente tensões de corte e flexão. Também, segundo [11], uma forma de controlar a ductilidade aos estados limites últimos da laje nos vãos mais representativos, ou onde ocorrerão maiores esforços, é limitar o valor do momento fletor reduzido positivo (no vão) e negativo (sobre o pilar ou na ligação laje-parede do núcleo), a 0,18 e a 0,30, respetivamente.

Após a análise da planta de pilares, foi possível obter um intervalo de valores para a espessura da laje, em conformidade com os vãos mais significativos dos pavimentos, através da expressão (4.1), conforme se apresenta no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Relação entre vão e esbelteza para obter a espessura da laje.

Vão (m)	4,15	4,40	2,80	3,30	3,50	4,50	6,00
L/25	0,17	0,18	0,11	0,13	0,14	0,18	0,24
L/30	0,14	0,15	0,09	0,11	0,12	0,15	0,20

Sendo o vão de 6,00 m o mais condicionante, adota-se o valor de 0,20 m para a espessura da laje, sendo que respeita as relações tabeladas no Quadro 4.1. Também, segundo [6], para vãos até 5,00 m, a altura da laje deve ser superior a 0,15 m e para vãos de 5,00 m a 6,00 m, a altura da laje deve ser maior que 0,20 m, pelo que o valor de 0,20 m mostra ser uma espessura razoável para a laje.

Em relação à laje de cobertura e apesar desta ter uma sobrecarga inferior, o revestimento será $0,5 \text{ kN/m}^2$ mais pesado, sendo mantida a altura que for utilizada nos pisos inferiores.

O valor do momento fletor reduzido positivo e negativo deve ser inferior aos valores já mencionados,

de modo a controlar a ductilidade na laje e evitar elevadas densidades de armaduras, sendo um critério de economia e qualidade de execução. Então, para o efeito, foi utilizado o método dos pórticos equivalentes com o carregamento correspondente da combinação fundamental para se obter os valores dos esforços. Assim, o vão que apresenta maior comprimento, de forma conservativa e simplificada, foi considerado para o cálculo dos esforços no alinhamento 4, tal como se representa na Figura 4.1.

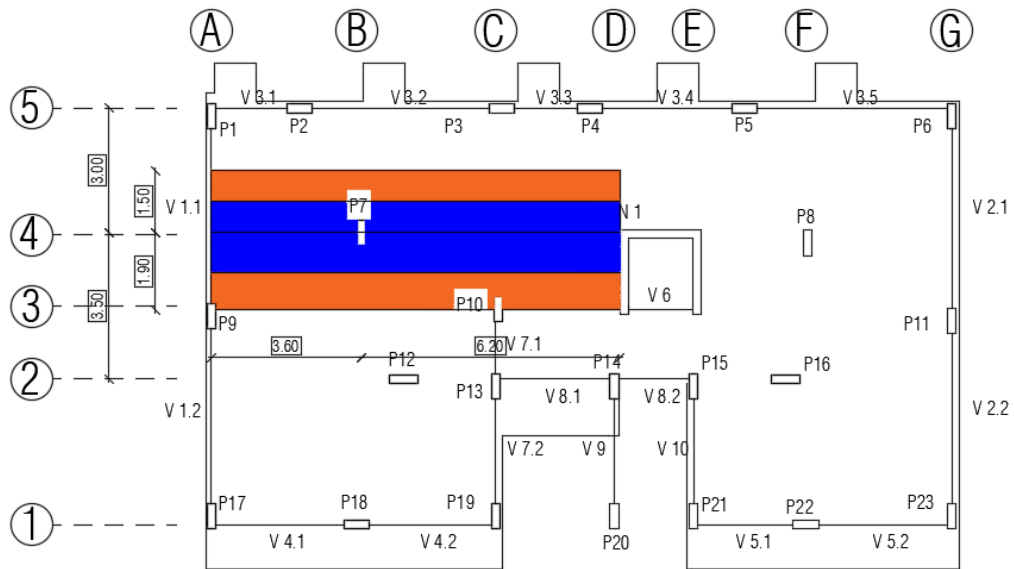


Figura 4.1 - Simplificação de pórtico equivalente no piso tipo.

Aplicando uma carga de $14,3 \text{ kN/m}^2$ no pórtico equivalente (carga atuante da combinação fundamental), os valores dos esforços para o vão de referência são os representados na Figura 4.2. Tendo em conta que os esforços mais elevados são na zona do pilar, esta será a zona condicionante para realizar as verificações. No entanto, para despiste da hipótese, por haver na zona do núcleo esforços elevados, também esta será uma seção de análise.

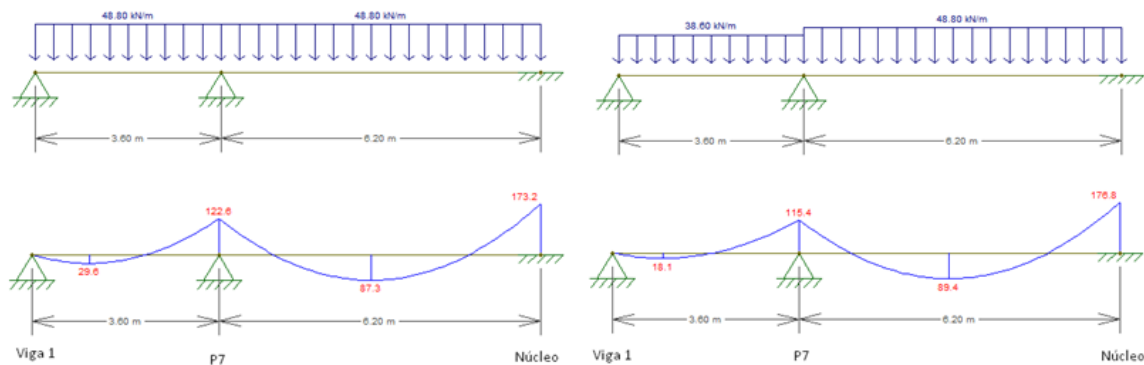


Figura 4.2 - Modelo de pórtico equivalente. Representação dos casos de alternância de cargas atuantes e respetivos diagramas de momentos fletores.

Quadro 4.2 - Distribuição dos momentos pelas faixas do pórtico equivalente e respectivos momentos fletores reduzidos.

Pórtico Alinhamento 4	M (kNm)		Faixa	L _{faixa} (m)	Coef. Repartição (-)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{max} (-)
	M _{máx} ⁺	90,0						
M _{máx,pilar} ⁻	122,6	Central	1,70	0,55	49,5	29,1	0,050	
		Laterais	1,70	0,45	40,5	23,8	0,041	
M _{máx,núcleo} ⁻	176,6	Central	1,70	0,75	92,0	54,1	0,094	
		Laterais	1,70	0,25	30,7	18,0	0,031	
		Central	1,70	0,75	132,5	77,9	0,135	
		Laterais	1,70	0,25	44,2	26,0	0,045	

Como pode-se confirmar através do Quadro 4.2, os valores dos momentos fletores reduzidos verificam os limites estabelecidos anteriormente no pré-dimensionamento da laje.

A aplicação da expressão (4.2) [6] é uma forma simples de verificação preliminar do dimensionamento em relação aos esforços de corte. Neste caso, será feita uma verificação de segurança ao punçoamento, considerando um perímetro de controlo à distância de duas vezes a altura útil da laje, tal como mostra a Figura 4.3 [3].

$$\frac{(R_{Ed})_{pilar}}{u \cdot d} \leq 0,6 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

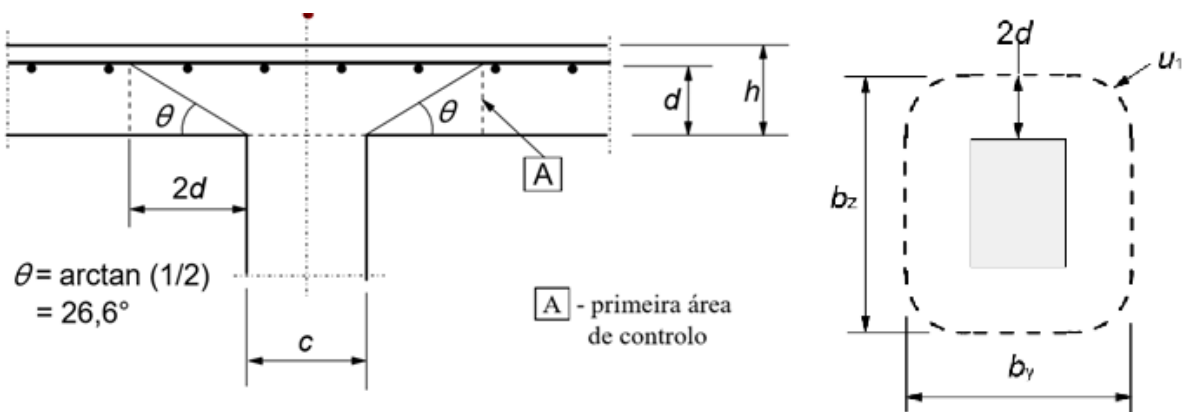


Figura 4.3 - Esquema de verificação ao punçoamento.

Como ainda não tem-se as dimensões das seções dos pilares, a expressão (4.2) pode ser utilizada para obter um valor de referência ou valor de partida das dimensões, de modo a ser verificado o punçoamento no perímetro de controlo em relação às cargas aplicadas na área de influência para a combinação fundamental.

O pilar P12 é o pilar que apresenta maior área de influência, 12,70 m², portanto, para esta área tem-

se uma reação direta do pilar de 182kN ($12,7 \text{ m}^2 \times 14,3 \text{ kN/m}^2 = 182,0 \text{ kN}$). Tendo o pilar 0,20 m de largura, é necessário saber qual é a medida do outro lado, então aplicando a expressão (4.2), tem-se:

$$d = 0,20 - 0,03 = 0,17\text{m} \quad (4.3)$$

$$u = C_1 \times 2 + C_2 \times 2 + 4\pi d \quad (4.4)$$

$$(R_{Ed})_{\text{pilar}} = 182\text{kN} \quad (4.5)$$

$$C_2 \geq -0,38\text{m} \quad (4.6)$$

em que:

- d altura útil da laje, considerando um recobrimento de 25 mm e adotando uma armadura de $\phi 10 \text{ mm}$;
- u perímetro de controlo, à distância $2d$ do pilar;
- C_1 menor dimensão do pilar que se define sendo igual a 0,20 m;
- C_2 lado do pilar a verificar.

Como o valor de C_2 deu negativo, em princípio, não haverá problemas de punçoamento na laje para a combinação fundamental, pelo que bastará colocar armaduras de suspensão contra o colapso progressivo [11]. No entanto, no capítulo referente à verificação da segurança, o punçoamento será verificado mais em pormenor.

Em relação à laje das escadas, esta tem o formato de um “U”, ou seja, lanço de escadas, patim, lanço de escadas. Os lanços das escadas apoiam nas lajes dos pisos e no patim e os pilares (a negro) servem de apoio ao patim, tal como mostra a Figura 2.9 e a Figura 4.4, extraídas da planta da arquitetura. As escadas têm um vão máximo de 2,6 m, pelo que, em conformidade com a expressão (4.1), bastava 0,10 m de espessura para a laje. Contudo, segundo [6] e [11], para vãos até 5 m em lajes fungiformes, deve-se adotar uma espessura mínima de 0,15 m, sendo o valor adotado.

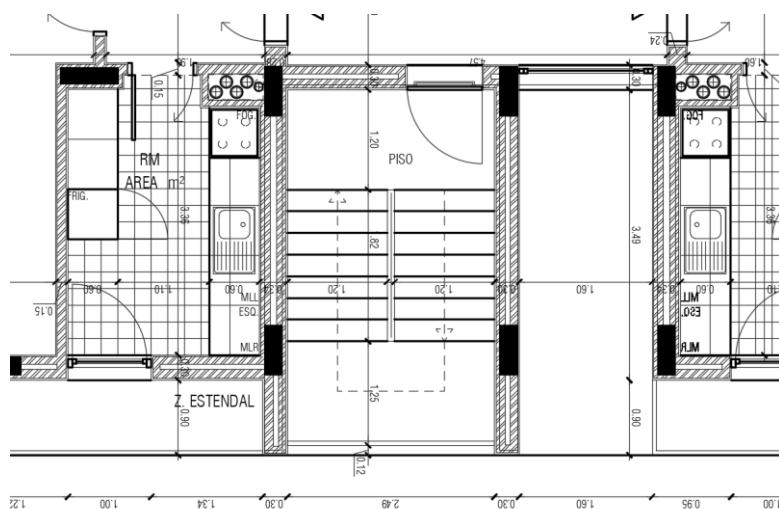


Figura 4.4 - Planta das escadas.

As cargas correspondentes à zona do patim e à zona dos degraus, estão representadas no Quadro 4.3 assim como o valor dos esforços dos momentos fletores reduzidos a meio vão, no patim e nas escadas.

Quadro 4.3 - Cargas aplicadas nas escadas.

Localização	PPE (kN/m ²)	REV (kN/m ²)	SC (kN/m ²)	P_{sd} (kN/m ²)	$L_{vão}$ (m)	Largura (m)	M_{Ed} (+) (kNm/m)	μ_{max} (-)
Patim	3,8	1,5	3	11,7	2,5	1,2	20,5	0,07
Degraus	6,7	1,5	3	15,6	1,8	1,25	4,7	0,02

Como se pode verificar, as escadas apresentam valores relativamente baixos de momento fletor reduzido, pelo que o valor da espessura de 0,15 m será adotado para a verificação da segurança.

4.2 Vigas

Considerando que não é possível ligar todos os pilares com vigas, e conforme referido anteriormente no capítulo 2 desta dissertação, adota-se as vigas sugeridas (a amarelo) e adiciona-se três vigas invertidas (a vermelho), conforme a Figura 4.5. Esta opção de adicionar três vigas invertidas deve-se ao facto dos vãos das portas e dos envidraçados ocuparem toda a altura livre dos pisos nos respetivos alinhamentos e daí não permitirem vigas correntes. Também, o facto de apresentar poucas vigas nesta direção (a vermelho) e, por sua vez, conferir maior rigidez lateral melhorando o comportamento à deformação nestas fachadas. Deve-se referir, que esta opção é possível devido ao projecto de arquitetura apresentar 10 cm de camada de massame, pelo que é possível ganhar esses mesmos 10 cm nos alinhamentos das vigas das fachadas em questão.

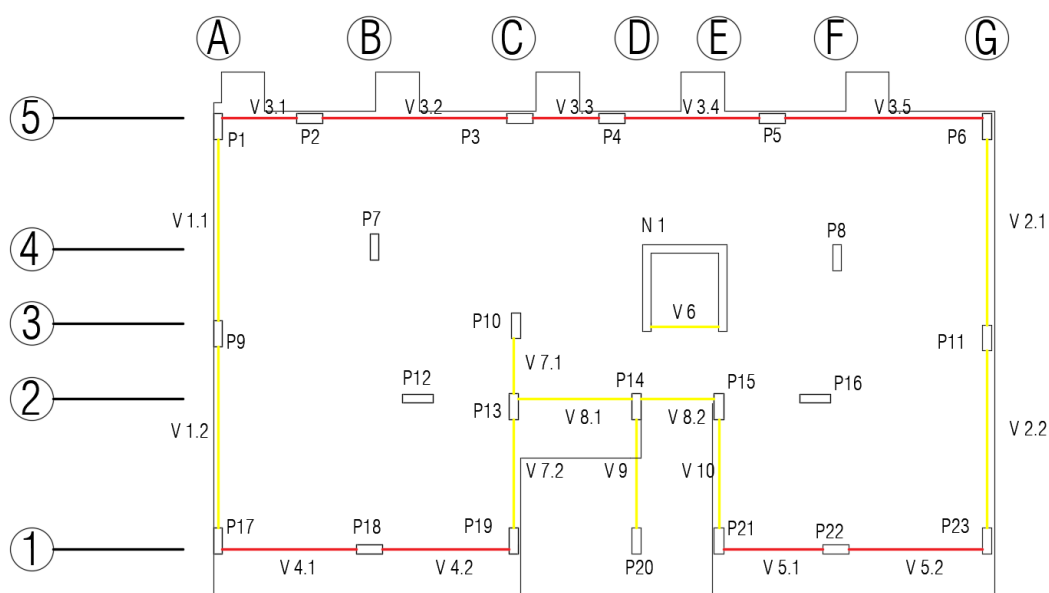


Figura 4.5 - Localização das vigas e dos pilares em planta.

Partindo do princípio que a altura das vigas deve respeitar a relação L/h de 10 a 12 e largura mínima de 0,20 m [6], então, para os vãos mais significativos, tem-se a primeira estimativa para a altura das vigas tal como se mostra no Quadro 4.4. É de salientar que as vigas invertidas, por restrições arquitetônicas, não puderam exceder 0,30 m de altura.

Quadro 4.4 - Pré dimensionamento das vigas da estrutura.

Viga	Vão máximo, L (m)	$L/10$ (m)	$L/12$ (m)	h_{adotado} (m)
V1 e V2	4,90	0,49	0,41	0,45
V3	4,60	0,46	0,38	0,30 ^{*)}
V4 e V5	3,10	0,31	0,26	0,30

^{*)} este valor não respeita o intervalo de valores calculado, porque não é permitido pela arquitectura, pelo que se adota o máximo possibilitado de 0,30 m.

De forma a conferir os critérios de resistência, deformabilidade, economia e ductilidade, as vigas foram pré-dimensionadas a respeitar a relação de esbelteza, para que, a quantidade de armadura requerida seja razoável. Para o efeito, através de um modelo simples (considerando as vigas apoiadas-encastadas, visto as vigas mais solicitadas serem de vãos de extremidade), verificou-se o nível de esforços nas vigas através das expressões (4.7) e (4.8) [6] [12] para os momentos, e as expressões (4.9) e (4.10) [6] para o esforço transversal, tal como é demonstrado na Quadro 4.5.

$$M_{Ed} = (1,35 CP + 1,5 SC) \frac{L^2}{8} \quad (4.7)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \leq 0,25 \quad (4.8)$$

$$V_{Ed} = (1,35 CP + 1,5 SC) \frac{5 \times L}{8} \quad (4.9)$$

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{bd f_{cd}} \leq 0,3 \quad (4.10)$$

Quadro 4.5 – Verificação do pré-dimensionamento das vigas.

Viga	b_{adotado} (m)	Largura de influência (m)	P_{sd} (kN/m)	$M_{Ed, \max}$ (kNm)	μ_{\max} (-)	$V_{Ed, \max}$ (kN)	$\tau = \frac{V_{Ed}}{bd f_{cd}}$ (MPa)
V1	0,20	1,90	37,1	111,3	0,174	113,5	0,07
V2	0,22	1,80	36,0	108,1	0,154	110,3	0,06
V3	0,35 ^{*)}	2,10	37,9	99,0	0,226	107,6	0,06
V4 e V5	0,35 ^{*)}	2,80	43,1	51,8	0,129	83,5	0,05

^{*)} Houve a necessidade de adotar este valor para “b” devido ao controlo do nível de esforços na viga, nomeadamente o elevado valor do momento fletor reduzido.

Visto que o valor da largura das vigas V3 é superior ao valor da largura do pilar, seguiu-se a recomendação do art.º 5.4.1.2.1 (1)P, (2) e (3)P do EC8, nomeadamente ao que respeita às restrições geométricas em vigas, apresentando-se a condição a respeitar quando à dimensão da largura duma viga primária na seguinte expressão:

$$b \leq \min\{b_c + h; 2b_c\} \quad (4.11)$$

em que b é a largura da viga primária, b_c é a largura do pilar na direção perpendicular ao eixo longitudinal da viga e h é a altura da viga.

Pela expressão (4.11), e cumprindo os limites da excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar, as vigas V3, V4 e V5 podem ter no máximo 0,40 m de largura, sendo esta possibilidade explorada na proposta de melhoria a referir no capítulo 6.3.

Como pode-se verificar no Quadro 4.5, tanto os valores do momento fletor reduzido como da tensão de corte estão abaixo dos limites estabelecidos pelo pré-dimensionamento, pelo que, para completar o pré-dimensionamento das vigas, basta confirmar se a quantidade de armadura requerida é razoável. Esta quantificação tem em conta a taxa geométrica de armadura, respeitando mínimos e máximos, conforme se demonstra no Quadro 4.6. Então, como se está a projetar uma estrutura para a classe de ductilidade média, DCM, o art.º 5.4.3.1.2 (5)P, do EC8, recomenda um mínimo para a armadura tracionada, ρ_{min} , de acordo com a expressão (4.12):

$$\rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (4.12)$$

Assim, para um betão de classe de resistência C30/37 e aço A500, a taxa geométrica de armadura tracionada mínima, ρ_{min} , é de 0,29 %. Por outro lado, em relação à taxa geométrica de armadura máxima, ρ_{max} , apenas refere no EC2 que deve ser inferior a 4%, o que será alvo de análise no capítulo referente à verificação da segurança.

Quadro 4.6 - Quantidades de armaduras nos vãos mais significativos em cada viga.

Viga	ω (-)	A_s (cm ²)	$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$ (-)	Densidade (Kg/m ³)
V1	0,197	7,26	0,009	67,5
V2	0,171	6,93	0,008	60,0
V3	0,271	10,88	0,012	90,0
V4 V5	0,142	5,21	0,007	52,5

Portanto, por observação do Quadro 4.6, os valores para a armadura encontram-se na gama de valores recomendados, o que indica que as disposições geométricas para as vigas estão em conformidade.

4.3 Elementos verticais

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito recorrendo ao método simplificado das áreas de influência dos pisos referentes a cada pilar. Desta forma, adotaram-se modelos simples que permitiram estimar a carga aproximada que se direcionava para cada pilar, estabelecendo os caminhos de carga em laje-viga-pilar, ou então diretamente, no caso das zonas de laje fungiforme, em laje-pilar. Também considera-se, para efeitos de pré-dimensionamento, um acréscimo de 10% da carga total na base do elemento vertical adicional ao peso próprio, simulando a contribuição do peso do elemento vertical.

A arquitetura sugere para as dimensões dos pilares 0,50 m x 0,20 m e 0,50 m x 0,22 m. No entanto, para a verificação inicial, faz-se um pré-dimensionamento a todos os pilares e depois faz-se uma análise ao enquadramento das novas dimensões adotadas.

O EC8 refere que nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido, ν , não deve ser superior a 0,65 e para as paredes sísmicas primárias adquire um valor máximo de 0,4. Desta forma, para obter a área da secção transversal dos pilares, A_{pilar} , utiliza-se a expressão (4.13):

$$A_{pilar} = \frac{N_{qp}}{\nu \times f_{cd}} \quad (4.13)$$

em que N_{qp} , representa as ações verticais para a combinação quase-permanente.

Face ao exposto, como valores limites no pré-dimensionamento para o esforço normal reduzido, ν , adotou-se 0,50 para todos os elementos sísmicos primários e 0,65 para os elementos sísmicos secundários. Os cálculos referentes ao pré-dimensionamento dos pilares encontram-se no Quadro A.1, no Anexo 1. Deve-se referir que os pilares ficaram todos com um esforço normal reduzido inferior a 0,32, sendo a média de todos os pilares igual a 0,22.

As paredes estruturais a utilizar nos modelos iniciais serão as paredes dos núcleos de elevadores, com as dimensões que se apresenta em planta, na Figura 4.6.

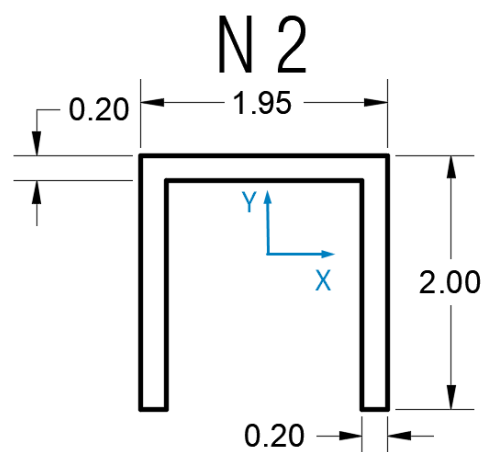


Figura 4.6 - Geometria do núcleo de elevadores.

Com estas dimensões, o esforço normal reduzido é igual a 0,07, valor muito inferior ao limite máximo recomendado pelo art.º 5.4.3.4.1 (4) do EC8, de 0,4.

4.4 Fundações

Para simular a rigidez das fundações considera-se os elementos verticais ligados com vigas de travamento. Considerou-se que o solo apresenta características favoráveis a uma solução de sapatas (fundações diretas) ligadas por vigas de travamento. Estas vigas permitem que o movimento do solo se transmita à estrutura de forma uniforme, a absorção dos momentos fletores que surgem na base dos elementos verticais e, conseqüentemente, a redução de assentamentos diferenciais. É de salientar que a adoção de vigas de travamento permite desprezar a participação do terreno para a rigidez das sapatas dos pilares. [6].

Para determinar a área mínima das sapatas recorre-se à capacidade resistente da fundação, sendo que a expressão (4.14) foi respeitada [11]:

$$A_{sapata} \geq \frac{N_{comb. \text{ característica}}}{\sigma_{adm \text{ solo}}} \quad (4.14)$$

em que:

$\sigma_{adm \text{ solo}} = 300 \text{ kPa}$ valor admissível da tensão de segurança;

$N_{comb. \text{ característica}}$ carga resultante das ações verticais para a combinação característica;

A_{sapata} Área da sapata definida como sendo $B \times L$ (dimensões em planta).

De modo a garantir uma distribuição uniforme de tensões no solo, deve assegurar-se um modelo de sapata rígida em que a altura da sapata, H , deve respeitar a expressão (4.15) [11]:

$$H = \frac{(B - b_c)}{2 a 4} \quad (4.15)$$

em que B é a dimensão da sapata em planta e b_c é a dimensão do pilar.

Os cálculos provenientes do pré-dimensionamento das sapatas estão no Quadro A. 2, do Anexo 2 - Deve-se referir que na sapata do núcleo de elevador foi verificado o nível de tensão atuante e que a sapata foi pré-dimensionada de forma que as extremidades laterais da sapata fiquem a 0,50 m da face das paredes. Este valor foi adotado não só de modo a haver uma folga entre a parede e o limite da face da fundação direta, mas também de forma a melhorar o comportamento conjunto das três paredes constituintes do núcleo.

Em relação às vigas de travamento, o EC8 recomenda no art.º 5.8.2 (3) uma largura mínima de 0,25 m e uma altura mínima de 0,50 m, sendo os valores adotados na modelação estrutural. Desta forma, a disposição das vigas de travamento está indicada na Figura 4.7, para o modelo com junta sísmica. Deve-se referir que a disposição das vigas de travamento para o modelo sem junta sísmica

corresponde a uma simetria das mesmas relativamente ao modelo com junta sísmica.

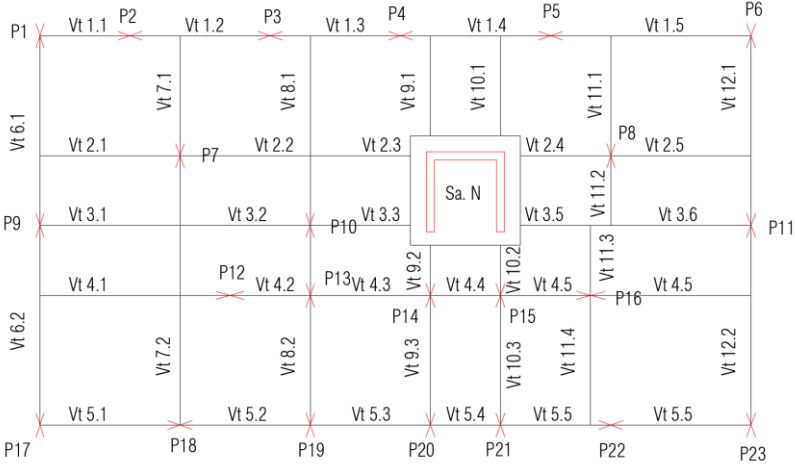


Figura 4.7 - Disposição das vigas de travamento, Vt, no caso do modelo com junta sísmica.

5. Modelação Estrutural

Os modelos estruturais dos edifícios em estudo foram elaborados com base na definição dos materiais e das secções dos elementos. Para tal, recorreu-se ao *software* de cálculo *Robot Structural Analysis Professional 2018*, daqui em diante designado apenas por *Robot*.

Os materiais inseridos no modelo de cálculo foram os definidos no estudo e apresentados anteriormente, betão C30/37 e aço A500 SD.

O EC8, no art.º 4.3.1 (7), na ausência de uma análise mais rigorosa, recomenda uma redução das propriedades da rigidez elástica dos elementos de betão para metade. Desta forma, o *software* de cálculo permite reduzir apenas o momento de inércia dos elementos estruturais, evitando penalizar a rigidez axial para as ações verticais. Também, a rigidez de torção dos elementos de betão foi reduzida para um valor próximo de zero, de forma não ser contabilizada nos elementos estruturais, visto que após fendilhados, os elementos de betão armado possuem uma rigidez de torção muito baixa [1].

5.1 Elementos Estruturais

No que respeita aos materiais, no programa de elementos finitos, tal como já foi referido anteriormente, é possível atribuir as características próprias de cada material de forma automática. Desta forma, ao desenhar e atribuir dimensões às diferentes secções e espessuras dos elementos estruturais, basta seleccionar o tipo de material e reduzir a inércia da secção através de um coeficiente de redução nas definições das diversas secções, tal como se mostra na Figura 2.3, a título de exemplo.

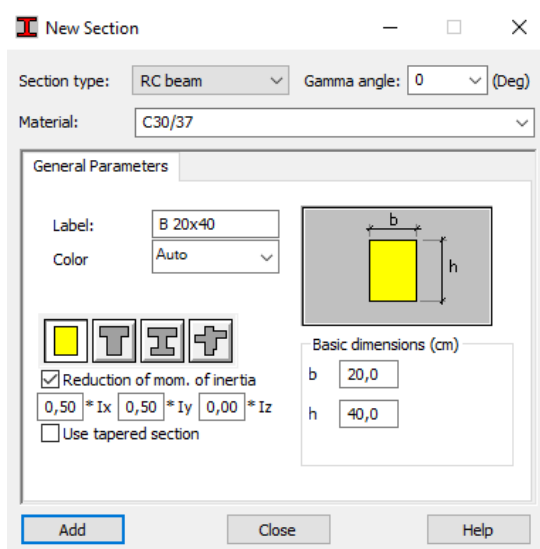


Figura 5.1 - Exemplo dos campos de definição do *software* de elementos finitos.

5.1.1 Pilares

A modelação dos pilares foi efetuada a partir de elementos barra e a sua posição na grelha foi feita tendo em conta o centro geométrico de cada secção, distribuindo em planta em conformidade com o projecto da arquitectura.

Para modelar os elementos secundários, tem-se a opção de colocar rótulas nas duas extremidades ou desprezar a inércia de flexão. Desta forma, nas estruturas em estudo, os elementos secundários foram modelados desprezando a sua inércia de flexão.

5.1.2 Paredes resistentes

O *Robot* permite modelar as paredes resistentes, incluindo os núcleos estruturais, por elementos *shell* (casca) e obter os valores dos esforços de forma expedita, pela opção de *core walls*, tal como se faria com elementos barra. Desta forma, o *software* fornece os valores dos esforços e dos deslocamentos por elemento em “U”, no seu centro geométrico, por piso (duas secções por piso, na base e no topo). Assim, optou-se por simular o comportamento do núcleo de elevadores através de elementos de casca. Na Figura 5.2, mostra-se uma imagem com um diagrama de esforços de momentos fletores, do núcleo de elevadores, modelado com elementos *shell*.

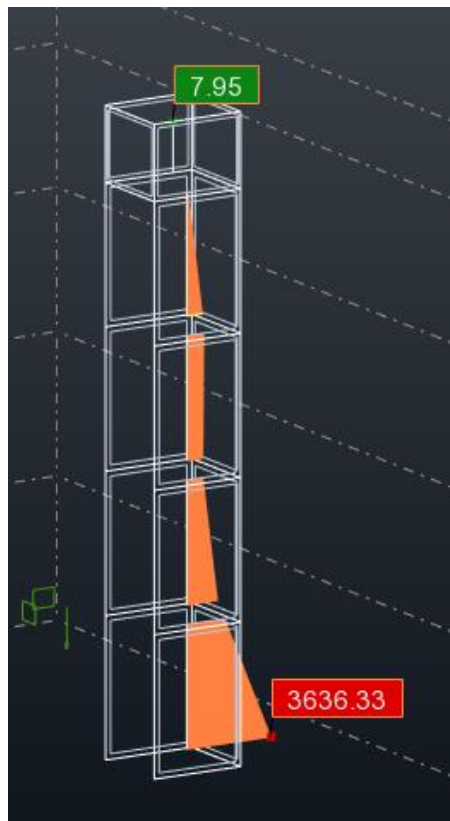


Figura 5.2 - Exemplo demonstrativo do diagrama de momentos fletores no núcleo resistente.

5.1.3 Vigas

As vigas, à semelhança dos pilares, foram modeladas com elementos barra. Também, na sua localização, foi considerada a sua posição em planta e modeladas através do seu centro geométrico.

5.1.4 Lajes

A modelação das lajes foi feita com recurso a diafragma rígido, para as ações horizontais, de modo a conferir o movimento de corpo rígido aos pisos, em conformidade com o art.º 5.10 (1) do EC8 [1]. Para a avaliação dos esforços na laje, foi utilizada a opção de laje fina. Esta opção, ao contrário da opção em laje espessa, não permite considerar o efeito da deformabilidade por esforço transversal. No entanto, como a relação vão/espessura está na ordem dos 25, ou seja, maior que 10, a sua utilização é bastante aceitável [13].

5.1.5 Fundações

As ligações dos pilares às sapatas foram consideradas rotuladas e foram consideradas vigas de travamento [6].

As sapatas dos núcleos de elevadores são fundações superficiais e apresentam elevada rigidez. Tendo em conta estes aspetos e de forma a simular o seu comportamento sísmico, estas foram modeladas através de apoios elásticos, tendo em conta as suas dimensões em planta. Assim sendo, para o cálculo da rigidez de rotação foi utilizada a equação (5.1), que tem em conta a deformabilidade do terreno [6] e origina as grandezas representadas no Quadro 5.1.

$$K_{\theta} = \frac{\pi a^2 b \left(1 + \frac{a}{4b}\right) E_{solo}}{18 (1 - \mu^2)} \quad (5.1)$$

com,

a dimensão da sapata no plano de flexão;

b dimensão da sapata na direção perpendicular ao plano de flexão;

μ coeficiente de Poisson ($\mu = 0,3$);

E_{solo} módulo de deformabilidade do solo ($E_{solo} = 75$ MPa).

Tendo em conta as dimensões da sapata do núcleo de elevador, calculadas no pré-dimensionamento das fundações, os valores referentes à rigidez da sapata são os apresentados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Rigidez de rotação da sapata do núcleo de elevador.

$K_{\theta,x}$ (kN.m/rad)	586911
$K_{\theta,y}$ (kN.m/rad)	586911

5.1.6 Simplificações adotadas no modelo estrutural

As escadas são elementos estruturais, cujos efeitos no comportamento global da estrutura são difíceis de avaliar, pelo que podem ser consideradas elementos secundários [6]. Por esta razão, não foram consideradas as escadas na modelação geométrica da estrutura, sendo, no entanto, aplicadas as cargas nos nós de ligação pilar-escada a meia altura de cada piso e uma carga em faca, na zona de ligação laje-escada. Estas cargas encontram-se explicitas no subcapítulo referente às ações. Todavia, deve ser feita uma análise para se verificar o efeito das escadas no comportamento global da estrutura, nomeadamente verificar se estes elementos estruturais introduzem torção significativa na estrutura. Uma outra análise deve ser feita nos pilares que apoiam as escadas, relativamente aos deslocamentos sofridos na ação sísmica, visto estes pilares serem bastante solicitados devido ao efeito de pilar curto [6] [10].

As alvenarias, apesar de contribuir para o comportamento global da estrutura, são consideradas elementos secundários e, portanto, visto a estrutura em estudo ser de ductilidade média, não foram modeladas nos modelos em estudo. Todavia, para a análise dos efeitos locais devido aos enchimentos de alvenarias é obrigatório ter em consideração as alvenarias, e, se necessário, recorrer à modelação numérica [1] [6] [10]. No entanto, na presente dissertação, a modelação das alvenarias não foi considerada.

5.2 Ações

5.2.1 Cargas dos Pavimentos e Escadas

As cargas permanentes e as sobrecargas foram distribuídas uniformemente por todos os pavimentos, em conformidade com as respetivas categorias, nos elementos de categoria A e categoria H.

Em relação às escadas, a sua modelação não será efetuada no modelo de elementos finitos, mas será considerada posteriormente, para efeitos de verificação da segurança. No entanto, a representação das cargas no modelo será efetuada na zona de ligação das escadas com os pavimentos, através de cargas em faca, tal como referido em 5.1.6..

5.2.2 Paredes de Alvenaria Exteriores

As cargas das paredes de alvenaria exterior foram contabilizadas no modelo como sendo cargas em faca nas respetivas zonas de descarga.

5.2.3 Sismo

Nos modelos em estudo, a análise modal por espectro de resposta foi efetuada através da “Combinação Quadrática Completa”, para a combinação dos máximos modais (art.º 4.3.3.3.2 (3P)). Também, os efeitos da torção foram tidos em conta em conformidade com o art.º 4.3.3.3.3 (1), tal

como se irá explicar no próximo capítulo.

Segundo o art.º 3.2.2.1 (3)P do EC8, a ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. No *software* de cálculo, para a definição dos casos de ações, é permitido inserir o coeficiente de comportamento, o tipo de solo, o tipo de espectro (Tipo 1 ou Tipo 2), o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A, a_g , a excentricidade accidental relativa da massa nas duas direções (excentricidade de 5% do comprimento e da largura do edifício) e as combinações de efeitos devido à ação sísmica para as duas direções principais, tal como é referido no art.º 4.3.3.5.1 (3), e que se representa nas expressões (5.2) e (5.3):

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (5.2)$$

$$0.30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (5.3)$$

em que:

“+” significa “a combinar com”;

E_{Edx} esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura.

6. Conceção Sísmica

Após a modelação das duas soluções estruturais procede-se a avaliação do comportamento, onde se analisa a contribuição dos elementos secundários, a regularidade em planta, as frequências e os modos de vibração, o sistema estrutural, o coeficiente de comportamento, o espectro de resposta de cálculo, a torção accidental, os efeitos de 2ª ordem e a limitação de danos. Desta forma, a avaliação do comportamento será feita para os dois modelos em estudo, de forma a que se faça a comparação no capítulo 6.2.

6.1 Critérios

6.1.1 Modelo sem junta sísmica

6.1.1.1 Contribuição dos elementos secundários

Segundo o art.º 4.2.2 (4) do EC8, a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15 %. Desta forma, para avaliar a variação da rigidez lateral do modelo em estudo considera-se a atuação da ação sísmica e determinam-se os deslocamentos relativos entre pisos. Posteriormente comparam-se os valores dos deslocamentos relativos na situação em que se despreza a rigidez dos elementos secundários (d_{r,i_calc}) e na situação em que se considera a rigidez dos elementos secundários (d_{r,i_real}). Sendo assim, como a rigidez do modelo estrutural e os deslocamentos são proporcionais, e conhecendo os deslocamentos em ambas as situações, consegue-se obter a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral.

No Quadro 6.1, pode-se concluir que a contribuição dos elementos secundários é no máximo 3,5%, pelo que o modelo cumpre o requisito do art.º 4.2.2 (4) do EC8.

Quadro 6.1 - Contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral do modelo sem junta sísmica.

Piso	d_{r,x_calc} (cm)	d_{r,x_real} (cm)	$d_{r,x_calc} / d_{r,x_real} - 1$ (%)	d_{r,y_calc} (cm)	d_{r,y_real} (cm)	$d_{r,y_calc} / d_{r,y_real} - 1$ (%)
1	2,11	2,04	3,51	1,40	1,38	1,64
2	3,93	3,87	1,55	2,91	2,88	1,04
3	5,85	5,77	1,39	4,60	4,58	0,44
4	8,34	8,30	0,48	6,95	6,90	0,72

6.1.1.2 Regularidade em planta

Para que um edifício seja regular em planta deve cumprir todos os requisitos do art.º 4.2.3.2 do EC8. Sendo assim, deve-se respeitar a alínea (3) do art.º 4.2.3.2 do EC8, que recomenda uma

configuração em planta compacta, isto é, ausência de recuos em relação à linha poligonal convexa que delimita cada piso em mais de 5% da área total do piso em análise. Na solução em estudo este parâmetro não é respeitado, como se pode verificar no Quadro 6.2. Por simetria dos modelos em estudo, ao se verificar este parâmetro para um modelo, implicitamente é verificado para o outro modelo. Portanto, para o modelo sem junta sísmica, tem-se os seguintes valores de percentagem de área reentrante:

Quadro 6.2 - Percentagem de área reentrante para o modelo sem junta sísmica.

Área total	371	m ²
Área reentrante	32	m ²
	8,6	%

Saliente-se que a percentagem de área reentrante é superior a 5%.

Esta reentrância pertence à área das escadas e do logradouro de acesso ao *hall* de entrada (ver Figura 6.1). Este logradouro é aberto desde o piso 0 até ao 3º piso, sendo apenas coberto na laje de cobertura e não apresenta nenhum elemento estrutural ao longo do seu desenvolvimento.

Segundo o art.º 4.2.3.2 (5) do EC8, a esbelteza do edifício em planta, expressão (6.1), não deve ser superior a 4:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad (6.1)$$

em que:

λ esbelteza do edifício;

L_{max} maior dimensão em planta do edifício;

L_{min} menor dimensão em planta do edifício (medidas nas direções ortogonais).

Como pode-se confirmar no Quadro 6.3, a esbelteza no modelo em estudo não ultrapassa o limite estipulado pelo referente artigo.

Quadro 6.3 - Esbelteza do modelo sem junta sísmica em planta.

L_{max} (m)	36,0
L_{min} (m)	11,2
λ	3,2

O art.º 4.2.3.2 (6) do EC8 determina que, a cada nível e para cada direção x e y, a excentricidade estrutural, e_o , e o raio de torção, r , devem verificar as expressões (6.2) e (6.3):

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (6.2)$$

$$r_i \geq l_s \quad (6.3)$$

em que:

e_{0i} distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medido segundo a direção i e perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_i raio de torção, resultante da raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez na direção i ;

l_s raio de giração da massa do piso em planta, sendo a raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso e a massa do piso.

Para o cálculo do raio de torção e do centro de rigidez, apenas são contabilizados os elementos sísmicos primários, desprezando-se para este cálculo a contribuição dos elementos secundários.

Para o cálculo do raio de giração, l_s , pode-se utilizar simplificadaamente a expressão (6.4), para um piso de forma retangular, com dimensões l e b e massa uniformemente distribuída em planta.

$$l_s = \sqrt{\frac{L_{max}^2 + L_{min}^2}{12}} \quad (6.4)$$

No Quadro 6.4, estão os valores de L_{max} , L_{min} e de l_s para o modelo em estudo, onde o valor de l_s foi obtido através da expressão (6.4).

Quadro 6.4 - Raio de giração da massa de cada piso, para o modelo em estudo.

Modelo	L_{max} (m)	L_{min} (m)	l_s (m)
Sem junta sísmica	36,0	11,2	10,9

O *software* de cálculo permite obter as coordenadas do centro de rigidez em planta de cada piso, assim como, a excentricidade em relação ao centro de massa. Desta forma, para o caso em estudo, o centro de rigidez, representado por C.R., e a respetiva excentricidade em relação ao centro de massa, C.M., de cada piso, estão representados no Quadro 6.5, em conformidade com o referencial que se indica na Figura 6.1.

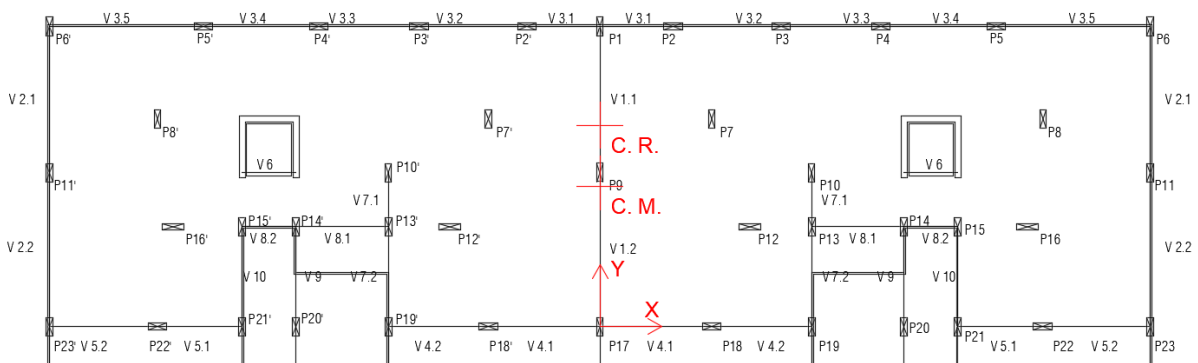


Figura 6.1 - Localização do centro de rigidez e do centro de massa no caso 1.

Quadro 6.5 - Coordenadas do centro de rigidez e excentricidade no modelo sem junta sísmica.

	x (m)	y (m)	e _{0x} (m)	e _{0y} (m)
Piso 1	0,00	7,45	0,00	2,72
Piso 2	0,00	7,45	0,00	2,91
Piso 3	0,00	7,45	0,00	2,91
Piso 4	0,00	7,45	0,00	2,94

Os valores da rigidez de translação e de rotação são determinados ao aplicar na projeção do centro de rigidez em cada piso, duas forças ortogonais em planta e um momento na direção vertical. Assim, conhecendo os valores das forças aplicadas, que no presente estudo foram de 10 000 kN para F_x e F_y , e de 1 000 000 kNm para M_z , e os respetivos valores dos deslocamentos relativos em cada piso, é possível conhecer a rigidez de translação e de rotação de cada modelo em estudo, através das expressões (6.5), (6.6) e (6.7):

$$K_x = \frac{F_x}{\delta_x} \quad (6.5)$$

$$K_y = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (6.6)$$

$$K_\theta = \frac{M_z}{\delta_\theta} \quad (6.7)$$

em que:

K_x , K_y e K_θ rigidez de translação segundo x , y e de rotação em cada piso;

F_x , F_y e M_z respetivamente as forças em x , y e torsão na vertical;

δ_x , δ_y e δ_θ respetivamente os deslocamentos em x , y e a rotação na vertical.

A determinação do raio de torção, nas duas direções, foi definido a partir das expressões (6.8) e (6.9):

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (6.8)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (6.9)$$

Os valores das rigidezes de translação e de rotação, obtidas ao aplicar as forças referidas no parágrafo anterior, assim como o raio de torção, estão representados no Quadro 6.6, para o modelo sem junta sísmica.

Quadro 6.6 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no caso 1.

Piso	Deslocamento			Rigidez			Raio de torção	
	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,z}$ (rad)	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_z (kNm/rad)	r_x (m)	r_y (m)
1	2,11	1,40	0,011	473709	714286	90909091	11,3	13,9
2	3,92	2,89	0,022	254972	346021	45454545	11,5	13,4
3	5,87	4,61	0,034	170358	216779	29411765	11,6	13,1
4	8,34	7,00	0,050	119904	142857	20000000	11,8	12,9

No Quadro 6.7 apresenta-se a verificação do raio de torção e da excentricidade.

Quadro 6.7 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.

Piso	Raio de torção				Excentricidade					
	r_x (m)	$r_x \geq I_s$	r_y (m)	$r_y \geq I_s$	e_{x0} (m)	$e_{x0} \leq 0,3.r_x$	$0,3.r_x$ (m)	e_{y0} (m)	$e_{y0} \leq 0,3.r_y$	$0,3.r_y$ (m)
1	11,3	OK	13,9	OK	0,00	OK	3,38	2,72	OK	4,16
2	11,5	OK	13,4	OK	0,00	OK	3,44	2,91	OK	4,01
3	11,6	OK	13,1	OK	0,00	OK	3,49	2,91	OK	3,94
4	11,8	OK	12,9	OK	0,00	OK	3,55	2,94	OK	3,87

Conforme o art.º 5.2.2.1 (4)P do EC8, os sistemas estruturais porticado, misto e de paredes de ambos os tipos devem possuir uma rigidez de torção mínima que satisfaça a expressão (6.3), nas duas direções. Caso contrário, o modelo estrutural deve ser classificado como sistema torsionalmente flexível [1]. Sendo assim, a partir do Quadro 6.7, conclui-se que a equação (6.3) é respeitada, pelo que pode-se verificar que o modelo sem junta sísmica não é torsionalmente flexível. Também se conclui que a expressão (6.2) é respeitada.

Concluídas as verificações no modelo em causa confirma-se que o edifício não é regular em planta, devido à reentrância que apresenta em relação à linha poligonal convexa do piso, pelo que não respeita a alínea (3) do art.º 4.2.3.2 do EC8. No entanto, este parâmetro não prejudica muito o valor do coeficiente de comportamento, como se irá concluir posteriormente.

6.1.1.3 Regularidade em altura

O modelo estrutural em estudo, apresenta todos os elementos estruturais verticais com continuidade em altura e não apresenta recuos no seu desenvolvimento em altura, pelo que, segundo o art.º 4.2.3.3 do EC8, o edifício é considerado regular em altura.

6.1.1.4 Frequências e modos de vibração

Depois de modelada e verificada a estrutura do modelo sem junta sísmica, procedeu-se à determinação das frequências próprias e dos modos de vibração da estrutura, efetuando-se uma análise modal através do *software* de cálculo.

Depois de se observar os resultados da análise dinâmica, concluímos que a alínea (3) do art.º 4.3.3.3.1 do EC8 é respeitada, nomeadamente a soma das massas modais efetivas para ambas as direções é superior a 90% e todos os modos a partir do 6º modo apresentam uma massa modal efetiva inferior a 5%, pelo que considera-se 6 modos de vibração em conformidade com a mesma.

No Quadro 6.8 apresenta-se os valores das frequências próprias, períodos próprios e os factores de participação de massa da análise modal, U . Deve-se referir que inicialmente ao se analisar as frequências e os modos de vibração, não se estava a conseguir chegar aos 90% da soma da massa modal efetiva nos primeiros 30 modos de vibração. Tal facto acontecia uma vez que a massa das vigas de travamento não estavam a contribuir para a resposta global da estrutura. De forma a solucionar esta questão, criou-se um novo material com as mesmas características do betão a utilizar, mas sem massa, onde conseguimos chegar aos valores apresentados no Quadro 6.8.

Quadro 6.8 - Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Translação segundo x		Translação segundo y		Rotação segundo z	
			U_x (%)	ΣU_x (%)	U_y (%)	ΣU_y (%)	R_z (%)	ΣR_z (%)
1	0,87	1,15	71,31	71,31	0,00	0,00	5,11	5,11
2	1,01	0,99	0,00	71,31	75,09	75,09	0,00	5,11
3	1,06	0,94	5,47	76,79	0,00	75,09	70,00	75,10
4	4,25	0,24	9,75	86,54	0,00	75,09	5,16	80,26
5	4,83	0,21	0,00	86,54	15,73	90,82	0,00	80,26
6	5,17	0,19	5,17	91,70	0,00	90,82	10,24	90,50

É possível verificar a partir do Quadro 6.8 que os dois primeiros modos de vibração são de translação, tal como era de esperar, já que anteriormente se verificou que o edifício não é torsionalmente flexível. No entanto, a partir das imagens nota-se uma ligeira torção no 1º modo de vibração, Figura 6.2, mas sendo predominante a translação ao longo o eixo x. Na Figura 6.3 é evidente a translação segundo y, em conformidade com o Quadro 6.8. Por observação do Quadro 6.8 é evidente que o terceiro modo de vibração é de torção, conforme se verifica na Figura 6.4 e Figura 6.5.

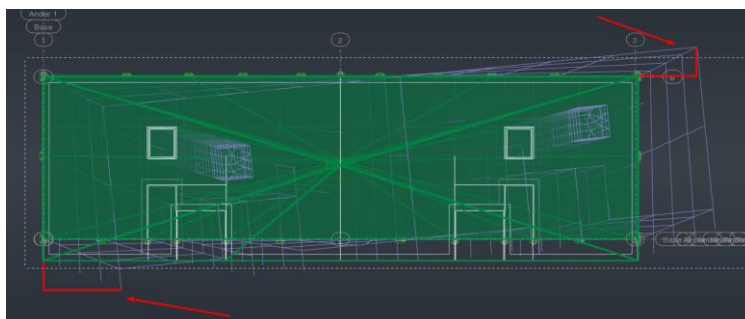


Figura 6.2 - 1º modo de vibração.

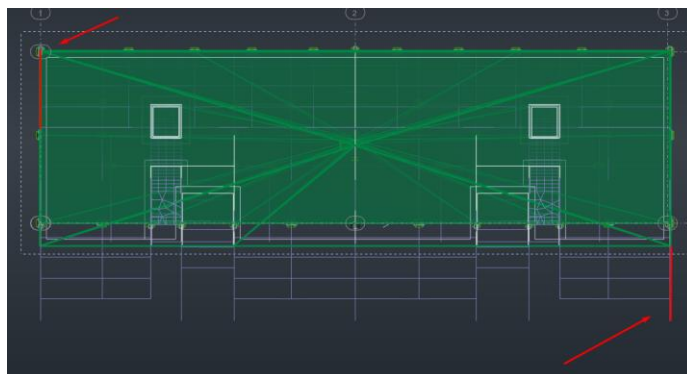


Figura 6.3 - 2º modo de vibração.

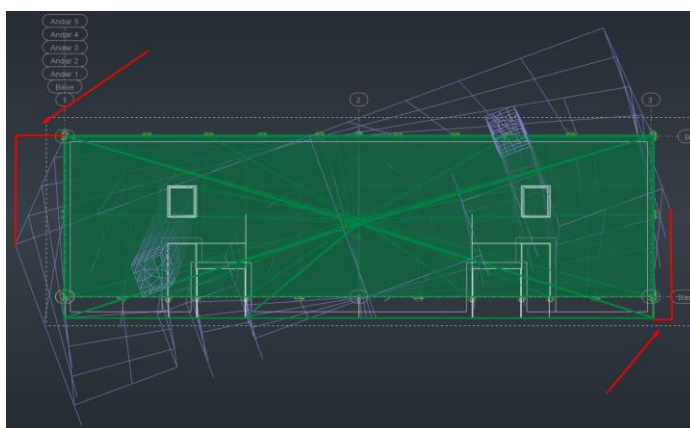


Figura 6.4 - 3º modo de vibração.

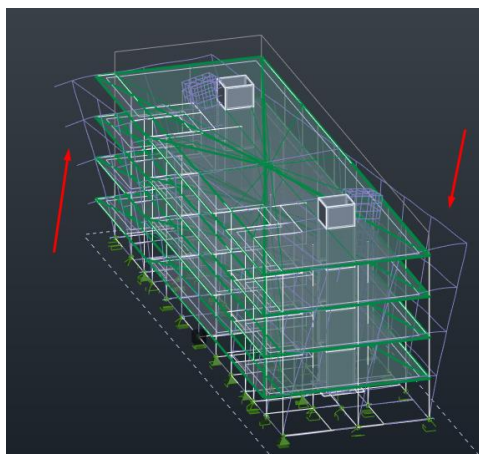


Figura 6.5 - Efeito de torção.

6.1.1.5 Sistema estrutural

Para avaliar o tipo de sistema estrutural, ou seja, a distinção entre os diversos sistemas estruturais, é necessário calcular o nível de esforços ou a percentagem de forças de compressão e de corte nos diversos elementos estruturais verticais. Para o efeito, foram aplicados dois carregamentos horizontais e perpendiculares entre si ao nível de cada piso de modo a avaliar os níveis esforços e obtiveram-se os valores das forças basais nos pilares e nas paredes. As percentagens de forças de

cutre nas paredes do modelo em estudo estão representadas no Quadro 6.9, em conformidade com o art.º 5.1.2 (1) do EC8 [1]. Em relação às cargas verticais, 70% destas são resistidas pelas colunas. No art.º 5.1.2 (1) do EC8, o sistema estrutural misto e o sistema misto equivalente a paredes são definidos pelo seguinte:

“Sistema misto – Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.

Sistema misto equivalente a paredes – Sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.”

Sendo assim, visto que a resistência às ações verticais é assegurada na sua maioria por pilares e a resistência às ações laterais é assegurada na maior parte pelas paredes, caracteriza-se o sistema estrutural como sendo um sistema misto equivalente a paredes.

Quadro 6.9 - Tipo de sistema estrutural para cada direção ortogonal.

Direção	% da força de corte basal absorvida pelo núcleo	Tipo de sistema estrutural
xx	52 %	Sistema misto equivalente a paredes
yy	57 %	Sistema misto equivalente a paredes

6.1.1.6 Coeficiente de comportamento

Em conformidade com o art.º 5.2.2.2 (1) do EC8, o valor superior do coeficiente de comportamento para cada direção deve ser determinado através da expressão (6.10), seguinte:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (6.10)$$

em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento em função do tipo de sistema estrutural;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede.

Segundo o art.º 5.2.2.2 (2), o valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para o sistema estrutural misto e para estruturas DCM é de $q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$, em que α_u / α_1 é o factor de majoração do valor básico do coeficiente de comportamento, que tem em conta a redundância e a sobrerresistência da estrutura. Desta forma, segundo o art.º 5.2.2.2 (5) do EC8, o valor de α_u / α_1 para sistema estrutural misto equivalente a paredes é 1,2.

Sendo o edifício não regular em planta, em conformidade com o art.º 5.2.2.2 (6) do EC8, o valor aproximado de α_u / α_1 é igual à média de 1,0 e do valor fornecido no art.º 5.2.2.2 (5), pelo que o valor final de α_u / α_1 é 1,1 e $q_0 = 3,0 \times 1,1 = 3,3$.

Em relação ao valor de k_w , o art.º 5.2.2.2 (11)P fornece a expressão (6.11) para calcular o valor de k_w .

$$0,5 \leq k_w = (1 + a_0)/3 \leq 1 \quad (6.11)$$

em que a_0 é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural, definida por:

$$a_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (6.12)$$

sendo que h_{wi} é a altura da parede i e l_{wi} o comprimento da secção da parede i .

No seguimento, as paredes dos núcleos de elevadores têm todas a mesma altura, 11,20 m. Duas delas apresentam um comprimento de 2,00 m e a outra 1,95 m, tal como se representa na Figura 6.6. Então, as expressões (6.11) e (6.12) resultam no seguinte:

$$a_0 = \frac{11,20 \times 3}{2,00 \times 2 + 1,95} = 5,6$$

$$k_w = \frac{(1 + 5,6)}{3} = 2,22 \geq 1 \Rightarrow k_w = 1,0$$

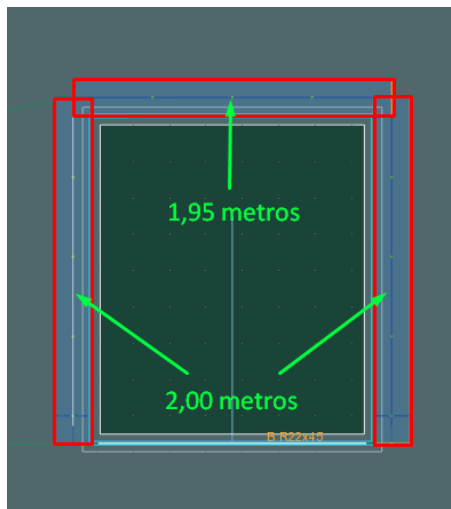


Figura 6.6 - Representação em corte dos núcleos de paredes resistentes e a respetiva geometria. A espessura das paredes é de 0,20 m.

Desta forma, visto que o coeficiente $k_w = 1,0$, o coeficiente de comportamento resultante é de $q = 3,3$ em ambas as direções.

6.1.1.7 Espectro de resposta de cálculo

Depois de se calcular o coeficiente de comportamento, estão reunidas todas as condições para definir o espectro de resposta de cálculo. Assim, começa-se por inserir os valores dos parâmetros do espectro de cálculo do sismo tipo 1 e do sismo tipo 2 no *software* de cálculo, já apresentados no capítulo 3.2.2.2, referente à Ação Sísmica. Para o efeito, na opção de “*Analysis Types*” selecionou-se os parâmetros da análise do sismo tipo 1 e tipo 2 e introduziu-se os valores referentes ao espectro de

cálculo, tal como se mostra na Figura 6.7. Alguns dos valores inseridos foram: os limites do período no patamar de acelerações espectrais constantes, T_B , T_C e T_D , para um terreno tipo C, o coeficiente de solo, S , o valor da aceleração à superfície para um do terreno tipo A, a_g , o valor do coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, β , e o valor do coeficiente de comportamento, q .

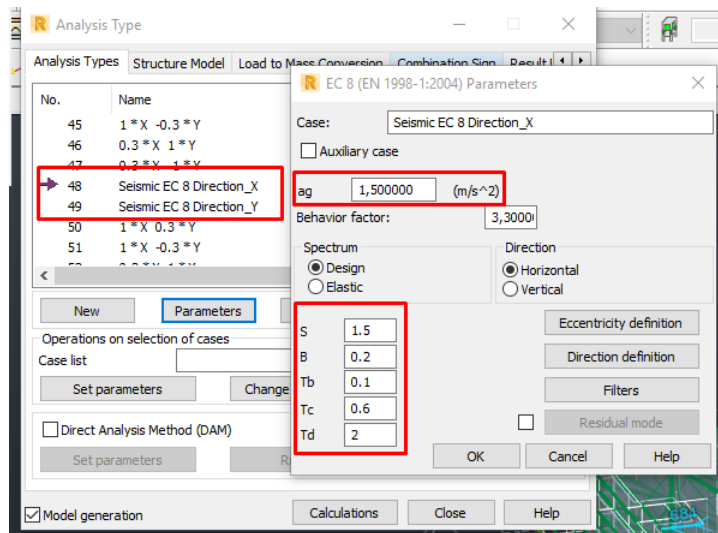


Figura 6.7 - Exemplificação da introdução dos valores do espectro de cálculo no *Robot*. Neste caso para o sismo tipo 1.

No Gráfico 6.1, representa-se o espectro de resposta de cálculo para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2 para ambas as direções horizontais, assim como a marca do período fundamental. Por observação do Gráfico 6.1, o sismo tipo 1 é mais condicionante, pois é o que apresenta maiores acelerações espectrais.

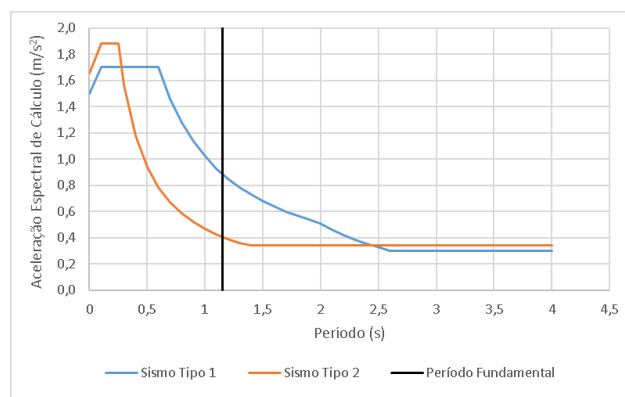


Gráfico 6.1 - Espectros de resposta de cálculo para o modelo de sem junta sísmica com a indicação do período fundamental (marca vertical a negro).

6.1.1.8 Torção Acidental

Para ter em conta a incerteza da localização das massas e a variação espacial do movimento sísmico, o art.º 4.3.2 (1) do EC8 recomenda deslocar o centro de massa de cada piso, para cada direção ortogonal e nas duas direções opostas, 5% da dimensão do piso na direção perpendicular ao sismo, tal como se apresenta na expressão (6.13). Desta forma, para ter em conta os efeitos acidentais de torção, o art.º 4.3.3.3 (1) prescreve a aplicação de um momento tursor de eixo vertical, aplicado em cada piso, calculado através da expressão (6.14):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (6.13)$$

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (6.14)$$

em que:

M_{ai} momento tursor de eixo vertical aplicado no piso i ;

e_{ai} excentricidade acidental da massa do piso i , para as duas direções ortogonais;

F_i força horizontal atuando no piso i , determinada através da expressão (6.15);

L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (6.15)$$

em que:

F_b força de corte basal devido ao sismo;

s_i, s_j deslocamento das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j massas dos pisos i .

O *software* de cálculo, tem a opção de aplicar o momento tursor acidental em cada piso automaticamente, pelo que, seleciona-se apenas nas definições de excentricidade a opção de “*Relative values*”, tal como se demonstra na Figura 6.8, e inserir as percentagens que, como já se referiu anteriormente, são de 5% para ambas as direções.

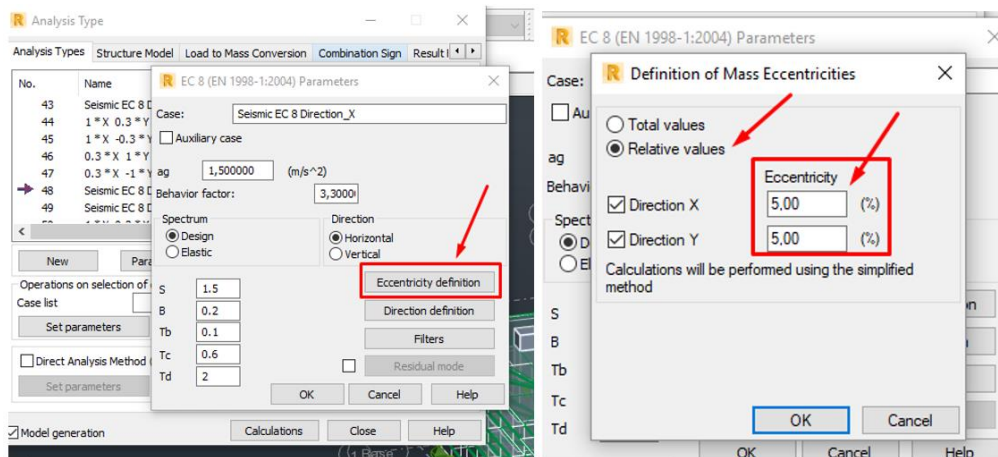


Figura 6.8 – Exemplificação da aplicação do momento torsor accidental, feito automaticamente pelo Robot.

6.1.1.9 Efeitos de 2ª ordem

O EC8, no art.º 4.4.2.2 (2), prevê a possibilidade de dispensar a consideração dos efeitos de segunda ordem se a expressão (6.16) for satisfeita em todos os pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (6.16)$$

em que:

- Θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} carga gravítica total devida a todos pisos acima do piso considerado, incluindo o próprio, na situação de projeto sísmica;
- d_r valor de cálculo do deslocamento entre pisos, sendo a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo e na base do piso considerado;
- V_{tot} força de corte total no piso considerado;
- h altura entre pisos, sendo igual 2,60 m (distância entre pisos menos a altura da laje).

Se o valor do coeficiente de sensibilidade se encontrar no intervalo entre 0,1 e 0,2, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados de modo aproximado, multiplicando os esforços sísmicos por um factor igual a $1/(1 - \Theta)$ [1].

Quadro 6.10 – Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.

Piso	P_{tot} (kN)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	Θ_x (-)	$\Theta_x \leq 0,1$	Θ_y (-)	$\Theta_y \leq 0,1$
1	27686	3,0	2,5	1950,0	2342,3	0,16	Não	0,12	Não
2	20530	3,6	3,3	1696,8	2043,5	0,17	Não	0,13	Não
3	13375	3,6	3,6	1330,2	1605,0	0,14	Não	0,11	Não
4	6220	3,4	3,4	810,0	999,8	0,10	Ok	0,08	Ok

Como se pode constatar, o coeficiente de sensibilidade é maioritariamente superior a 0,1, mas ficando no intervalo]0,1;0,2], pelo que os efeitos de 2ª ordem poderão ser avaliados de modo aproximado, multiplicando os esforços sísmicos por um factor igual a $1/(1-\Theta)$ em cada piso. Todavia, o facto do coeficiente de sensibilidade ser superior a 0,1, já indica que a estrutura do modelo em estudo apresenta alguma deformabilidade acrescida, podendo ser um mau indicador para a verificação de danos.

O art.º 5.4.1.2.2 (1), refere que para estruturas em que apresentam um $\Theta > 0,1$, os pilares primários devem ter uma dimensão mínima igual a 1/10 da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada do pilar. Desta forma, devido aos valores do coeficiente de sensibilidade, os pilares P1, P6, P17 e P 23 foram analisados e como o ponto de inflexão fica a aproximadamente a meia altura do pilar, ou seja, a 1,30 m, significa que os pilares devem ter no mínimo 0,13 m do lado que fica paralelo ao plano de flexão. Sendo assim, este limite é respeitado em todos os pilares, pois as dimensões das secções são de 0,22 m x 0,40 m.

6.1.1.10 Limitação de danos

A verificação da limitação de danos preconizada no art.º 4.4.3.1 (1) do EC8 visa garantir que os valores dos deslocamentos relativos médios entre pisos sejam limitados por um valor máximo em caso de eventualmente ocorrer um sismo com uma probabilidade de ocorrência maior do que a da ação sísmica de projecto, de forma a que a integridade dos elementos estruturais e não estruturais esteja assegurada.

O edifício em estudo terá materiais frágeis fixos à estrutura, como as alvenarias de tijolo cerâmico e os envidraçados, pelo que, segundo o art.º 4.4.3.2 (1) a) do EC8, o limite estipulado para estruturas com materiais frágeis fixos aos elementos estruturais é definido pela expressão (6.17):

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (6.17)$$

em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento entre pisos, sendo a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo e na base do piso considerado;

v coeficiente de redução que tem conta o mais baixo nível da ação sísmica associada à verificação do requisito de limitação de danos: $v = 0,40$ (ação sísmica tipo 1);

h altura entre pisos, sendo igual a 2,60 m.

A altura entre pisos é de 2,60 m, então $0,005 h = 0,005 \times 260 \text{ cm} = 1,30 \text{ cm}$, pelo que os deslocamentos relativos entre pisos do edifício estão limitados a um valor máximo de 1,30 cm. Desta forma, com os deslocamentos médios majorados pelo coeficiente de comportamento (no caso de se usar o Robot, os deslocamentos já são fornecidos majorados por q), reúne-se as condições para

verificar a limitação de danos, tal como se apresenta no Quadro 6.11.

Quadro 6.11 - Verificação da limitação de danos.

Piso	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,x,v}$ (cm)	$0,005 h$ (x)	$d_{r,y,v}$ (cm)	$0,005 h$ (y)
1	3,0	2,5	1,19	Ok	1,02	Ok
2	3,6	3,3	1,44	Não	1,33	Não
3	3,6	3,6	1,45	Não	1,43	Não
4	3,4	3,4	1,37	Não	1,38	Não

Como pode-se constatar, a estrutura do modelo em estudo não verifica os critérios da limitação de danos, pelo que a estrutura deve ser melhorada de forma a contornar este problema. A introdução de paredes resistentes ou o aumento da robustez dos elementos primários (paredes, pilares existentes e vigas primárias) permite aumentar a rigidez lateral, melhorando a limitação de danos.

6.1.2 Modelo com junta sísmica

6.1.2.1 Contribuição dos elementos secundários

À semelhança do capítulo 6.1.1.1, para avaliar a variação da rigidez lateral utilizou-se o mesmo processo de cálculo.

Os resultados para a contribuição dos elementos secundários estão expostos no Quadro 6.12, onde pode-se concluir que a contribuição dos elementos secundários é no máximo 3,0%, pelo que, o modelo cumpre o requisito do art.º 4.2.2 (4) do EC8.

Quadro 6.12 - Contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral do modelo com junta sísmica.

Piso	$d_{r,x,calc}$ (cm)	$d_{r,x,real}$ (cm)	$d_{r,x,calc} / d_{r,x,real} - 1$ (%)	$d_{r,y,calc}$ (cm)	$d_{r,y,real}$ (cm)	$d_{r,y,calc} / d_{r,y,real} - 1$ (%)
1	3,68	3,57	3,04	2,35	2,31	1,84
2	5,90	5,85	0,85	3,87	3,85	0,44
3	8,24	8,40	0,49	5,29	5,28	0,15
4	11,51	11,44	0,61	7,65	7,62	0,33

6.1.2.2 Regularidade em planta

O modelo em estudo, por simetria, apresenta a mesma relação entre a área total e a área reentrante, como pode-se confirmar no Quadro 6.13. Da mesma forma que o modelo sem junta sísmica, também este não cumpre o requisito da alínea (3) do art.º 4.2.3.2 do EC8, respeitante à regularidade em planta.

Quadro 6.13 - Percentagem de área reentrante para o modelo sem junta sísmica.

Área total	185,1	m ²
Área reentrante	16	m ²
	8,6	%

Saliente-se que a percentagem de área reentrante é superior a 5%.

A esbelteza do modelo em planta, segundo o art.º 4.2.3.2 (5) do EC8 e em conformidade com a análise feita para o modelo sem junta sísmica, não ultrapassa o limite estipulado pelo referente artigo, $\lambda \leq 4$, tal como pode-se confirmar no Quadro 6.14.

Quadro 6.14 - Esbelteza do modelo com junta sísmica em planta.

L_{max} (m)	18,0
L_{min} (m)	11,2
λ	1,6

No Quadro 6.15 encontram-se os valores de L_{max} , L_{min} e de I_s para o modelo em estudo, onde o valor de I_s foi obtido através da expressão (6.4), para o cálculo do raio de giração.

Quadro 6.15 - Raio de giração da massa de cada piso para o modelo em estudo.

Modelo	L_{max} (m)	L_{min} (m)	I_s (m)
Com junta sísmica	18,0	11,2	6,12

Os valores das coordenadas do centro de rigidez, C.R., e do centro de massa, C.M., assinalados na Figura 6.9, foram obtidos através dos valores fornecidos pelo *Robot*, à semelhança do modelo anterior, e estão representados no Quadro 6.16.

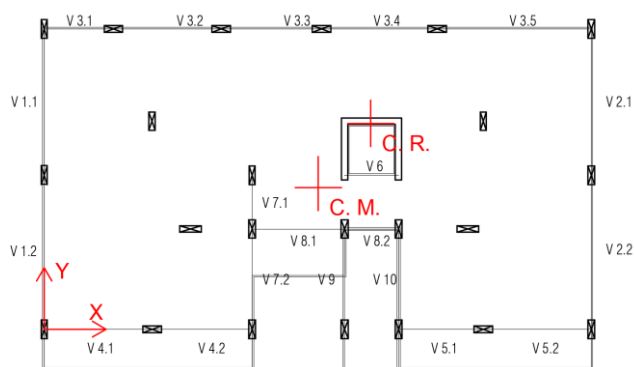


Figura 6.9 – Localização do centro de rigidez e do centro de massa no modelo com junta sísmica.

Quadro 6.16 - Coordenadas do centro de rigidez e excentricidade no modelo com junta sísmica.

	x (m)	y (m)	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)
Piso 1	10,60	7,45	1,53	2,69
Piso 2	10,60	7,45	1,69	2,87
Piso 3	10,60	7,45	1,69	2,87
Piso 4	10,60	7,45	1,64	2,97

Os valores das rigidezes de translação e de rotação, obtidas ao aplicar as forças referidas no

capítulo 6.1.1.2 da presente dissertação, assim como o raio de torção, estão representados no Quadro 6.17, para o modelo com junta sísmica.

Quadro 6.17 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no modelo com junta sísmica.

Piso	Deslocamento			Rigidez			Raio de torção	
	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,z}$ (rad)	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_z (kNm/rad)	r_x (m)	r_y (m)
1	3,68	2,35	0,14	271857	425062	6993007	4,06	5,07
2	5,90	3,87	0,14	169492	258598	7092199	5,24	6,47
3	8,24	5,29	0,14	121359	189107	7092199	6,12	7,64
4	11,51	7,65	0,15	86881	130804	6756757	7,19	8,82

A partir do Quadro 6.18, conclui-se que as equações (6.2) e (6.2), respetivamente, não são respeitadas, não verificando a alínea (6) do art.º 4.2.3.2 do EC8. Também, a alínea (4P) do art.º 5.2.2.1 do EC8 não é verificada, concluindo que o modelo com junta sísmica é torsionalmente flexível.

Quadro 6.18 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.

Piso	Raio de torção				Excentricidade					
	r_x (m)	$r_x \geq I_s$	r_y (m)	r_x (m)	e_{x0} (m)	$e_{x0} \leq 0,3 \cdot r_x$	$0,3 \cdot r_x$ (m)	e_{y0} (m)	$e_{y0} \leq 0,3 \cdot r_y$	$0,3 \cdot r_y$ (m)
1	4,06	Não	5,07	Não	1,53	Não	1,22	2,69	Não	1,52
2	5,24	Não	6,47	OK	1,69	Não	1,57	2,87	Não	1,94
3	6,12	OK	7,64	OK	1,69	OK	1,84	2,87	Não	2,29
4	7,19	OK	8,82	OK	1,64	OK	2,16	2,97	Não	2,65

Da mesma forma que se procedeu para o modelo anterior, e concluídas as verificações no modelo com junta sísmica, confirma-se que o edifício não é regular em planta, devido à reentrância que apresenta em relação à linha poligonal convexa do piso e pela análise feita no parágrafo anterior.

6.1.2.3 Regularidade em altura

O modelo estrutural em estudo apresenta todos os elementos estruturais verticais com continuidade em altura e não apresenta recuos no seu desenvolvimento, pelo que, segundo o art.º 4.2.3.3 do EC8, o edifício é considerado regular em altura.

6.1.2.4 Frequências e modos de vibração

Depois de se analisar os resultados da análise dinâmica, conclui-se que a alínea (3) do art.º 4.3.3.3.1 do EC8 é respeitada. Assim, verifica-se que a soma das massas modais efetivas para ambas as direções são superiores a 90% e todos os modos, a partir do 7º modo, apresentam uma massa modal efetiva inferior a 5%, consideram-se 7 modos de vibração, em conformidade com a mesma.

No Quadro 6.19, apresenta-se os valores das frequências, períodos próprios e os factores de participação de massa da análise modal.

Quadro 6.19 -Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Translação segundo x		Translação segundo y		Rotação segundo z	
			U_x (%)	ΣU_x (%)	U_y (%)	ΣU_y (%)	R_z (%)	ΣR_z (%)
1	0,75	1,33	41,24	41,24	3,04	3,04	36,88	36,88
2	0,93	1,08	32,90	74,13	18,22	21,26	28,28	65,16
3	1,02	0,98	3,40	77,53	54,77	76,03	18,84	84,00
4	2,48	0,40	2,63	80,16	0,61	76,63	6,71	90,71
5	4,41	0,23	0,74	80,90	1,60	78,23	3,65	94,36
6	4,57	0,22	6,32	87,22	6,35	84,58	0,15	94,51
7	4,96	0,20	5,48	92,70	6,86	91,44	2,68	97,19

Como se pode constatar através do Quadro 6.19, o modelo apresenta torção nos primeiros 3 modos de vibração, associados com translação segundo x e segundo y, tal como pode-se evidenciar através da Figura 6.10, Figura 6.11 e Figura 6.12, para o 1º, 2º e 3º modo de vibração, respetivamente.

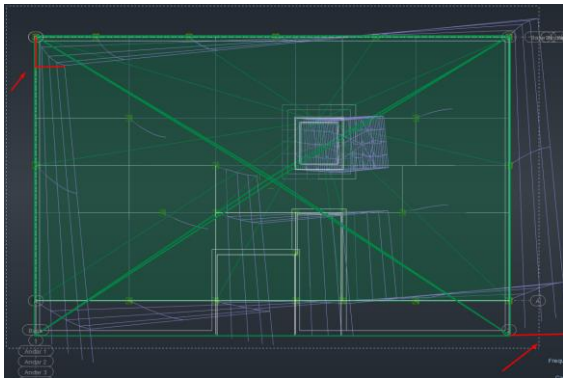


Figura 6.10 - 1º modo de vibração.

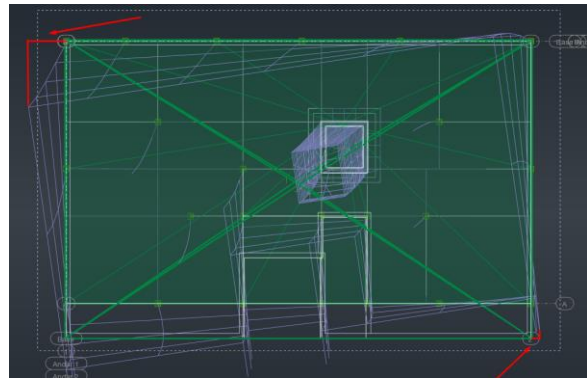


Figura 6.11 - 2º modo de vibração.

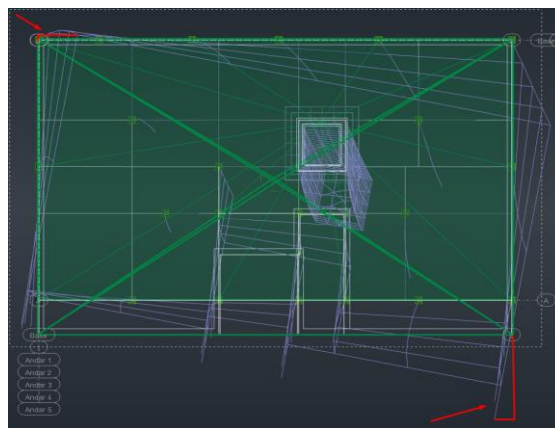


Figura 6.12 - 3º modo de vibração.

6.1.2.5 Sistema estrutural

Como já se verificou no ponto referente à regularidade em planta, o modelo com junta sísmica é torsionalmente flexível.

6.1.2.6 Coeficiente de comportamento

Sendo o edifício um sistema torsionalmente flexível, o valor básico do coeficiente de comportamento é igual a 2,0, em conformidade com a alínea (2) do art.º 5.2.2.1 do EC 8. Em relação ao coeficiente k_w apresentado na expressão (6.10), por simetria, este coeficiente é igual ao modelo sem junta sísmica, ou seja, 1,0. Desta forma, o coeficiente de comportamento toma o valor igual a 2,0.

6.1.2.7 Espectro de resposta de cálculo

Para se obter o espectro de resposta para o modelo em estudo, à semelhança do modelo anterior, procedeu-se à inserção dos valores das componentes horizontais da ação sísmica no *software*.

No Gráfico 6.2, representa-se o espectro de resposta para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2, assim como, a marca do período fundamental. Como é possível perceber o sismo tipo 1 é mais condicionante, pois é o que apresenta maiores acelerações espectrais.

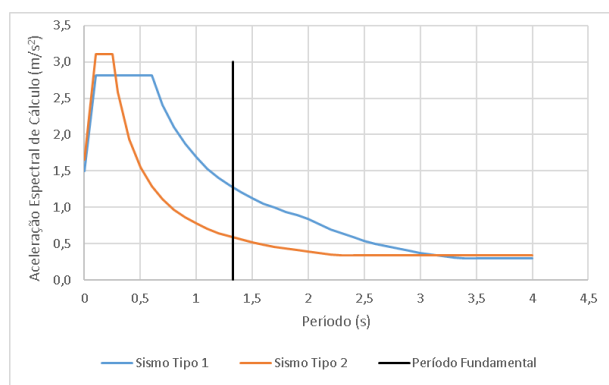


Gráfico 6.2 - Espectros de resposta de cálculo para o modelo com junta sísmica com a indicação do período fundamental (marca vertical a negro).

6.1.2.8 Torção Acidental

Aplica-se neste subcapítulo, todos os passos que foram efetuados no ponto 6.1.1.8 , referente à torção acidental do modelo sem junta sísmica.

6.1.2.9 Efeitos de 2ª ordem

No Quadro 6.20 apresenta-se os resultados referentes ao coeficiente de sensibilidade.

Quadro 6.20 - Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.

Piso	P_{tot} (kN)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	Θ_x (-)	$\Theta_x \leq 0,1$	Θ_y (-)	$\Theta_y \leq 0,1$
1	14642	3,1	2,7	1491	1938	0,12	Não	0,08	Ok
2	10551	3,7	3,4	1261	1690	0,12	Não	0,08	Ok
3	6906	3,4	3,4	998	1323	0,09	Ok	0,07	Ok
4	3261	2,7	3,0	616	808	0,06	Ok	0,05	Ok

Como se pode constatar, o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1 para ambas as direções e em todos os pisos, à exceção no 1º e 2º piso na direção x. Tal facto resultou da descida do coeficiente de comportamento para 2,0, que implica um aumento das forças de corte basal e consequentemente, um decréscimo no coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo.

6.1.2.10 Limitação de danos

Os deslocamentos do edifício estão limitados a um valor máximo de 1,30 cm, à semelhança do modelo sem junta sísmica. Desta forma, com os deslocamentos médios majorados pelo coeficiente de comportamento, procede-se à verificação da limitação de danos, Quadro 6.21.

Quadro 6.21 - Verificação da limitação de danos para o modelo com junta sísmica.

Piso	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,x.v}$ (cm)	$0,005 h$ (x)	$d_{r,y.v}$ (cm)	$0,005 h$ (y)
1	3,1	2,7	1,23	Ok	1,08	Ok
2	3,7	3,4	1,47	Não	1,37	Não
3	3,4	3,4	1,35	Não	1,35	Não
4	2,7	3,0	1,09	Ok	1,19	Ok

Como se pode constatar, a estrutura do modelo em estudo não verifica os critérios da limitação de danos, pelo que a estrutura deve ser melhorada, à semelhança do modelo anterior, de forma a resolver este problema. Tal como referido anteriormente, sugere-se a introdução de paredes resistentes ou aumento da robustez dos elementos primários, de modo a aumentar a rigidez lateral.

6.2 Análise comparativa

Ao comparar os dois modelos estruturais, há vários factores a serem considerados, tais como o comportamento dinâmico, o processo construtivo, a manutenção e o custo do modelo a ser construído.

6.2.1 Comportamento sísmico

Nas soluções analisadas, nenhuma verificou os requisitos de desempenho sísmico. No entanto, há aspetos do comportamento sísmico em que uma das soluções é vantajosa.

A solução sem junta sísmica, em relação à regularidade em planta, ganha vantagem por não ser torsionalmente flexível e adquirir uma excentricidade em x nula, enquanto que a solução com junta sísmica possui excentricidade em ambas as direções. Além disso, a solução sem junta sísmica, por apresentar maior raio de torção, verifica a expressão (6.2), enquanto a solução com junta não.

Em relação ao sistema estrutural, o modelo sem junta sísmica comporta-se como um sistema misto equivalente a paredes em ambas as direções, enquanto o modelo com junta sísmica comporta-se como torsionalmente flexível. Portanto, por este facto, o modelo sem junta sísmica apresenta os primeiros dois modos de vibração de translação, face ao modelo com junta sísmica que apresenta torção em todos os modos de vibração. Assim, a torção penaliza muito o comportamento dinâmico do modelo e obriga usar um coeficiente de comportamento mais baixo no modelo com junta sísmica ($q = 2,0$) em relação ao modelo sem junta sísmica ($q = 3,3$), resultando numa redução de 61% o que corresponde um aumento de 45% nos esforços de cálculo.

Em relação aos efeitos de 2ª ordem, o modelo com junta sísmica apresenta uma melhoria em relação ao modelo sem junta, pois o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos está relacionado com o coeficiente de comportamento por este aumentar a força de corte basal. No entanto, ambos os modelos não verificaram a análise à limitação de danos.

6.2.2 Processo construtivo e custo de construção

Em relação à construção da junta sísmica, e em termos de material, para os pilares da parede dupla são necessários $13,0 \text{ m}^3$ de betão armado a mais em comparação com o modelo sem junta sísmica (3 pilares, 4 vigas, 1ª viga de travamento e aumento das fundações). Para além deste material, são necessários 110 m^2 de alvenaria de tijolo cerâmico de 20 cm de espessura. Além dos materiais, há uma perda de área útil de pavimento de cerca de 14 m^2 , cerca de $1,74 \text{ m}^2$ por piso e por bloco, visto que a junta sísmica terá 10 cm de largura, em conformidade com o art.º 4.4.2.7 (2) e (3) do EC8, tendo em conta os deslocamentos máximos em x do modelo com junta sísmica (14,0 cm).

Como mencionado acima, fazer uma junta sísmica tem custos mais elevados do que fazer sem junta, uma vez que haverá a necessidade de construir uma parede dupla a separar os edifícios, com todos os elementos estruturais que fazem parte da estrutura sem junta a ser duplicados na parede em questão. Além disso, a construção de juntas sísmicas requer não só maior atenção nos processos de controlo de qualidade, mas também mão de obra mais especializada na aplicação dos protetores externos e materiais específicos. Deve recorrer-se à consideração de juntas sísmicas apenas quando absolutamente necessário, como é o caso de edifícios que apresentam uma configuração em planta em L, C, H, I e X. Em edifícios com estas geometrias em planta não é possível conferir uma rigidez dos ramos laterais salientes, em conformidade com o art.º 4.2.3.2 (4) EC8. Também, segundo o art.º 4.2.3.2 (5) do EC8, referente à esbelteza do edifício em planta, onde para edifícios com uma esbelteza superior a 4, poderá justificar a aplicação duma junta sísmica de modo a separar em dois blocos dinamicamente independentes.

6.2.3 Manutenção

Os custos de manutenção para edifícios com juntas sísmicas também são superiores, pois, mesmo quando bem executadas, os materiais que compõem as juntas sísmicas têm um tempo de vida útil inferior à estrutura, exigindo, por isso, custos de manutenção, de substituição e reparação. Além disso, quando executadas com falta de controlo de qualidade, poderão representar locais críticos, pela concentração de humidade, podendo no futuro trazer problemas de carbonatação e corrosão das armaduras. Também, quando mal executadas, as juntas impedem os deslocamentos previstos e geram esforços solicitantes imprevistos, com prejuízo para o desempenho estrutural. A reparação de juntas mal executadas traduz-se em complicações e acréscimos de custos.

6.2.4 Decisão

Uma vez que a junta sísmica não trará nenhuma melhoria significativa e tendo em conta todos os inconvenientes da sua aplicação, é preferível usar o modelo sem junta sísmica. Assim, propõe-se uma melhoria da estrutura em questão (sem junta), nomeadamente o aumento da rigidez do edifício às ações laterais.

6.3 Proposta de melhoria

Considerando que os modelos analisados anteriormente não verificaram os critérios da limitação de danos, uma melhoria é proposta para o modelo sem junta sísmica, uma vez que é o mais conveniente a ser construído.

O modelo sem junta sísmica foi analisado com a estrutura obtida pelo pré-dimensionamento e tornou-se evidente a necessidade de o melhorar. Desta forma, foi analisada outra opção estrutural que confere maior rigidez lateral à estrutura, de modo que os parâmetros da limitação de danos sejam cumpridos e a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem seja melhorada.

O modelo sem junta sísmica inicial apresentava os pilares primários e secundários com secção 0,22 m x 0,40 m. Portanto, com a proposta de melhoria, e após várias tentativas de acerto, os pilares primários passam a ser de 0,22 m x 0,50 m. Introduziu-se quatro paredes de 1,10 m x 0,22 m (Pa 3, Pa 5, Pa 3' e Pa 5') e quatro paredes de 1,50 m x 0,22 m (Pa 1, Pa 4, Pa 1' e Pa 4') na direção de x . Também foram introduzidas duas paredes com 1,50 m x 0,22 m (Pa 2 e Pa 2') na direção y .

A representação da localização das paredes que foram adicionadas ao modelo estrutural está indicada a vermelho na Figura 6.13.

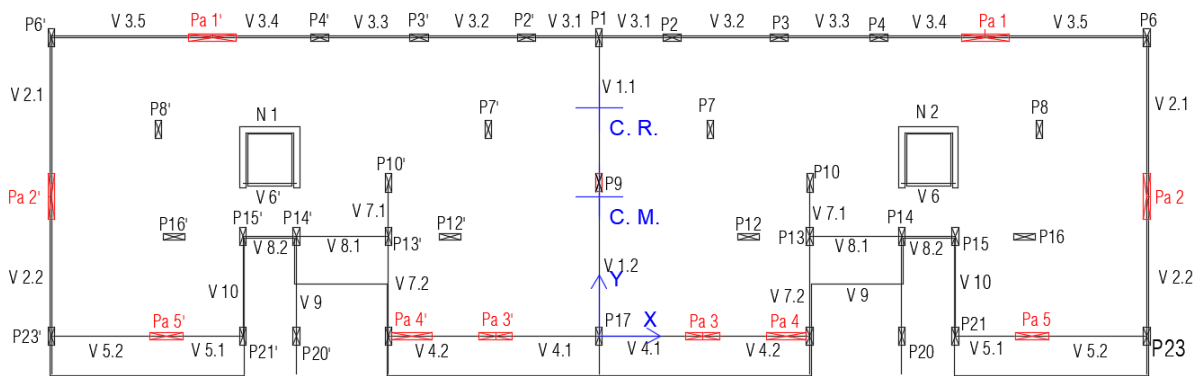


Figura 6.13 – Representação, em planta, da localização dos elementos estruturais.

Em relação às vigas, estes elementos estruturais têm um papel fundamental para incrementar rigidez na estrutura, optando-se por aumentar em altura as vigas na direção y , de 0,45 m para 0,60 m.

Na direção x , como verificou-se no capítulo referente à conceção estrutural, as vigas estavam limitadas a 0,30 m em altura pela arquitetura. Tendo em conta que os envidraçados e vãos das portas das varandas têm respetivamente 2,45 m e 2,20 m de altura, assume-se que foi permitido pela arquitetura uma redução de 0,10 m de altura nestes vãos e um ganho do mesmo valor nas vigas das fachadas em questão. Assim, decidiu-se aumentar as vigas em altura de 0,30 m para 0,40 m e em espessura de 0,35 m para 0,40 m.

As vigas de travamento expostas no capítulo 4 foram pré-dimensionadas com as dimensões mínimas recomendadas pelo EC8-1, ou seja, 0,50 m x 0,25 m (altura x largura). Para conferir maior robustez às fundações e por conseguinte à estrutura em geral, as vigas de travamento serão modeladas com 0,70 m x 0,35 m.

Após análise, verificou-se que a viga de travamento Vt 10.2 estava com momentos muito elevados, o que exigia uma taxa de armadura próximo de $\rho = 0,04$. Por conseguinte, obriga uma elevada resistência ao esforço transversal. Tal facto é justificado pelo vão livre da viga (0,70 m) entre as sapatas do núcleo de elevador e do pilar P15, sendo o esforço transversal atuante superior à capacidade da viga em questão.

A fim de superar o problema do esmagamento das bielas na viga Vt 10.2, e como a distância entre as sapatas do pilar P14 e do pilar P15 estão muito próximas da sapata Sa.N (0,70 m), do núcleo de elevadores, convém adotar uma única sapata (ver Figura 6.14). Assim, evitam-se os problemas referidos associados ao esforço transversal e melhora-se o comportamento dinâmico global da estrutura. Este aspeto de verificação de segurança será mais explorado no capítulo da verificação da segurança.

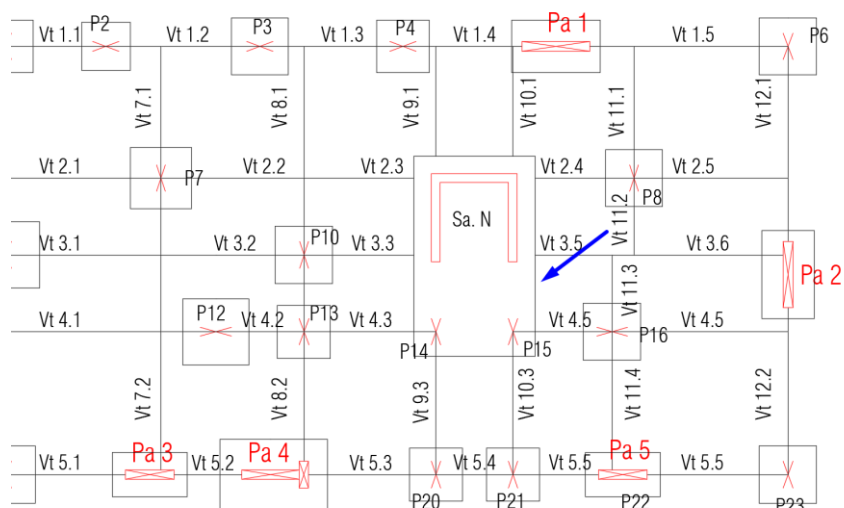


Figura 6.14 - Localização da sapata que incorpora as sapatas dos dois pilares e a do núcleo.

Nesta fase, apenas interessa analisar no modelo em estudo a regularidade em planta, o tipo de sistema estrutural, as frequências e os modos de vibração, o coeficiente de comportamento, o espectro de cálculo, os efeitos de 2ª ordem e a limitação de danos da estrutura.

6.3.1 Regularidade em planta

Em relação à regularidade em planta, verifica-se a expressão (6.3) da presente dissertação para efeitos de análise dos próximos pontos.

Os valores das rigidezes de translação e de rotação, obtidos pela aplicação das forças referidas no capítulo 6.1.1.2 desta dissertação, assim como o raio de torção, estão representados no Quadro 6.22, para o modelo melhorado.

Quadro 6.22 - Valores dos deslocamentos relativos, das rigidezes de translação e de rotação e dos raios de torção em cada piso no modelo melhorado.

Piso	Deslocamento			Rigidez			Raio de torção	
	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,z}$ (rad)	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_z (kNm/rad)	r_x (m)	r_y (m)
1	0,85	0,91	0,007	1176470	1098901	142857143	11,40	11,02
2	1,47	1,44	0,011	679348	693001	90909091	11,45	11,57
3	2,40	2,13	0,015	416320	469263	66666667	11,92	12,65
4	3,64	3,10	0,021	274424	322789	47619048	12,15	13,17

Por análise do Quadro 6.23 conclui-se que as equações (6.2) e (6.3), $e_{0i} \leq 0,30.r_x$ e $r_i \geq l_s$ respetivamente, são respeitadas, verificando a alínea (6) do art.º 4.2.3.2 do EC8. Também, a alínea (4P) do art.º 5.2.2.1 do EC8 é verificada, concluindo-se que o modelo melhorado não é torsionalmente flexível.

Quadro 6.23 - Verificação do raio de torção e da excentricidade.

Piso	Raio de torção				Excentricidade					
	r_x (m)	$r_x \geq I_s$	r_y (m)	$r_y \geq I_s$	e_{x0} (m)	$e_{x0} \leq 0,3.r_x$	$0,3.r_x$ (m)	e_{y0} (m)	$e_{y0} \leq 0,3.r_y$	$0,3.r_y$ (m)
1	11,40	Ok	11,02	Ok	0,00	Ok	3,08	2,08	Ok	2,81
2	11,45	Ok	11,57	Ok	0,00	Ok	3,44	1,98	Ok	3,47
3	11,92	Ok	12,65	Ok	0,00	Ok	3,58	2,05	Ok	3,80
4	12,15	Ok	13,17	Ok	0,00	Ok	3,64	2,12	Ok	3,95

6.3.2 Frequências e modos de vibração

No Quadro 6.24, apresenta-se os valores das frequências, períodos próprios e os factores de participação de massa da análise modal.

Quadro 6.24 -Frequências, períodos e factores de participação de massa por modo de vibração.

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Translação segundo x		Translação segundo y		Rotação segundo z	
			U_x (%)	ΣU_x (%)	U_y (%)	ΣU_y (%)	R_z (%)	ΣR_z (%)
1	1,08	0,92	74,97	74,97	0,00	0,00	2,33	2,33
2	1,32	0,76	0,00	74,97	75,89	75,89	0,00	2,33
3	1,37	0,73	1,83	76,80	0,02	75,91	16,82	19,15
4	5,23	0,19	13,48	90,28	0,00	75,91	0,00	19,15
5	5,30	0,19	0,00	90,28	16,94	92,86	0,72	19,87

Pela análise dos dados apresentados acima, os dois primeiros modos de vibração são compostos pela componente de translação segundo os dois eixos ortogonais horizontais, Figura 6.15 e Figura 6.16. Como é perceptível através do Quadro 6.24 e da Figura 6.17, o terceiro modo é de rotação. Além disso, no Quadro 6.24, verifica-se uma redução do período fundamental, evidenciando um aumento de rigidez no modelo melhorado.

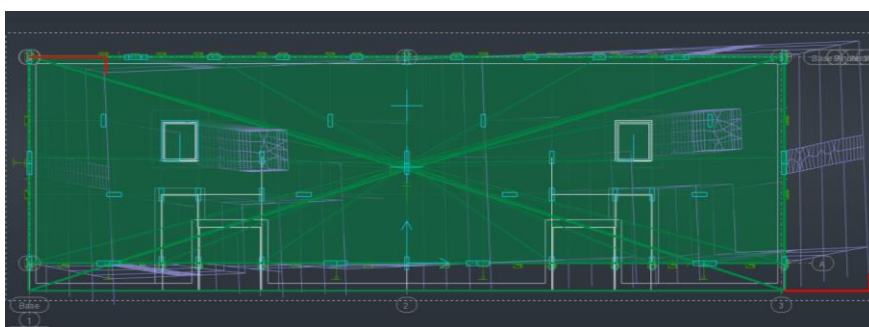


Figura 6.15 - 1º modo de vibração (translação em y).

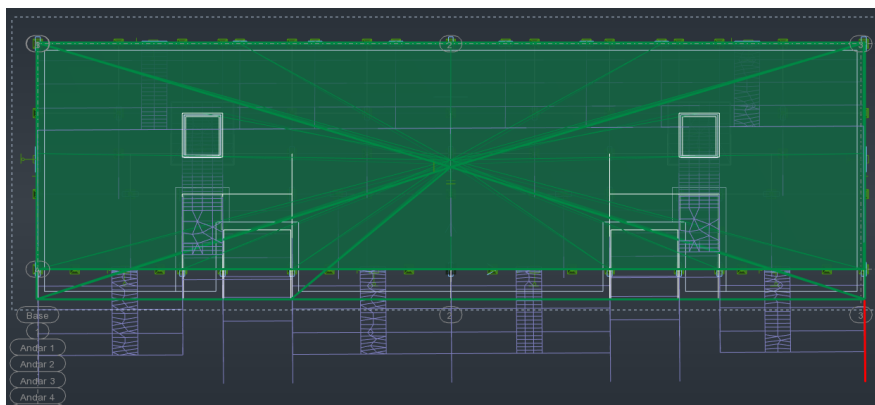


Figura 6.16 - 2º modo de vibração (translação em x).

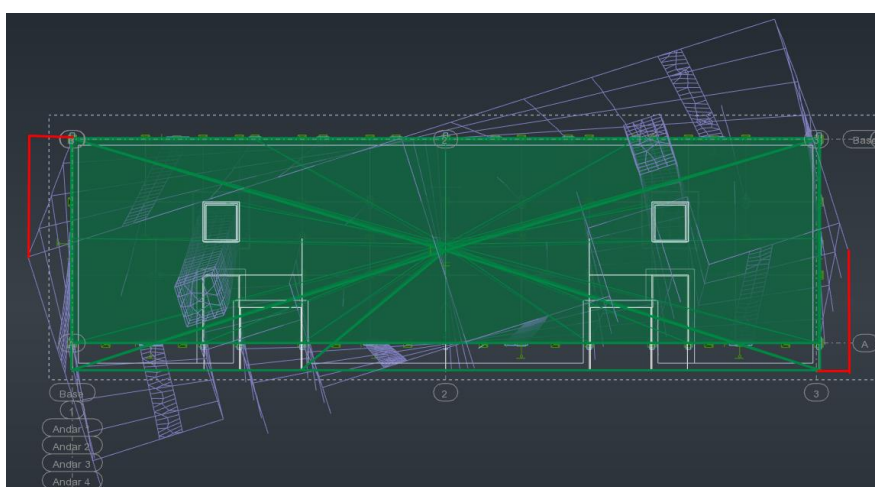


Figura 6.17 - 3º modo de vibração (rotação em z).

6.3.3 Sistema estrutural

Com a introdução de paredes resistentes às ações laterais, o encaminhamento das forças basais toma outras proporções através dos elementos resistentes. Na direção x observa-se um aumento de 21,3 % da força de corte a ser resistida pelas paredes e na direção y esta percentagem é de 3,9 %. Em relação às cargas verticais, 61% de todas as cargas são resistidas pelas colunas, pelo que, como pode-se verificar no Quadro 6.25, o sistema estrutural, na direção x e na direção y, permanece como sistema misto equivalente a paredes.

Quadro 6.25 - Tipo de sistema estrutural, para cada direção ortogonal.

Direção	Força de corte basal absorvida pelas paredes (%)	Tipo de sistema estrutural
xx	77	Sistema misto equivalente a paredes
yy	68	Sistema misto equivalente a paredes

6.3.4 Coeficiente de comportamento

O valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para o modelo melhorado toma, para as duas direções ortogonais, o mesmo valor que o modelo inicial sem junta sísmica, uma vez que a estrutura é um sistema misto equivalente a paredes. Assim, nas direções x e y , o valor de q_0 é igual a $3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$, mantendo-se $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$, tal como já se calculou no capítulo referente ao coeficiente de comportamento para a estrutura inicial sem junta sísmica.

Quadro 6.26 - Valor básico do coeficiente de comportamento para cada direção.

Direção	q_0
x	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
y	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

Em relação ao valor do coeficiente k_w , para cada direção, o valor de α_0 e de k_w , está representado no Quadro 6.27, de acordo com o art.º 5.2.2.2 (11) P.

Quadro 6.27 - Valores do coeficiente k_w .

Direção	α_0	k_w
x	7,4	1,0
y	6,1	1,0

O valor do coeficiente de comportamento para cada direção, está representado no Quadro 6.28.

Quadro 6.28 - Valores do coeficiente de comportamento para cada direção.

Direção	q
x	3,3
y	3,3

6.3.5 Espectro de resposta de cálculo

Como os coeficientes de comportamento são iguais para cada direção, o espectro de resposta também será o mesmo para cada direção. Assim, por observação do gráfico seguinte, o sismo tipo 1 é o mais condicionante para as duas direções ortogonais, como já seria de esperar.

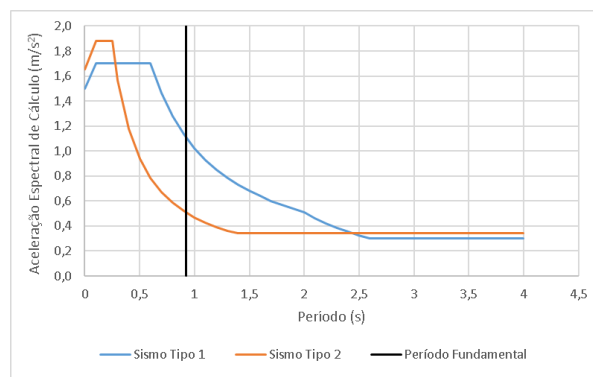


Gráfico 6.3 - Espectros de resposta de cálculo para o modelo melhorado com a indicação do período fundamental (marca vertical a negro).

6.3.6 Efeitos de 2ª ordem

No Quadro 6.29, apresenta-se os resultados referentes ao coeficiente de sensibilidade.

Quadro 6.29 - Contabilização dos Efeitos de 2ª ordem. Peso total, deslocamentos relativos, força de corte e coeficiente de sensibilidade por piso.

Piso	P_{tot} (kN)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	Θ_x (-)	$\Theta_x \leq 0,1$	Θ_y (-)	$\Theta_y \leq 0,1$
1	30315	1,9	2,1	2760,3	3082,5	0,08	Ok	0,08	Ok
2	22544	2,6	2,8	2453,7	2744,1	0,09	Ok	0,09	Ok
3	14728	2,7	2,9	1921,8	2144,2	0,08	Ok	0,08	Ok
4	7121	2,6	2,7	1200,4	1329,7	0,06	Ok	0,06	Ok

Como pode-se constatar, o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1 para ambas as direções e em todos os pisos.

6.3.7 Limitação de danos

Os valores para a verificação da limitação de danos estão representados no Quadro 6.30. Como já foi referido nos capítulos anteriores, este valor está limitado a 1,30 cm.

Quadro 6.30 - Verificação da limitação de danos para o modelo melhorado.

Piso	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,x.v}$ (cm)	$0,005 h$ (x)	$d_{r,y.v}$ (cm)	$0,005 h$ (y)
1	1,9	2,1	0,75	Ok	0,82	Ok
2	2,6	2,8	1,02	Ok	1,11	Ok
3	2,7	2,9	1,10	Ok	1,17	Ok
4	2,6	2,7	1,02	Ok	1,08	Ok

Como pode-se constatar, a estrutura do modelo em estudo verifica os critérios da limitação de danos e, por conseguinte, respeita os limites estabelecidos no EC8. Assim, o modelo melhorado, na situação de estudo prévio, é um modelo estrutural a seguir.

7. Verificação da segurança

Neste capítulo, apresenta-se a verificação da segurança aos estados limites últimos. Particularmente serão analisados os níveis de esforços de quatro pilares, sendo três dos elementos primários e um dos elementos secundários. Também será verificada a segurança das paredes resistentes, mais concretamente as paredes constituintes do núcleo de elevadores e as paredes introduzidas na proposta de melhoria. Em relação às vigas, verificar-se-á a segurança de uma viga de travamento, de uma viga das fachadas laterais e de uma viga das fachadas principal ou tardoz (a que se encontra sujeita a maiores esforços).

A fim de verificar a segurança aos ELU, comparar-se-á apenas as taxas de armadura que serão necessárias para o dimensionamento dos elementos estruturais primários e secundários, ou seja, verificar o nível de esforços induzidos na estrutura. Desta forma, e tratando-se de um estudo prévio, não se entrará em detalhes de projeto de dimensionamento, nomeadamente valores de espaçamento máximo entre armaduras, diâmetros de varões de aço, zonas críticas, confinamento, efeitos locais das alvenarias e ductilidade local.

7.1 Laje

A verificação da segurança das lajes à flexão e ao punçoamento foi efetuada a partir dos esforços obtidos no modelo de elementos finitos, em relação à combinação fundamental e em relação à combinação sísmica.

7.1.1 Momentos fletores

Os esforços localizados surgem num nó específico da malha de elementos finitos, não sendo um valor real. Assim, procede-se à média das forças numa largura de influência, surgindo esforços menores. Desta forma, adotou-se quatro vezes a altura da laje para cada lado das singularidades, para o cálculo dos momentos fletores (por simplificação, considera-se 1,50 m).

7.1.1.1 Combinação Fundamental

Analisando os painéis das lajes, através dos mapas de esforços obtidos pelo modelo de elementos finitos (Figura 7.1 e Figura 7.2), verifica-se que os esforços de flexão mais elevados localizam-se sobre o pilar *P7*, para os momentos fletores negativos de m_{xx} e para m_{yy} . Em relação aos momentos fletores positivos, os esforços mais elevados encontram-se na direção *x* no alinhamento “2” (Figura 4.5) entre o pilar *P16* e a viga de bordadura *V2* e na direção *y* no alinhamento “C” entre o pilar *P10* e a viga de bordadura *V3* (Figura 4.1), sendo estes valores representados no Quadro 7.1.

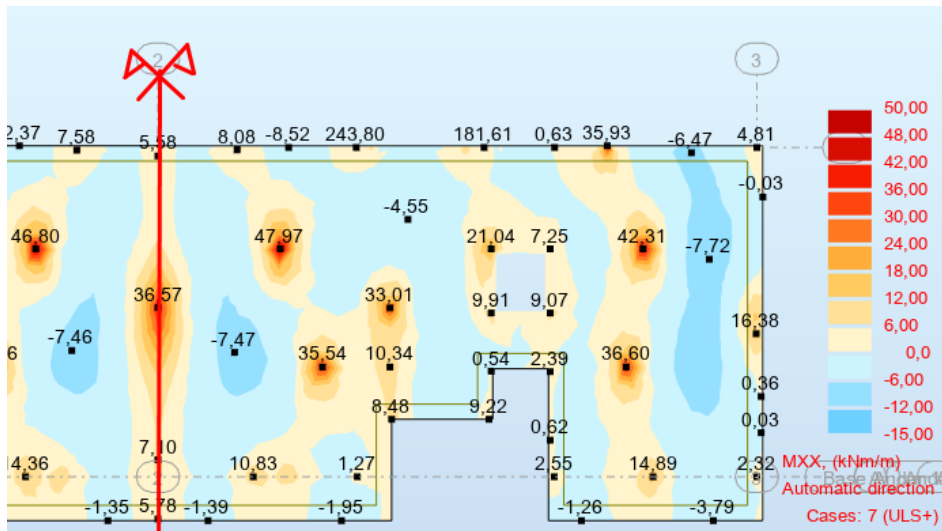


Figura 7.1 - Mapa de momentos fletores, segundo a direção x, combinação fundamental.

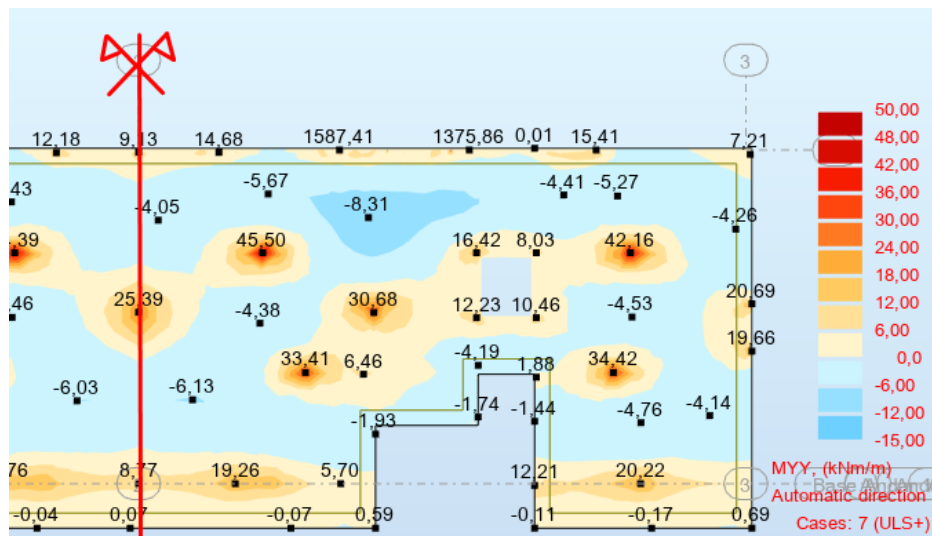


Figura 7.2 – Mapa de momentos fletores, segundo a direção y, combinação fundamental.

Para o cálculo dos momentos fletores, visto surgirem momentos torsores, utilizou-se as expressões (7.1) e (7.2)

$$M_{xx} = \begin{cases} m_{xx} + |m_{xy}| & \text{para } m_{xx} \geq 0 \\ m_{xx} - |m_{xy}| & \text{para } m_{xx} < 0 \end{cases} \quad (7.1)$$

$$M_{yy} = \begin{cases} m_{yy} + |m_{xy}| & \text{para } m_{yy} \geq 0 \\ m_{yy} - |m_{xy}| & \text{para } m_{yy} < 0 \end{cases} \quad (7.2)$$

onde m_{xx} e m_{yy} são os momentos fletores e m_{xy} os momentos torsores, considerando uma largura de influência de cada nó da malha de elementos finitos.

Quadro 7.1 - Valores máximos e mínimos dos esforços de flexão na laje para a combinação fundamental.

Momento	Localização	M_{xx} (kN.m/m)	μ_{xx} (-)	Localização	M_{yy} (kN.m/m)	μ_{yy} (-)	Limite recomendado
Positivos	Vão ali. 2	8,9	0,02	Vão ali. C	9,5	0,02	$\leq 0,18$
Negativos	Pilar P7	-37,8	0,07	Pilar P7	-39,3	0,07	$\leq 0,30$

Observa-se, através do Quadro 7.1 e tendo em conta os valores dos momentos fletores reduzidos, que os momentos fletores da laje são relativamente reduzidos.

7.1.1.2 Combinação Sísmica

Em relação à combinação sísmica, verifica-se que os esforços mais elevados localizam-se na ligação da laje ao núcleo de elevadores. A Figura 7.3 e Figura 7.4 representam os mapas de momentos de fletores na laje do 1º piso da estrutura, onde se localizam as singularidades e os valores apresentam-se no Quadro 7.2.

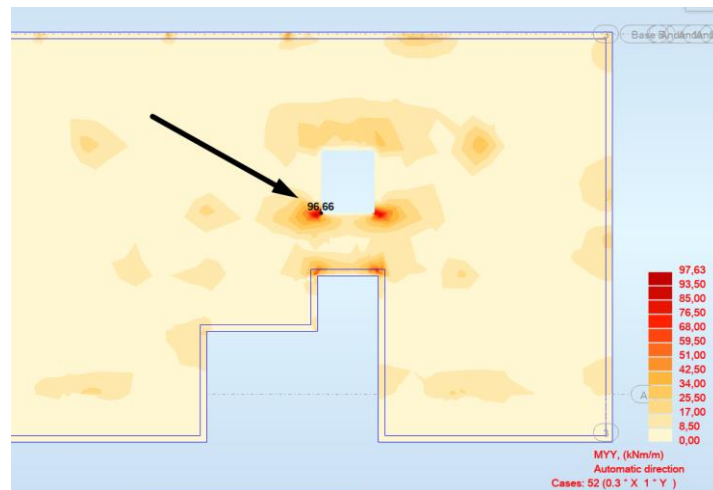


Figura 7.3 - Localização dos momentos fletores negativos máximo, M_{yy} , na ligação laje-núcleo de elevadores para a combinação sísmica.

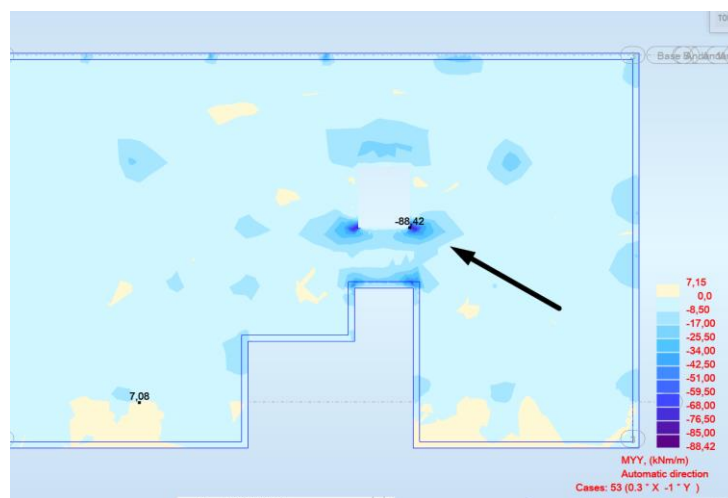


Figura 7.4 - Localização dos momentos fletores negativos mínimo, M_{yy} , na ligação laje-núcleo de elevadores para a combinação sísmica.

Quadro 7.2 - Valores máximos e mínimos dos esforços de flexão na laje para a combinação sísmica.

Momento	Localização	M_{xx} (kN.m/m)	μ_{xx} (-)	Localização	M_{yy} (kN.m/m)	μ_{yy} (-)	Limite recomendado
Positivos	Núcleo de elevadores	60,0	0,10	Núcleo de elevadores	107,5	0,19	$\leq 0,18$
Negativos	Pilar P16	-99,7	0,17	Núcleo de elevadores	-142,0	0,25	$\leq 0,30$

Verifica-se no Quadro 7.2, para as forças em causa, os valores máximo e mínimo do momento reduzido, μ , são 0,19 e 0,25, respetivamente. Os valores de μ estão dentro do espectável e aceitáveis para a ductilidade local, apesar do momento fletor positivo ser ligeiramente mais elevado.

Por uma breve análise aos esforços obtidos para a combinação sísmica, conclui-se que estes valores resultam da sua localização na zona de ligação entre as lajes e as paredes do núcleo, em que há uma diferença de rigidez consideravelmente mais baixa da laje em relação às paredes do núcleo. Também, para a mesma combinação, como a zona que se observa maiores momentos pertence a uma zona de vãos curtos (1,50 m), este tipo de resultados é espectável.

7.1.2 Punçoamento e resistência da ligação laje-pilar

A verificação da segurança ao punçoamento será feita de acordo com o art.º 6.4 do EC2, na laje do piso 1, para a combinação fundamental de ações e para a combinação sísmica, uma vez que esta combinação influencia a excentricidade do punçoamento. Assim, após analisar os esforços sobre os pilares, verificou-se que o pilar P7 é o que apresenta maiores níveis de esforços transmitidos pela laje, razão pela qual o punçoamento tem um efeito mais gravoso sobre a mesma.

Segundo o art.º 6.4.3, do EC2, a verificação da resistência ao punçoamento faz-se respeitando a expressão (7.3) para a zona carregada em torno do pilar (no perímetro do pilar) e na verificação da expressão (7.4) no perímetro de controlo do pilar a uma distância de $2d$ da face do pilar.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0.5 \left[0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] f_{cd} \quad (7.3)$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (7.4)$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (7.5)$$

em que:

V_{Ed} força atuante de punçoamento;

v_{Ed} tensão atuante de punçoamento;

- V_{Rd} tensão resistente de punçoamento;
- β factor de majoração que tem em conta a excentricidade da carga;
- u_0 perímetro do pilar ou da área carregada, correspondente ao perímetro da secção do pilar em pilares interiores;
- u_1 representa o perímetro de controlo considerado a uma distância $2d$ da face do pilar (Figura 7.5);
- $C_{Rd,c}$ parâmetro que adquire o valor de 0,12, calculado a partir de: $0,18 / \gamma_c$, em que $\gamma_c = 1,5$;
- k parâmetro calculado através da seguinte expressão: $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;
- d altura útil média, calculada por: $\frac{d_y + d_z}{2} \cong 170 \text{ mm}$.

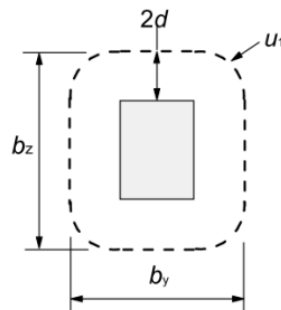


Figura 7.5 - Perímetro de controlo em torno do pilar.

Para pilares retangulares interiores e com excentricidade nas duas direções, o factor de majoração β é calculado de acordo com a expressão (7.6):

$$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (7.6)$$

em que:

e_y e e_z excentricidade da carga aplicada segundo os eixos y e z ;

b_y e b_z dimensões do perímetro de controlo, tal como se representa na Figura 7.5.

O EC2 no art.º 6.4.3 (6) permite utilizar um factor de majoração $\beta = 1,15$ em estruturas que não dependem dos pórticos formados por lajes e pilares para a estabilidade lateral. Sendo assim, visto que os momentos transmitidos aos pilares são relativamente baixos na combinação fundamental, adota-se o factor de majoração $\beta = 1,15$ para esta combinação de ações.

Para a verificação da resistência da laje ao momento transmitido pelo pilar devido à ação sísmica, considera-se uma distribuição numa largura de $2h$ para cada lado das faces do pilar, sendo h a espessura da laje. Os valores dos momentos obtidos devem ser majorados pela relação entre os

deslocamentos da estrutura primária d_{e1} e pelos deslocamentos do modelo global d_{e2} , onde participa os elementos secundários (Quadro 7.3).

Quadro 7.3 - Relação entre os deslocamentos da estrutura primária e do modelo global.

Direção	d_{e1} (cm)	d_{e2} (cm)	d_{e1}/d_{e2} (-)
X	1,90	1,57	1,21
Y	2,10	1,80	1,17

Para calcular o momento transmitido à laje na zona de ligação laje-pilar, criou-se um modelo específico com barra que simula a laje, com a largura da metade de um pórtico equivalente. Desta forma, analisando o pórtico equivalente, verifica-se que este tem 3,40 m de largura, o que corresponde a uma faixa de laje de 1,70 m (faixa central). Assim, usando apenas a faixa central com as cargas verticais referentes a toda a largura dum pórtico equivalente, calcula-se o momento transmitido à laje para a ação sísmica com $q = 1,5$ majorado pela relação d_{e1}/d_{e2} . Estes momentos são de $M_{yy} = 60$ kNm e $M_{xx} = 18$ kNm e servem para calcular as excentricidades da expressão (7.6).

Para o cálculo do valor de ρ_l da expressão (7.4) foi necessário calcular a armadura de tração sobre o pilar P7. Assim sendo, usando os valores condicionantes calculados anteriormente para combinação fundamental e para a combinação sísmica, obtém-se as taxas de armadura, tal como se apresenta no Quadro 7.4. Salienta-se que o momento fletor devido à ação sísmica é majorado pela relação d_{e1}/d_{e2} e distribuído pela largura de $2h$ para cada lado do pilar, adicionado ao momento devido às cargas quase permanentes.

Quadro 7.4 - Momentos flectores e taxas de armadura de tração sobre o pilar P7.

	Combinação condicionante	M_i (kNm)	μ (-)	ω (-)	A (cm ² /m)	Malha	A_s (cm ² /m)	ρ_i (-)
M_{xx}	Fundamental	37,8	0,065	0,068	5,33	Φ12//15	7,54	0,0044
M_{yy}	Sísmica	67,0	0,110	0,123	9,7	Φ12//10	11,31	0,0067

No perímetro do pilar e no perímetro de controlo, a tensão de punçoamento resulta da existência de forças concentradas e da transmissão de momentos flectores entre a laje e os pilares, pelo que a segurança foi verificada ao punçoamento excêntrico, tal como se apresenta no Quadro 7.5 para o perímetro do pilar (verificação da expressão (7.3)) e no Quadro 7.6 para o perímetro de controlo a $2d$ do pilar (verificação da expressão (7.4)), sendo a , e b as medidas da secção do pilar.

Quadro 7.5 - Verificação da segurança ao punçoamento no perímetro do pilar, para as combinações fundamental e sísmica.

Comb.	Pilar	a (m)	b (m)	u_0 (m)	V_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	e_x (m)	e_y (m)	β (-)	v_{Ed} (kPa)	$v_{Rd,max}$ (kPa)	Verif
Fund.	P7	0,40	0,20	1,20	204,3	--	--	--	--	1,15	1151,7	5280,0	Ok
Sísmic.	P7	0,40	0,20	1,20	128,5	18	60	0,47	0,14	1,98	1248,3	5280,0	Ok

Quadro 7.6 - Verificação da segurança ao punçoamento no perímetro de controlo a $2d$ do pilar, para as combinações fundamental e sísmica.

Combinação.	Pilar	u_1 (m)	v_{sd} (kPa)	$v_{Rd,c}$ (kPa)	v_{min} (kPa)	Verif
Fundamental	P7	3,34	414,4	609,5	542,2	Ok
Sísmica	P7	3,34	449,1	609,5	542,2	Ok

Por observação do Quadro 7.5 e Quadro 7.6, as tensões de corte no perímetro do pilar e no perímetro básico de controlo do pilar P7, está abaixo dos limites, pelo que não é necessário adotar um capitel ou armaduras específicas para a resistência ao punçoamento. Também, pode-se verificar que a combinação sísmica de ações é condicionante no que refere aos esforços de punçoamento.

Refere-se que no ato do dimensionamento aos Estados Limites Últimos deve ser sempre adotada uma armadura mínima na face inferior da laje, atravessando a secção do pilar, de modo a evitar o colapso progressivo da laje.

7.2 Vigas

Visto que a estrutura é constituída por vigas com dimensões diferentes nas duas direções, será alvo de análise o nível de esforços para ambas as direções de forma independente.

Neste capítulo, apenas interessa averiguar a ductilidade nas vigas, garantir o cumprimento da taxa de armadura máxima para a flexão e esforço transverso e verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas.

7.2.1 Vigas na direção x

As vigas na direção x apresentam dimensões de 0,40 m x 0,40 m (largura x altura) e os esforços mais condicionantes localizam-se na viga V4.2, para a combinação sísmica.

Como referido anteriormente, interessa analisar se a exigência de armadura para verificar os estados limites últimos não ultrapassa os limites máximos exigidos pelo EC2 e pelo EC8. Sendo assim, o EC2 no art.º 9.2.1.1 (3) recomenda um valor máximo de área das secções de armaduras igual a 4% da área da secção da viga, $0,04A_c$, correspondendo em 48 cm^2 , para a viga em questão, excepto nas zonas de sobreposição. No entanto, o EC8 limita a taxa de armadura na zona de tração, de forma a satisfazer os requisitos de ductilidade local nas zonas críticas através da expressão (7.7):

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (7.7)$$

em que:

ρ e ρ' taxas de armadura na zona de tração e da zona comprimida, respetivamente, ambas normalizadas por bd , sendo b a largura da viga e d a altura útil;

μ_{φ} factor de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência da armadura, sendo igual a $2,175 \times 10^{-3}$ para um aço A500.

O cálculo do factor de ductilidade em curvatura, μ_φ , é feito através da expressão (7.8).

$$\begin{cases} \mu_\varphi = 2q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_\varphi = 1 + \frac{2(q_0 - 1)T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \quad (7.8)$$

sendo T_1 e T_c , respetivamente, o período fundamental do edifício e o período máximo da zona de aceleração constante no espectro de resposta.

O valor de μ_φ , para ambas as direções, está representado no Quadro 7.7.

Quadro 7.7 - Valores do factor de ductilidade em curvatura.

T_1 (s)	T_c (s)	q_0 (-)	μ_φ (-)	ρ_{max} (-)
0,7	0,6	3,0	5,0	$\rho' + 0,008$

Constata-se que o valor da taxa de armadura de tração, ρ_{max} , aumenta com o aumento da taxa de armadura de compressão, ρ' . De forma conservativa, considera-se, no mínimo, metade da armadura de tração na zona de compressão, resultando num valor de taxa de armadura tracionada de $\rho_{max} = 0,5 \cdot \rho + 0,008$, em que ρ é a taxa de armadura de tração.

O valor do momento máximo negativo da viga em estudo, junto às paredes resistentes Pa.3 e Pa.4, e a respetiva área de armadura requerida estão representados no Quadro 7.8.

Quadro 7.8 - Verificação da taxa de armadura longitudinal, para a combinação sísmica.

Viga	M_{Ed} (kNm)	μ (-)	ω (-)	A_s (cm ²)	ρ (-)	ρ_{max} (-)	Verificação
V4.2	145	0,29	0,322	14,80	0,012	< 0,014	Ok

Verifica-se através do Quadro 7.8, a taxa de armadura requerida é inferior aos limites máximos recomendados pelo EC2 e pelo EC8. Todavia, na fase de dimensionamento, as taxas de armadura de esforço transversal devem ser calculadas com base no equilíbrio, não sendo foco do âmbito da presente dissertação. No entanto, deve ser feita uma verificação na base de equilíbrio pela capacidade real, de modo a calcular o máximo esforço transversal atuante, V_{Ed} , e, posteriormente, verificação das escoras comprimidas junto aos apoios, $V_{Rd,max}$.

Seguindo as recomendações do EC8, art.º 5.4.2.2 (1)P, o valor de V_{Ed} , deve ser calculado pela expressão (7.9):

$$V_{Ed} = V_{QPR} + Y_{Rd}(M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l_{cl} \quad (7.9)$$

em que:

V_{Ed} esforço transversal atuante;

V_{QPR} esforço transversal atuante da parcela das cargas gravíticas para a combinação

quase permanente;

γ_{Rd} coeficiente de sobrerresistência, sendo igual a 1,0 para estruturas de ductilidade média;

$M_{Rb,1}$ e $M_{Rb,2}$ momentos resistentes nas duas extremidades da viga;

l_{cl} comprimento livre da viga.

Em relação ao esforço transversal resistente máximo, limitado pelas escoras comprimidas, $V_{Rd,max}$, o EC2 no art.º 6.2.3 (3) recomenda a utilização da seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (7.10)$$

em que:

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, sendo igual a 1,0 para estruturas sem pré-esforço;

b_w menor largura da secção da viga, sendo igual a 0,40 m;

z braço do binário da força, simplificadaamente igual a 0,9 d ;

v coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, sendo igual a $0,6(1-f_{cd}/250)$, com f_{cd} em MPa;

θ ângulo formado pela escora de betão com o eixo da viga e considerado igual a 45º [6].

Ao efetuar o cálculo da armadura da laje na zona onde os momentos negativos são condicionantes junto da parede Pa 3, verificou-se que a armadura necessária é de $\Phi 10//20$, o que equivale a uma área de armadura de 5,24 cm². Considerando $4h_f$ para cada lado da viga, ou seja 1,80 m de largura efetiva, tem-se uma área de 7,07 cm². Sendo que a laje se situa a meio da altura da viga, ou seja, a viga tem 0,10 m para cima e para baixo respetivamente da face superior e da face inferior da laje, a influência desta para o momento resistente será pouco condicionante pela laje, Figura 7.6

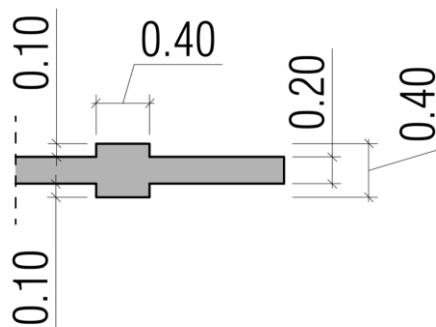


Figura 7.6 - Representação em corte da localização da laje junto com a viga.

No entanto, supondo que a laje se situa à face superior da viga e considerando simplificadaamente a mesma armadura de tração para momentos cíclicos na viga em estudo (armadura inferior e superior) junto com a armadura da laje, o cálculo do momento fletor resistente apresenta-se no Quadro 7.9:

Quadro 7.9 - Cálculo do momento fletor resistente na viga V 4.2.

Momento	Armadura adotada	$A_{s,adot}$ (cm ²)	ω (-)	μ (-)	$M_{Rb,i}$ (kN.m)
Positivo	5Φ20	15,71	0,342	0,310	155,0
Negativo *	5Φ20+Arm. Laje	25,92	0,564	0,500	250,0
*Inclui a armadura da laje.					

No Quadro 7.10 está representado o cálculo do esforço transversal atuante e do esforço transversal resistente.

Quadro 7.10 - Verificação das escoras comprimidas.

V_{QPR} (kN)	$M_{Rb,1}$ (kN.m)	$M_{Rb,2}$ (kN.m)	γ_{Rd}	l_{cl} (m)	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Verificação
15,2	155,0	250,0	1,0	1,5	285,2	475,2	Ok

Percebe-se no Quadro 7.10, que a viga verifica a segurança ao esforço transversal resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras.

7.2.2 Viga na direção y

As vigas na direção y, apresentam dimensões de 0,22 m x 0,60 m (largura x altura) e os esforços mais condicionantes localizam-se na viga V 2.2, para a combinação sísmica.

A taxa de armadura máxima para verificar os requisitos do EC2 é de $\rho_{max} = 0,04$, o que equivale a 52,8 cm². Em relação ao limite exposto pelo EC8, de forma a verificar a expressão (7.7), o valor da taxa da zona tracionada adquire o valor de $\rho_{max} = 0,5 \cdot \rho + 0,008$, em que ρ é a taxa de armadura de tração.

O valor do momento máximo na viga em estudo, junto à parede resistente Pa.2, e a respetiva área de armadura requerida apresentam-se no Quadro 7.11.

Quadro 7.11 - Verificação da taxa de armadura longitudinal para a combinação sísmica.

Viga	M_{Ed} (kNm)	μ (-)	ω (-)	A_s (cm ²)	ρ (-)	ρ_{max} (-)	Verificação
V 2.2	275	0,21	0,231	12,90	0,010	< 0,013	Ok

Verifica-se através do Quadro 7.11, a taxa de armadura requerida é inferior aos limites máximos recomendados pelo EC2 e pelo EC8.

Ao efetuar o cálculo da armadura da laje na zona onde os momentos negativos são condicionantes junto da parede Pa 2, verificou-se a armadura necessária é condicionada pela armadura mínima sendo de 2,56 cm². Adotando-se uma malha de Φ10//25, esta equivale a uma área de armadura de 3,14 cm², pelo que sendo a largura efetiva $4h_f$ para o lado da viga, ou seja 0,80 m, tem-se uma área de armadura de 2,51 cm². Considerando simplificada e conservadoramente a mesma armadura de tração para momentos cíclicos na viga em estudo (armadura inferior e superior), junto com a armadura da laje, o cálculo dos momentos fletores resistentes tomam os valores representados no

Quadro 7.12.

Quadro 7.12 - Cálculo do momento resistente na viga V 2.2.

Momento	Armadura adotada	$A_{s,adot}$ (cm ²)	ω (-)	μ (-)	$M_{Rb,i}$ (kN.m)
Positivo	4Φ20	12,57	0,226	0,210	279,0
Negativo *	4Φ20+Arm. Laje	15,08	0,271	0,250	332,0
*Inclui a armadura da laje.					

No Quadro 7.13 está representado o cálculo do esforço transversal atuante e do esforço transversal resistente.

Quadro 7.13 - Verificação das escoras comprimidas.

V_{QPR} (kN)	$M_{Rd,1}$ (kN.m)	$M_{Rd,2}$ (kN.m)	γ_{Rd}	l_{cl} (m)	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Verificação
51,0	279,0	332,8	1,0	3,5	225,9	575,0	Ok

Percebe-se no Quadro 7.13, que a viga verifica a segurança ao esforço transversal resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras.

7.3 Pilares

Optou-se por escolher apenas os pilares representativos para o esforço normal (pilar P9), pilares que estarão expostos ao efeito de pilar curto na zona das escadas (pilar P20), pilares que terão os maiores deslocamentos relativos entre pisos de toda a estrutura (pilar P23) e o pilar secundário que apresenta maior área de influência (pilar P7). Refira-se que as verificações foram feitas nas zonas críticas da base de cada pilar primário e na base do pilar secundário em estudo.

A análise do nível de esforços nos referidos pilares iniciou-se pela verificação do esforço normal reduzido, v_d , sendo obtido através do máximo valor combinado entre as cargas da combinação quase permanente e a combinação sísmica, que segundo o art.º 5.4.3.2.1 (3)P do EC8, deve ser inferior a 0,65 nos pilares primários. Por conveniência, apresenta-se também o esforço normal reduzido nos elementos sísmicos secundários de forma a analisar o nível de esforços nestes pilares.

Quadro 7.14 - Esforço normal reduzido nos pilares em estudo, sendo h_l a altura livre do pilar.

Elemento	Dimensões			$N_{Ed,max}$ (kN)	v_d (-)
	a (m)	b (m)	h_l (m)		
P9	0,50	0,22	2,60	-873,6	-0,40
P20	0,50	0,22	1,20	-520,4	-0,24
P23	0,50	0,22	2,60	-526,9	-0,24
E.Sec P7	0,40	0,20	2,60	-458,3	-0,29

Também foi efetuada a verificação à flexão desviada com esforço axial e ao esforço transversal, nomeadamente a verificação das bielas comprimidas. Assim sendo, segundo o art.º 5.8.9 (4) do EC2, na ausência de um cálculo mais rigoroso, pode-se verificar a flexão desviada através da

expressão (7.11):

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^\alpha \leq 1,0 \quad (7.11)$$

sendo $M_{Ed,i}$ e $M_{Rd,i}$, respetivamente, o momento fletor atuante e resistente para cada direção ortogonal e α , é um coeficiente que depende da forma da secção transversal e do esforço normal e toma os valores presentes no Quadro 7.15 para secções retangulares:

Quadro 7.15 - Valores de α para a verificação da segurança à flexão desviada.

N_{Ed}/N_{Rd}	$\leq 0,1$	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

Refira-se que N_{Rd} corresponde à capacidade resistente da secção submetida unicamente a esforço axial de compressão.

Segundo o EC8, a taxa de armadura longitudinal para os pilares primários não deve ser inferior a 1% ($\rho_{min.} = 0,01$), nem superior a 4% ($\rho_{max.} = 0,04$) da área da secção transversal dos pilares fora das zonas de emenda. Para a verificação em causa, não se irá estudar a armadura mínima mas sim a armadura máxima. Se o modelo não exigir as armaduras mínimas propostas pela regulamentação, nesta situação, adiciona-se armadura no dimensionamento, não sendo um problema. Caso contrário, se o modelo exigir mais armadura do que o máximo proposto pela regulamentação, já se torna um problema, pois há a necessidade de alterar a geometria das secções.

Portanto, para os pilares em estudo, as taxas de armadura máxima estão expostas no Quadro 7.16.

Quadro 7.16 - Valores das áreas de armaduras máximas para os pilares em estudo.

Pilar	a (m)	b (m)	$A_{max.}$ (cm ²)
P9, P20 e P23	0,50	0,22	44,0
E. Sec. P7	0,40	0,20	32,0

No capítulo 6.3.3, verificou-se que a estrutura se comporta como sendo um sistema misto equivalente a paredes, segundo as direções x e y, isto significa que não é necessário considerar explicitamente as rótulas plásticas nas vigas. Assim, este parâmetro deve ser considerado apenas no dimensionamento das secções, não sendo alvo da presente dissertação.

Apesar do dimensionamento não fazer parte deste estudo, é necessário recorrer ao cálculo das armaduras nos pilares para verificar o nível de esforços de flexão, compressão e esforço transversal. A laje fungiforme, na zona de ligação aos pilares, foi dimensionada em fase elástica de modo a evitar a formação de rótulas plásticas que possam comprometer a resistência ao punção. No entanto, os pilares secundários serão verificados em ductilidade, de modo a permitir rótula plástica nestes elementos evitando a formação da rótula plástica na laje. Sendo assim, para os esforços em causa no pilar, utilizou-se o coeficiente de comportamento da estrutura primária, $q = 3,3$. Importa referir que no dimensionamento destes elementos deve-se conferir ductilidade através de confinamento com cintas.

Os esforços de compressão e de flexão desviada, assim como as armaduras adotadas para os

pilares em estudo, estão representados no Quadro 7.17.

Quadro 7.17 - Valores dos esforços nos pilares P9, P20, P23 e P7, e respectivas armaduras adotadas.

Pilar	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m)	$M_{Ed,z}$ (kN.m)	V_d (-)	μ_y (-)	μ_z (-)	ω_{tot} (-)	A_s (cm ²)	$A_{s,adot.}$ (cm ²)	Varões adotados	ρ (-)
P9	168,0	148,0	8,0	0,08	0,12	0,03	0,35	17,7	20,6	4Φ16+4Φ20	0,019
P20	390,5	141,5	15,4	0,18	0,16	0,05	0,50	25,3	25,1	8Φ20	0,023
P23	396,4	164,0	11,0	0,18	0,18	0,04	0,45	22,8	25,1	8Φ20	0,023
P7	86,0	53,6	5,0	0,05	0,11	0,03	0,30	11,0	12,6	4Φ16+4Φ12	0,016

Confirma-se através do Quadro 7.17, para a combinação sísmica, que as taxas de armadura estão dentro dos limites admissíveis.

O valor de cálculo do esforço transversal é determinado de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob ação dos momentos nas extremidades do pilar de referência. Desta forma, a expressão (7.12) foi utilizada para o cálculo do esforço transversal de dimensionamento:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,1} + M_{Rd,2}) / h_l \quad (7.12)$$

sendo γ_{Rd} um coeficiente de sobrerresistência, igual a 1,1 no caso de estruturas de ductilidade média, $M_{Rd,i}$ são os momentos resistentes nas extremidades do pilar e h_l é a altura livre do pilar.

No Quadro 7.18 apresenta-se as verificações ao esforço transversal, pela compressão nas bielas comprimidas para ambas as direções e considerando $\theta = 45^\circ$, tal como é sugerido por [6], assim como a verificação da expressão (7.11) considerando $\alpha = 1,0$. Deve-se referir que os esforços no pilar P20 já contabilizam o efeito das escadas para a situação de pilar curto.

Quadro 7.18 - Verificações dos esforços atuantes nos pilares.

Pilar	$M_{Rd,y}$ (kNm)	$M_{Rd,z}$ (kNm)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Rd,max,z}$ (kN)	Eq. (7.11) < 1,0	Verificação
P9	181,6	68,5	153,9	470,4	58,3	403,9	0,93	Ok
P20	221,4	83,6	405,8	470,4	153,3	403,9	0,82	Ok
P23	221,4	83,6	187,3	470,4	70,8	403,9	0,87	Ok
P7	86,1	36,9	72,8	332,6	31,2	285,1	0,76	Ok

Percebe-se através do Quadro 7.18, que os elementos estruturais verificam a resistência ao esforço transversal (expressão (7.10)), assim como a expressão (7.11), para a flexão desviada com esforço axial.

7.4 Paredes

A verificação de segurança das paredes contabilizou todas as paredes que constituem a estrutura e teve em conta as verificações ao esforço normal, momento fletor e esforço transversal.

Em relação ao esforço normal reduzido, o EC8 recomenda que este valor seja inferior a 0,4 nas paredes sísmicas primárias. Para esta verificação, considerou-se combinação quase permanente de ações.

Os valores do esforço normal e do esforço normal reduzido, apresentam-se no Quadro 7.19.

Quadro 7.19 - Esforço normal e esforço normal reduzido nos elementos de parede.

Elemento	N_{QPR} (kN)	v_d (-)
N 2	970	0,07
Pa 1	476	0,08
Pa 2	530	0,10
Pa 3	476	0,06
Pa 4	461	0,10
Pa 5	461	0,07

Como se pode constatar, os valores do esforço normal reduzido são inferiores ao valor do limite regulamentar de 0,4.

Seguindo as recomendações do EC8, a armadura longitudinal deve ser concentrada junto às extremidades das secções das paredes, seguindo o método dos pilares fictícios. Sendo assim, o cálculo da armadura de flexão (A_s) a colocar nas paredes resistentes é efetuado através das expressões (7.13) e (7.14):

$$F_T = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed}}{2} \quad (7.13)$$

$$A_s = \frac{F_T}{f_{y,d}} \quad (7.14)$$

sendo F_T a força de tração de equilíbrio do momento, A_s , a área de armadura correspondente à força de tração e z , o braço de flexão correspondente à medida entre os centros dos pilares fictícios, tal como se esquematiza na Figura 7.7.

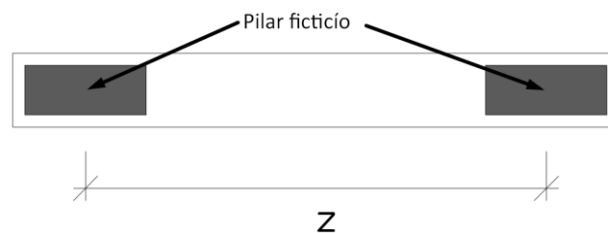


Figura 7.7 - Representação esquemática de uma parede resistente, incluindo os elementos de extremidade e o braço de flexão, z .

Para o cálculo da armadura de flexão no núcleo utilizam-se as expressões (7.15), (7.16) e (7.17).

$$\begin{cases} 2 \cdot F_{T1} Y_1 + 2 \cdot F_{T2} Y_2 = M_{Ed,x} \\ F_{T1} X_1 = M_{Ed,y} \end{cases} \quad (7.15)$$

$$\begin{cases} 2 \cdot N_1 + 2 \cdot N_2 = N_{min} \\ N_1 y_1 = N_2 y_2 \end{cases} \quad (7.16)$$

$$A_{si} = \frac{T_i - N_i}{f_{yd}} \quad (7.17)$$

sendo:

F_{Ti} forças de equilíbrio;

$M_{Ed,x}$ e $M_{Ed,y}$ momentos de cálculo;

Y_i e X_i braços do binário de equilíbrio das forças F_{Ti} , esquematizados na Figura 7.8;

A_{si} área de aço correspondente de cada elemento fictício.

As dimensões dos pilares fictícios foram calculadas de acordo com o EC8, sendo que a dimensão l_c do elemento de extremidade não deverá ser inferior a $0,15.l_w$ ou a $1,50.b_w$, em que l_w é a maior dimensão da parede e b_w a menor dimensão da parede.

O art.º 5.4.3.4.2 (7) do EC8, refere que não é necessário um elemento de extremidade confinado nos banzos de uma parede com uma espessura $b_f \geq h_s/15$ e uma largura $l_f \geq h_s/5$, sendo h_s a altura livre do piso, b_f a espessura do banzo e l_f a largura do banzo, sendo estas condições respeitadas nas paredes em questão. Assim, o facto de assinalar-se os pilares fictícios nas paredes do núcleo, apenas nos elementos de extremidade, indicados com a armadura A_{s2} na Figura 7.8, é de facto necessário o confinamento. Portanto, os pilares fictícios nos elementos de ligação entre as duas paredes do núcleo são apenas indicativos para efeitos de verificação da armadura longitudinal, ficando as restantes verificações para a fase de dimensionamento não sendo o âmbito deste estudo.

Na Figura 7.9 apresenta-se as dimensões utilizadas para os pilares fictícios, calculadas de acordo com o EC8.

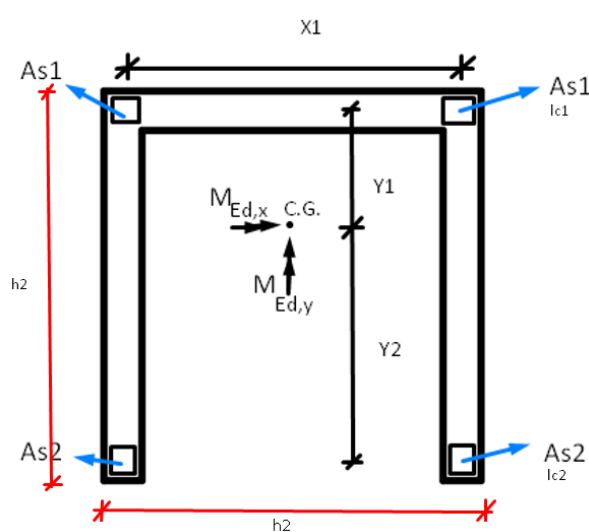


Figura 7.8 - Esquema de cálculo da armadura numa seção de núcleo resistente em "U".

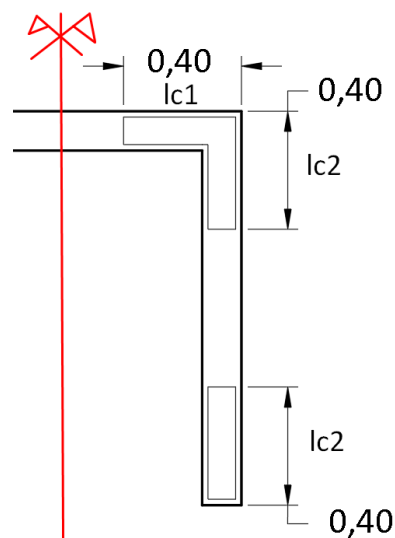


Figura 7.9 - Dimensões dos pilares fictícios.

Para a verificação ao esforço transversal segundo o EC8, nomeadamente a compressão nas bielas comprimidas, deve-se aumentar em 50% o valor do esforço transversal atuante de modo a considerar a possibilidade de um aumento dos esforços transversais após plastificação na base de uma parede sísmica. Em relação ao momento fletor, como se está a verificar os esforços apenas na base das paredes, este não sofre nenhuma alteração para efeitos da verificação da segurança. Sendo assim, os esforços na base de cada parede e núcleos de elevadores, obtidos na análise estrutural para o sismo condicionante, são os representados no Quadro 7.20 e Quadro 7.21 para a verificação da taxa de armadura longitudinal e Quadro 7.22 e Quadro 7.23 para a verificação do esforço transversal.

Quadro 7.20 - Verificação dos valores das taxas de armadura longitudinais nas paredes.

Elemento	M_{Ed} (kN.m)	$N_{Ed,min}$ (kN.m)	l_c (m)	A_s (cm ²)	$A_{s,adot}$ (cm ²)	Armadura longitudinal adotada, por pilar fictício	ρ_l (-)
Pa 1	708	476	0,33	8,4	10,1	5Φ16	0,014
Pa 2	1007	530	0,33	13,7	14,3	4Φ16+2Φ20	0,020
Pa 3	610	476	0,33	12,7	14,3	4Φ16+2Φ20	0,020
Pa 4	599	461	0,33	6,5	10,1	5Φ16	0,014
Pa 5	468	461	0,33	8,7	10,1	5Φ16	0,014

Quadro 7.21 – Verificação dos valores das taxas de armadura longitudinais nas paredes do núcleo.

Elemento	$M_{Ed,x}$ (kN.m)	$M_{Ed,y}$ (kN.m)	N_{min} (kN)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{s1,adot}$ (cm ²)	$A_{s2,adot}$ (cm ²)	Armadura adotada		ρ_1 (-)	ρ_2 (-)
								A_{s1}	A_{s2}		
N1 e N2	3690	2866	970	35,23	7,69	39,27	10,05	8Φ25	5Φ16	0,033	0,013

Quadro 7.22 - Verificação do esforço transversal através das bielas comprimidas nas paredes.

Elemento	$V_{Rd,max}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	$1,5 \cdot V_{Ed}$ (kN)	Verificação
Pa 1	1516	506	759	Ok
Pa 2	1516	510	765	Ok
Pa 3	1098	600	900	Ok
Pa 4	1516	401	602	Ok
Pa 5	1098	485	728	Ok

Quadro 7.23 - Verificação do esforço transversal através das bielas comprimidas nas paredes do núcleo.

Elemento	$V_{Rd,max,x}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	$V_{Ed,x}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$1,5 \cdot V_{Ed,x}$ (kN)	$1,5 \cdot V_{Ed,y}$ (kN)	Verificação
N1 e N2	1806	3707	530	560	795	840	Ok

Por análise dos quadros apresentados anteriormente, a segurança é verificada em todas as paredes e paredes constituintes do núcleo.

7.5 Fundações

Nesta seção verificar-se-á apenas a segurança das vigas de travamento.

Com o objetivo de evitar danos induzidos pelo sismo, a verificação da segurança das vigas de travamento irá ser realizada considerando um coeficiente de comportamento de $q = 1,5$, tal como é definido no art.º 5.8.1 (4) do EC8-1. Assim, não será tida em consideração a dissipação de energia nestes elementos, sendo que funcionarão em comportamento elástico. Deste modo, a verificação da segurança será feita de acordo com o EC2.

Na verificação de segurança das vigas de travamento, é necessário ter em consideração a atuação de esforços de tração ou compressão, de acordo com o EC8-5 [14], em simultâneo com os esforços transmitidos pelos elementos verticais, de forma a contemplar a atuação de forças no plano devido aos deslocamentos relativos entre as fundações dos elementos verticais durante um sismo [6]. Estes esforços são uma fração do esforço axial médio dos elementos verticais ligados à viga de travamento para a ação sísmica. Como se definiu para o presente estudo um terreno tipo C, segundo o EC8-5, esta parcela de esforço normal transmitido à viga é definida pela expressão (7.18):

$$0,4 (a_g/g) S = 0,4 \times (1,5/9,81) \times 1,5 = 0,092 \quad (7.18)$$

em que a_g é a aceleração à superfície de um terreno do tipo A, g é a aceleração devido à gravidade e S é o coeficiente de solo definido no EC8-1.

O valor do esforço normal presente em cada viga de travamento é obtido pela expressão (7.19):

$$N_{Ed} = 0,092 \times (N_{Ed,1} + N_{Ed,2})/2 \quad (7.19)$$

onde $N_{Ed,1}$ e $N_{Ed,2}$ são os esforços axiais nos elementos verticais de extremidade das vigas de travamento.

Como as vigas de travamento possuem todas a mesma geometria, 0,70 m x 0,35 m, para verificar o nível de esforços nas vigas optou-se por localizar os maiores esforços e fazer as devidas verificações.

Da mesma forma que procedeu-se no cálculo das taxas de armadura para as vigas sobreelevadas, a taxa de armadura máxima para verificar os requisitos do EC2 nas vigas de travamento é de $\rho_{max} = 0,04$, o que equivale a 98,0 cm².

Para a verificação da segurança, as vigas Vt 10.1 e Vt 5.2, assinaladas com setas azuis na Figura 7.10, são as que apresentam maiores esforços de flexão e um vão relativamente curto em comparação com outras vigas. Assim sendo, o valor do momento máximo das vigas em questão encontra-se junto à sapata Sa.N do núcleo de elevador e junto à parede Pa 3.

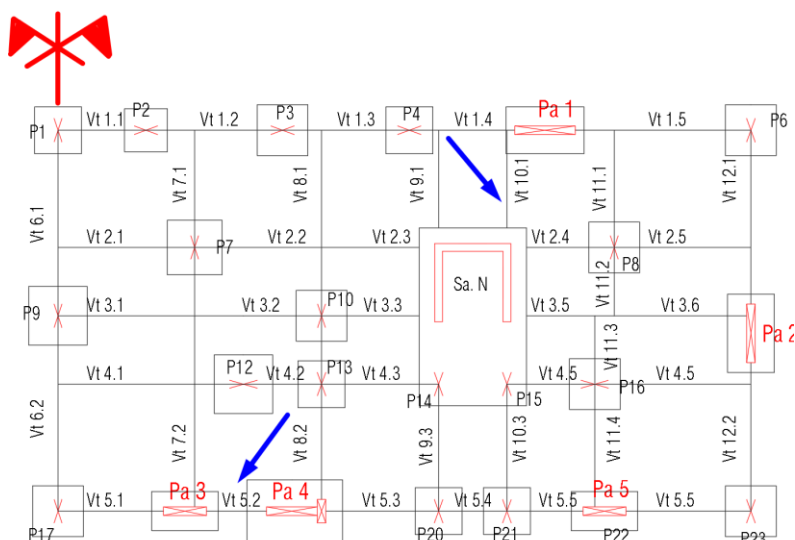


Figura 7.10 - Indicação esquemática da localização dos momentos fletores máximo nas vigas de travamento.

A verificação de segurança e a respetiva área de armadura requerida apresentam-se no Quadro 7.24.

Quadro 7.24 - Verificação da taxa de armadura longitudinal, para a combinação sísmica.

Viga	$M_{Ed,1}$ (kNm)	$M_{Ed,2}$ (kNm)	$N_{Ed,1}$ (kN)	$N_{Ed,2}$ (kN)	0,4 (ag/g) S (-)	N_{Ed} (kN)	Z (m)	A_s (cm)	ρ (-)
Vt 5.2	711	203	470	990	0,092	67,16	0,575	29,2	0,012
Vt 10.1	882	27	490	450	0,092	43,24	0,575	35,8	0,015

Como pode-se verificar através do Quadro 7.24, a taxa de armadura requerida é inferior aos limites máximos recomendados pelo EC2.

Considerando a mesma armadura de tração para momentos cíclicos na viga em estudo (armadura inferior e superior), o cálculo do esforço transverso atuante toma o valor apresentado no Quadro 7.25, onde também se apresenta o valor do esforço transverso resistente.

Quadro 7.25 - Verificação das escoras comprimidas.

Viga	l_{cl} (m)	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Verificação
Vt 5.2	2,50	366	1081	Ok
Vt 10.1	1,50	606	1081	Ok

Como pode-se constatar, as vigas em análise verificam a segurança ao esforço transverso resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras.

A verificação da segurança nas sapatas não é realizada, visto que no dimensionamento, há a possibilidade de se aumentar a sapata, caso seja necessário.

Saliente-se que em vigas de travamento que apresentam esforços relativamente elevados e com um vão pequeno deve-se optar por unir as sapatas, como é o caso das sapatas dos pilares P20 e P21 e, também, o caso das sapatas das paredes Pa 3 e Pa 4.

8. Notas Finais

Ao longo do presente estudo prévio foi possível percorrer as principais fases de um projeto estrutural. Durante todo o processo do estudo, houve a preocupação constante em aplicar a regulamentação referente aos Eurocódigos estruturais, devendo-se realçar que a bibliografia consultada para a execução dos diversos capítulos foi fundamental na execução de todo o trabalho.

Na fase de conceção estrutural, o facto do edifício apresentar nas fachadas principal e de tardoz envidraçados e caixas de estores a preencher os vãos entre lajes gerou dificuldades na elaboração de um modelo que permitisse conferir rigidez na direção x. Portanto, a realização deste trabalho expressou grande complexidade em tornar possível a elaboração de uma estrutura que se adaptasse ao projecto de arquitetura atribuído, nomeadamente a implementação de vigas de forma a conferir a rigidez lateral necessária ao edifício. Assim sendo, houve a necessidade de recorrer a vigas invertidas de forma a minimizar esta lacuna estrutural.

No capítulo referente à Conceção Sísmica, verificou-se que o modelo estrutural sem junta sísmica inicial evidenciava um comportamento aceitável no que se refere à torção, não apresentando um comportamento torsionalmente flexível. Este modelo apresentava, para ambas as direções ortogonais, o tipo de sistema estrutural misto equivalente a paredes, possibilitando um coeficiente de comportamento $q = 3,3$. No entanto, este modelo exigia a consideração dos efeitos de segunda ordem, por não respeitar o limite do coeficiente de sensibilidade. Também, a estrutura não verificou os critérios da limitação de danos, pelo que exigia maior rigidez lateral.

Visto que o projeto de arquitetura apresenta um edifício com uma esbelteza em planta de 3,2 ($\lambda = L_{max}/L_{min}$), considerou-se fazer o mesmo projeto considerando a estrutura separada por uma junta sísmica, de forma a avaliar se havia melhorias significativas visíveis no modelo estrutural. Assim, considerou-se uma modelação com junta sísmica.

Em relação à solução com junta sísmica, o facto de esta apresentar paredes resistentes concentradas no centro do edifício, permitiu observar um comportamento estrutural torsionalmente flexível. Também, o modelo não verifica os critérios da limitação de danos. No entanto, apesar de apresentar um comportamento torsionalmente flexível, o modelo apresentou uma melhoria aos efeitos de 2ª ordem, o que é espectável, visto que o coeficiente de comportamento reduziu para quase metade em relação ao modelo sem junta sísmica, proporcionando uma redução do coeficiente de sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem.

Embora o modelo com junta sísmica apresente uma melhoria significativa ao coeficiente de sensibilidade, este apresenta um coeficiente de comportamento muito menor, pelo que as vantagens de se reforçar com paredes resistentes nas fachadas do edifício terão em contrapartida um aumento da taxa de armadura e a própria construção da junta sísmica. Isto é, a adoção de uma junta sísmica acrescenta um custo significativo devido a utilização de materiais específicos para a implementação da junta. Do mesmo modo, a manutenção terá de ser mais rigorosa no que toca ao controlo das condições dos materiais a revestir a junta ao longo da vida útil do edifício. Também, a presença de

junta sísmica reduz, embora pouco, a área útil do edifício. Para além disso, há sempre um risco inerente à adoção de uma junta sísmica, particularmente no caso de má execução, podendo-se tornar fonte de problemas. Sendo assim, optou-se por melhorar o modelo sem junta sísmica.

Como os modelos inicialmente não verificavam os critérios da conceção sísmica, recorreu-se ao melhoramento do modelo sem junta sísmica. Assim, o modelo melhorado apresenta apenas um bloco estrutural, que por si só já é uma vantagem e para solucionar o problema da rigidez lateral do edifício foi necessário adicionar 10 paredes resistentes e aumentar as vigas das fachadas principal, tardoz e as vigas de travamento. O aumento das dimensões das vigas mostraram ser dos pontos chave neste modelo, principalmente as vigas de travamento e as vigas das fachadas principal e de tardoz. Estas modificações foram eficazes para colmatar o problema da limitação de danos e evitar a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Por todas estas razões abordadas, entende-se que uma junta sísmica deve ser adotada em situações que se justificam com motivos próprios, como é referido no EC8-1: em edifícios que tenham em planta formas que incompatibilizam o comportamento dinâmico da estrutura.

Refira-se finalmente que um projeto de arquitetura deve ser desenvolvido de início com um entendimento claro do que se pretende obter, atendendo à localização e o uso que se pretende atribuir ao edifício, integrando o mais cedo possível a conceção estrutural, de forma a evitar situações que penalizam a integridade estrutural, através da adoção de elementos estruturais menos apropriados, ou mesmo a omissão de elementos essenciais para o bom comportamento dinâmico às ações sísmicas.

Bibliografia

- [1] CEN (Ed.), *NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [2] *EC0 - NP EN 1990 - Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*, 2009.
- [3] CEN (Ed.), *NP EN1992 1-1 - Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1 - 1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [4] *E 464-2005 - Betões - Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*, LNEC, 2005.
- [5] CEN (Ed.), *NP EN 206-1 - Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.*, 2007.
- [6] J. Appleton, *Estruturas de Betão*, Edições Orion, 2013.
- [7] CEN (Ed.), *NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1 - 1: Acções gerais*, 2009.
- [8] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Decreto – Lei nº235/83, de 31 de Maio, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, 1983.
- [9] A. Gomes e J. Vinagre, *Estruturas de Betão I - Tabelas de Cálculo, Vol. III*, Lisboa: Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, 1997.
- [10] M. Lopes, R. Delgado, J. Fonseca, C. Oliveira, J. Azevedo, R. Bento, J. Proença, L. Guerreiro, J. Appleton, M. Oliveira, A. Costa, E. Carvalho, L. António, M. Fragoso, V. Miranda e A. Casanova, *Sismos e Edifícios*, Edições Orion, 2008.
- [11] A. C. (coordenação), *Estruturas de Betão II - Folhas de Apoio às Aulas*, Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2014.
- [12] J. N. d. C. (coordenação), *Estruturas de Betão I - Folhas de Apoio às Aulas*, Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2015.
- [13] L. Castro, *Elementos Finitos para a Análise Elástica de Lajes- Sebenta da Disciplina*, Lisboa,

2007.

[14] CEN (Ed.), NP EN 1998-5 - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos., CEN, 2010.

[15] CIMPOR Indústria de Cimentos, S.A., “Betões,” [Online]. Available: http://www.cimpor-portugal.pt/cache/binImagens/Manual_da_Construcao_CIMPOR-44.pdf.

Anexo 1 - Pré-dimensionamento dos pilares

Quadro A. 1- Pré-dimensionamento dos pilares.

Pilar	A _{infl} (m ²)	N _{CQP} (Cat A) (kN)	N _{CQP} (Cat B) (kN)	N _{CQP,0'} (kN)	V _{controlo} (-)	A _{pilar_0} (m ²)	raiz (m)	x (m)	y (m)	Área pilar (m ²)	V _{final} (-)
P1	5,10	81,4	48,7	322,3	0,50	0,032	0,18	0,20	0,40	0,080	0,20
P2	5,15	64,8	44,8	263,1	0,50	0,026	0,16	0,40	0,22	0,088	0,15
P3	7,65	90,3	63,7	368,2	0,50	0,037	0,19	0,40	0,22	0,088	0,21
P4	7,36	82,2	61,7	338,9	0,50	0,034	0,18	0,40	0,22	0,088	0,19
P5	8,33	96,4	71,4	396,7	0,50	0,040	0,20	0,40	0,22	0,088	0,23
P6	7,20	99,9	68,3	404,9	0,50	0,040	0,20	0,22	0,40	0,088	0,23
P7	11,60	104,1	81,2	432,8	0,65	0,033	0,18	0,20	0,40	0,080	0,27
P8	10,50	94,2	73,5	391,7	0,65	0,030	0,17	0,20	0,40	0,080	0,24
P9	9,66	123,6	88,7	505,6	0,50	0,051	0,22	0,20	0,40	0,080	0,32
P10	9,70	87,0	67,9	361,9	0,50	0,036	0,19	0,20	0,40	0,080	0,23
P11	9,50	122,2	87,6	499,6	0,50	0,050	0,22	0,22	0,40	0,088	0,28
P12	12,70	113,9	88,9	473,8	0,65	0,036	0,19	0,40	0,20	0,080	0,30
P13	6,00	75,4	54,3	308,5	0,50	0,031	0,18	0,22	0,40	0,088	0,18
P14	6,05	61,5	52,9	261,3	0,50	0,026	0,16	0,22	0,40	0,088	0,15
P15	5,70	54,7	50,5	236,1	0,50	0,024	0,15	0,22	0,40	0,088	0,13
P16	10,30	92,4	72,1	384,3	0,65	0,030	0,17	0,40	0,20	0,080	0,24
P17	7,10	93,0	70,8	384,6	0,50	0,038	0,20	0,20	0,40	0,080	0,24
P18	9,70	87,0	78,3	373,4	0,50	0,037	0,19	0,40	0,22	0,088	0,21
P19	8,12	110,1	74,8	445,6	0,50	0,045	0,21	0,22	0,40	0,088	0,25
P20	6,40	79,0	57,1	323,5	0,50	0,032	0,18	0,22	0,40	0,088	0,18
P21	6,00	72,8	54,6	300,3	0,50	0,030	0,17	0,22	0,40	0,088	0,17
P22	8,80	83,6	71,2	354,2	0,50	0,035	0,19	0,40	0,22	0,088	0,20
P23	6,67	88,3	63,8	361,7	0,50	0,036	0,19	0,22	0,40	0,088	0,21

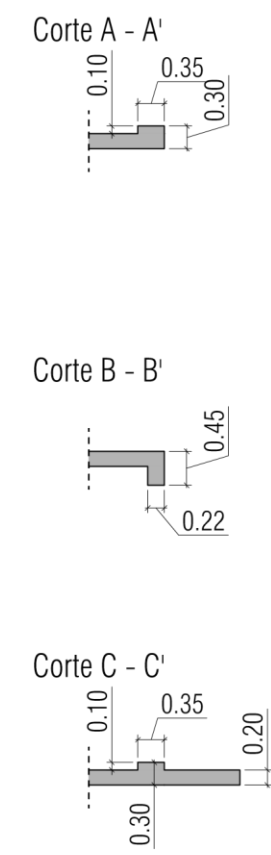
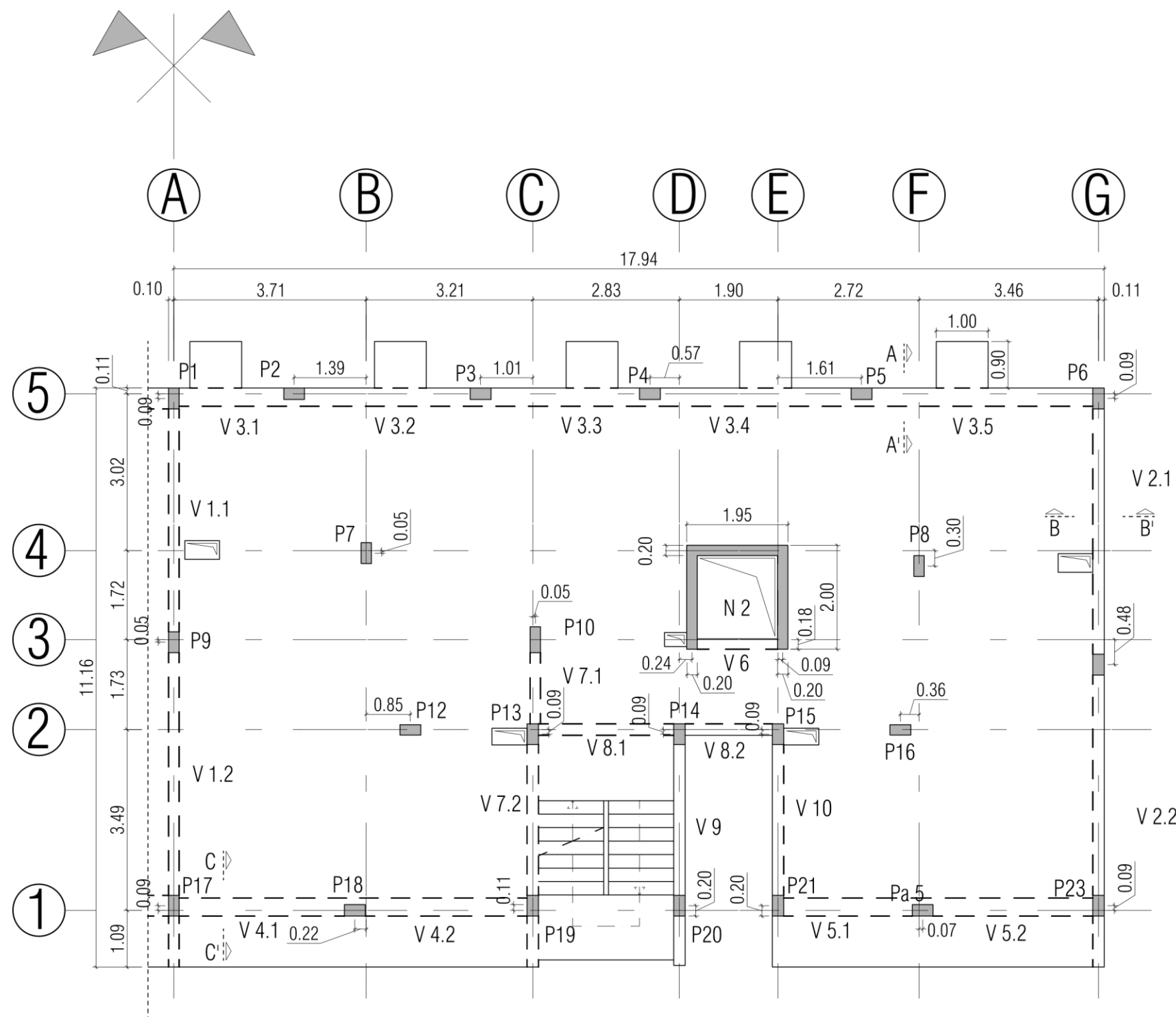
Anexo 2 - Pré-dimensionamento das fundações

Quadro A. 2 - Pré-dimensionamento das fundações.

Pilar	$N_{rara,0}$ (kPa)	$A_{sapata,min}$ (m ²)	Raiz (m)	X (m)	Y (m)	Área (m ²)	H (m)	H_{doadot} (m)	$N_{raro} + PP_{sapata}$ (kPa)	$\sigma_{Ed,solo}$ (kPa)
P1	338,9	1,13	1,06	1,20	1,20	1,440	0,50	0,6	360,5	250,3
P2	287,5	0,96	0,98	1,10	1,10	1,210	0,45	0,6	305,6	252,6
P3	394,5	1,32	1,15	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	419,9	248,5
P4	366,6	1,22	1,11	1,20	1,20	1,440	0,50	0,6	388,2	269,6
P5	423,6	1,41	1,19	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	449,0	265,7
P6	425,8	1,42	1,19	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	451,2	267,0
P7	469,2	1,56	1,25	1,40	1,40	1,960	0,60	0,6	498,6	254,4
P8	426,8	1,42	1,19	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	452,2	267,6
P9	526,5	1,75	1,32	1,50	1,50	2,250	0,65	0,6	560,2	249,0
P10	396,0	1,32	1,15	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	421,4	249,3
P11	522,5	1,74	1,32	1,50	1,50	2,250	0,65	0,6	556,3	247,2
P12	511,6	1,71	1,31	1,50	1,50	2,250	0,65	0,6	545,3	242,4
P13	332,7	1,11	1,05	1,20	1,20	1,440	0,50	0,6	354,3	246,1
P14	290,0	0,97	0,98	1,10	1,10	1,210	0,45	0,6	308,2	254,7
P15	265,5	0,89	0,94	1,10	1,10	1,210	0,45	0,6	283,7	234,5
P16	419,1	1,40	1,18	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	444,5	263,0
P17	404,7	1,35	1,16	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	430,1	254,5
P18	408,7	1,36	1,17	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	434,0	256,8
P19	467,1	1,56	1,25	1,40	1,40	1,960	0,60	0,6	496,5	253,3
P20	348,1	1,16	1,08	1,20	1,20	1,440	0,50	0,6	369,7	256,8
P21	325,2	1,08	1,04	1,20	1,20	1,440	0,50	0,6	346,8	240,9
P22	387,1	1,29	1,14	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	412,5	244,1
P23	384,2	1,28	1,13	1,30	1,30	1,690	0,55	0,6	409,5	242,3
Núcleo	962,8	3,21	1,79	2,60	2,60	6,760	1,20	0,7	1081,1	159,9

Anexo 3 - Lista de Peças Desenhadas

Número do desenho	Designação	Desenho
1 / 3	Solução Estrutural Sem Junta Sísmica	Dimensionamento- Planta do Piso Tipo
2 / 3	Solução Estrutural Com Junta Sísmica	Dimensionamento- Planta do Piso Tipo
3 / 3	Solução Estrutural Sem Junta Sísmica (Melhoria)	Dimensionamento- Planta do Piso Tipo



Materiais	
Betão:	- C30/37
Aço:	-A500 NR SD

Mapa de vigas		
Viga	Dimensões	
	Largura (m)	Altura (m)
V1	0,20	0,45
V2, V6, V7, V8, V9, V10	0,22	0,45
V3, V4, V5	0,35	0,30

Mapa de pilares	
Pilar	Dimensões
	2, 3, 4, 6, 13
14, 15, 20, 21, 23	
1, 9, 10, 17	0,40 m x 0,20 m
7, 8, 12, 16	0,40 m x 0,20 m

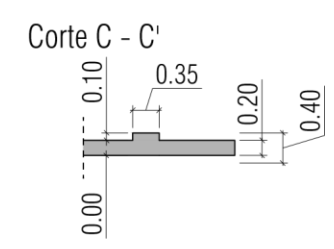
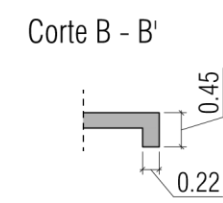
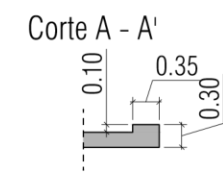
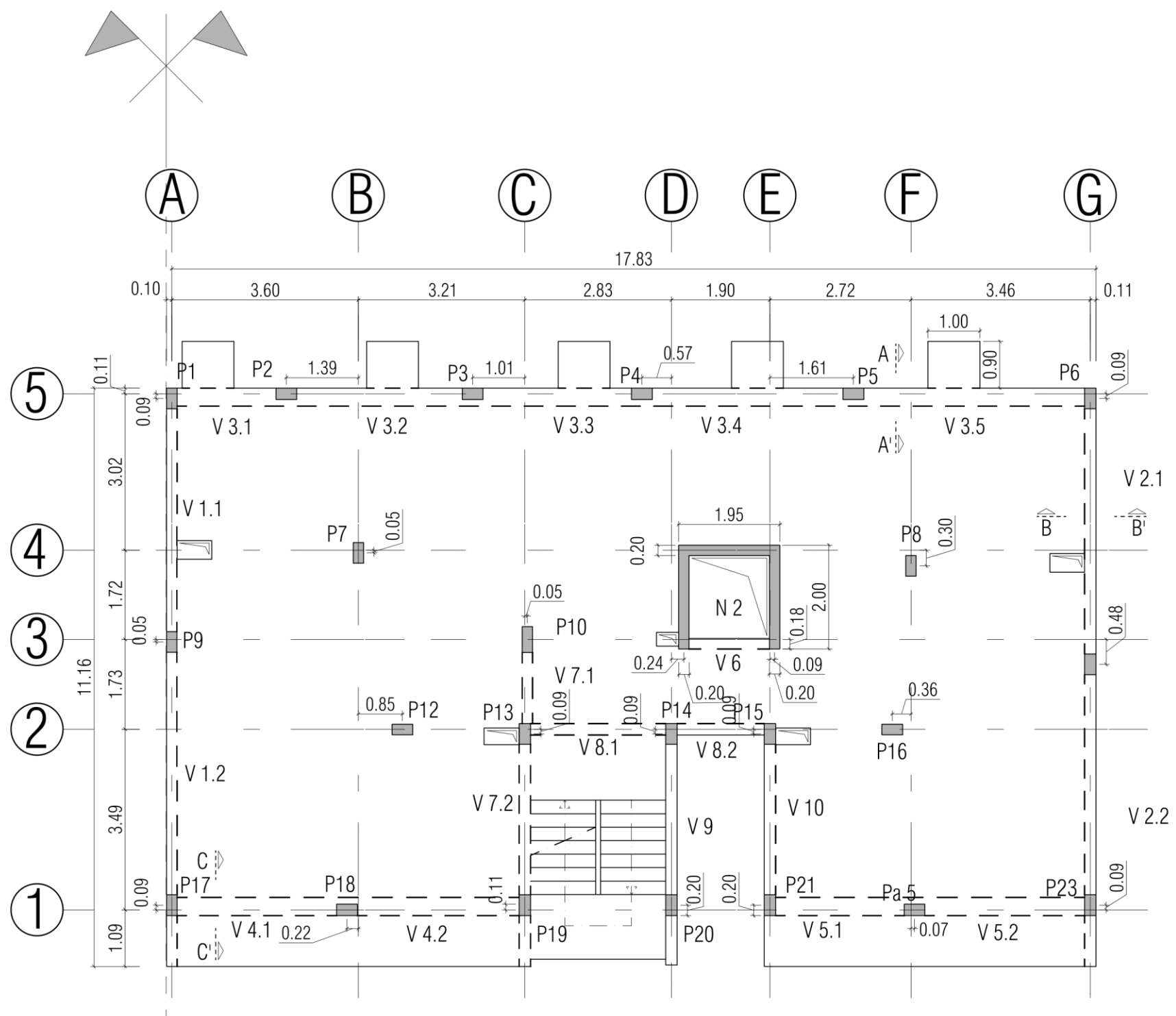


Elaborado por:
Albino Silva nº 80739

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Dissertação de Mestrado

Solução Estrutural Sem junta Sísmica	Dimensionamento Planta do Piso Tipo
---	--

Maio de 2019	Escala: 1/100 Desenho nº: 1/3
--------------	----------------------------------



Materiais	
Betão:	- C30/37
Aço:	-A500 NR SD

Mapa de vigas		
Viga	Dimensões	
	Largura (m)	Altura (m)
V1	0,20	0,45
V2, V6, V7, V8, V9, V10	0,22	0,45
V3, V4, V5	0,35	0,30

Mapa de pilares	
Pilar	Dimensões
	2, 3, 4, 6, 13
14, 15, 20, 21, 23	
1, 9, 10, 17	0,40 m x 0,20 m
7, 8, 12, 16	0,40 m x 0,20 m

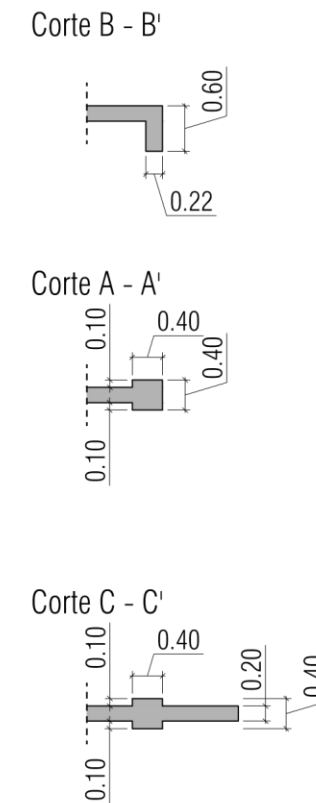
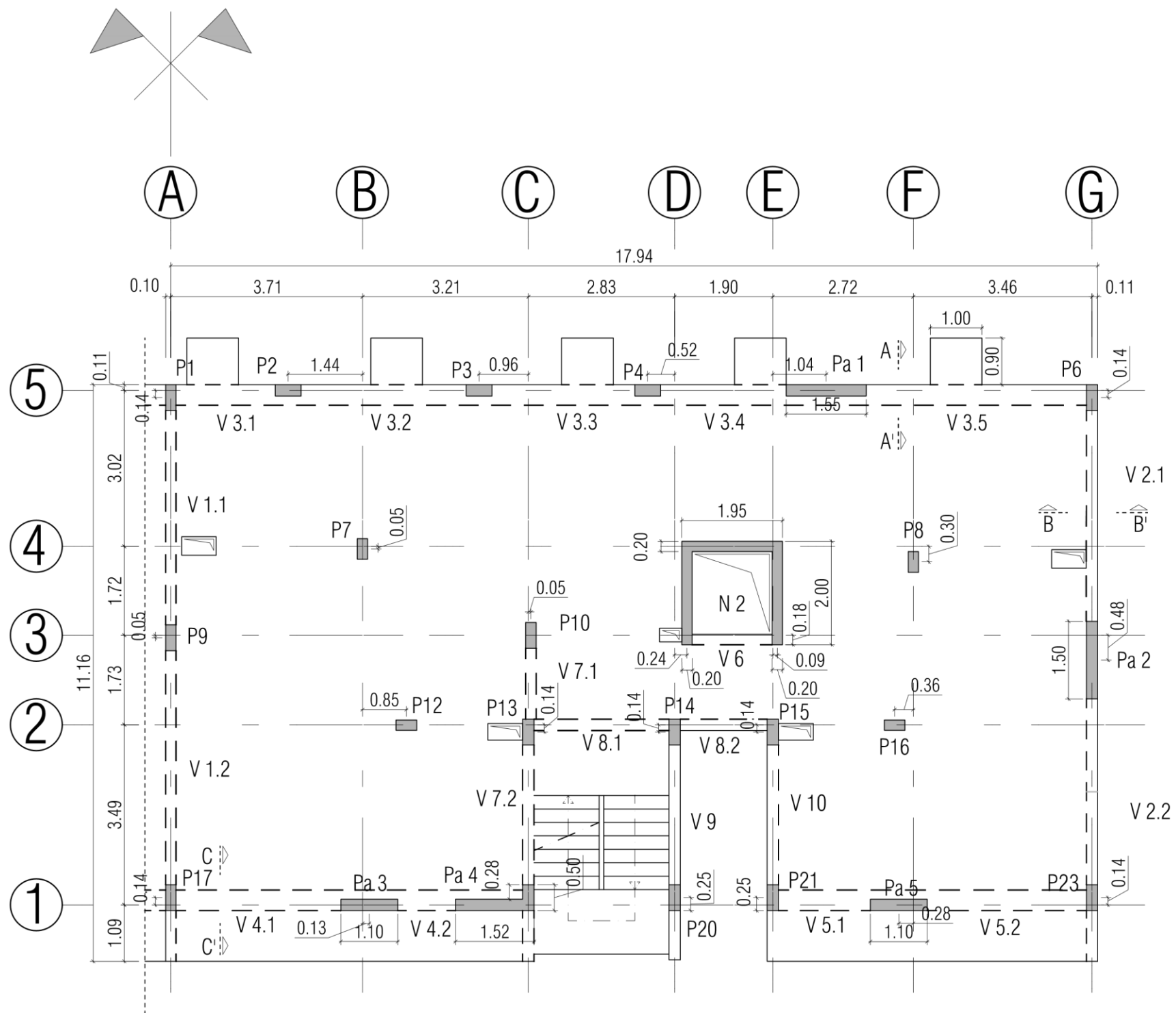


Elaborado por:
Albino Silva nº 80739

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Dissertação de Mestrado

Solução Estrutural Com Junta Sísmica	Dimensionamento Planta do Piso Tipo
---	--

Maio de 2019	Escala: 1/100 Desenho nº: 2/3
--------------	----------------------------------



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

Materiais
 Betão:
 - C30/37
 Aço:
 -A500 NR SD

Mapa de vigas		
Viga	Dimensões	
	Largura (m)	Altura (m)
V1	0,20	0,60
V2, V6, V7, V8,	0,22	0,60
V9, V10	0,22	0,60
V3, V4, V5	0,40	0,40

Mapa de pilares	
Pilar	Dimensões
	2, 3, 4, 6, 13
14, 15, 20, 21, 23	
1, 9, 10, 17	0,50 m x 0,20 m
7, 8, 12, 16	0,40 m x 0,20 m

Elaborado por:
 Albino Silva nº 80739

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO Mestrado Integrado em Engenharia Civil Dissertação de Mestrado	
Solução Estrutural Sem Junta Sísmica (Melhoria)	Dimensionamento Planta do Piso Tipo
Maio de 2019	Escala: 1/100 Desenho nº: 3/3

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION