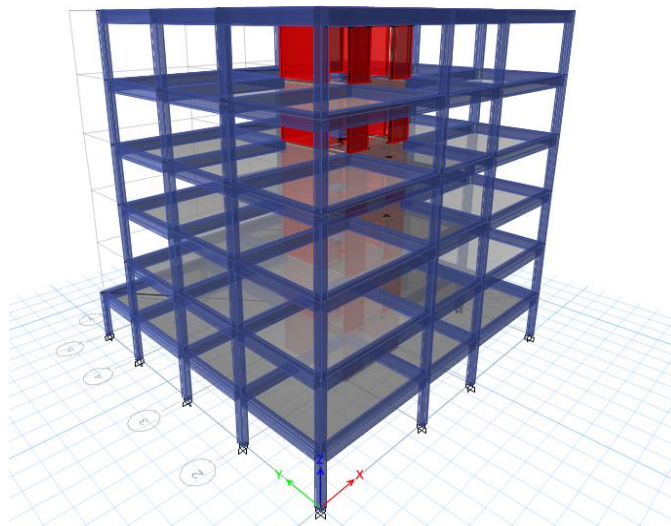




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com
recurso ao programa de cálculo automático ETABS.**

PEDRO MIGUEL FERNANDES MOUTINHO

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião, Prof. Adjunta Convidada (ISEL)

Doutor Paulo Henrique Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenador do ISEL

Vogais:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

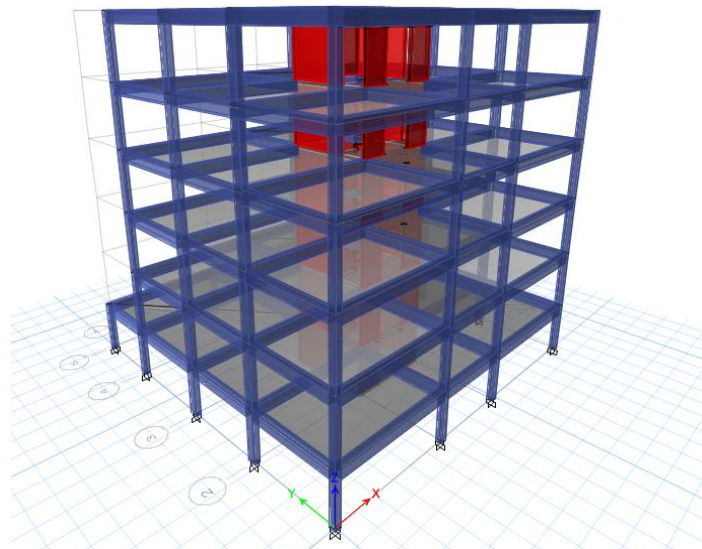
Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Dezembro de 2015



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS.

PEDRO MIGUEL FERNANDES MOUTINHO

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião, Prof. Adjunta Convidada (ISEL)

Doutor Paulo Henrique Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenador do ISEL

Vogais:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Dezembro de 2015

RESUMO

O presente trabalho intitulado “Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS” tem como objetivo dimensionar um edifício de 5 pisos situado em Lisboa. Para tal, aplicaram-se os Eurocódigos como regulamentação. Apesar destas normas ainda não serem obrigatórias em Portugal, há perspetivas de que o serão brevemente.

Devido à complexidade que estes projetos por vezes apresentam, foi adotado um modelo numérico elaborado no programa de cálculo automático ETABS2015, que se baseia no método dos elementos finitos. Esta abordagem permite obter resultados mais corretos e com maior rapidez do que o recurso ao cálculo manual. Além do recurso ao cálculo automático, utilizaram-se também outras técnicas aprendidas ao longo do curso de Engenharia Civil.

Este projeto é composto por várias fases: conceção estrutural, que teve por base as plantas de arquitetura, definição das bases de projeto, construção do modelo, classificação do sistema estrutural e da regularidade estrutural, passa pela análise sísmica e termina com o dimensionamento dos vários elementos estruturais. Finalmente são efetuadas as pormenorizações de dimensionamento dos diversos elementos estruturais. O programa de cálculo automático, ETABS, é uma ferramenta muito útil para execução do projeto, dando resultados fidedignos. Contudo, como em qualquer programa de cálculo automático, os resultados obtidos devem ser analisados com espírito crítico pois podem existir erros na modelação.

palavras-chave: Projeto de Estruturas; betão armado; dimensionamento; Eurocódigos; ETABS2015; análise sísmica.

ABSTRACT

The aim of this study, entitled “Structure Project of a Reinforced Concrete Building using the automatic calculation program ETABS” is sizing a five-floor building to be located in Lisbon. To accomplish this task, the Eurocodes were used as standards. These standards are not yet mandatory in Portugal. However, it is expected that the use of these rules will become mandatory soon.

Due to the complexity of these projects, a numerical model created with the ETABS2015 calc automation software, based on the method of finite elements. With this approach, results are more correct and obtained faster.

Besides the use of an automation tool, several techniques learnt along the courses of Civil Engineering Master were used.

This project included several steps: the structural design, which was based on architectural plans, definition of the bases of the project, model construction, classification of structural system and structural regularity, followed by seismic analysis and ends with the sizing of various structural elements. Finally, the drawing of the various structural elements will be performed.

The programme for automatic calculation, ETABS, is a very useful tool for project implementation, giving reliable results. Nevertheless, as in any other programme for automatic calculation, the obtained results must be examined critically due to possible mistakes ascribed to data entry by the user.

key-words: Project of structures; reinforced concrete; sizing; Eurocodes; ETABS2015; seismic analysis.

AGRADECIMENTOS

Esta página serve para expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que fizeram parte deste longo percurso académico:

Aos meus pais que sempre me apoiaram, sempre me deram força e sempre me disponibilizaram tudo o que necessitei à custa de muito sacrifício;

A todos os colegas que fizeram parte desta caminhada, por toda a paciência, companheirismo e pelos momentos passados;

Aos meus orientadores, Rita Gião e Paulo Mendes, por toda a disponibilidade e apoio para atingir este objetivo;

Ao Tomás, da CSI Portugal, pela paciência e pela ajuda fundamental nesta fase final;

Ao Edgar, ao Vítor, ao Bruno e ao Batalha por toda a companhia e amizade;

Ao Mendes por toda a paciência, vontade de ajudar e pela imensa importância que teve para mim;

À Sara por todo o carinho e apoio;

Ao Instituto Superior de Engenharia de Lisboa por todas as condições dadas e pelo ambiente magnífico e, em particular, aos meus professores pelo conhecimento que me transmitiram.

A todos eles, o meu muito obrigado.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO, MATERIAIS E AÇÕES	3
2.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	3
2.2 MATERIAIS.....	4
2.2.1 Betão.....	4
2.2.2 Aço.....	4
2.3 AÇÕES.....	4
2.3.1 Ações Permanentes.....	5
2.3.2 Ações Variáveis	6
2.3.3 Ações Acidentais	11
2.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	11
3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO.....	13
3.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	13
3.2 CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO.....	14
3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	14
3.3.1 Lajes	15
3.3.2 Vigas.....	15
3.3.3 Pilares.....	16
3.4 MODELAÇÃO	18
3.4.1 Ações.....	19
3.5 SIMPLIFICAÇÕES ADOTADAS	19
4. EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA	21
4.1 REGULARIDADE EM PLANTA	21
4.2 REGULARIDADE EM ALTURA	27

4.3	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	27
4.4	ESPECTRO DE RESPOSTA DE CÁLCULO.....	28
4.5	ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA.....	30
4.6	EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO.....	32
4.6.1	Força de corte na base	32
4.6.2	Distribuição das forças sísmicas horizontais.....	34
4.6.3	Efeitos da torção	34
4.6.4	Efeitos de 2ª Ordem.....	36
5.	DIMENSIONAMENTO	39
5.1	ASPETOS GERAIS	39
5.1.1	Recobrimento de armaduras.....	39
5.1.2	Distância entre varões	40
5.1.3	Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....	40
5.1.4	Comprimento de amarração	40
5.1.5	Comprimento de emenda de armaduras	41
5.2	LAJES	41
5.3	ESCADAS.....	43
5.4	VIGAS.....	46
5.4.1	Largura efetiva do banzo	46
5.4.2	Momentos resistentes nas vigas.....	46
5.4.3	Armadura longitudinal	47
5.4.4	Armadura transversal.....	50
5.5	PILARES	53
5.5.1	Armadura longitudinal	53
5.5.2	Verificação à flexão biaxial.....	55
5.5.3	Armaduras transversais	55
5.5.4	Verificação da ductilidade local.....	57
5.6	PAREDES.....	60
5.6.1	Disposições construtivas.....	60

5.6.2	Armaduras longitudinais.....	62
5.6.3	Armaduras transversais	64
5.6.4	Verificação da ductilidade local.....	64
5.7	MUROS DA CAVE	67
5.8	FUNDAÇÕES.....	69
5.8.1	Pré-dimensionamento	69
5.8.2	Estado Limite Último de Flexão	71
5.8.3	Sapata da caixa de escadas.....	73
5.9	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	74
5.9.1	Controlo da fendilhação	74
5.9.2	Controlo da deformação.....	74
5.9.3	Limitação de danos.....	77
6.	CONCLUSÕES.....	79
6.1	SÍNTESE	79
6.2	CONCLUSÕES	79
	BIBLIOGRAFIA.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Planta arquitetónica dos pisos correntes	3
Figura 2.2 – Paredes de contenção da cave; a) Alçado frontal; b) Alçado lateral esquerdo	6
Figura 2.3 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental	8
Figura 2.4 - Espectro de resposta elástica do Tipo 1.....	10
Figura 2.5 - Espectro de resposta elástica do Tipo 2.....	10
Figura 3.1 – Plantas estruturais; a) Planta do rés-do-chão; b) Planta dos pisos correntes	14
Figura 3.2 – Planta com os elementos estruturais e respetivas nomenclaturas, também com áreas de influência.....	17
Figura 3.3 – Estrutura modelada em ETABS.....	18
Figura 4.1 – Localização do centro de massa e do centro de rigidez; a) planta da cave/ rés-do-chão; b) planta dos pisos	25
Figura 4.2 – Método de cálculo do centro de rigidez a partir do ETABS.	26
Figura 4.3 – Espectro de resposta de cálculo do Tipo 1.....	29
Figura 4.4 – Espectro de resposta de cálculo do tipo 2	29
Figura 4.5 – 1º modo de vibração	31
Figura 4.6 – 2º modo de vibração	31
Figura 4.7 – 3º modo de vibração.....	32
Figura 4.8 – Forças de corte por piso, utilizadas pelo ETABS no cálculo dos momentos torsões	36
Figura 5.1 - Escadas; a) em planta; b) modelo de funcionamento	43
Figura 5.2 – Modelos das escadas; a) primeira fase; b) segunda fase.....	43
Figura 5.3 – Dimensionamento dos lanços de escada	44
Figura 5.4 – Dimensionamento dos patins da escada	45
Figura 5.5 – Cargas adicionadas no ETABS devido à presença das escadas	46
Figura 5.6 – Larguras efetivas do banzo; a) Ligação a pilares exteriores; b) Ligação a pilares interiores..	46
Figura 5.7 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar.....	49
Figura 5.8 – Localização do pilar P5.....	53
Figura 5.9 – Dimensões do pilar P5.....	58
Figura 5.10 – Pilares com escala de cores no ETABS	59
Figura 5.11 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios.....	62
Figura 5.12 – Esquema representativo das armaduras de confinamento nos pilares fictícios 1 e 2	65
Figura 5.13 – Carga a que as paredes de contenção estão sujeitas	68
Figura 5.14 – Esquema de sapatas com cargas excêntricas interligadas com vigas de fundação	70
Figura 5.15 – Esquema representativo do método das bielas.....	71
Figura 5.16 – Esquema representativo do método das bielas para cargas excêntricas	72

Figura 5.17 – Representação, em planta, da sapata da caixa de escadas	73
Figura 5.18 – Modelo de cálculo para a direção X e Y	73
Figura 5.19 – Deslocamentos na cobertura para a combinação quase-permanente	75

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais características do betão adotado	4
Tabela 2.2 - Principais características do aço adotado	4
Tabela 2.3 – Quantificação das ações permanentes	5
Tabela 2.4 - Sobrecargas e respetivos coeficientes	6
Tabela 2.5 - Categorias de utilização	7
Tabela 2.6 - Classes de importância para os edifícios	8
Tabela 2.7 - Coeficientes de importância γ_1	9
Tabela 2.8 - Coeficientes parciais	12
Tabela 3.1 – Dimensões das paredes	16
Tabela 3.2 - Áreas de influência	16
Tabela 3.3 – Dimensões e esforço normal reduzido dos pilares	17
Tabela 4.1 – Centros de massa	24
Tabela 4.2 – Contribuição dos pilares e paredes para o cálculo do centro de rigidez	24
Tabela 4.3 – Centros de rigidez e centros de massa, por piso, calculados a partir do ETABS.	25
Tabela 4.4 – Diferenças entre centros de rigidez e centros de massa calculados pelo ETABS e calculados através do cálculo manual.	26
Tabela 4.5 – Verificação da cláusula 5 da regularidade em planta.	26
Tabela 4.6 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura	28
Tabela 4.7 – Acelerações correspondentes aos períodos dos 3 modos principais	29
Tabela 4.8 – Fatores de participação da massa para os 12 primeiros modos de vibração	30
Tabela 4.9 – Valores das acelerações espectrais dos modos de vibração relativos às direções x e y.	33
Tabela 4.10 – Contabilização da massa do edifício	33
Tabela 4.11 – Cálculo da força de corte basal	33
Tabela 4.12 – Cálculo das forças sísmicas horizontais	34
Tabela 4.13 – Cálculo dos momentos torsões na direção x e y.	35
Tabela 4.14 – Momentos torsões (calculados pelo ETABS)	35
Tabela 4.15 – Deslocamentos relativos entre pisos	37
Tabela 4.16 – Cálculo dos coeficientes de sensibilidade	37
Tabela 5.1 – Valor do recobrimento de armaduras	39
Tabela 5.2 – Diâmetros mínimos de dobragem de varões	40
Tabela 5.3 – Comprimentos de amarração de cálculo	40
Tabela 5.4 – Comprimentos de emendas admitidos	41
Tabela 5.5 – Armaduras mínimas e máximas admitidas em lajes	42
Tabela 5.6 – Armaduras de laje	42

Tabela 5.7 – Cargas nas escadas	44
Tabela 5.8 – Cálculo das contribuições da armadura da laje para momentos resistentes da luga.....	46
Tabela 5.9 – Armadura longitudinal adotada	47
Tabela 5.10 – Armaduras escolhidas	48
Tabela 5.11 – Verificação da ductilidade local.....	48
Tabela 5.12 – Verificação da ductilidade local.....	48
Tabela 5.13 – Cálculo dos momentos resistentes na extremidade da viga	51
Tabela 5.14 – Valores do esforço transversal de cálculo para a combinação quase-permanente.....	51
Tabela 5.15 – Cálculo do esforço transversal de cálculo	52
Tabela 5.16 – Esforço transversal de cálculo máximo	52
Tabela 5.17 – Esforço transversal de cálculo máximo obtido pelo ETABS	52
Tabela 5.18 – Armaduras transversais nas vigas junto aos apoios	52
Tabela 5.19 – Valores dos momentos resistentes do pilar 5 em cada direção reajustados a 55%	54
Tabela 5.20 – Cálculo dos momentos resistentes finais em ambas as direções.....	55
Tabela 5.21 – Momentos resistentes em ambas as direções.....	56
Tabela 5.22 – Coeficientes de redução do pilar P5 em ambas as direções	56
Tabela 5.23 – Cálculo do esforço transversal atuante.....	56
Tabela 5.24 – Áreas de armaduras transversais para o pilar P5.....	56
Tabela 5.25 – Varões a utilizar na zona crítica e respetivas áreas.....	56
Tabela 5.26 – Cálculo do coeficiente de eficácia (α)	58
Tabela 5.27 – Cálculo do esforço normal reduzido (v_d)	58
Tabela 5.28 – Medidas para o cálculo do ω_{wd}	59
Tabela 5.29 – Dimensões das paredes do edifício	60
Tabela 5.30 – Valores mínimos e máximos e adotados das extensões dos elementos de extremidade das paredes.....	61
Tabela 5.31 – Cálculo do esforço normal reduzido.....	61
Tabela 5.32 – Cálculo da altura crítica	61
Tabela 5.33 – Armadura de flexão adotada nas paredes	63
Tabela 5.34 – Armadura vertical adotada na alma das paredes	63
Tabela 5.35 – Cálculo das armaduras transversais nas paredes	64
Tabela 5.36 – Armaduras transversais adotadas nas paredes.....	64
Tabela 5.37 – Cálculo dos valores de α para os pilares fictícios	65
Tabela 5.38 – Cálculo da taxa volumétrica	66
Tabela 5.39 – Cálculo da extensão última do betão	66
Tabela 5.40 – Cálculo da posição do eixo neutro	66
Tabela 5.41 – Cálculo do comprimento do elemento da extremidade.....	66
Tabela 5.42 – Verificação da inequação 5.57.....	67

Tabela 5.43 – Pré-dimensionamento das sapatas exemplo	70
Tabela 5.44 – Dimensões da sapatas-exemplo e pesos próprios	70
Tabela 5.45 – Tensão transmitida ao solo pelas sapatas exemplo	71
Tabela 5.46 – Forças de tração para a sapata 10 em ambas as direções	71
Tabela 5.47 – Armaduras de flexão adotadas para a sapata 10	72
Tabela 5.48 – Força de tração para a sapata 1 em ambas as direções	72
Tabela 5.49 – Armaduras de flexão adotadas para a sapata 1	73
Tabela 5.50 – Armadura da sapata da caixa de escadas, segundo X.....	74
Tabela 5.51 – Resultados da inequação 5.90.....	77

LISTA DE ABREVIATURAS

Siglas

EC0	Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Acções em estruturas
EC2	Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão
EC8	Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos
ELS	Estados limites de serviço
ELU	Estados limites últimos
ETABS	Extended 3D Analysis of Building System
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta

Letras maiúsculas latinas

A	Área de secção transversal
A_c	Área de secção transversal do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armadura
A_{sl}	Área de armadura longitudinal de tração
A_{sw}	Área de armadura vertical de alma
A_{sw}	Área de secção de armadura de esforço transverso
E	Efeito de uma ação
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Esforço atuante de dimensionamento
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força horizontal equivalente
F_s	Força na armadura ordinária

F_{tsd}	Força de cálculo no tirante da armadura ordinária junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia
I_l	Momento de inércia da secção não fendilhada
K	Rigidez
L	Comprimento
$L_{m\acute{a}x}$	Dimensão máxima em planta do edifício
$L_{m\acute{i}n}$	Dimensão mínima em planta do edifício
M	Momento fletor
M_{ai}	Momento torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento atuante de cálculo
M_{Rb} M_{Rc}	Momentos resistentes em vigas e pilares, respetivamente
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa
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 deslocamentos constante
V	Esforço transverso
V_{Ed}	Valor de cálculo de esforço transverso
V_{Rd}	Esforço transverso resistente de cálculo
V_{total}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CR} Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b	Largura total da secção transversal
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_w	Largura da alma de vigas
c_{min}	Recobrimento mínimo
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma secção transversal
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal

d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamento real da estrutura
e	Excentricidade
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
h	Altura
h_{cr}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
l	Comprimento ou vão
l_o	Comprimento de emenda
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
m	Massa
q	Coefficiente de comportamento
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{max,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões nas lajes
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos

Letras gregas

α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal
α	Coefficiente de homogeneização
α_1	Coefficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado
α_2	Coefficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão
α_3	Coefficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais
α_4	Coefficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados
α_5	Coefficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro e cálculo horizontal

δ_{∞}	Deformação a longo prazo
$\epsilon_{cu,2}$	Extensão última do betão não confinado
$\epsilon_{cu,2,c}$	Extensão última do betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
γ_c	Peso volúmico do betão
γ_G	Coefficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_Q	Coefficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis
γ_s	Peso volúmico do aço
φ	Coefficiente de fluência
λ	Parâmetro adimensional
μ_{φ}	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
ν	Esforço normal reduzido
\emptyset	Diâmetro do varão
$\emptyset_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem dos varões
ρ'	Taxa de armadura de compressão
ρ_{min}	Taxa de armadura mínima
σ_{adm}	Tensão admissível no solo
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coefficientes de combinação
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras de betão

1

INTRODUÇÃO

SUMÁRIO: Considerações iniciais sobre o trabalho e os seus objetivos bem como a forma de como os alcançar. Descrição dos capítulos que compõem o trabalho.

1.1 Enquadramento do tema

O presente documento enquadra-se no âmbito do trabalho final do curso de mestrado em engenharia civil, na área de especialização de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Nos dias de hoje existe uma grande preocupação na conceção de estruturas pois o conhecimento teve uma grande evolução. Alguns dos maiores especialistas portugueses em sismos (Sousa, 2006), (Carvalho, 2001) dizem que existe alta probabilidade de Portugal sofrer uma catástrofe que irá matar mais de uma dezena de milhares de pessoas (LNEC, 1986). Para se calcular o risco de um sismo é necessário ter em conta três fatores: a perigosidade, a exposição e a vulnerabilidade. Como não se pode atuar sobre os dois primeiros fatores é necessário atuar sobre o último, ou seja, preparar o país para este tipo de evento, algo que começa a ser feito. Assim, o dimensionamento sísmico assume uma grande importância em projeto.

Em relação à legislação o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e o de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) são os regulamentos em vigor, no entanto Portugal encontra-se numa fase transitória que visa a implementação dos designados Eurocódigos e os respetivos Anexos Nacionais.

A regulamentação sísmica reside na imposição de requisitos como a limitação de danos e a não ocorrência de colapso que serão abordadas ao longo deste documento. Existe também um novo conceito nas Normas Europeias que é o *capacity design* que consiste no dimensionamento da estrutura baseado na capacidade real de forma a garantir que esta tem maior capacidade de deformação perante a ação sísmica tendo assim um comportamento dúctil e evitando roturas frágeis.

O seguinte trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de um projeto de uma estrutura em betão armado aplicado às Normas Europeias, com recurso ao programa de cálculo automático ETABS.

Este projeto será desenvolvido a partir de plantas de arquitetura, sendo assim, necessária uma solução estrutural dimensionada de forma a respeitar as exigências expressas nas referidas Normas.

Para a modelação da estrutura utiliza-se o programa de cálculo automático Extended 3D Analysis of Building System (ETABS). Este tipo de programa de cálculo automático veio melhorar os projetos visto que

é mais rápido e apresenta melhorias de custo no valor global associado à estrutura pois permite chegar a uma solução otimizada.

1.2 Objetivos e metodologia

O projeto que será desenvolvido no decorrer deste trabalho terá as seguintes tarefas:

- Conceber uma solução estrutural que respeite a planta arquitetónica, sendo constituída por elementos verticais resistentes e por lajes e vigas;
- Classificar o sistema estrutural;
- Recorrer ao ETABS para a modelação da estrutura;
- Garantir a segurança da estrutura às diferentes ações a que esta poderá estar sujeita;
- Análise sísmica do modelo estrutural;
- Elaborar as peças desenhadas, nomeadamente as associadas ao dimensionamento dos principais elementos estruturais.

Para conceber a solução estrutural é essencial perceber onde é necessária a colocação dos elementos estruturais e fazer o seu pré-dimensionamento. Depois de definida a estrutura procede-se à construção do modelo estrutural no programa ETABS de forma a analisar o comportamento da estrutura e os seus resultados em termos de esforços e deslocamentos. Em seguida faz-se o dimensionamento utilizando as Normas Europeias e verifica-se a segurança aos estados limites últimos e estados limites de utilização. Por fim preparam-se todas as peças desenhadas necessárias à execução do projeto.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho está organizado em 6 capítulos. No primeiro capítulo encontra-se a introdução que conta com o enquadramento do trabalho bem como os objetivos e a organização deste.

A descrição das bases do projeto bem como a descrição dos materiais do edifício e as cargas a que este está sujeito consta do capítulo dois.

No capítulo três do trabalho apresenta-se a conceção estrutural bem como o pré-dimensionamento dos principais elementos estruturais, descrevendo-se também as opções tomadas aquando da modelação da estrutura.

No quarto capítulo estabelecem-se os efeitos da ação sísmica, para tal classifica-se a regularidade estrutural que permite a quantificação do coeficiente de comportamento assim como a determinação dos espectros de resposta de cálculo. Neste capítulo encontra-se também a análise modal, os efeitos de torção e verifica-se a necessidade de quantificar os efeitos de segunda ordem.

No início do quinto capítulo estabelecem-se aspetos gerais como o recobrimento de armaduras ou o comprimento de emendas, aspetos estes necessários para o cálculo do dimensionamento. Apresenta-se também o dimensionamento de todos os elementos estruturais: lajes, vigas, pilares, etc.

Finalmente no sexto capítulo apresentam-se as conclusões obtidas com a realização deste trabalho.

2

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO, MATERIAIS E AÇÕES

SUMÁRIO: Neste capítulo caracteriza-se e define-se o edifício em estudo, os materiais que o compõem e as ações a que ele está sujeito. Indicam-se, também, as combinações de ações utilizadas para o seu estudo.

2.1 Caracterização do edifício

A estrutura a analisar é para um edifício destinado a habitação, localizado em Lisboa, tem 5 pisos com um pé direito de 2,85 m e uma cave destinada a estacionamento com um pé direito de 2,5 m. Cada piso tem cerca de 192 m² e o rés-do-chão compreende ainda um pequeno pátio de 48 m².

Cada piso tem dois apartamentos simétricos entre si, sendo que cada um é composto por uma cozinha e duas casas de banho, uma sala com 16 m², dois quartos com aproximadamente 11 m² e um outro com 15 m². A cobertura do edifício é em telhado. Na figura 2.1 pode observar-se a planta de arquitetura dos pisos.

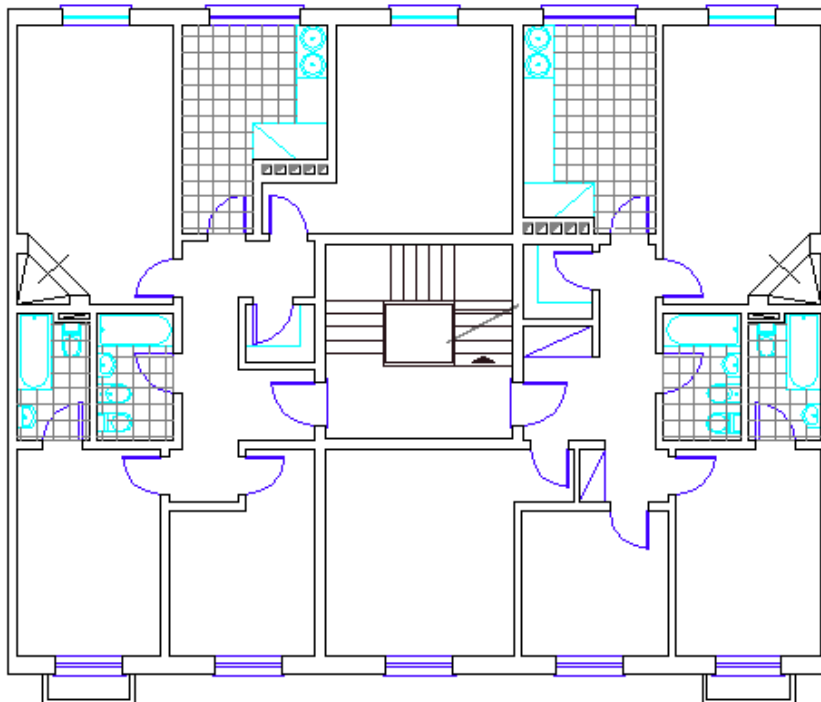


Figura 2.1 – Planta arquitetónica dos pisos correntes

2.2 Materiais

As estruturas devem ser dimensionadas e construídas de forma a terem um bom desempenho durante o seu período de vida útil, neste caso, o edifício pertence à Categoria 4 da tabela 2.1 do EC0, o que significa que deve ser dimensionado para um período de vida útil de 50 anos (NP EN 1990).

2.2.1 Betão

O tipo de betão foi escolhido com base nos critérios da Norma NP EN 206-1. Assim optou-se por um betão de classe de resistência C25/30 e com as características indicadas na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Principais características do betão adotado

Betão C25/30
$f_{ck} = 25,0 \text{ Mpa}$
$f_{cd} = 16,7 \text{ Mpa}$
$f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa}$
$E_{cm} = 31,0 \text{ Gpa}$
$\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$

2.2.2 Aço

Como se irá estudar o comportamento do edifício à ação sísmica é necessário garantir que o aço seja adequado para regimes plásticos. Em suma, optou-se por um aço com as características presentes na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Principais características do aço adotado

Aço A400 NR SD
$f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$
$f_{yd} = 348 \text{ Mpa}$
$E_s = 200 \text{ Gpa}$
$\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

2.3 Ações

A definição das ações tem bastante importância pois o edifício será dimensionado para resistir a estas ações. Desta forma quanto mais realistas forem estas ações, mais correto será o dimensionamento da estrutura. As ações dividem-se em três grandes grupos: Permanentes, Variáveis e Acidentais.

2.3.1 Ações Permanentes

Em relação às ações permanentes é preciso ter em conta o peso próprio, as restantes cargas permanentes como as paredes de alvenaria e a cobertura. Seguidamente apresenta-se um quadro com os valores de cada ação.

Tabela 2.3 – Quantificação das ações permanentes

Ações Permanentes	Carga
Peso Próprio dos elementos estruturais	25,0 kN/m ³
Revestimentos	1,5 kN/m ²
Parede interiores	1,0 kN/m ²
Parede de alvenaria de 35 cm	2,6 kN/m ²
Parede de alvenaria de 30 cm	2,4 kN/m ²
Cobertura	1,5 kN/m ²

Em seguida justificam-se alguns valores utilizados.

2.3.1.1 Restante Carga Permanente

Para calcular a ação em estudo utilizou-se o valor de 1,5 kN/m², que é um valor usual para revestimentos de pavimentos.

2.3.1.2 Paredes Exteriores

Existem dois tipos de paredes exteriores presentes neste projeto. As paredes da frente e da retaguarda do edifício são paredes de 35 cm de espessura enquanto as paredes laterais são de 30 cm de espessura.

Para as paredes de 35 cm utilizou-se um valor de 2,6 kN/m² e contabilizou-se apenas 80% deste valor devido à presença de janelas. Para as paredes laterais utilizou-se um valor de 2,4 kN/m² e contabilizou-se 100% deste valor pois não se encontram janelas nestas paredes.

2.3.1.3 Paredes Interiores

Para esta ação não se considera a localização específica das paredes pois estas podem ser alvos de modificação e as lajes terão capacidade de redistribuição dos esforços a que estão sujeitas, assim considera-se um valor por metro quadrado tal como se as paredes estivessem em toda a área de igual forma. O valor considerado foi de 40% do valor das paredes exteriores, ou seja 1,0 kN/m².

2.3.1.4 Cobertura

Considerou-se que a estrutura tem cobertura de telha apoiada em ripado de betão, assim tem-se o valor de 1,5 kN/m².

2.3.1.5 Impulso de terras

Esta ação corresponde ao impulso das terras suportado pelas paredes de contenção da cave em betão armado. Considera-se que a terra existente é proveniente de aterro e portanto apresenta um ângulo de atrito interno de 30° e um peso específico de 18 kN/m^3 . Na figura 2.2 apresentam-se as referidas paredes de contenção que apresentam uma altura variável à correspondência do nível de terras, o restante das paredes será em alvenaria.

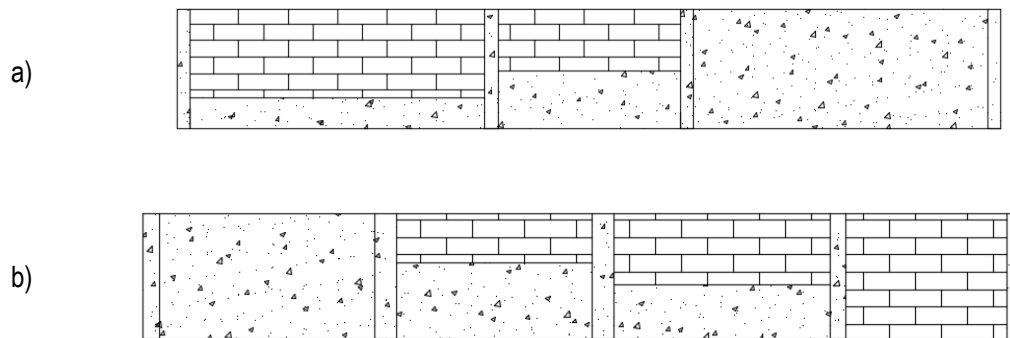


Figura 2.2 – Paredes de contenção da cave; a) Alçado frontal; b) Alçado lateral esquerdo

2.3.2 Ações Variáveis

Nesta classe encontram-se as ações associadas à exploração da estrutura, são ações que apresentam uma grande variação. O vento é uma dessas ações, no entanto não irá ser considerado pois a ação sísmica será mais condicionante, estudando-se apenas esta.

2.3.2.1 Sobrecarga

As sobrecargas estão associadas ao tipo de ocupação do edifício. Na tabela 2.4 apresentam-se as sobrecargas e os respetivos coeficientes (ψ) (NP EN 1991-1).

Tabela 2.4 - Sobrecargas e respetivos coeficientes

Sobrecargas	Categoria	Valor	Coeficientes		
			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pisos	A	$2,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,3
Escadas	A	$3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,3
Cobertura não acessível	H	$0,4 \text{ kN/m}^2$	0	0	0

Antes de definir a sobrecarga é necessário enquadrar o edifício numa categoria. Segundo o EC1, pelo quadro 6.1 o edifício pertence à categoria A.

Tabela 2.5 - Categorias de utilização

Categoria	Utilização Específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação, quartos e enfermarias de hospital, quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.

Segundo esta categoria, para pavimentos, obtém-se uma sobrecarga de 2,0 kN/m² através do quadro 6.2 do EC1.

2.3.2.2 Ação Sísmica

Pretende-se fazer o dimensionamento do edifício para que, na ocorrência de um sismo, a estrutura se mantenha operacional, ou seja, que os danos sejam limitados e também para que não seja colocada em risco a vida humana. Para assegurar o cumprimento destas premissas é necessário cumprir os seguintes requisitos (NP EN 1998-1):

- Requisito de não ocorrência de colapso.
- Requisito de limitação de danos.

O primeiro requisito tem por objetivo que o edifício resista à ação sísmica de cálculo mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual. A ação sísmica associada tem uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , de 10% em 50 anos, ou a um período de retorno de referência, T_{NCR} , de 475 anos.

Já o segundo requisito é cumprido quando a estrutura é submetida a uma ação sísmica cuja probabilidade é maior que a ação de cálculo, não ocorrendo danos estruturais. Esta ação tem uma probabilidade de excedência, P_{DLR} , de 10% em 10 anos e um período de retorno, T_{DLR} , de 95 anos.

Existem vários fatores a ter em conta para caracterizar a ação sísmica, nomeadamente,

- Tipos de Ações Sísmicas

No dimensionamento de estruturas em Portugal, o Anexo Nacional do EC8 preconiza dois tipos de sismo. O primeiro tipo, ação sísmica Tipo I, está associado aos sismos que têm epicentro na região atlântica e portanto são considerados sismos “afastados” no Anexo Nacional (NA.4.2b). O segundo tipo, ação sísmica Tipo II, representa sismos com epicentro no Território Continental ou no Arquipélago dos Açores, sendo denominados de sismos “próximos”.

Como a estrutura a projetar é em Lisboa, território continental, então terão de se usar ambas as ações sísmicas.

- Zoneamento

O território nacional é dividido por zonas sísmicas onde são considerados valores de aceleração de referência para os dois tipos de ação sísmica. Na figura seguinte apresenta-se a delimitação do território nacional segundo o Anexo Nacional do EC8.

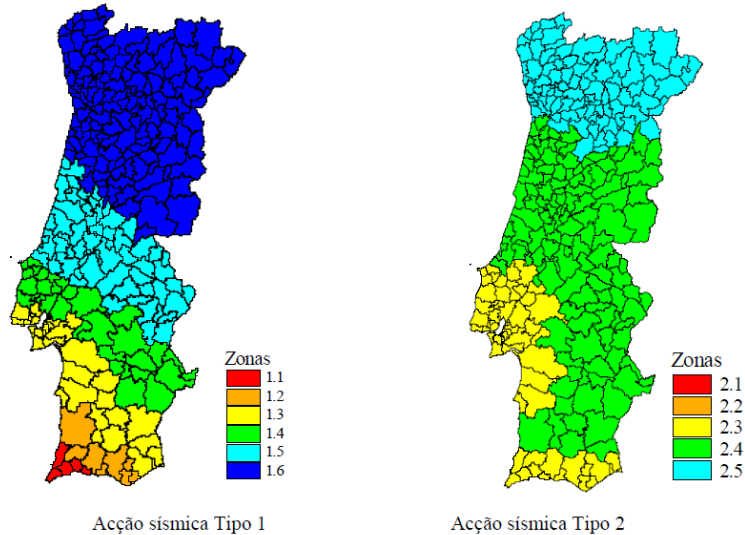


Figura 2.3 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental

Segundo a figura 2.3 consegue identificar-se que o edifício a projetar se encontra na zona 1.3 para a ação sísmica tipo I e na zona 2.3 para a ação sísmica tipo II.

- Classe de importância

As estruturas são classificadas segundo diferentes classes de importância. Segundo o EC8 existem quatro tipos de classe que aumenta consoante a gravidade das consequências em caso de colapso. Na tabela 2.5 apresenta-se a definição de cada classe.

Tabela 2.6 - Classes de importância para os edifícios

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

A estrutura a projetar pertence à classe de importância II. Ao conceito de classe de importância está subjacente uma ação sísmica diferenciada e um respetivo período de retorno. Neste caso, classe tipo II, o EC8 considera um período de retorno de 475 anos.

Segundo a classe do edifício adotam-se coeficientes de importância, γ_1 , que se encontram na tabela NA.II do EC8 a seguir representada.

Tabela 2.7 - Coeficientes de importância γ_1

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
I	0,65	0,75
II	1,00	1,00
III	1,45	1,25
IV	1,95	1,50

De fato, analisando a tabela, facilmente se conclui que o coeficiente de importância, γ_1 , é 1 para ambos os tipos de ação sísmica.

Este coeficiente de importância permite obter a aceleração à superfície de um terreno do tipo A, dada pela seguinte fórmula: $a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$.

- Tipo de Terreno

O EC8 define sete tipos de solo consoante os parâmetros: valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, valor do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica, N_{SPT} , resistência ao corte não drenada do solo, c_u . Como não há qualquer tipo de informação do terreno admitiu-se um terreno tipo B, descrito como depósitos de areia muito compacta, de seixo ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.

- Espectro de Resposta Elástica Horizontal

A ação sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam a componente horizontal do movimento do solo.

O espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pelo EC8 segundo as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

Sendo:

- $S_e(T)$ – Espectro de resposta elástico;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- 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;
- S – coeficiente do solo;
- η – coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

A partir das expressões (2.1), (2.2), (2.3) e (2.4) geraram-se 2 listagens de valores correspondentes à ação sísmica tipo 1 e tipo 2. Com essas listagens (Anexo 4) obtiveram-se os seguintes espectros de resposta.

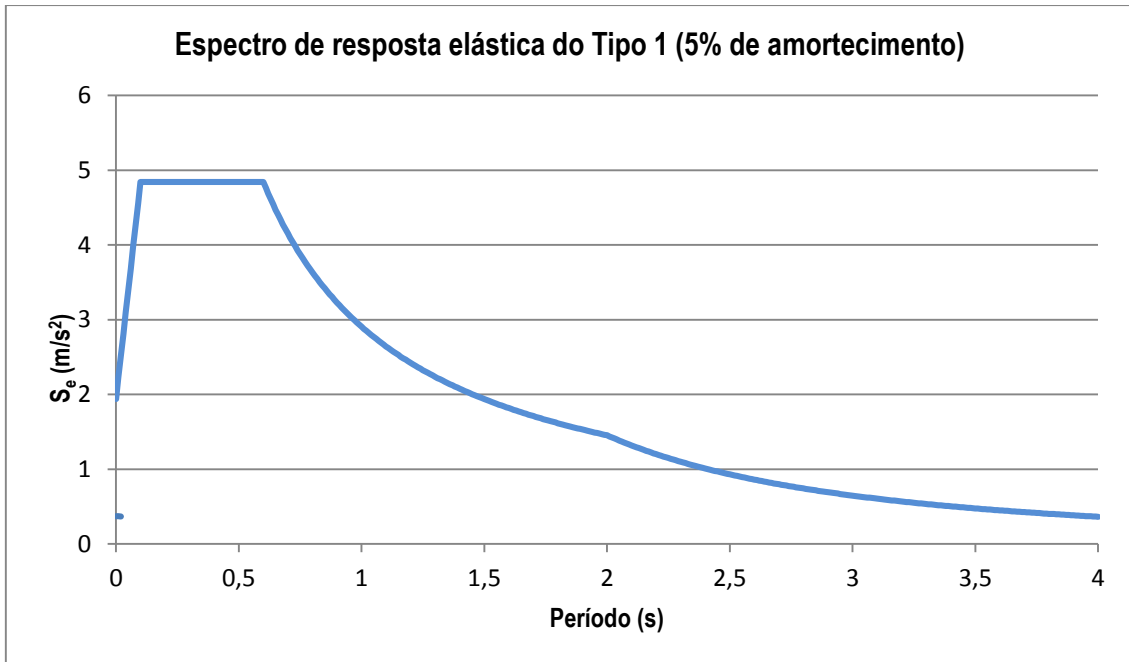


Figura 2.4 - Espectro de resposta elástica do Tipo 1

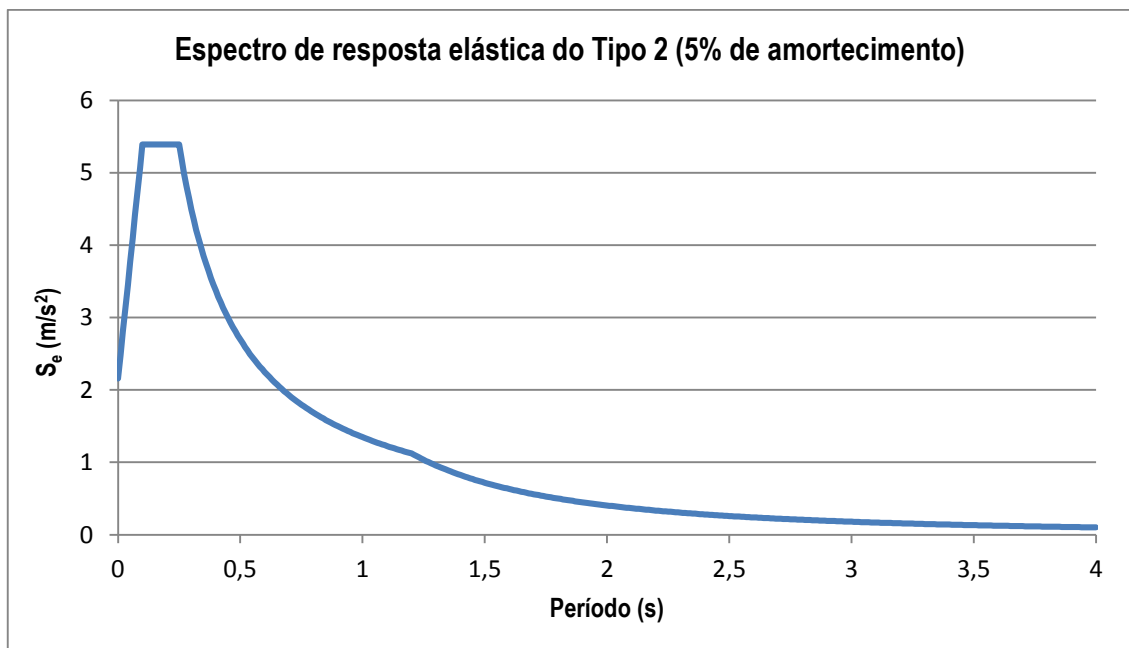


Figura 2.5 - Espectro de resposta elástica do Tipo 2

2.3.3 Ações Acidentais

Existem ainda este tipo de ações, estas ações são aquelas que têm uma probabilidade de ocorrência muito reduzidas e, por esse motivo, não é considerada neste projeto. São exemplos destas ações os incêndios, choques e explosões.

2.4 Combinações de ações

Para que a estrutura tenha a capacidade de resistir a estas ações é necessário que consiga resistir, não só a cada uma delas separadamente, como também, a uma combinação. As combinações de ações consideradas na análise da estrutura em estudo são (NP EN 1990):

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (2.5)$$

ELU – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.6)$$

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (2.7)$$

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (2.8)$$

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.9)$$

Em que:

- “+” – Significa “a combinar com”;
- \sum – Significa “o efeito combinado de”;
- E_d – Valor de dimensionamento para o 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;
- γ_G – Coeficiente parcial para as ações permanentes;
- γ_Q – Coeficiente parcial para as ações variáveis;

- ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- ψ_1 – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- A_{Ed} – Valor de cálculo para a ação sísmica.

Os coeficientes parciais foram retirados do quadro A.1.2(A) do EC0 e são os seguintes.

Tabela 2.8 - Coeficientes parciais

γ_G	γ_Q
1,35	1,5

A componente da ação sísmica (A_{Ed}) é composta pelo sismo, com uma componente segundo a direção x, outra componente segundo a direção y e ainda por um momento torsor.

Uma metodologia para a consideração simultânea das duas componentes da ação sísmica numa dada direção, consiste na consideração do efeito da totalidade da ação a atuar nessa direção e de 30% do efeito da ação da direção perpendicular, havendo por isso 8 casos em estudo para cada tipo de sismo. No entanto, tem de se integrar o momento torsor aos 8 casos possíveis perfazendo assim um total de 16 combinações possíveis entre os 2 sismos existentes.

Contudo, como forma simplificada em termos de utilização do programa, foi utilizada a regra do SRSS (Square Root of the Sums of the Squares) que consiste em obter a resposta, considerando a contribuição do sismo em cada direção, através da ponderação quadrática das respostas em cada modo de vibração. Assim sendo, em vez de se considerar a contribuição do sismo em cada uma das direções, será feita a consideração de um valor resultante, dado pela raiz da soma dos quadrados de cada uma das direções.

3

CONCEÇÃO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO

SUMÁRIO: Explicação da solução estrutural encontrada e do pré-dimensionamento, tal como dos critérios usados para o efeito.

3.1 Solução Estrutural

A fase de conceção do edifício é a fase mais condicionante do projeto de estruturas. O EC8 refere alguns princípios para a conceção de estruturas que aparecem explicadas por outros autores (Jacinto, 2013), são eles:

- Simplicidade estrutural, pois permite uma previsão de um bom comportamento sísmico.
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura, de forma a reduzir as roturas locais e os efeitos de torção. Além disso, quanto mais redundante for a estrutura, ou seja mais hiperstática, maior será o número de ligações a plastificar até ao colapso e menor será a probabilidade desta colapsar.
- Resistência e rigidez nas duas direções, pois o sismo pode atuar em ambas as direções.
- Resistência e rigidez à torção, pois o efeito da torção tem consequências negativas na estrutura.
- Ação de diafragma ao nível dos pisos, é importante para distribuir as forças sísmicas pelas paredes e pelos pilares existentes.
- Fundação adequada, pois as fundações têm muita importância no comportamento da estrutura.

É necessário encontrar uma solução estrutural que garanta a segurança do edifício quando sujeito a diferentes ações e que respeite os princípios referidos anteriormente. Para tal é necessário ter em conta todos os condicionamentos existentes (tais como a planta arquitetónica ou o tipo de terreno e a sua cota). Visto que a cave está parcialmente enterrada é necessário usar paredes de contenção em betão, no entanto não se justifica a colocação destas paredes à volta de toda a cave e a toda a altura, pois só algumas partes da cave estão enterradas. Assim decidiu-se pela colocação de paredes com diferentes alturas em troços limitados pelos pilares, na frente e na parte lateral esquerda do edifício.

Optou-se pela colocação de paredes em betão à volta da caixa de escadas pela maior estabilidade e rigidez que estas vão conferir à estrutura.

De seguida colocaram-se pilares onde estes seriam necessários para garantir a segurança do edifício, de acordo com a planta arquitetónica.

3.2 Caracterização estrutural do edifício

Optou-se por uma solução porticada em betão armado com laje vigada. Este edifício é constituído por cave, rés-do-chão e 4 pisos. A cave e o rés-do-chão são iguais estruturalmente tendo assim 16 pilares, 4 de canto, 10 de bordo e 2 centrais. Além disso ainda tem 5 paredes à volta da caixa de escadas que fazem o papel de 4 pilares centrais.

Os 4 pisos correntes são estruturalmente iguais tendo 12 pilares, 4 de canto e 8 de bordo. Tem, também, as mesmas 5 paredes à volta da caixa de elevador. Seguidamente apresentam-se ambas as plantas estruturais já referidas.

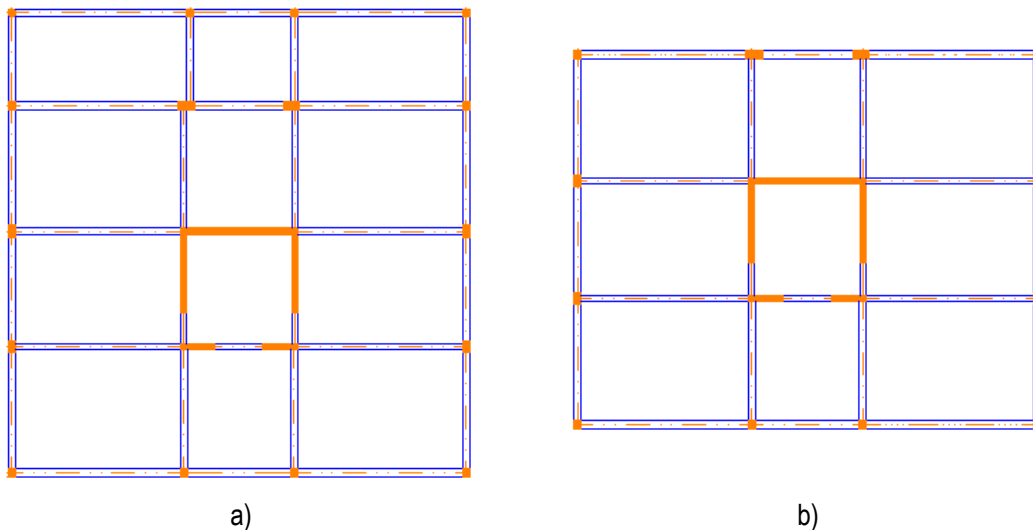


Figura 3.1 – Plantas estruturais; a) Planta do rés-do-chão; b) Planta dos pisos correntes

A arquitetura foi desenvolvida de acordo com as regulamentações antigas e portanto as dimensões das paredes exteriores eram incompatíveis com os requisitos regulamentares de térmica e acústica hoje existentes. Assim sendo, optou-se por soluções que cumprissem os conceitos inerentes à nova regulamentação:

- Parede de 35 cm – Parede dupla de 15×11 com caixa-de-ar de 5 cm e recobrimento de 2 cm de ambos os lados.
- Parede de 30 cm – Parede dupla de 11×11 com caixa-de-ar de 4 cm e recobrimento de 2 cm de ambos os lados.

3.3 Pré-dimensionamento

Depois de definida a solução estrutural é necessário dimensionar os elementos estruturais. Considerou-se que as paredes à volta da caixa de escadas teriam uma espessura de 20 cm, os restantes elementos como

lajes, vigas e pilares foram dimensionados de acordo com algumas regras que se podem observar em seguida.

3.3.1 Lajes

Para fazer o pré-dimensionamento das lajes utilizou-se a fórmula 3.1 (NP EN 1992):

$$d \geq \frac{L}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1)$$

Onde:

- d é a espessura da laje;
- L represente o menor vão;
- K é uma constante do quadro 7.4N do EC2;
- f_{yk} é a tensão característica de cedência à tração do aço.

Considera-se que o sistema estrutural do vão condicionante é encastrado-apoiado e que o betão é levemente solicitado ($\rho=0,5\%$), assim pelo quadro 7.4N do EC2 conclui-se que $K=26$.

Assim sendo tem-se:

$$d \geq \frac{3,8}{26 \times \frac{500}{400}} = 0,12 \text{ m} \quad (3.2)$$

Para a espessura da laje admitiu-se uma espessura de 0,15 m, o que vai de encontro ao projeto de arquitetura.

3.3.2 Vigas

Para o cálculo da altura das vigas utilizou-se a seguinte regra:

$$h \geq \frac{L}{10 - 12} \quad (3.3)$$

Onde:

- h representa a altura das vigas;
- L representa o vão.

Assim tem-se:

$$h \geq \frac{5,93}{12} \quad (3.4)$$

Considerou-se então uma altura igual para todas as vigas sendo essa altura 0,50 m. Já a largura das vigas é variável de viga para viga. A mais pequena apresenta uma largura de 0,20 m e a maior uma largura de 0,30 metros, estas larguras foram decididas caso a caso tendo em atenção a largura das paredes e a secção dos pilares onde as vigas descarregam (Dimensões no Anexo 1).

3.3.3 Pilares

Para realizar o pré-dimensionamento dos pilares é necessário perceber primeiro quais os esforços a que o pilar estará sujeito. Consideram-se vários esforços tais como o peso próprio das lajes, as restantes cargas permanentes, o peso das paredes exteriores e interiores, a sobrecarga e o peso da cobertura. Depois de somadas todas as ações calculou-se a área necessária de cada pilar através do seu esforço normal reduzido mínimo através da seguinte expressão:

$$v = \frac{N}{A \times f_{cd}} \leq 0,65 \quad (3.5)$$

Onde:

- N é o esforço normal a que o pilar está sujeito;
- A é a área do pilar;
- f_{cd} é tensão de rotura à compressão do betão;
- v representa o esforço normal reduzido.

Na tabela 3.1 apresentam-se também as dimensões das paredes de escada.

Tabela 3.1 – Dimensões das paredes

Paredes		
Designação	b (m)	h (m)
Par1	1,20	0,20
Par2	1,20	0,20
Par3	0,20	2,70
Par4	0,20	2,70
Par5	4,05	0,20

Para a estimativa do esforço axial é necessário definir áreas de influência de cada pilar, ou seja, as áreas de laje sustentadas por cada pilar.

Tabela 3.2 - Áreas de influência

Áreas de influência (m ²)	
A1	7,2
A2	11,5
A3	20,5
A4	12,8
A5	11,7
A6	18,8
A7	5,7
A8	8,1

Para um melhor entendimento apresenta-se de seguida uma figura onde se definem as áreas de influência dos pilares a pré-dimensionar.

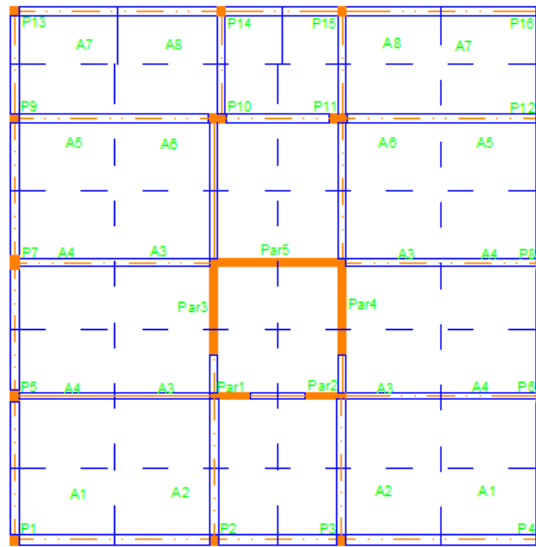


Figura 3.2 – Planta com os elementos estruturais e respetivas nomenclaturas, também com áreas de influência

Para estimar o esforço axial presente em cada pilar é necessário multiplicar as diferentes cargas (peso próprio, restante carga permanente, cobertura e sobrecarga) pela áreas de influência de cada pilar. No caso das paredes multiplicam-se os valores definidos em 2.3.1 por um comprimento de influência e pela altura.

Depois de estimado o esforço axial é possível calcular as áreas mínimas e escolher a dimensão dos pilares, na tabela 3.3 calcula-se também o esforço normal reduzido obtido através da equação 3.5.

Tabela 3.3 – Dimensões e esforço normal reduzido dos pilares

Pilares	N (kN)	Área mínima	b (m)	h (m)	Área (cm ²)	v
P1	550,2	507,87	0,25	0,30	750,00	0,44
P2	760,3	701,78	0,40	0,30	1200,00	0,38
P3	760,3	701,78	0,40	0,30	1200,00	0,38
P4	550,2	507,87	0,25	0,30	750,00	0,44
P5	826,7	763,10	0,25	0,40	1000,00	0,50
P6	826,7	763,10	0,25	0,40	1000,00	0,50
P7	826,7	763,10	0,25	0,40	1000,00	0,50
P8	826,7	763,10	0,25	0,40	1000,00	0,50
P9	596,6	550,68	0,25	0,30	750,00	0,48
P10	835,0	770,77	0,55	0,30	1650,00	0,30
P11	835,0	770,77	0,55	0,30	1650,00	0,30
P12	596,6	550,68	0,25	0,30	750,00	0,48
P13	110,8	102,28	0,25	0,25	625,00	0,11
P14	141,1	130,25	0,25	0,25	625,00	0,14
P15	141,1	130,25	0,25	0,25	625,00	0,14
P16	110,8	102,28	0,25	0,25	625,00	0,11

3.4 Modelação

Depois de efetuado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais torna-se necessário proceder à análise estrutural. Devido à complexidade do cálculo manual destes elementos estruturais a utilização de uma ferramenta de cálculo automático assume uma grande importância. Com o objetivo de obter uma análise elástica e dinâmica da estrutura em estudo recorreu-se ao programa de cálculo de estruturas ETABS.

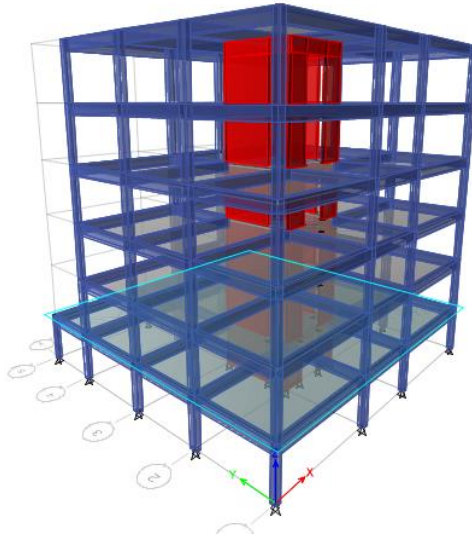


Figura 3.3 – Estrutura modelada em ETABS

Os pilares e vigas da estrutura foram modelados como elementos de barra (*frame*). Apresentam seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação.

Para modelar as lajes foram utilizados elementos de casca (*Shell*) com a opção *thick* que representa as lajes espessas, sendo assim considerado o efeito do esforço transversal. A discretização é efetuada automaticamente pelo programa a partir da definição das lajes e admitiu-se 0,8 m para dimensão máxima do elemento.

Por fim, as paredes de escada foram modeladas como elementos de casca a partir do comando (*Walls*). Definindo-se depois como elemento (*Pier*) que se utiliza para dimensionar elementos verticais como elementos de barra.

Em relação às condições de fundação consideraram-se encastramentos na base dos pilares, que bloqueiam a translação e rotação nos dois eixos principais e a rotação no eixo z, na base dos pilares e das paredes.

Para simular de forma ainda mais realista as condições de fundação, recorreu-se à colocação de molas à rotação no nó coincidente com o centro de massa das paredes que descarregam na sapata da caixa de escadas. Para o cálculo da rigidez das molas usou-se a seguinte expressão (Bowles, 1988):

$$k = \frac{E_s \times \pi \times B^2 \times (L + 0,22 \cdot B)}{16 \times (1 - \mu^2)} \quad (3.6)$$

Em que:

- k é a rigidez à rotação da mola;

- E_s representa o módulo de deformabilidade do solo;
- B é a dimensão da sapata no plano de flexão;
- L é a dimensão da sapata perpendicular ao plano de flexão;
- μ representa o coeficiente de poisson.

Admitindo uma sapata quadrada com 4,5 m de lado, chega-se à seguinte rigidez:

$$k = \frac{20000 \times \pi \times 4,5^2 \times (4,5 + 0,22 \cdot 4,5)}{16 \times (1 - 0,3^2)} \approx 480000 \text{ kNm/rad} \quad (3.7)$$

Atribuíram-se então molas de rotação r_x e r_y com um valor de 480000 kNm/rad.

3.4.1 Ações

As cargas permanentes e as sobrecargas consideradas foram simuladas como cargas uniformemente distribuídas nos elementos casca. Para simular as cargas que se encontram sobre as vigas (paredes de alvenaria) foram simuladas cargas uniformemente distribuídas nos elementos barra.

Visto que as escadas não foram modeladas é necessário adicionar cargas que simulem estas escadas. Para isso foram criados elementos de barra fictícios sobre os quais foram aplicadas estas cargas uniformemente distribuídas.

Já para a ação sísmica foram definidos os espectros de cálculo referidos anteriormente no próprio modelo (sismo tipo I e sismo tipo II). A combinação modal utilizada foi a CQC (combinação quadrática completa) pois o EC8 na cl.4.3.3.2(3)P refere que devem optar-se métodos rigorosos para a combinação dos máximos modais, garantindo assim uma maior segurança nos resultados. Para a combinação direcional foi utilizada a SRSS (raiz quadrada da soma dos quadrados).

3.5 Simplificações adotadas

- Elementos estruturais com metade da rigidez.

Na cláusula 4.3.1 (7) do EC8 diz: “A não ser que seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão e de alvenaria são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados”, ou seja, à falta de uma análise rigorosa, a rigidez dos elementos estruturais deverá passar para metade pois havendo um sismo os elementos irão fendilhar apresentando assim uma rigidez inferior à que apresentariam caso não fossem sujeitos a tais esforços.

- Rigidez das vigas multiplicadas por 1,5

Para ter em conta o fato das vigas serem em “T” e não serem retangulares (como foram modeladas) multiplica-se a inércia destas por 1,5 tendo assim em conta a simplificação da contribuição das lajes.

4

EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA

SUMÁRIO: Neste capítulo faz-se uma análise da ação sísmica, para além de verificar a regularidade estrutural, quantificar os espectros de resposta e analisar os efeitos de torção.

4.1 Regularidade em planta

O edifício deverá ser classificado como regular ou não regular. Esta regularidade é separada em planta e altura. Um edifício para ser regular em planta terá de ter uma estrutura simples para que apresente um comportamento mais adequado.

Para que o edifício seja considerado regular em planta deve respeitar as seguintes condições impostas pelo EC8:

- i) No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.
- ii) A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso.
- iii) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo.
- iv) A esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.
- v) A cada nível e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.2)$$

em que:

- e_{ox} é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;
- r_x é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);
- I_s é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

Seguidamente faz-se o estudo do edifício relativamente a estas condições:

- i) Como se pode observar pela figura 3.2 o edifício é simétrico em relação ao eixo do xx, já em relação ao eixo do yy o edifício é aproximadamente simétrico, tendo apenas como diferença as paredes.
- ii) Não existem recuos, portanto a estrutura cumpre esta condição.
- iii) Esta condição admite que o edifício terá que formar um diafragma rígido. No ponto 4.3.1 (4) do EC8 admite-se que para se formar um diagrama rígido a estrutura não deverá ter deslocamentos horizontais relativos a excederem, em qualquer ponto, 10%. Condição que se verifica.
- iv) Sabe-se que $L_{max} = 16,05$ m e que $L_{min} = 13,00$ m.

Assim, a esbelteza é dada por:

$$\lambda = \frac{L_{máx}}{L_{mín}} = \frac{16,05}{13,00} = 1,23m \quad (4.3)$$

Como $\lambda \leq 4$, esta condição é satisfeita.

- v) O raio de torção, para cada direção, é dado por:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (4.4)$$

Onde:

- K_θ é a rigidez que a estrutura apresenta à rotação (kNm/rad);
- K_y é a rigidez que a estrutura apresenta à translação segundo y (kN/m);
- K_x é a rigidez que a estrutura apresenta à translação segundo x (kN/m).

O raio de giração é dado por:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (4.5)$$

O momento polar é dado por:

$$I_p = \rho \cdot \left[\frac{a \cdot b^3}{12} + \frac{a^3 \cdot b}{12} \right] = \frac{m}{12} \cdot (a^2 + b^2) \quad (4.6)$$

Onde:

- ρ é a massa unitária correspondente à carga quase-permanente do edifício (ton/m²);
- a e b correspondem às medidas dos pisos do edifício em planta (m).

A quantificação da massa quase-permanente é feita com recurso à seguinte expressão:

$$m = \rho \cdot a \cdot b \quad (4.7)$$

A massa unitária por piso é dada por:

$$\rho = \frac{\gamma}{g \cdot a \cdot b} \quad (4.8)$$

Onde:

- γ é o peso total do piso (kN);
- g é a aceleração da gravidade (m/s^2).

A carga quase permanente é definida na equação (2.9) deste documento.

O coeficiente de combinação, ψ_{Ei} , obtém-se da seguinte forma:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.9)$$

A partir do Quadro 4.2 do EC8 verifica-se que para pisos com ocupações correlacionadas o φ é de 0,8.

Já o coeficiente de combinação, ψ_{2i} , obtém-se a partir do EC0 (Quadro A1.1) e é de 0,3 para zonas de habitação.

Assim tem-se:

$$\psi_{Ei} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \quad (4.10)$$

Valor que será utilizado para a minoração das sobrecargas aquando da contabilização das massas do piso. Seguidamente calcula-se o centro de massa, para o cálculo deste contribuem as seguintes cargas:

- Peso próprio dos elementos em betão,
- RCP em vigas, que substitui o peso das paredes de alvenaria,
- RCP em lajes, que substitui o peso dos revestimentos e das paredes interiores.

Para o cálculo do peso próprio faz-se o volume dos elementos estruturais (pilares, paredes, lajes, vigas) e multiplica-se pelo peso volúmico do betão armado. Relativamente aos elementos estruturais verticais (pilares e paredes) importa salientar que a contribuição do seu peso para um determinado piso é conseguida através da metade do elemento acima desse piso e da metade do elemento abaixo desse piso. No caso das outras cargas faz-se o produto dos valores indicados na tabela 2.3 pelas respetivas áreas. É de salientar que, devido às diferenças das dimensões em planta do rés-do-chão para os restantes pisos, se fez o cálculo de 2 centros de massa:

$$x_{C.M} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} = \frac{18974,785}{2409,134} = 7,876m; \quad y_{C.M} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} = \frac{19157,337}{2409,134} = 7,952m \quad (4.11)$$

$$x_{C.M} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} = \frac{15414,343}{1957,377} = 7,875m; \quad y_{C.M} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} = \frac{12481,343}{1957,377} = 6,377m \quad (4.12)$$

Na tabela 4.1 apresentam-se os centros de massa do rés-do-chão e dos pisos correntes, calculados nas equações 4.11 e 4.12, (todos os cálculos constam no Anexo 2).

Tabela 4.1 – Centros de massa

Centros de massa			
R/C		Pisos	
xG=	7,876	xG=	7,875
yG=	7,952	yG=	6,377

Para o cálculo dos centros de rigidez considera-se que os elementos horizontais (lajes e vigas) conferem apenas efeito de diafragma e têm-se em conta apenas os elementos verticais (pilares e paredes). É necessário calcular as inércias destes elementos, como são todos retangulares calcula-se da seguinte forma:

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}; \quad I_y = \frac{a^3 \cdot b}{12} \quad (4.13)$$

Onde:

- a e b correspondem às medidas da secção do elemento (m);
- I_x, I_y são as inércias em torno de x e y, respetivamente.

Assim chega-se aos valores totais indicados na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Contribuição dos pilares e paredes para o cálculo do centro de rigidez

	$\sum I_x \text{ (m}^4\text{)}$	$\sum I_x \cdot y_i \text{ (m}^5\text{)}$	$\sum I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$\sum I_y \cdot x_i \text{ (m}^5\text{)}$
Pilares Cave	0,014	0,149	0,012	0,098
Pilares Pisos	0,013	0,128	0,011	0,088
Paredes	1,168	9,491	0,660	5,201

O cálculo dos centros de rigidez da cave/rés-do-chão e dos pisos é feito nas equações 4.14 e 4.15, respetivamente.

$$x_{C.R} = \frac{\sum y_i \cdot x_i}{\sum y_i} = \frac{0,0125 + 5,20}{0,0984 + 0,66} = 7,875m; \quad y_{C.R} = \frac{\sum x_i \cdot y_i}{\sum x_i} = \frac{0,1490 + 9,49}{0,014 + 1,17} = 8,153m \quad (4.14)$$

$$x_{C.R} = \frac{\sum y_i \cdot x_i}{\sum y_i} = \frac{0,0112 + 5,20}{0,0881 + 0,66} = 7,875m; \quad y_{C.R} = \frac{\sum x_i \cdot y_i}{\sum x_i} = \frac{0,1283 + 9,49}{0,013 + 1,17} = 8,144m \quad (4.15)$$

Para maior facilidade em visualizar a localização do centro de massa e do centro de rigidez mostra-se na figura 4.1 a localização destes centros nas respectivas plantas.

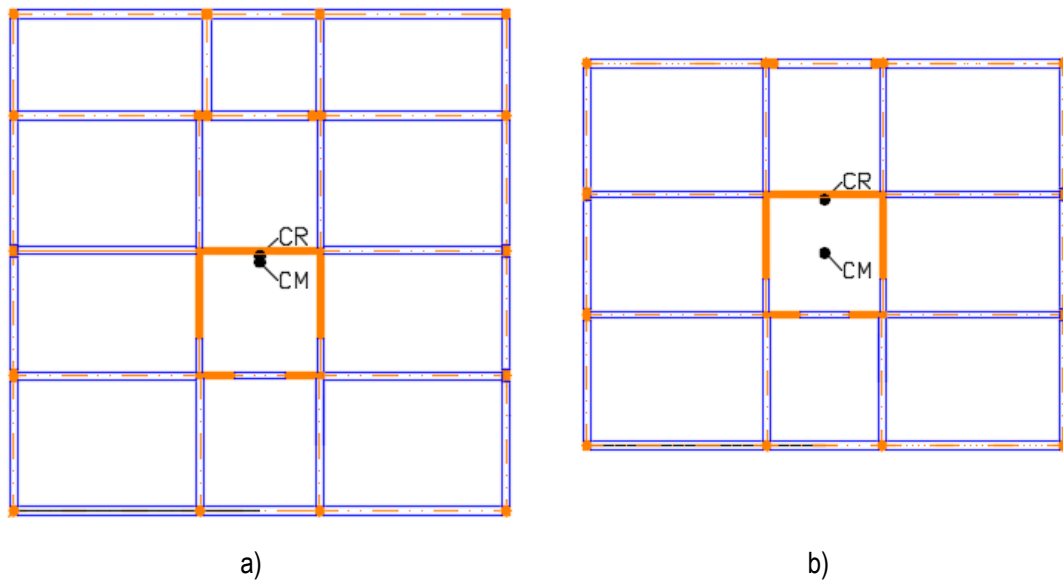


Figura 4.1 – Localização do centro de massa e do centro de rigidez; a) planta da cave/ rés-do-chão; b) planta dos pisos

Assim, é possível fazer o cálculo das excentricidades e_{ox} e e_{oy} a considerar na cave/rés-do-chão e nos restantes pisos, estas são determinadas através da distância entre o centro de rigidez e o centro de massa. Nas equações 4.16 e 4.17 faz-se o cálculo das excentricidades da cave/rés-do-chão e dos pisos, respetivamente:

$$e_{0x} = x_{C,R}^y - x_{C,M}^y = 8,153 - 7,952 = 0,201m; \quad e_{0y} = x_{C,R}^x - x_{C,M}^x = 7,875 - 7,876 = 0m \quad (4.16)$$

$$e_{0x} = x_{C,R}^y - x_{C,M}^y = 8,144 - 6,377 = 1,767m; \quad e_{0y} = x_{C,R}^x - x_{C,M}^x = 7,875 - 7,875 = 0m \quad (4.17)$$

O programa de cálculo automático, ETABS, também faz o cálculo dos centros de massa e dos centros de rigidez, na tabela 4.3 apresentam-se os resultados.

Tabela 4.3 –Centros de rigidez e centros de massa, por piso, calculados a partir do ETABS.

Centro de rigidez - ETABS			Centro de massa - ETABS		
Pisos	X (m)	Y (m)	Pisos	X (m)	Y (m)
R/C	7,875	7,535	R/C	7,876	7,971
1	7,875	7,684	1	7,875	6,367
2	7,876	7,519	2	7,875	6,367
3	7,876	7,343	3	7,875	6,367
4	7,876	7,157	4	7,875	6,367
Cobertura	7,876	6,990	Cobertura	7,875	6,366

Na tabela seguinte apresentam-se as diferenças entre os centros de rigidez (equação 4.14 e 4.15) centros e massa (tabela 4.1) identificados a partir do cálculo manual e os centros de rigidez e massa calculados a partir do ETABS (tabela 4.3).

Tabela 4.4 – Diferenças entre centros de rigidez e centros de massa calculados pelo ETABS e calculados através do cálculo manual.

Δ Centro de rigidez			Δ Centro de massa		
Pisos	X (m)	Y (m)	Pisos	X (m)	Y (m)
R/C	0,000	0,618	R/C	0,000	0,019
1	0,000	0,469	1	0,000	0,010
2	0,001	0,634	2	0,000	0,010
3	0,001	0,810	3	0,000	0,010
4	0,001	0,996	4	0,000	0,010
Cobertura	0,001	1,163	Cobertura	0,000	0,011

Como se pode observar na tabela 4.4 as diferenças entre os centros de massa da tabela 4.1 (cálculo manual) ou da tabela 4.3 (ETABS) são mínimas. Já as diferenças do centro de rigidez, em relação ao eixo Y existem pois o cálculo manual baseia-se no cálculo das inércias como foi explicado anteriormente, este é um cálculo aproximado pois como o sistema desta estrutura é sistema misto equivalente a sistema porticado não se pode considerar que as condições de fronteira são sempre iguais. Já em relação ao ETABS este calcula a rigidez dos elementos a partir da aplicação de forças unitárias no centro destes, sendo esta a maneira mais correta de calcular a rigidez da estrutura. Na figura seguinte apresenta-se um esquema do método de cálculo da rigidez dos elementos a partir do ETABS.

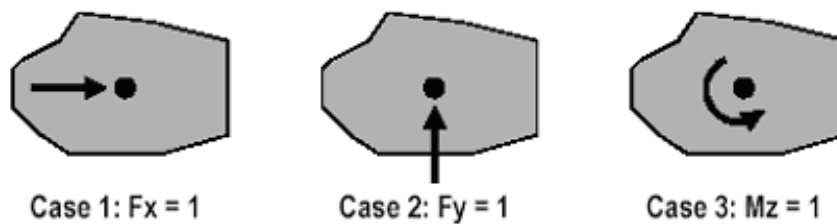


Figura 4.2 – Método de cálculo do centro de rigidez a partir do ETABS.

Assim, na tabela 4.5 apresentam-se os resultados dos cálculos efetuados devido à expressão 4.2 da cláusula 5.

Tabela 4.5 – Verificação da cláusula 5 da regularidade em planta.

	ρ (ton/m ²)	m (ton)	I_p (ton·m ²)	I_s (m)		r_x (m)	Validade	I_s (m)		r_y (m)	Validade
R/C	258,32	67165,0	2910719	6,58	≤	8,38	Válido	6,58	≤	7,88	Válido
Piso 1	209,76	43765,9	1555887	5,96	≤	9,02	Válido	5,96	≤	8,51	Válido
Piso 2	209,76	43765,9	1555887	5,96	≤	10,22	Válido	5,96	≤	9,60	Válido
Piso 3	209,76	43765,9	1555887	5,96	≤	11,62	Válido	5,96	≤	10,82	Válido
Piso 4	209,76	43765,9	1555887	5,96	≤	13,60	Válido	5,96	≤	12,51	Válido
Cobertura	197,77	41264,8	1466972	5,96	≤	18,82	Válido	5,96	≤	17,20	Válido

Em suma, conclui-se que o edifício é regular em planta, pois cumpre todas as condições (Anexo 3).

4.2 Regularidade em altura

Para o edifício ser considerado regular em altura deve cumprir determinadas condições presentes no EC8:

- i) Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício.
- ii) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado.
- iii) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.
- iv) No caso de um único recuo localizado acima dos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 20% da dimensão da planta do nível inferior.

A estrutura em estudo respeita as condições i), ii) e iii) e o recuo que apresenta encaixa na descrição da condição iv) como se mostra a seguir:

$$\frac{H}{H_{TOTAL}} = \frac{3,00}{17,25} \approx 0,174 \geq 0,15 \quad (4.18)$$

$$\frac{3,2}{16,2} \approx 0,198 \leq 0,20 \quad (4.19)$$

Assim, conclui-se que o edifício em estudo é regular em altura.

4.3 Coeficiente de comportamento

Antes de quantificar o coeficiente de comportamento é necessário definir a classe de ductilidade e também o sistema estrutural. Em relação à classe de ductilidade, dentro das 3 classes definidas pelo EC8 (classe baixa, classe de ductilidade normal e classe de ductilidade alta), a DCH (classe de ductilidade alta) implica requisitos especiais de pormenorização, pelo que se optou pela DCM (classe de ductilidade normal).

Em relação ao sistema estrutural do edifício em estudo, segundo o EC8 este encontra-se dentro dos sistemas mistos equivalentes a sistemas porticados. Estes são sistemas mistos nos quais a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% e inferior a 65% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural (como se pode verificar na tabela 14 no Anexo 3).

Tendo definido a classe de ductilidade e o sistema estrutural é possível quantificar o coeficiente de comportamento através da seguinte expressão (NP EN 1998-1):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.20)$$

Em que:

- q_0 valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

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

Como estamos perante um edifício regular em altura, o valor do coeficiente de comportamento (q_0) corresponde diretamente ao valor constante no quadro 5.1 do EC8.

Tabela 4.6 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Assim o coeficiente de comportamento é de $3,0 \alpha_u/\alpha_1$. Como se está perante um edifício de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos então, pela cláusula 5.2.2.2(5) do EC8, $\alpha_u/\alpha_1=1,3$. Portanto, o valor básico do coeficiente de comportamento é:

$$q = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \times 1,3 = 3,9 \quad (4.21)$$

O coeficiente k_w deve ser considerado como segue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{array} \right\} \quad (4.22)$$

em que α_o é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

Assim, o coeficiente k_w assume o valor de 1.

Concluindo, o valor do coeficiente de comportamento é de:

$$q = 3,9 \times 1 = 3,9 \quad (4.23)$$

4.4 Espectro de resposta de cálculo

O espectro de cálculo, $S_d(T)$, é definido pelas seguintes expressões presentes no EC8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.24)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.25)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (4.26)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (4.27)$$

Assim, atendendo às equações referidas anteriormente, determinaram-se os seguintes espectros (Anexo 4).

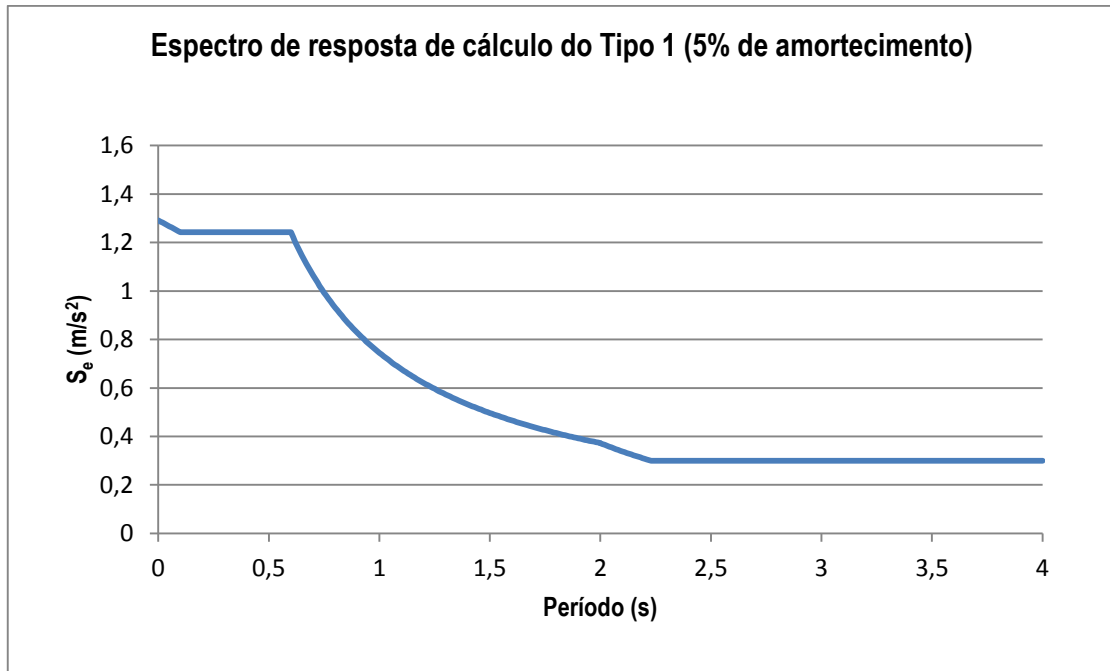


Figura 4.3 – Espectro de resposta de cálculo do Tipo 1

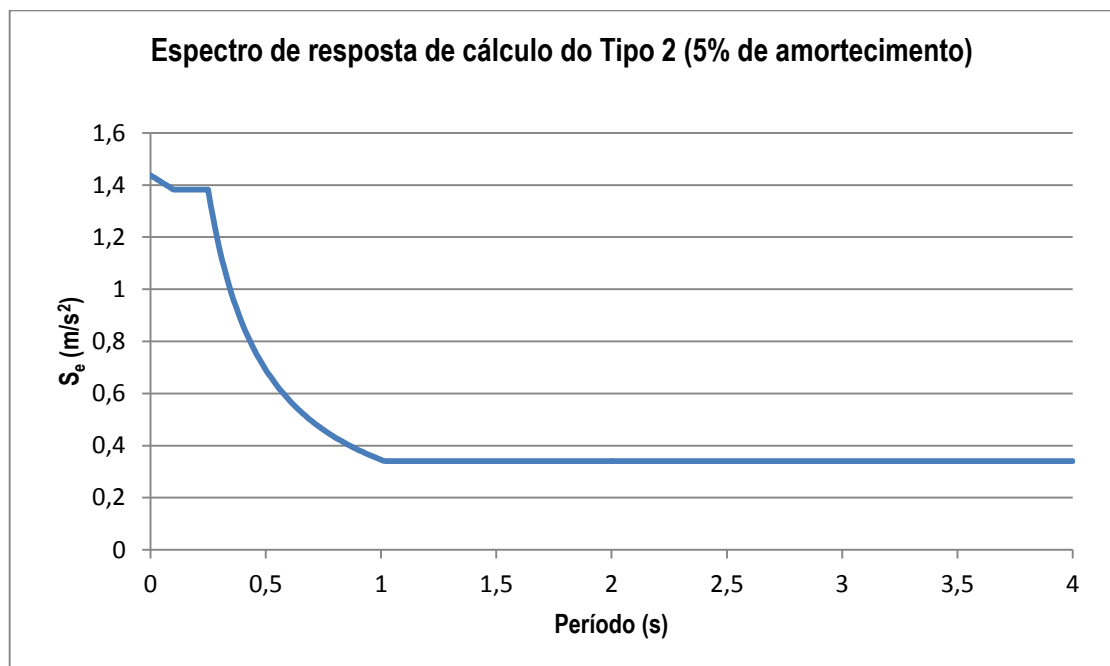


Figura 4.4 – Espectro de resposta de cálculo do tipo 2

Analisando os espectros de resposta (figuras 4.3 e 4.4) podem-se retirar as acelerações espectrais referentes aos 3 períodos com maior participação modal, os quais são apresentados na tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Acelerações correspondentes aos períodos dos 3 modos principais

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	S _d Tipo 1 (m/s ²)	S _d Tipo 2 (m/s ²)
1	1,015	0,985	0,76	0,35
2	1,136	0,880	0,85	0,39
3	1,701	0,588	1,24	0,59

Como facilmente se verifica, as acelerações referentes ao sismo do tipo 1 são superiores às acelerações do Tipo 2. Conclui-se então que o sismo do tipo 1 é mais penalizante que o sismo tipo 2. Assim, o primeiro irá provocar maiores esforços e maiores deslocamentos do que o segundo.

Ainda assim, irá calcular-se a força de corte basal (tabela 4.11) para os sismos dos dois tipos, para justificar a afirmação anterior.

4.5 Análise modal por espectro de resposta

Após a modelação da estrutura no ETABS, podem obter-se os modos naturais de vibração. Nesta análise são considerados os modos cuja soma corresponde a uma participação modal superior a 90% da massa total da estrutura. Depois de analisado o modelo estrutural obtiveram-se os valores que constam na tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Fatores de participação da massa para os 12 primeiros modos de vibração

Modo	Período (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	\sum Ux (%)	\sum Uy (%)	\sum Rz (%)
1	0,958	86,45	0,00	0,70	86,45	0,00	0,70
2	0,88	0,00	78,49	0,00	86,45	78,49	0,70
3	0,588	0,09	0,00	71,15	86,55	78,49	71,86
4	0,206	0,40	0,00	6,88	86,95	78,49	78,74
5	0,188	2,95	0,00	1,42	89,90	78,49	80,16
6	0,146	0,00	14,08	0,00	89,90	92,56	80,16
7	0,114	3,12	0,00	2,89	93,03	92,56	83,05
8	0,098	4,06	0,00	0,14	97,09	92,56	83,19
9	0,077	0,00	0,00	2,21	97,09	92,56	85,39
10	0,068	0,00	4,44	0,00	97,09	97,01	85,39
11	0,063	0,30	0,00	2,11	97,40	97,01	87,50
12	0,057	1,58	0,00	3,81	98,97	97,01	91,31

Verifica-se que bastariam 7 modos de vibração para mobilizar mais de 90% da massa, pois só ao 7º modo é que se ultrapassa essa percentagem em relação à translação no eixo x, no entanto, consideraram-se os 12 modos identificados na tabela 4.8. No Anexo 6 encontram-se as 12 configurações dos modos de vibração da estrutura e em seguida apresentam-se as 3 configurações com maior participação modal.

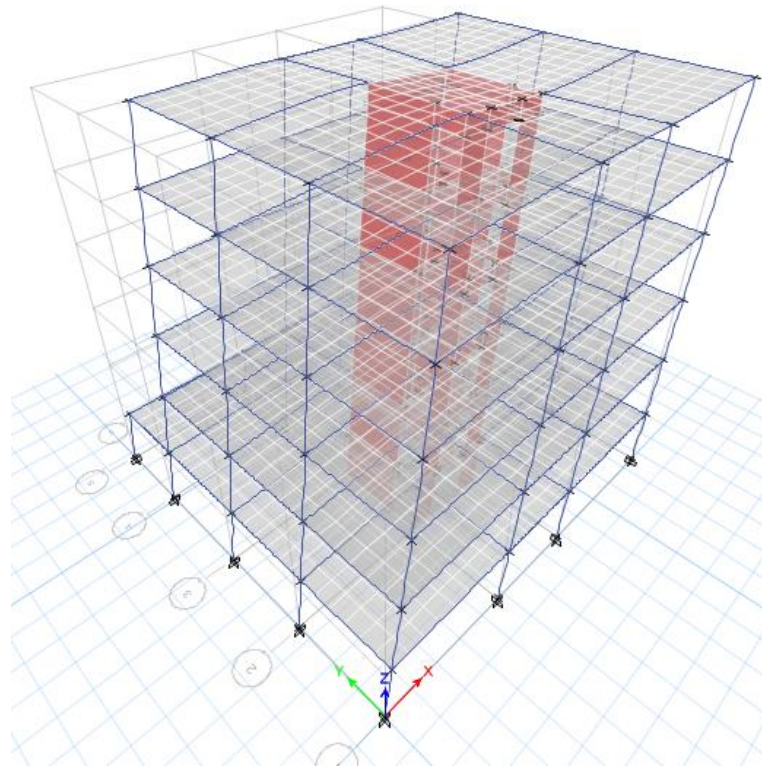


Figura 4.5 – 1º modo de vibração

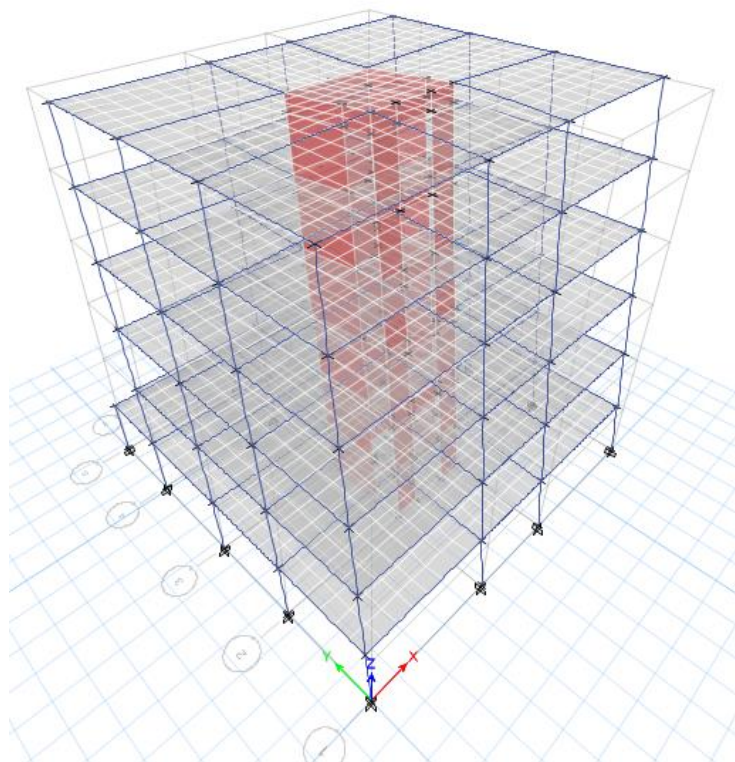


Figura 4.6 – 2º modo de vibração

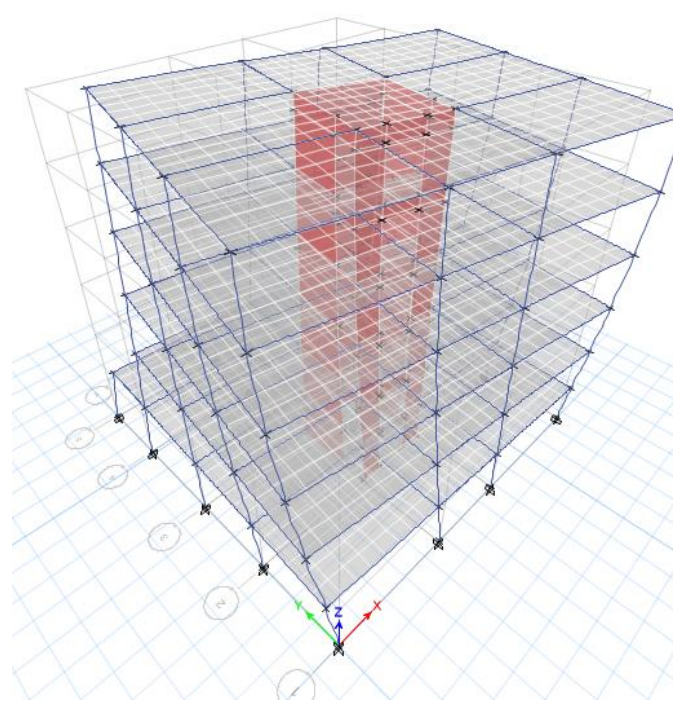


Figura 4.7 – 3º modo de vibração

4.6 Efeitos acidentais de torção

Para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade acidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.28)$$

Onde:

- e_{ai} excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Assim:

Rés-do-chão	Restantes pisos
$e_{ax} = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \times 16,20 = 0,81 \text{ m}$	$e_{ax} = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \times 13,00 = 0,65 \text{ m}$
$e_{ay} = 0,05 \cdot L_x = 0,05 \times 16,05 = 0,80 \text{ m}$	$e_{ay} = 0,05 \cdot L_x = 0,05 \times 16,05 = 0,80 \text{ m}$

4.6.1 Força de corte na base

A força de corte sísmica na base F_b pode ser determinada, para cada direção horizontal, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.29)$$

Em que:

- $S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
- T_1 é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;
- m massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- λ é o fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos. T_c corresponde a 0,6 para sismos do tipo 1 e 0,25 para sismos do tipo 2, assim o fator de correção toma o valor de 0,85 para sismos do tipo 1 e de 1 para sismos do tipo 2.

Os modos 1 e 2 correspondem, respetivamente, aos modos de translação fundamentais. Assim sendo, consultando os espectros obtêm-se as seguintes acelerações espectrais.

Tabela 4.9 – Valores das acelerações espectrais dos modos de vibração relativos às direções x e y .

Sismo	Direção	T_1 (s)	S_d (m/s ²)
Tipo 1	X	0,985	0,76
	Y	0,88	0,85
Tipo 2	X	0,985	0,35
	Y	0,88	0,39

A massa do edifício que foi contabilizada para o cálculo do centro de massa é apresentada na tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Contabilização da massa do edifício

	CP (kN)	SC (kN)	ψ_2	Φ	ψ_E	Peso (kN)	Peso (ton)
R/C	2409,13	520,64	0,30	0,80	0,24	2534,09	258,32
Piso 1	1957,38	418,10	0,30	0,80	0,24	2057,72	209,76
Piso 2	1957,38	418,10	0,30	0,80	0,24	2057,72	209,76
Piso 3	1957,38	418,10	0,30	0,80	0,24	2057,72	209,76
Piso 4	1957,38	418,10	0,30	0,80	0,24	2057,72	209,76
Cobertura	1839,78	418,10	0,30	0,80	0,24	1940,13	197,77
Total	12078,42	2611,14	0,30	0,80	0,24	12705,10	1295,12

Assim, com todos os valores disponíveis pode-se calcular a força de corte basal recorrendo à expressão da equação 4.32, que se apresenta a seguir na tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Cálculo da força de corte basal

Sismo	Direção	T_1 (s)	S_d (m/s ²)	m (ton)	λ	Fb (kN)
Tipo 1	X	0,985	0,76	1295,12	0,85	836,65
	Y	0,880	0,85		0,85	935,72
Tipo 2	X	0,985	0,35		1,00	453,29
	Y	0,880	0,39		1,00	505,10

Pela tabela 4.9 observa-se, como esperado, que as maiores forças são provocadas pelo sismo do tipo 1.

4.6.2 Distribuição das forças sísmicas horizontais

Quando o modo de vibração fundamental corresponde a translação pode-se admitir que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura e as forças estáticas equivalentes ao nível de cada piso (F_i) podem ser determinadas pela expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.30)$$

Em que:

- F_i representa a força horizontal atuante no piso i ;
- F_b é a força de corte sísmica na base obtida pela expressão 4.31;
- z_i, z_j são as alturas das m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica;
- m_i, m_j são as massas dos pisos.

Assim, apresentam-se os cálculos na tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Cálculo das forças sísmicas horizontais

Pisos	$F_{b,x}$ (kN)	$F_{b,y}$ (kN)	z_i (m)	m_i (ton)	$z_i \cdot m_i$ (ton·m)	$\sum z_i \cdot m_i$ (ton·m)	$\sum z_i \cdot m_i / z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$ (kN)	$F_{i,y}$ (kN)
R/C	836,65	935,72	2,5	258,32	645,79	12034,11	0,054	44,90	50,21
Piso 1			5,35	209,76	1122,20		0,093	78,02	87,26
Piso 2			8,2	209,76	1720,01		0,143	119,58	133,74
Piso 3			11,05	209,76	2317,82		0,193	161,14	180,22
Piso 4			13,9	209,76	2915,63		0,242	202,70	226,71
Cobertura			16,75	197,77	3312,65		0,275	230,31	257,58

4.6.3 Efeitos da torção

Sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos acidentais da torção poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsões (M_{ai}) de eixo vertical, aplicados a cada piso i , a partir da seguinte expressão:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (4.31)$$

Em que:

- M_{ai} é o momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;
- e_{ai} é a excentricidade acidental da massa do piso i , obtida pela expressão (4.31) para todas as direções consideradas;
- F_i é a força horizontal atuando no piso i , determinada através da expressão (4.34) para todas as direções relevantes.

Assim sendo, na tabela 4.13 apresenta-se o cálculo dos momentos torsores em ambas as direções segundo a expressão 4.34.

Tabela 4.13 – Cálculo dos momentos torsores na direção x e y .

Pisos	$F_{i,x}$ (kN)	$F_{i,y}$ (kN)	e_x (m)	e_y (m)	$M_{z,x}$ (kN.m)	$M_{z,y}$ (kN.m)
R/C	44,90	50,21	0,81	0,80	40,67	40,17
Piso 1	78,02	87,26	0,65	0,80	56,72	69,81
Piso 2	119,58	133,74	0,65	0,80	86,93	106,99
Piso 3	161,14	180,22	0,65	0,80	117,15	144,18
Piso 4	202,70	226,71	0,65	0,80	147,36	181,37
Cobertura	230,31	257,58	0,65	0,80	167,43	206,06

Os momentos torsores apresentados na tabela 4.13 são calculados a partir do método de análise por forças laterais, análise esta que pode ser aplicada aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal. No entanto, foi possível calcular os momentos a partir do programa de cálculo automático ETABS que tem em conta todos os modos de vibração, assim estes momentos são mais corretos do que os apresentados na tabela 4.13. Por esse motivo, os momentos torsores utilizados para o dimensionamento são os calculados pelo ETABS que se apresentam em seguida na tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Momentos torsores (calculados pelo ETABS)

Pisos	M (kN.m)
R/C	186,03
Piso 1	77,16
Piso 2	100,13
Piso 3	125,97
Piso 4	167,04
Cobertura	229,64

Como se pode observar pela comparação das tabelas 4.13 e 4.14 os momentos torsores têm algumas diferenças não muito significativas, exceto no rés-do-chão em que o programa considera que existe mais corte que nos restantes pisos. Isto acontece porque o programa não faz o cálculo dos momentos torsores a partir das forças estáticas equivalentes, mas sim a partir do corte que determina considerando todos os modos de vibração, na figura seguinte apresenta-se o diagrama de corte por piso, verificando-se assim quais as forças de corte utilizadas para o cálculo dos momentos torsores.

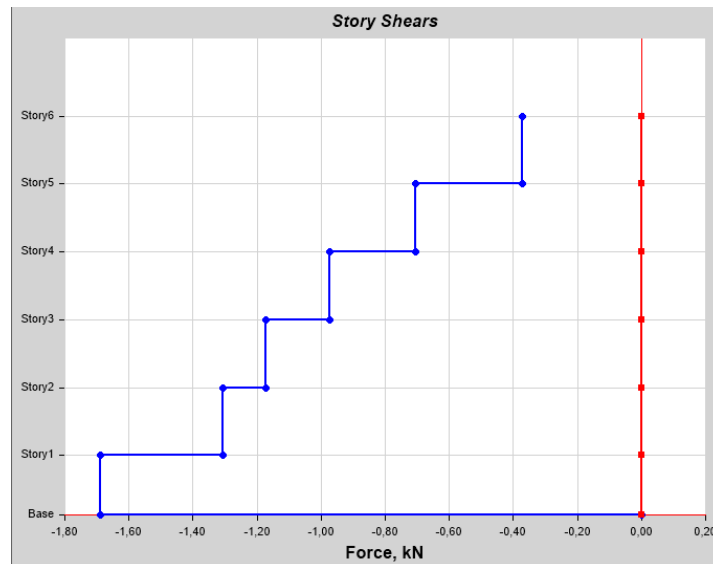


Figura 4.8 – Forças de corte por piso, utilizadas pelo ETABS no cálculo dos momentos torsores

Os momentos torsores apresentados na tabela 4.14 são os momentos considerados para o dimensionamento, visto que os momentos apresentados na tabela 4.13 são calculados a partir de um pressuposto aproximado, que considera que as forças horizontais crescem linearmente com a altura e que não revela exatamente o que acontece nesta estrutura, pois, apesar de as forças aumentarem com a altura nos pisos, o R/C apresenta uma força de corte superior às forças de corte nos pisos.

4.6.4 Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são devidos às ações resultantes da deformação da estrutura. Estes efeitos ocorrem devido, principalmente, à ação sísmica e só são contabilizados se a deformação da estrutura for elevada. Para que este fenómeno não seja contabilizado deverá ser verificada a equação 4.35:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.32)$$

Onde:

- θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} representa a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 4.6.4;
- V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;
- h representa a altura entre pisos.

Uma vez que a ação sísmica é simulada por um espectro de cálculo, é necessário corrigir os deslocamentos obtidos no modelo para determinar os deslocamentos reais.

Assim, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (4.33)$$

Em que:

- d_s é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- q_d é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , salvo indicação em contrário;
- d_e é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Assim, na tabela 4.15 calculam-se os deslocamentos em X e em Y.

Tabela 4.15 – Deslocamentos relativos entre pisos

Pisos	$d_{e,x}$ (mm)	$d_{e,y}$ (mm)	q	$d_{s,x}$ (mm)	$d_{s,y}$ (mm)	$d_{r,x}$ (mm)	$d_{r,y}$ (mm)
R/C	3,8	2,9	3,9	14,8	11,3	14,8	11,3
Piso 1	8,3	6,3		32,4	24,6	17,6	13,3
Piso 2	12,6	9,7		49,1	37,8	16,8	13,3
Piso 3	16,7	12,8		65,1	49,9	16,0	12,1
Piso 4	20,7	15,8		80,7	61,6	15,6	11,7
Cobertura	24,4	18,6		95,2	72,5	14,4	10,9

Seguidamente, na tabela 4.16, calculam-se os coeficientes de sensibilidade através da expressão 4.35.

Tabela 4.16 – Cálculo dos coeficientes de sensibilidade

Pisos	P_{total} (kN)	$d_{r,x}$ (m)	$d_{r,y}$ (m)	$V_{x,total}$ (kN)	$V_{y,total}$ (kN)	h (m)	θ_x	θ_y
R/C	12705,1	0,015	0,011	1211,9	1211,9	2,50	0,06	0,05
Piso 1	10171,0	0,018	0,013	1146,9	1146,9	2,85	0,05	0,04
Piso 2	8113,3	0,017	0,013	1033,9	1033,9	2,85	0,05	0,04
Piso 3	6055,6	0,016	0,012	860,7	860,7	2,85	0,04	0,03
Piso 4	3997,8	0,016	0,012	627,2	627,2	2,85	0,03	0,03
Cobertura	1940,1	0,014	0,011	333,6	333,6	2,85	0,03	0,02

Conclui-se, pela tabela anterior, que os coeficientes de sensibilidade são todos inferiores a 0,10 para ambas as direções. Assim, não é necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem.

CAPÍTULO

5

DIMENSIONAMENTO

SUMÁRIO: Neste capítulo faz-se o dimensionamento de todos os elementos estruturais de acordo com os pressupostos das Normas Europeias.

Neste capítulo procede-se ao dimensionamento dos elementos estruturais, que deve ser feito de maneira a garantir a verificação da segurança relativamente aos estados limites que, segundo o EC0, são de dois tipos:

- Estados Limites Últimos: Estados associados a danos graves que podem comprometer a segurança das pessoas ou bens. Estão associados ao colapso ou a outras formas de ruína estrutural.
- Estados Limites de Utilização: Estados associados a danos de menor gravidade, que comprometem apenas o funcionamento da estrutura, bem como o seu aspeto ou ainda o conforto das pessoas.

5.1 Aspetos gerais

Existe um conjunto de pormenorizações transversais a todos os elementos estruturais determinados pelos Eurocódigos 2 e 8, estas regras são evidenciadas em seguida:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

5.1.1 Recobrimento de armaduras

O recobrimento de armaduras é a menor distância entre a superfície de uma armadura e a superfície do betão. Este é calculado segundo a clausula 4.4.1.1 do EC2, assim chega-se ao recobrimento indicado na tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Valor do recobrimento de armaduras

Classe de exposição	Classe de resistência	c_{min}	Δc_{dev}	c_{nom}
XC2	C25/30	25	10	35

5.1.2 Distância entre varões

Segundo o disposto na cláusula 8.2 do EC2, a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatórias e assegurar boas condições de aderência. Após realizados os cálculos d_{\min} toma o valor de 25 mm.

5.1.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser tal que não provoque o aparecimento de fendas no varão (NP EN 1992). Os diâmetros mínimos de dobragem são apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Diâmetros mínimos de dobragem de varões

\varnothing (mm)	$\varnothing_{m,\min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

Onde:

- \varnothing é o diâmetro do varão;
- $\varnothing_{m,\min}$ representa o diâmetro mínimo de dobragem dos varões.

5.1.4 Comprimento de amarração

O comprimento de amarração deve ter em consideração o tipo de aço utilizado e as suas propriedades de aderência. Admitindo que os varões estão sempre comprimidos, caso mais desfavorável, obtêm-se os comprimentos de amarração de cálculo presentes na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Comprimentos de amarração de cálculo

\varnothing (mm)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{bd,\min}$ (mm)	l_{bd} (mm)	$l_{bd,adotado}$ (m)
8	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	423	254	296	0,3
10						529	317	370	0,4
12						635	381	445	0,45
16						847	508	593	0,6
20						1058	635	741	0,75
25						1323	794	926	0,95

Em que:

- α_1 é o coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- α_2 é o coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão;

- α_3 é o coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais;
- α_4 é o coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados;
- α_5 é o coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- l_{brqd} representa o comprimento de amarração de referência;
- l_{bd} é o comprimento de amarração.

5.1.5 Comprimento de emenda de armaduras

O comprimento de emenda de armaduras serve para assegurar a transmissão de esforços entre varões, tendo sido obtidos os comprimentos de armadura presentes na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Comprimentos de emendas admitidos

\varnothing (mm)	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (mm)	l_0 (mm)	$l_{0,admitido}$ (m)
8	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	423	200	635	0,65
10						529	238	794	0,80
12						635	286	953	1,00
16						847	381	1271	1,30
20						1058	476	1587	1,60
25						1323	595	1985	2,00

Em que:

- l_0 é o comprimento de sobreposição;
- α_6 é dado pela raiz quadrada entre da relação entre ρ_1 e 25 mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0.

5.2 Lajes

O edifício apresenta uma solução estrutural com laje vigada maciça, estas transmitem os esforços às vigas que por sua vez os vão conduzir aos pilares e finalmente às fundações. Estas lajes são armadas em duas direções e de acordo com os esforços obtidos a partir do modelo. No entanto, o EC2 impõe algumas restrições que são enumeradas em seguida, tais como as armaduras mínimas e máximas, respetivamente:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (5.1)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (5.2)$$

Em que:

- f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- b_t representa a largura média da zona tracionada. Em lajes considera-se este valor 1 pois as armaduras são representadas por metro;
- d é a altura útil;

- A_c é a área de betão.

A partir das equações 5.1 e 5.2 chega-se aos valores representados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Armaduras mínimas e máximas admitidas em lajes

f_{ctm} (Mpa)	bt (m)	d (m)	e (m)	f_{yk} (Mpa)	A_c (m ²)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)
2,6	1	0,15	0,18	400	0,18	2,535	72

O EC2 apresenta outros requisitos como o espaçamento máximo entre varões, $s_{max,slabs}$. A partir da cláusula 9.3.1.1 (3) tem-se os seguintes valores:

- Para armaduras principais:

$$s_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (5.3)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 450 \text{ mm} \quad (5.4)$$

Em zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, estes espaçamentos máximos passam a ser:

- Para armaduras principais:

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250 \text{ mm} \quad (5.5)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (5.6)$$

Estas expressões conduzem a um espaçamento máximo de 250 mm. A malha escolhida foi Ø10//0,20 com reforços onde necessário. Assim, o espaçamento máximo utilizado é de 200 mm cumprindo-se assim os requisitos do EC2.

Ao modelar estes elementos estruturais foi-lhes retirada a rigidez à torção, aumentando assim os esforços à flexão (Anexo 5). Como referido anteriormente utilizou-se uma malha de Ø10//0,20 na face superior e inferior da laje, nos locais onde a armadura não garante a segurança ao estado limite último de flexão (face superior) utilizou-se reforços de Ø8//0,20. Assim tem-se as seguintes armaduras de laje, presentes na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Armaduras de laje

Face superior na zona de reforço:	Ø 10 // 0,20 + Ø 8 // 0,20	⇒	6,44 cm ² /m
Face superior:	Ø 10 // 0,20	⇒	3,93 cm ² /m
Face inferior:	Ø 10 // 0,20	⇒	3,93 cm ² /m

5.3 Escadas

Neste projeto optou-se por dimensionar as escadas sem recurso ao cálculo automático pois o cálculo manual é bastante simples (Gorgulho, 2007). Fez-se o cálculo duas vezes, a primeira fez-se com as cargas todas em conjunto de forma a descobrir a armadura a utilizar, já a segunda fez-se com as cargas permanentes em separado das sobrecargas de forma a descobrir a contribuição de cada uma de forma a colocar essas cargas no modelo do edifício no ETABS.

Primeiramente define-se o modelo de funcionamento das escadas, efetuando o seu pré-dimensionamento e contabilizando as ações a que este está sujeito. Na figura 5.1 apresenta-se o esquema de funcionamento adotado.

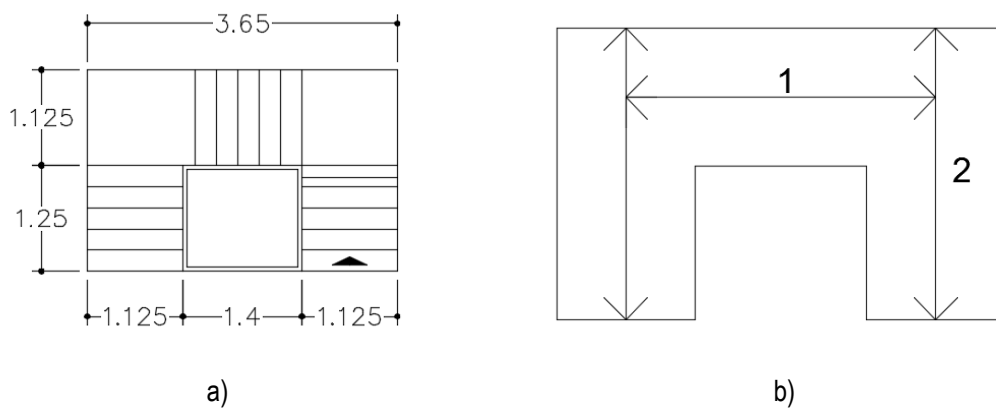


Figura 5.1 - Escadas; a) em planta; b) modelo de funcionamento

Definido o modelo de funcionamento das escadas, passa-se ao seu pré-dimensionamento, com base no apresentado na figura 5.2.

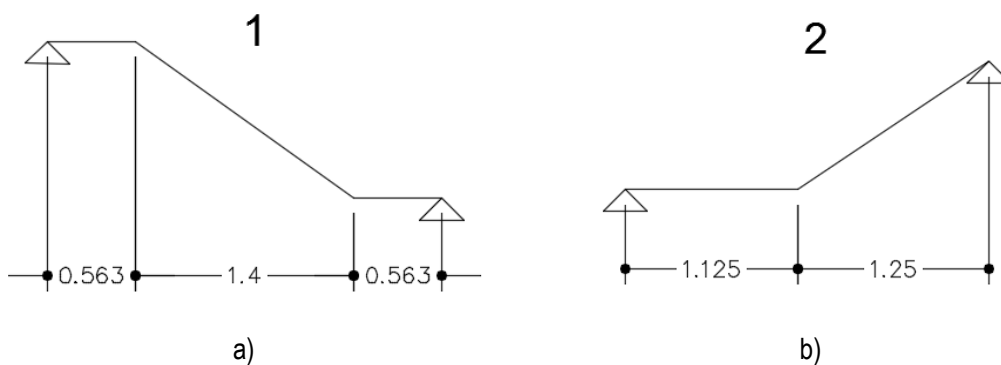


Figura 5.2 – Modelos das escadas; a) primeira fase; b) segunda fase

Na equação 5.7 apresenta-se a expressão utilizada para o pré-dimensionamento:

$$d \geq \frac{L}{k \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (5.7)$$

A partir desta expressão as seguintes alturas úteis:

$$d = \frac{2,525}{20 \times \frac{500}{400}} = 0,10 \quad ; \quad d = \frac{2,375}{20 \times \frac{500}{400}} = 0,10 \quad (5.8)$$

Considerou-se que a altura da laje de escada é de 0,15 m. Seguidamente calculam-se as ações, para aferir o peso próprio da laje é necessário calcular o ângulo de inclinação desta no lanço inclinado, α , assim vem que:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0,17}{0,25} \right) = 34^\circ \quad (5.9)$$

Na tabela 5.7 apresentam-se as cargas nas escadas.

Tabela 5.7 – Cargas nas escadas

Ações	Patins (kN/m ²)	Lanços (kN/m ²)
Peso próprio da laje	3,75	4,52
Peso próprio revestimento	1,5	1,5
Peso próprio dos degraus	-	2,125
Total cargas permanentes	5,25	8,145
Sobrecarga	3	3
Total	13,09	15,50

Seguidamente faz-se o cálculo da armadura mínima de acordo com a equação 5.1:

$$A_{s,min} = 0,26 \times b \times d \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,6}{400} = 2,03 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10)$$

Depois da armadura mínima calculada e das cargas definidas, segue-se o dimensionamento das escadas através do cálculo dos momentos máximos. Na figura 5.3 apresenta-se modelo de cálculo dos lanços de escada.

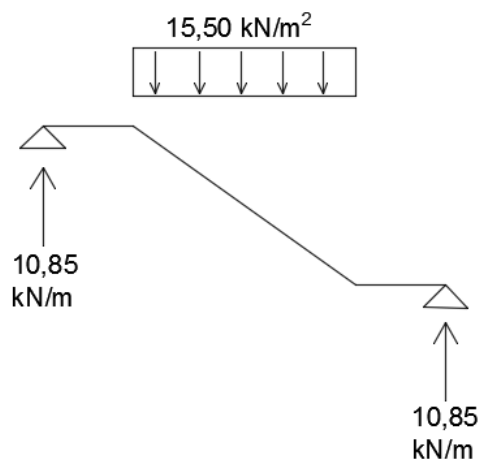


Figura 5.3 – Dimensionamento dos lanços de escada

A partir do modelo anterior obtém-se que o momento máximo é igual a:

$$M_{sd,max} = 10,85 \times 1,263 - 15,5 \times \frac{0,7^2}{2} = 9,90 \text{ kN.m} \quad (5.11)$$

Seguidamente, calcula-se a área de armadura necessária e posteriormente escolher uma armadura adequada, assim sendo tem-se: $\mu=0,041$; $\omega=0,042$; $A_s=2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. A partir desta área foi escolhida uma armadura de $\varnothing 8//0.15$.

A partir das reações do sistema anterior, que se podem observar na figura 5.3, é possível definir o modelo seguinte pois faltava definir a carga a aplicar no patim que é: $13,09+10,85/1,125=22,73 \text{ kN/m}^2$. Assim tem-se, na figura 5.4, o modelo para o dimensionamento dos patins da escada.

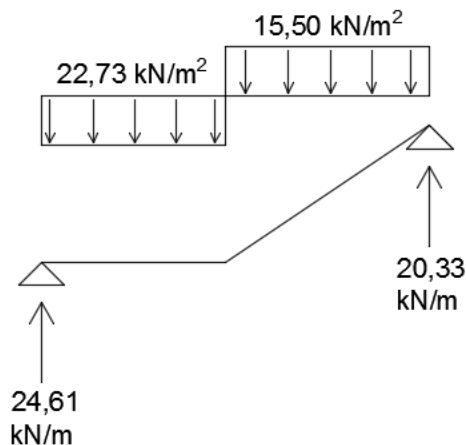


Figura 5.4 – Dimensionamento dos patins da escada

O processo é igual ao anterior, assim sendo tem-se, o momento máximo igual a:

$$M_{sd,max} = 24,61 \times 1,08 - 22,73 \times \frac{1,08^2}{2} = 13,32 \text{ kN.m} \quad (5.12)$$

Repetiu-se o mesmo processo para chegar à armadura, tendo-se obtido: $\mu=0,055$; $\omega=0,057$; $A_s=3,28 \text{ cm}^2/\text{m}$. Face a esta área de armadura optou-se por uma armadura de $\varnothing 8//0.15$ para os patins da escada. Como foi referido anteriormente voltou-se a repetir o cálculo das escadas com as cargas permanentes em separado das sobrecargas, de forma a colocar no ETABS as cargas nas escadas. Na figura 5.5 mostram-se os valores das cargas e os locais onde foram introduzidas.

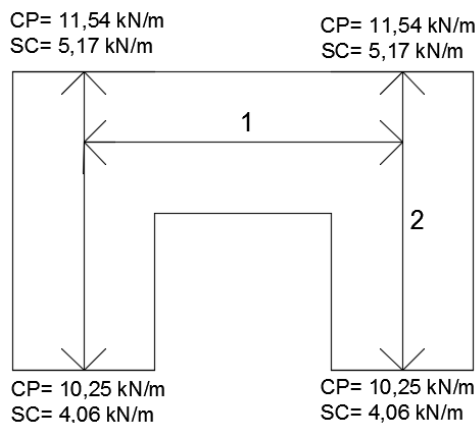


Figura 5.5 – Cargas adicionadas no ETABS devido à presença das escadas

5.4 Vigas

O dimensionamento das vigas é apresentado no Anexo 7. A título exemplificativo, apresenta-se o dimensionamento de uma viga do rés-do-chão composta por 3 tramos, a estes tramos dá-se o nome de vigas 9,10,11.

5.4.1 Largura efetiva do banzo

Conhecidas as armaduras da laje é necessário definir a largura efetiva do banzo, b_{eff} , ou seja, a largura da laje que contribui para a resistência da viga. As vigas 9 e 11 correspondem a tramos com ligação a pilares exteriores e interiores com existência de vigas transversais, portanto têm-se as larguras efetivas de banzo apresentadas na figura 5.6.

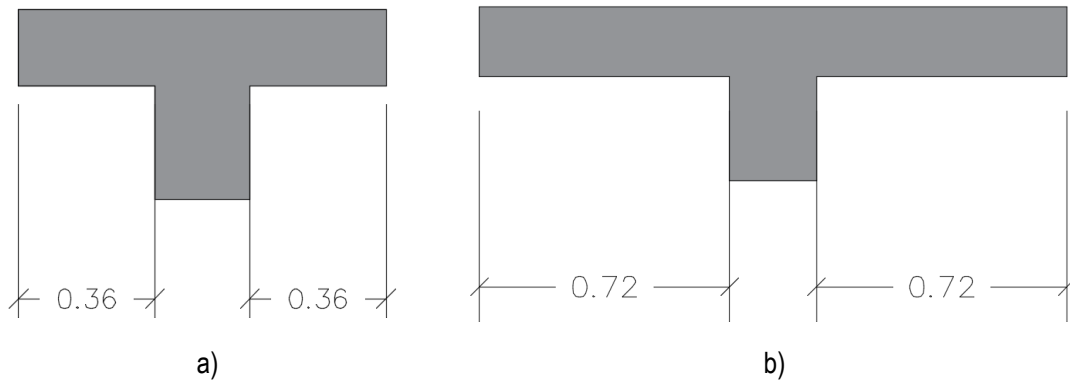


Figura 5.6 – Larguras efetivas do banzo; a) Ligação a pilares exteriores; b) Ligação a pilares interiores.

5.4.2 Momentos resistentes nas vigas

Os momentos resistentes nas vigas são calculados a partir da seguinte expressão:

$$M_{Rd,i} = A_{s,i} \cdot f_{yd} \cdot z_i \quad (5.13)$$

Assim, apresentam-se na tabela 5.8 os momentos resistentes são obtidos.

Tabela 5.8 – Cálculo das contribuições da armadura da laje para momentos resistentes da lvaiga

Viga	Secção	h_f (m)	M_{Rd} (kN.m)
V1	1	0,72	72,7
	3	1,44	145,3
V2	1	1,44	145,3
	3	1,44	145,3
V3	1	1,44	145,3
	3	0,72	72,7

Em que:

- Secção 1, 3 são as secções junto aos apoios.

5.4.3 Armadura longitudinal

Tem que ser respeitada a armadura mínima e máxima que são dadas a partir das equações 5.1 e 5.2, já mencionadas anteriormente. É necessário também respeitar as seguintes condições de ductilidade local definidas no EC8:

- Na zona comprimida da viga deve ser colocada uma armadura de secção não inferior a 50% da secção da armadura na zona tracionada, isto é: $A_s' > 0,5A_s$
- A taxa de armadura na zona tracionada não deve exceder o seguinte valor:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.14)$$

Em que:

- ρ' representa a taxa de armadura da zona comprimida;
- $\varepsilon_{sy,d}$ é a extensão de cedência do aço.

Segundo a cláusula 5.2.3.4 (3) o fator de ductilidade em curvatura, μ_{ϕ} , é dado por:

- Se $T_1 \geq T_c$: $\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1$ (5.15)

- Se $T_1 \leq T_c$: $\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c / T_1$ (5.16)

Uma vez que $T_1=0,985$ e $T_c=0,6$ usa-se a equação 5.15. Depois de calculada a contribuição de armadura de laje para os momentos resistentes da viga retira-se do ETABS a área de armadura longitudinal necessária para resistir aos esforços e escolhe-se uma armadura como se mostra na tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Armadura longitudinal adotada

Viga	Secção	$A_{s1,viga}$ (cm ²) ETABS	$A_{s2,viga}$ (cm ²) ETABS	Armaduras
9	1	4,47		3Ø20
			5,46	3Ø20
	2	4,47		3Ø20
			6,94	3Ø20
	3	7,91		3Ø20
			4,47	3Ø20
10	1	8,52		3Ø20
			4,47	4Ø20
	2	4,47		3Ø20
			4,47	4Ø20
	3	6,88		3Ø20
			4,47	4Ø20
11	1	7,89		3Ø20
			4,47	3Ø20
	2	4,47		3Ø20
			6,91	3Ø20
	3	4,47		3Ø20
			5,43	3Ø20

Após escolhida a armadura é necessário verificar as cláusulas de ductilidade local. Como as armaduras escolhidas não verificam ambas as cláusulas de ductilidade, é necessário proceder à alteração de armaduras para que se verifiquem ambas as cláusulas. Assim, foram escolhidas as armaduras presentes na tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Armaduras escolhidas

Viga	Secção	A _s	Armaduras	A _{s, viga} (cm ²)	A _{s, laje} (cm ²)	A _s (cm ²)	0,5 A _s (cm ²)
9	1	A _{s1}	3Ø20	9,42	5,66	15,08	7,54
		A _{s2}	3Ø20	9,42		9,42	
	3	A _{s1}	3Ø20	9,42	11,32	20,74	10,37
		A _{s2}	4Ø20	12,56		9,42	
10	1	A _{s1}	3Ø20	9,42	11,32	20,74	10,37
		A _{s2}	4Ø20	12,56		12,56	
	3	A _{s1}	3Ø20	9,42	11,32	20,74	10,37
		A _{s2}	4Ø20	12,56		12,56	
11	1	A _{s1}	3Ø20	9,42	11,32	20,74	10,37
		A _{s2}	4Ø20	12,56		9,42	
	3	A _{s1}	3Ø20	9,42	5,66	15,08	7,54
		A _{s2}	3Ø20	9,42		9,42	

Em que:

- A_{s1} e A_{s2} são as armaduras superiores e inferiores, respetivamente.

Depois de escolhidas armaduras coerentes ao longo da viga verificam-se então as cláusulas de ductilidade local como se apresenta nas tabelas 5.11 e 5.12.

Tabela 5.11 – Verificação da ductilidade local

Viga	A _{s comp} (cm ²)		50% A _{s trac} (cm ²)
9	9,42	≥	7,54
	12,56	≥	10,37
10	12,56	≥	10,37
	12,56	≥	10,37
11	12,56	≥	10,37
	9,42	≥	7,54

Tabela 5.12 – Verificação da ductilidade local

Viga	Secção	ρ _{máx}		ρ
9	1	0,0136	≥	0,0101
	3	0,0157	≥	0,0139
10	1	0,0157	≥	0,0139
	3	0,0157	≥	0,0139
11	1	0,0157	≥	0,0139
	3	0,0136	≥	0,0101

Em relação a amarrações e emendas, o EC8 define algumas regras que limitam o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar de modo a impedir uma rotura de aderência. Assim, devem ser tidas em conta as seguintes relações:

- Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.17)$$

- Nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (5.18)$$

Em que:

- d_{bl} é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal;
- h_c é a largura do pilar na direção paralela aos varões;
- k_D é o coeficiente função da classe de ductilidade (2/3 para a classe DCM);
- γ_{Rd} representa o coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências (1,0 para a classe DCM);
- v_d é o esforço normal reduzido.

Se não for possível satisfazer os requisitos anteriores, o EC8 admite a utilização de uma das disposições construtivas apresentadas na figura 5.7 (como disposto no artº 5.6.2.2 (3)).

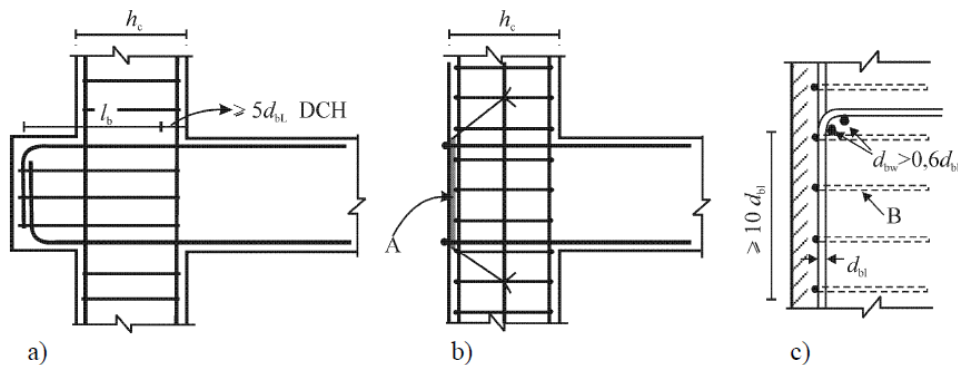


Figura 5.7 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar

5.4.4 Armadura transversal

Na cláusula 9.2.2 do EC2 é imposto um limite mínimo de armadura transversal dado por:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.19)$$

Sendo que a taxa de armadura transversal é dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha} \quad (5.20)$$

Em que:

- A_{sw} representa a área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s ;
- b_w é a largura da alma do elemento;
- α é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal (90°);
- s é o espaçamento longitudinal das armaduras de esforço transversal.

Em relação aos limites de espaçamento para as armaduras transversais, o EC2 define o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal (equação 5.21) e o espaçamento transversal máximo entre os ramos de estribos (equação 5.22):

$$s_{l,\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (5.21)$$

$$s_{t,\max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (5.22)$$

O EC8, por sua vez, apresenta restrições para as zonas críticas de vigas sísmicas primárias, são elas:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento deve ser igual ou superior a 6 mm;
- O espaçamento, s , das armaduras de confinamento não deverá ser superior a:

$$s = \min \left\{ h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (5.23)$$

Onde:

- d_{bL} é o diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em mm);
- h_w representa a altura da viga (em mm).

Assim sendo, na equação 5.24 apresenta-se o espaçamento mínimo a utilizar:

$$s = \min \{ 500/4; 24 \cdot 10; 225; 8 \cdot 16 \} = 125 \text{ mm} \quad (5.24)$$

Em relação à extensão da zona crítica na cl.5.4.3.1.2 (1)P do EC8 diz que essa extensão deve ser igual à altura da viga, ou seja, nas vigas presentes no edifício a extensão da zona crítica é de 0,5 m.

Para dimensionar as vigas é aplicado o conceito de cálculo pela capacidade real presente na cláusula 5.4.2.2 do EC8, de forma a calcular os esforços de cálculo para verificação do esforço transversal. Nesse mesmo artigo consta que nas vigas sísmicas primárias os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser obtidos com base no equilíbrio da viga sob a ação de:

- A carga transversal que atua na viga na situação de projeto sísmica;
- Os momentos plásticos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os dois sentidos da ação sísmica (positivo e negativo).

Assim sendo, o esforço transversal de cálculo na viga é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm \frac{(g + \psi_2 q) \cdot l_{cl}}{2} \quad (5.25)$$

Onde:

- $M_{Rb,i}$ representa o momento resistente na extremidade i da viga;
- $g + \psi_2 q$ é o carregamento para a combinação quase-permanente de ações;
- l_{cl} é o comprimento livre da viga.

Na tabela 5.13 pode-se observar como se procede ao cálculo dos momentos resistentes nas extremidades dos troços da viga em análise.

Tabela 5.13 – Cálculo dos momentos resistentes na extremidade da viga

Viga	Secção	$A_{s1,laje} \cdot f_{yd} \cdot z_1$ (kN.m)	$A_{s2,laje} \cdot f_{yd} \cdot z_2$ (kN.m)	$A_{s,viga} \cdot f_{yd} \cdot z_1$ (kN.m)		i	$M_{Rb,i}$
9	1	39,9	32,8	132,8	⇒	1-	205,4
		0,0	0,0	132,8	⇒	1+	132,8
	3	79,8	65,6	132,8	⇒	2-	278,1
		0,0	0,0	132,8	⇒	2+	132,8
10	1	79,8	65,6	132,8	⇒	1-	278,1
		0,0	0,0	177,0	⇒	1+	177,0
	3	79,8	65,6	132,8	⇒	2-	278,1
		0,0	0,0	177,0	⇒	2+	177,0
11	1	79,8	65,6	132,8	⇒	1-	278,1
		0,0	0,0	132,8	⇒	1+	132,8
	3	39,9	32,8	132,8	⇒	2-	205,4
		0,0	0,0	132,8	⇒	2+	132,8

Depois de calculados os momentos nas extremidades das vigas são necessários os valores devido ao carregamento uniforme, que podem ser retirados do programa de cálculo automático, apresentados na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Valores do esforço transversal de cálculo para a combinação quase-permanente

Viga	Secção	$V_{g+\psi_{2q},1}$ (kN)	$V_{g+\psi_{2q},2}$ (kN)
9	1	41,9	
	3		-58,4
10	1	30,4	
	3		-29,3
11	1	57,7	
	3		-41,9

Tendo o comprimento livre dos troços da viga em análise, $l_{cl,V9,11}=5,65$ e $l_{cl,V10}=3,10$ pode-se calcular o esforço transversal de cálculo máximo em cada secção de cada viga. Assim, na tabela 5.15 apresentam-se os valores resultantes desse cálculo.

Tabela 5.15 – Cálculo do esforço transversal de cálculo

Viga	Secção	$V_{g+\psi_{2q},1}$ (kN)	$(M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l_{cl,VA}$ (t)	$V_{1,Ed}$ (kN)	$V_{2,Ed}$ (kN)
1	1	41,9	59,8	101,7	114,6
	3	-58,4	72,7	1,4	14,3
2	1	30,4	147,1	177,5	177,5
	3	-29,3	147,1	117,8	177,8
3	1	57,7	72,7	130,4	117,5
	3	-41,9	59,8	30,8	17,9

A partir da tabela anterior chega-se aos valores apresentados na tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Esforço transversal de cálculo máximo

Viga	V_{ed}
9	114,6
10	177,5
11	130,4

Para os outros tramos de vigas, os valores de esforço transversal de cálculo foram retirados do programa de cálculo automático. Como o programa não contabiliza a larguras efetivas da laje para o cálculo das armaduras resistentes nas vigas, estas foram introduzidas manualmente, só depois é que o ETABS faz o cálculo do esforço transversal máximo, assim o programa deu os resultados apresentados na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Esforço transversal de cálculo máximo obtido pelo ETABS

Viga	V_{ed}
9	118,2
10	162,6
11	117,6

Como se pode verificar a partir da comparação das tabelas 5.16 e 5.17, as diferenças entre os esforços transversos de cálculo máximos retirados do ETABS ou calculados manualmente são pequenas.

Finalmente chega-se aos valores finais de armaduras, que se apresentam na tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Armaduras transversais nas vigas junto aos apoios

9	Asw/s	8,130	⇒	2R Ø8//0,10	10,06	cm ² /m
10	Asw/s	12,591	⇒	2R Ø8//0,075	13,40	cm ² /m
11	Asw/s	9,251	⇒	2R Ø8//0,10	10,06	cm ² /m

5.5 Pilares

Seguidamente mostra-se o dimensionamento do pilar 5 do rés-do-chão como exemplo. O dimensionamento dos restantes pilares consta no Anexo 8.

5.5.1 Armadura longitudinal

Segundo o EC8, em estruturas porticadas, todos os nós das vigas com pilares sísmicos primários devem satisfazer a seguinte condição (cláusula 4.4.2.3(4)):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (5.26)$$

Onde:

- $\sum M_{Rc}$ representa a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó.
- $\sum M_{Rb}$ representa a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Ou seja, esta condição, conhecida como pilar forte - viga fraca, tem por objetivo obrigar a que se formem rótulas nas vigas e não nos pilares, por forma a reduzir o risco da chamada rotura de piso flexível. De referir que esta condição só se aplica a estruturas porticadas ou equivalentes a pórticos e que não se aplica no último piso pois não existe inconveniente que a rótula se forme no pilar.

Nesta fase inicial do dimensionamento do pilar há necessidade de calcular os momentos resistentes das vigas que estão na envolvente dos pilares. Considere-se então a localização do pilar 5 do rés-do-chão (Figura 5.8) para calcular os momentos resistentes das vigas.

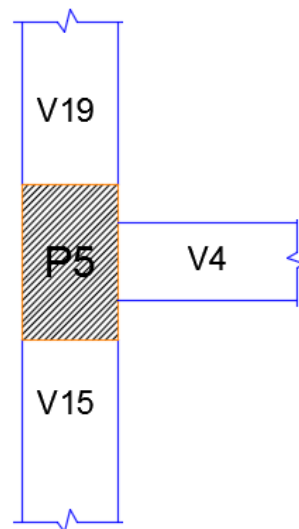


Figura 5.8 – Localização do pilar P5

Assim, consultando os momentos das vigas 4, 15 e 19 e fazendo a majoração por 30% chega-se aos seguintes momentos:

$$\begin{aligned} \sum M_{Rc,x} &\geq 1,3 \times (92,99 + 157,66) = 325,85 \\ \sum M_{Rc,y} &\geq 1,3 \times 161,18 = 209,53 \end{aligned} \quad (5.27)$$

Os esforços de dimensionamento do pilar serão obtidos a partir do somatório dos valores dos momentos resistentes das vigas. Para tal, recorre-se a uma distribuição que corresponde a 55% do momento ser atribuído ao pilar inferior e os restantes 45% ao pilar superior, assim chega-se aos valores da tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Valores dos momentos resistentes do pilar 5 em cada direção reajustados a 55%

Nó do pilar 5	
$M_{Rc,x}$	179,22
$M_{Rc,y}$	115,2

A cláusula 5.4.3.2.2 (1) (NP EN 1998-1) define que a taxa de armadura longitudinal (ρ) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Assim pode-se calcular a armadura mínima e máxima (equação 5.28) para o pilar 5:

$$A_{s,min} = A_{c,P5} \times \rho_L = (25 \times 40) \times 0,01 = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.28)$$

$$A_{s,max} = A_{c,P5} \times \rho_L = (25 \times 40) \times 0,04 = 40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O dimensionamento da armadura é realizado em flexão composta uniaxial para o momento condicionante. Para o cálculo da armadura dos pilares é necessário proceder ao cálculo de alguns parâmetros adimensionais como o valor reduzido da força axial, v , e o valor reduzido do momento fletor, μ . Estes são definidos pelas seguintes expressões:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (5.29)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Tendo estes parâmetros é possível descobrir a área através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.30)$$

Nesta expressão aparece um parâmetro, ω , que pode ser determinado através de diagramas de interação N-M. Seguidamente apresenta-se o cálculo de todos os parâmetros para o pilar 5, equação 5.31 para a direção X e equação 5.32 para a direção Y:

$$\left\{ \begin{array}{l} v = \frac{466,33}{(0,4 \cdot 0,25) \cdot 16,7 \times 10^3} = 0,276 \\ \mu_x = \frac{179,22}{0,25 \cdot 0,4^2 \cdot 16,7 \times 10^3} = 0,269 \end{array} \right. \quad (5.31)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v = \frac{466,33}{(0,4 \cdot 0,25) \cdot 16,7 \times 10^3} = 0,276 \\ \mu_y = \frac{115,20}{0,4 \cdot 0,25^2 \cdot 16,7 \times 10^3} = 0,277 \end{array} \right. \quad (5.32)$$

A partir dos parâmetros determinados é possível determinar o ω_x e o ω_y , obtendo-se a $\omega_x=0,39$ e a $\omega_y=0,52$. Assim sendo a armadura necessária é:

$$A_{s,x} = \frac{0,39 \cdot (25 \cdot 40) \cdot 16,7}{348} = 18,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,y} = \frac{0,52 \cdot (25 \cdot 40) \cdot 16,7}{348} = 20,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$
(5.33)

Na tabela 5.20 apresentam-se então os momentos resistentes finais (que se calculam fazendo o percurso contrário, aquele que foi feito para descobrir as armaduras).

Tabela 5.20 – Cálculo dos momentos resistentes finais em ambas as direções

Pilar	Direção	A_s	$A_{s,face}$		Varões	$A_{s,adot}$		M_{Rc}
5	X	18,68	9,34	⇒	3Ø20	9,42	⇒	180
5	Y	20,12	10,06	⇒	4Ø20	12,56	⇒	125

5.5.2 Verificação à flexão biaxial

A verificação da segurança à flexão desviada é determinada através da aplicação da expressão presente na equação 5.34 (NP EN 1992):

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \right)^a \leq 1,0 \Leftrightarrow \left(\frac{48,41}{180} \right)^1 + \left(\frac{48,93}{125} \right)^1 = 0,66$$
(5.34)

Onde:

- $M_{Ed,x/y}$ representa o momento de cálculo em relação ao eixo considerado;
- $M_{Rd,x/y}$ representa o momento resistente na direção considerada;
- a representa o expoente, o qual toma o valor da unidade.

Como a equação verifica considera-se satisfeita a verificação à flexão biaxial.

5.5.3 Armaduras transversais

O esforço transversal atuante é calculado por equilíbrio considerando os momentos resistentes máximos (associados ao máximo esforço axial) nas extremidades relativos à formação de rótulas plásticas.

O dimensionamento por capacidade real (*Capacity design*) é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{(M_{Rc,1} + M_{Rc,2}) \cdot \sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc} I_{cl}}$$
(5.35)

Em que:

- γ_{Rd} representa o fator que contabiliza a possibilidade de sobre resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção. No caso de estruturas da classe DCM este parâmetro toma o valor de 1,1;

- $\sum M_{Rb}/\sum M_{Rc}$ representa o coeficiente de redução;
- l_{cl} representa o comprimento livre do pilar.

O comprimento livre do pilar 5 (l_{cl}) é de 2,65 metros. Seguidamente, na tabela 5.21, calculam-se os momentos resistentes que vão entrar para o cálculo do coeficiente de redução.

Tabela 5.21 – Momentos resistentes em ambas as direções

Direção	Pilar	Varões	A_s (cm ²)		M_{Rc} (kNm)
X	P5	3Ø20	9,42	⇒	120,00
Y	P5	4Ø20	12,56	⇒	83,34

Assim, os coeficientes de redução apresentam-se na tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Coeficientes de redução do pilar P5 em ambas as direções

Direção	Pilar	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}/\sum M_{Rc}$ (kNm)
X	P5	250,7	240,00	1,00
Y	P5	161,2	166,67	0,97

Finalmente, o esforço transversal atuante é apresentado na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Cálculo do esforço transversal atuante

Direção	Pilar	γ_{Rd}	$M_{Rc,1}$ (kNm)	$M_{Rc,2}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}/\sum M_{Rc}$ (kNm)	l_{cl} (m)		V_{Ed} (kN)
X	P5	1,1	120,00	120,00	1,00	2,65	⇒	99,6
Y	P5	1,1	83,34	83,34	0,97	2,65	⇒	68,0

Na tabela 5.24 apresenta-se os parâmetros de cálculo de forma a chegar à área de armaduras transversais.

Tabela 5.24 – Áreas de armaduras transversais para o pilar P5

Pilar	Direção	V_{Ed} (kN)	z (m)	θ (°)	$\cotg(\theta)$	f_{yd} (kN)		$(A_{sw/s})_x$	$(A_{sw/s})_y$
P5	X	99,6	0,315	45	1	348	⇒	9,088	
	Y	68,0	0,18	45	1	348	⇒		10,863

Para as áreas de armaduras transversais calculadas, indicadas na tabela anterior, escolhem-se as armaduras apresentadas na tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Varões a utilizar na zona crítica e respetivas áreas

Pilar	Direção	2 Ramos	4 Ramos	Varões	Área (cm ² /m ⁻¹)
P5	X	4,544	2,272	Ø8//0,075	6,70
	Y	5,431	2,716	Ø8//0,075	6,70

A extensão da zona crítica dos pilares pode ser calculada pela expressão da cláusula 5.4.3.2.2 (4) do EC8:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (5.36)$$

Em que:

h_c é a maior dimensão da secção transversal do pilar (m);

l_d é o comprimento livre do pilar (m).

Assim, chega-se ao valor do comprimento da zona crítica (l_{cr}) de 0,45 m:

$$l_{cr} = \max \left\{ 0,4; \frac{2,65}{6}; 0,45 \right\} = 0,45 \quad (5.37)$$

Nas zonas críticas também é necessário garantir um espaçamento máximo das cintas na direção longitudinal (zona inferior e superior adjacente aos nós), sendo limitado a:

$$s = \min \{ b_0 / 2; 175; 8 \cdot d_{bL} \} \quad (5.38)$$

Onde:

b_0 é a dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação às cintas);

d_{bL} é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

Na equação 5.39 faz-se o cálculo do espaçamento máximo das cintas:

$$s = \min \{ 170 / 2; 175; 8 \cdot 20 \} = 85 \text{ mm} \quad (5.39)$$

Assim sendo, o afastamento máximo das cintas na direção longitudinal é de 85 milímetros, tendo-se adotado um espaçamento de 75 mm.

5.5.4 Verificação da ductilidade local

A verificação da ductilidade local em pilares pode ser garantida tendo em conta a condição definida na cláusula 5.4.3.2.1(8) do EC8, dada por:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{s_y,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (5.40)$$

Onde:

- ω_{wd} representa a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas,
- ν_d representa o esforço normal reduzido de cálculo,
- μ_{φ} representa o coeficiente de ductilidade em curvatura,
- $\varepsilon_{s_y,d}$ representa o valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço,
- b_c representa a largura bruta da secção transversal,
- b_0 representa a largura do núcleo confinado,
- α representa o coeficiente de eficácia do confinamento.

O coeficiente de eficácia pode ser calculado segundo a expressão:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (5.41)$$

A pormenorização do pilar P5 conduz às distâncias entre varões apresentadas na figura 5.9.

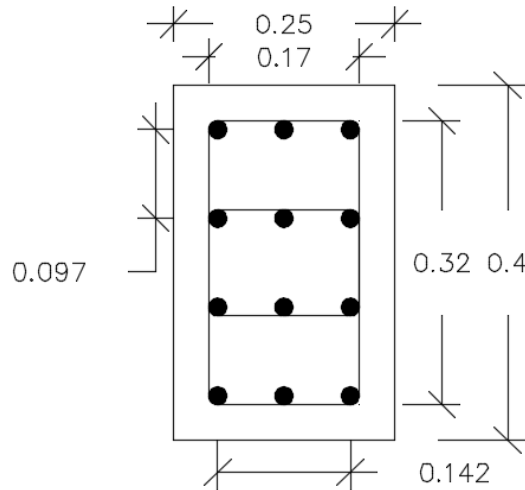


Figura 5.9 – Dimensões do pilar P5

Sendo que para as secções retangulares temos as seguintes fórmulas:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (5.42)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (5.43)$$

Em que:

- b_i representa a distancia entre varões consecutivos abraçados;
- h_0 representa a altura do núcleo confinado;
- s é o afastamento longitudinal das cintas;
- n representa o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos.

Tendo todos os elementos necessários, pode calcular-se o coeficiente de eficácia do pilar 5, o qual se apresenta na Tabela 5.26.

Tabela 5.26 – Cálculo do coeficiente de eficácia (α)

Pilar	Distância entre varões		b_0 (m)	h_0 (m)	s (m)	α_n	α_s	α
	b_{ih} (m)	b_{iv} (m)						
P5	0,142	0,097	0,170	0,320	0,050	0,702	0,786	0,552

O esforço normal reduzido de cálculo no pilar é calculado na tabela 5.27.

Tabela 5.27 – Cálculo do esforço normal reduzido (v_d)

Pilar	N_{Ed} (kN)	h (m)	b (m)	f_{cd} (kN/m ²)	v_d		
P5	713,61	0,4	0,25	16700	0,427	≤	0,65

Segundo o EC8 o esforço normal reduzido não poderia ser superior a 0,65 (condição utilizada para o pré-dimensionamento dos pilares), o que se verifica.

A taxa volumétrica nas cintas é dada pela seguinte expressão:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume de cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.44)$$

Na tabela 5.28 apresentam-se todos os elementos necessários ao seu cálculo.

Tabela 5.28 – Medidas para o cálculo do ω_{wd}

Pilar	Vcintas (m³)			Vnúcleo betão (m³)			f_{cd} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)
	Varões	A_s (cm²)	$l_{armadura}$ (m)	b_o (m)	h_o (m)	s (m)		
P5	Ø8	0,50	1,459	0,17	0,32	0,050	16,7	348

Estes elementos dão origem à seguinte taxa volumétrica (utilizando a equação 5.44):

$$\omega_{wd} = \frac{l_{varões} \cdot A_{varão} \cdot f_{yd}}{b_c \cdot h_o \cdot s \cdot f_{cd}} = \frac{1,459 \cdot 0,5 \times 10^{-4} \cdot 348}{0,17 \cdot 0,32 \cdot 0,050 \cdot 16,7} = 0,559 \quad (5.45)$$

Finalmente, pode fazer-se a verificação da equação 5.40, concluindo-se que as condições de ductilidade local são garantidas:

$$0,552 \cdot 0,559 \geq 30 \cdot 6,8 \cdot 0,427 \cdot 0,001739 \cdot 0,25/0,17 - 0,035 \Leftrightarrow 0,309 \geq 0,223 \quad (5.46)$$

O programa de cálculo automático apenas permite a verificação da condição 5.27. Desta forma, para otimizar o dimensionamento dos pilares recorre-se ao ETABS, para tal é necessário fornecer ao programa a pormenorização das secções de betão armado. Com base nestes dados, o programa calcula e compara os momentos resistentes entre os pilares e as vigas, fornecendo uma escala de valores (representada através de cores). Se o pilar estiver assinalado a vermelho não apresenta a resistência suficiente para cumprir a condição 5.27, ou seja, a soma dos momentos resistentes dos pilares é inferior a 1.3 vezes a das vigas concorrentes nesse nó. Se o pilar estiver assinalada a amarelo, então verifica-se a condição viga fraca - pilar forte. A cor verde corresponde à verificação da condição com alguma folga. Desta forma, iterativamente, o programa possibilita a otimização no dimensionamento dos pilares. Na figura seguinte apresenta-se o pilar 5 (à esquerda) e 6 num dos alçados do edifício como exemplo:

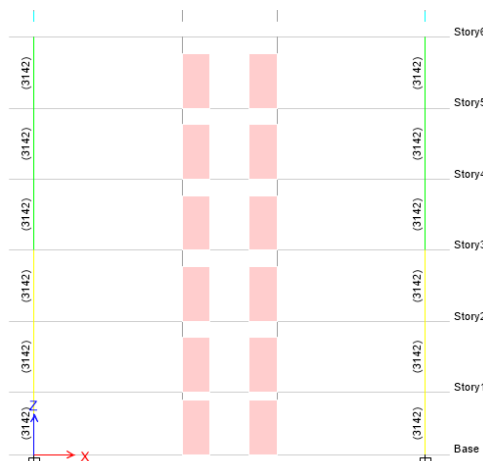


Figura 5.10 – Pilares com escala de cores no ETABS

Depois de verificada a condição 5.27 em todos os pilares, como se pode observar na figura 5.10, verifica-se alguma folga que podia representar uma diminuição da armadura longitudinal nos troços superiores dos pilares. No entanto, tendo por simplificação a execução da obra, optou-se por manter a mesma armadura longitudinal ao longo de todo o pilar.

Verificada a condição da sobrerresistência dos pilares relativamente às vigas, pode retirar-se o esforço transversal de cálculo do programa para dimensionar as armaduras transversais e proceder à verificação do confinamento tal como no pilar exemplo.

5.6 Paredes

São considerados parede, todos os elementos estruturais que suportam outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação comprimento/espessura superior a 4.

O edifício em estudo comporta 5 paredes localizadas no centro do edifício que formam a caixa de escadas, como se pode observar na figura 3.2. Estas paredes têm uma altura de 16,9 metros. No dimensionamento destes elementos foi utilizado o método, recomendado pelo EC8, dos pilares fictícios. Na Tabela 5.29 apresentam-se as dimensões das paredes.

Tabela 5.29 – Dimensões das paredes do edifício

Paredes	b_w (m)	l_w (m)
1	0,20	1,20
2	0,20	1,20
3	0,20	2,90
4	0,20	2,90
5	0,20	4,05

5.6.1 Disposições construtivas

Na cláusula 5.4.1.2.3 do EC8 a espessura da alma, b_{w0} , deve satisfazer a seguinte condição:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\} = 0,15 \quad (5.47)$$

Em que h_s é a altura livre do piso em metros.

Realizada esta verificação, o EC8 na cláusula 5.4.3.4.2 (10) recomenda que estes elementos devem ter uma espessura não inferior a 200 mm, o que se verifica, e que devem cumprir o seguinte requisito:

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > h_s/15 \\ \text{se } l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > h_s/10 \end{cases} \quad (5.48)$$

Em que l_c representa o comprimento da parte confinada.

Como a espessura das paredes está definida como 0,20m e não pode sofrer alterações face ao projeto de arquitetura, utilizam-se as expressões da equação 5.48 para definir o comprimento máximo dos pilares fictícios. Existe também um valor mínimo regulamentar para este comprimento, que é dado pela seguinte expressão:

$$l_{c,min} = \max \{ 0,15 \cdot l_w; 1,50 \cdot b_w \} \quad (5.49)$$

A partir destas equações (5.48 e 5.49) obtêm-se os valores apresentados na tabela 5.30.

Tabela 5.30 – Valores mínimos e máximos e adotados das extensões dos elementos de extremidade das paredes

Parede	$l_{c,min}$ (m)	$l_{c,max}$ (m)	$l_{c,adotado}$ (m)
1	0,30	0,40	0,40
2	0,30	0,40	0,40
3	0,44	0,58	0,50
4	0,44	0,58	0,50
5	0,61	0,81	0,80

Segundo o estipulado na cláusula 5.4.3.4, o valor do esforço normal reduzido, v_d , não deverá ser superior a 0,4. Assim, na tabela 5.31 faz-se a verificação dessa condição.

Tabela 5.31 – Cálculo do esforço normal reduzido

Parede	N_{Ed} (kN)	A_c (m ²)	v_d
1	-658,83	0,24	0,16
2	-670,31	0,24	0,17
3	-1326,28	0,58	0,14
4	-1322,87	0,58	0,14
5	-1987,37	0,81	0,15

O EC8 também impõe disposições construtivas relativamente à ductilidade local, assim a altura da zona crítica é dada por:

$$h_{cr} = \max [l_w; h_w / 6]$$

$$h_{cr,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ (para } n \leq 6) \end{array} \right. \quad (5.50)$$

Aplicando as expressões anteriores tem-se os resultados presentes na Tabela 5.32.

Tabela 5.32 – Cálculo da altura crítica

Parede	h_w (m)	$h_w/6$ (m)	l_w (m)	h_{cr} (m)	h_s (m)	$2 l_w$ (m)	$h_{cr,max}$ (m)
1 e 2	16,75	2,79	1,20	2,79	2,85	2,40	2,40
3 e 4	16,75	2,79	2,90	2,90	2,85	5,40	2,85
5	16,75	2,79	4,05	4,05	2,85	8,10	2,85

Assim a altura crítica corresponde ao valor máximo para todas as paredes. Na cláusula 9.6.2 do EC2, as armaduras verticais têm um máximo e mínimo dado pelas expressões da equação 5.51:

$$\begin{aligned} A_{s,v\min} &= 0,002 \cdot A_c \\ A_{s,v\max} &= 0,04 \cdot A_c \end{aligned} \quad (5.51)$$

Já o valor da distância entre dois varões verticais adjacentes não deve ser, segundo a mesma cláusula, superior a:

$$s_{dv} = \min\{3 \cdot b_w, 400\text{ mm}\} \quad (5.52)$$

Como a espessura de todas as paredes é de 200 mm, então o espaçamento máximo entre varões verticais adjacentes é de 400 mm.

Ainda na mesma cláusula encontra-se uma expressão para calcular a área mínima de secção das armaduras horizontais:

$$A_{s,h\min} = \max\{25\% \cdot A_{s,v}; 0,001 \cdot A_c\} \quad (5.53)$$

5.6.2 Armaduras longitudinais

Para a verificação ao estado limite último de flexão utilizou-se o método dos pilares fictícios. Este método, de um modo simplificado, admite que a capacidade resistente da parede se concentra nas duas extremidades desta (pilares fictícios), sendo aí que se irá concentrar a armadura de flexão. Assim, é possível garantir que a armadura adotada tem uma maior eficiência, pois os braços das forças atuantes na secção são maiores.

A armadura de flexão é calculada a partir da expressão 5.54:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (5.54)$$

Onde F_s é a força de tração da armadura tracionada.

Na figura 5.11 apresenta-se, de forma esquemática, as forças atuantes na parede.

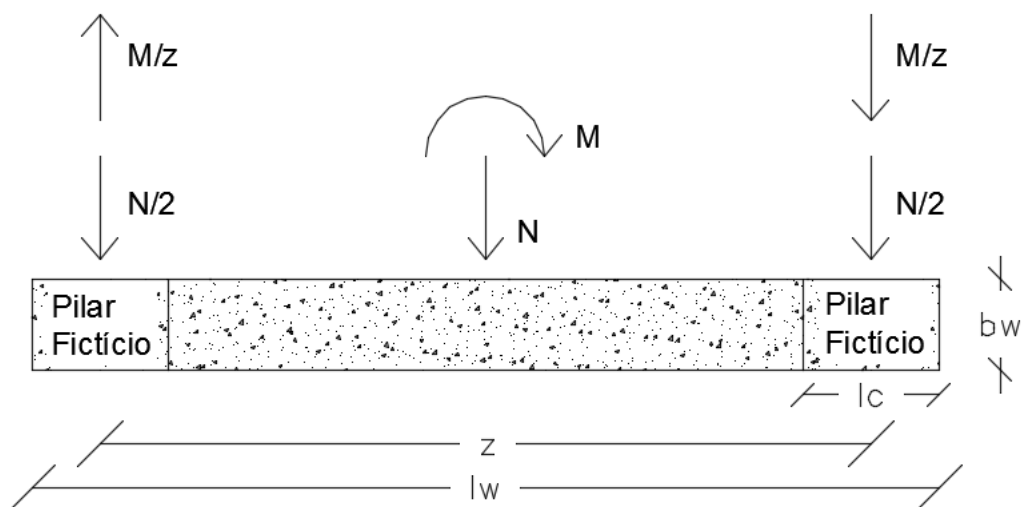


Figura 5.11 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios

De acordo com o EC8, na cl.5.4.2.4, devem ser tidas em conta as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos, pelo menos através de um método simplificado adequado. Assim, utilizaram-se algumas regras para a obtenção dos momentos fletores e do esforço transversal, foram elas:

- O diagrama dos valores de cálculo dos momentos fletores é determinado através de uma envolvente linear dos momentos elásticos que é deslocada verticalmente de a_1 , sendo a_1 dado pela seguinte expressão:

$$a_1 = z \cdot \cot(\theta) \quad (5.55)$$

- O diagrama de valores de cálculo dos esforços transversos é determinado por um aumento de 50% dos valores elásticos, sendo que o esforço transversal no topo da parede deve ser superior a metade do valor do esforço transversal na base.

Posto isto, chega-se aos valores presentes no Anexo 9.

Conhecidos os esforços procede-se ao dimensionamento das armaduras de parede tal como se mostra na tabela 5.33.

Tabela 5.33 – Armadura de flexão adotada nas paredes

Parede	z (m)	M/z (kN)	N/2 (kN)	F (kN)	A _{s,adot}	A _{s,adot} (cm ²)
1	0,8	316,6	-329,4	-12,8	9Ø12	10,17
2	0,8	328,2	-335,2	-6,9	9Ø12	10,17
3	2,4	296,3	-663,1	-366,8	9Ø12	10,17
4	2,4	316,8	-661,4	-344,7	9Ø12	10,17
5	3,25	135,3	-993,7	-858,3	20Ø12	22,60

Como a resistência ao esforço atuante é garantida pelos pilares fictícios, inclui-se na alma das paredes a armadura mínima dada pela expressão 5.53, mostrando-se na Tabela 5.34 a armadura vertical adotada na alma das paredes.

Tabela 5.34 – Armadura vertical adotada na alma das paredes

Parede	A _{sv,min} (cm ² /m)	A _{s,adot}	A _{s,adot} (cm ² /m)
1	4,00	Ø12//0,20	5,65
2	4,00	Ø12//0,20	5,65
3	4,00	Ø12//0,20	5,65
4	4,00	Ø12//0,20	5,65
5	4,00	Ø12//0,20	5,65

Para dimensionar a armadura longitudinal das paredes através do ETABS, é necessário definir os comprimentos dos pilares fictícios nos *overwrites* (caso seja este o método de dimensionamento pretendido). Utilizou-se este método de dimensionamento para se proceder à comparação entre as armaduras necessárias calculadas a partir do cálculo manual e as armaduras calculadas a partir do ETABS. Depois de definidos estes comprimentos para as cinco paredes, procede-se ao cálculo das armaduras a partir do método dos pilares fictícios.

É importante salientar que os resultados obtidos, em todas as paredes, foram iguais aos resultados obtidos a partir do cálculo manual, ou seja, não seria necessária armadura nos pilares fictícios, exceto a armadura mínima.

Caso os comprimentos não tivessem sido colocados antes de correr o programa, este iria admitir um comprimento que considerasse necessário e calcularia a respetiva armadura, no entanto o programa não considera as regras geométricas, expressas nas equações 5.48 e 5.49 do presente documento, para o cálculo do comprimento do pilar fictício.

5.6.3 Armaduras transversais

As armaduras transversais ao longo da parede calculam-se através da seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} \quad (5.56)$$

Assim, apresenta-se na tabela 5.35 o cálculo das armaduras nas paredes.

Tabela 5.35 – Cálculo das armaduras transversais nas paredes

Paredes	V_{Ed} (kN)	z (m)	θ (°)	$\cotg(\theta)$	f_{yd}	$(A_{sw/s})_{nec.}$ (cm ² /m)
1	298,17	2,39	45	1	348	3,59
2	306,14	2,39	45	1	348	3,69
3	533,79	2,39	45	1	348	6,43
4	534,78	2,39	45	1	348	6,44
5	443,90	2,39	45	1	348	5,35

Tendo as áreas de armaduras necessárias faz-se a escolha das armaduras a adotar na tabela 5.36.

Tabela 5.36 – Armaduras transversais adotadas nas paredes

Paredes	V_{Ed} (kN)	2 Ramos	Varões	Área (cm ² /m ¹)
1	298,17	1,80	Ø8//0,15	3,35
2	306,14	1,84	Ø8//0,15	3,35
3	533,79	3,22	Ø8//0,15	3,35
4	534,78	3,22	Ø8//0,15	3,35
5	443,90	2,67	Ø8//0,15	3,35

5.6.4 Verificação da ductilidade local

Nas paredes é necessário, tal como nos pilares, garantir a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas. Na figura 5.12 apresentam-se as armaduras de confinamento.

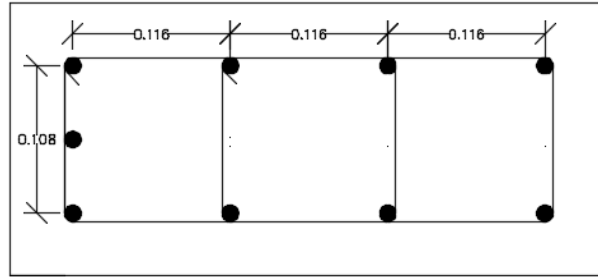


Figura 5.12 – Esquema representativo das armaduras de confinamento nos pilares fictícios 1 e 2

A taxa volumétrica de armadura de confinamento necessária, ω_{wd} , nos elementos de extremidade deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.57)$$

Em que ω_v representa a taxa mecânica das armaduras verticais de alma.

Seguidamente procede-se ao cálculo de α , num processo semelhante ao realizado nos pilares, apresentando-se os resultados obtidos na Tabela 5.37.

Tabela 5.37 – Cálculo dos valores de α para os pilares fictícios

Paredes	Distância entre varões		b_o (m)	h_o (m)	s (m)	α_n	α_s	α
	b_{ih} (m)	b_{iv} (m)						
1	0,108	0,116	0,32	0,12	0,050	0,361	0,680	0,246
2	0,108	0,116	0,32	0,12	0,050	0,361	0,680	0,246
3	0,108	0,113	0,12	0,42	0,050	0,346	0,696	0,241
4	0,108	0,113	0,12	0,42	0,050	0,346	0,696	0,241
5	0,097	0,108	0,72	0,12	0,050	0,384	0,719	0,276

Segundo a cl.5.4.3.2 (6) do EC8, o comprimento do elemento de extremidade confinado tem uma extensão definida por:

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right) \quad (5.58)$$

Em que:

- x_u representa a posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado;
- ϵ_{cu2} é a extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento. Adota-se o valor de 0,0035;
- $\epsilon_{cu2,c}$ é a extensão última do betão confinado, estimada de acordo com o EC2.

Para proceder ao cálculo da extensão última do betão é necessário calcular o produto de α com ω_{wd} , assim faz-se o cálculo de ω_{wd} , apresentando-se os resultados na tabela 5.38.

Tabela 5.38 – Cálculo da taxa volumétrica

Paredes	V _{cintas} (m ³)			V _{núcleo betão} (m ³)			f _{cd} (Mpa)	f _{yd} (Mpa)	ω _{wd}
	Varões	A _s (cm ²)	l _{armadura} (m)	b _o (m)	h _o (m)	s (m)			
1	Ø8	0,5	1,33	0,12	0,32	0,050	16,7	348	⇒ 0,721
2	Ø8	0,5	1,33	0,12	0,32	0,050	16,7	348	⇒ 0,721
3	Ø8	0,5	1,52	0,12	0,42	0,050	16,7	348	⇒ 0,629
4	Ø8	0,5	1,52	0,12	0,42	0,050	16,7	348	⇒ 0,629
5	Ø8	0,5	2,89	0,12	0,72	0,050	16,7	348	⇒ 0,697

Tendo os resultados da taxa volumétrica para cada parede já se pode fazer o cálculo da extensão última do betão:

$$\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd} \quad (5.59)$$

Na tabela 5.39 apresentam-se esses cálculos.

Tabela 5.39 – Cálculo da extensão última do betão

Parede	α	ω _{wd}	ε _{cu2}	ε _{cu2,c}
1	0,246	0,721	0,0035	0,021
2	0,246	0,721	0,0035	0,021
3	0,241	0,629	0,0035	0,019
4	0,241	0,629	0,0035	0,019
5	0,276	0,697	0,0035	0,023

Seguidamente faz-se o cálculo da posição do eixo neutro pela seguinte equação:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} \quad (5.60)$$

Na tabela 5.40 apresentam-se os resultados.

Tabela 5.40 – Cálculo da posição do eixo neutro

Paredes	v _d	ω _v	b _o (m)	b _c (m)	l _w (m)	x _u (m)
1	0,16	0,059	0,12	0,20	1,20	0,45
2	0,17	0,059			1,20	0,45
3	0,14	0,059			2,90	0,95
4	0,14	0,059			2,90	0,95
5	0,15	0,059			4,05	1,39

Finalmente pode calcular-se o comprimento do elemento de extremidade através da expressão 5.58, apresentando-se os resultados na Tabela 5.41.

Tabela 5.41 – Cálculo do comprimento do elemento da extremidade

Paredes	x _u (m)	ε _{cu2}	ε _{cu2,c}	l _c (m)
1	0,45	0,0035	0,018	0,36
2	0,45	0,0035	0,018	0,37
3	0,95	0,0035	0,016	0,74
4	0,95	0,0035	0,016	0,74
5	1,39	0,0035	0,020	1,14

Comparando os comprimentos calculados com os comprimentos admitidos pode chegar-se às seguintes conclusões:

- Nas paredes 1 e 2, o comprimento adotado é superior ao comprimento calculado, portanto não existe necessidade de alterar o comprimento, mantendo-se os comprimentos calculados anteriormente.
- Nas paredes 3, 4 e 5 o comprimento adotado é inferior ao comprimento calculado. No entanto, para cumprir este requisito e cumprir também os comprimentos máximos calculados na tabela 5.29 seria necessário alterar a largura da parede, isso torna-se impossível devido a imposições da arquitetura, assim mantiveram-se os comprimentos admitidos anteriormente.

Seguidamente, na tabela 5.42, faz-se a verificação da inequação 5.57.

Tabela 5.42 – Verificação da inequação 5.57

Paredes	α	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$		$30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0,035$
1	0,246	0,721	0,177	\geq	0,097
2	0,246	0,721	0,177	\geq	0,099
3	0,241	0,629	0,152	\geq	0,081
4	0,241	0,629	0,152	\geq	0,081
5	0,276	0,697	0,192	\geq	0,087

Como podemos observar a partir da tabela anterior, a inequação é verificada para todas as paredes, sendo assim verificado o confinamento dos pilares fictícios.

5.7 Muros da cave

Como já referido anteriormente, o edifício em estudo tem paredes de contenção na cave, como se pode ver na figura 2.2 do presente documento. Em seguida apresenta-se o dimensionamento dessas paredes de contenção. Como as alturas das paredes em betão variam, faz-se, em primeiro lugar, o dimensionamento da parede de maiores dimensões.

Todas estas paredes estão sujeitas a um impulso de terras sendo para essa ação que são dimensionadas, assim faz-se o cálculo do coeficiente do impulso ativo de forma a calcular esse mesmo impulso.

$$K_a = \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = \frac{1 - \sin(30)}{1 + \sin(30)} = 0,333 \quad (5.61)$$

Onde:

- K_a é o coeficiente do impulso ativo;
- α é o ângulo de atrito interno.

Na figura 5.13 mostra-se a carga a que a parede está sujeita.

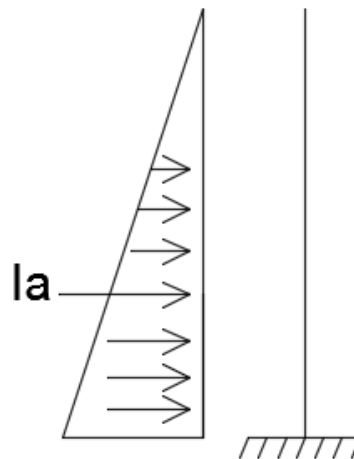


Figura 5.13 – Carga a que as paredes de contenção estão sujeitas.

Optou-se por usar um sistema encastrado na base e livre em cima, pois esse modelo irá agravar o momento na base e será assim a situação mais grave possível.

Após o cálculo do impulso ativo, procede-se a determinação do momento na base e dos parâmetros para obter a armadura necessária:

$$I_a = \gamma_G \times \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a = 1,35 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 2,3^2 \times 0,333 = 21,40 \quad (5.62)$$

$$M_{\text{base}} = 21,40 \times 0,767 = 16,41 \text{ kN.m} \quad (5.63)$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 100 \times 17 = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.64)$$

$$\mu = \frac{16,41}{1 \times 0,17^2 \times 16667} = 0,034 \quad \text{e} \quad \omega = 0,035 \quad (5.65)$$

$$A_s = 0,035 \times 0,2 \times \frac{16,7}{348} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.66)$$

Para esta área escolheu-se uma armadura de Ø8//0,15 que corresponde também à armadura mínima.

É necessário, também, verificar o esforço transversal:

$$V_{\text{Rd,min}} = 0,035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{25} \times 170 = 84,1 \geq V_{\text{sd}} \quad (5.67)$$

Como se verifica a equação 5.67, está verificado o esforço transversal.

Visto que se está perante um muro com um comprimento superior a duas vezes uma altura, falta apenas calcular a armadura horizontal (equação 5.68) de forma a evitar fendilhação no betão:

$$A_{s,\text{min}} = \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{syk}}} \times A = \frac{2,6}{400} \times 100 \times 20 = 13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.68)$$

Portanto, obtém-se um valor de 6,5 cm²/m por face, optando-se por uma armadura de Ø8//0,075.

5.8 Fundações

As fundações são elementos estruturais que têm como função assegurar a ligação entre o terreno e a estrutura de modo a que haja uma boa ligação entre eles.

Para o edifício em estudo foram utilizadas fundações diretas do tipo sapata, ligadas entre si por vigas de fundação. Segundo o definido na cláusula 4.4.2.6 do EC8 os esforços devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências. Considera-se satisfeita esta condição se os valores de cálculo dos esforços forem determinados pela equação 5.69:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (5.69)$$

Em que:

- γ_{Rd} é o coeficiente de sobrerresistência, 1,2 para coeficientes de comportamento superiores a 3;
- $E_{F,G}$ é o efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$ é o efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- Ω é o coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i (R_{di}) com o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i (E_{di}) para a situação de projeto sísmica;
- R_{di} representa o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;
- E_{di} representa o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmica.

Na situação mais desfavorável Ω toma o valor de 1,0, assim o dimensionamento das sapatas isoladas é feito para a combinação que se revele determinante, ou seja, a combinação fundamental.

Relativamente às vigas de fundação, ao tomar $\Omega=1$ é necessário, segundo a cláusula 4.4.2.6 (8), aumentar o coeficiente de sobrerresistência para 1,4. Neste caso, a combinação determinante é claramente a ação sísmica.

Assim, faz-se o dimensionamento das sapatas para que estas suportem as solicitações verticais e dimensionam-se as vigas de fundação que ligam as sapatas para que garantam a absorção dos esforços de flexão.

Não tendo tido acesso a relatórios geotécnicos, admitiu-se uma tensão admissível no solo de 300 kPa.

5.8.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento das sapatas isoladas consiste num processo iterativo para estimar as dimensões da sapata. Para o cálculo das dimensões em planta utiliza-se a seguinte equação:

$$A_{\min} = \frac{N_{\text{pilar}}}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (5.70)$$

Seguidamente procede-se ao cálculo de duas sapatas exemplo, a sapata 1 que suporta o pilar 1 e a sapata 10 que suporta o pilar 10. Na tabela seguinte apresenta-se o pré-dimensionamento dessas sapatas.

Tabela 5.43 – Pré-dimensionamento das sapatas exemplo

Sapata	N (kN)	A (m ²)
S_01	363,7	1,21
S_10	645,8	2,15

A altura a conferir às sapatas deve garantir o comportamento de sapatas rígidas. Assume-se como uma altura um valor superior a metade da distância entre o pilar e a face da sapata, na tabela 5.44 apresenta-se a altura da sapata bem como o seu peso próprio.

Tabela 5.44 – Dimensões da sapatas-exemplo e pesos próprios

Sapata	Dim X (m)	Dim Y (m)	h (m)	PP _{sap} (kN)
S_01	1,30	1,30	0,50	21,1
S_10	2,00	1,40	0,50	35,0

Foram escolhidas estas duas sapatas, a título exemplificativo, pois a sapata 1 está sujeita a cargas excêntricas em ambas as direções e a sapata 10 está centrada.

Para o cálculo da tensão transmitida ao terreno pela sapata 10 basta somar o esforço normal a que esta está sujeita com o seu peso próprio e depois recorrer à equação 5.70.

Já para o cálculo da tensão transmitida pela sapata 1 é necessário calcular o esforço normal na base visto que estamos perante uma sapata com cargas excêntricas. Na figura seguinte apresenta-se o esquema referente à direção X.

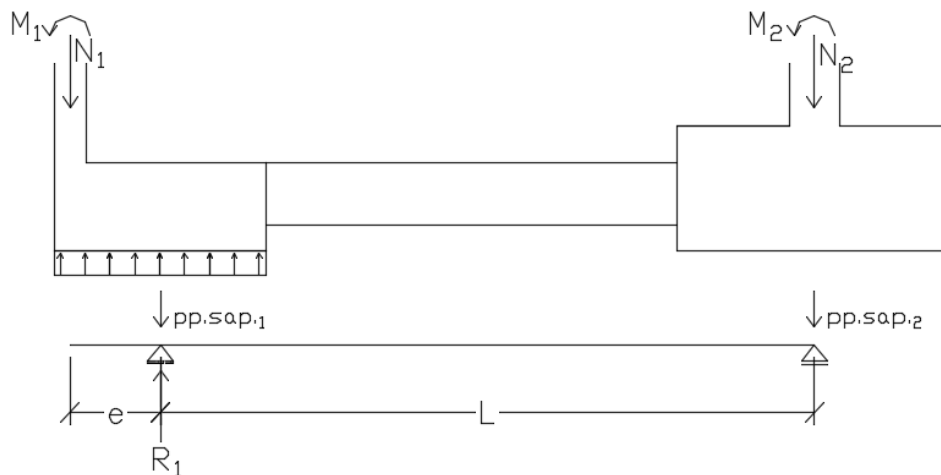


Figura 5.14 – Esquema de sapatas com cargas excêntricas interligadas com vigas de fundação

Para o exemplo em análise, faz-se o somatório de momentos no apoio da sapata de 2 de forma a determinar a reação na sapata 1. Assim tem-se:

$$R_1 = (M_1 + pp.sap.1 \times L + M_2 + N_1 \times (L + e)) / L \tag{5.71}$$

$$R_1 = (7,1 + 29,6 \times 5,25 + 13,6 + 363,7 \times 5,925) / 5,25 = 441,4 \text{ kN}$$

Assim, pode-se calcular a tensão transmitida pela sapata ao solo cujos resultados são apresentados na tabela 5.45.

Tabela 5.45 – Tensão transmitida ao solo pelas sapatas exemplo

Sapata	Direção	N _b (kN)	A _{adot} (m ²)	σ _{solo}
S_01	X	441,4	1,69	261,2
	Y	459,5		271,9
S_10	X	680,8	2,80	243,1
	Y	680,8		243,1

Estes cálculos são referentes aos valores retirados da combinação GEO.

5.8.2 Estado Limite Último de Flexão

Como se adotam sapatas rígidas, para as sapatas com cargas centradas recorre-se ao método das bielas aplicado a sapatas isoladas, este modelo de cálculo encontra-se esquematizado na figura 5.15 (Gorgulho, 2007).

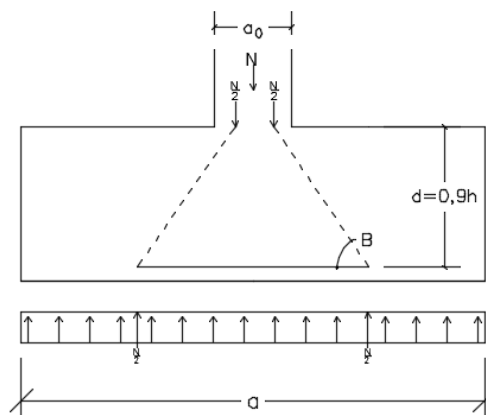


Figura 5.15 – Esquema representativo do método das bielas

Assim, a força de tração da armadura (tirante) junto à base é definida pela seguinte expressão (5.72):

$$F_{tsd} = \frac{N_b \cdot (a - a_o)}{8 \cdot d} \quad (5.72)$$

Em que N_b representa o esforço axial resultante da ação presente no pilar juntamente com o peso próprio da sapata.

Não existe necessidade de majorar pois os esforços foram retirados da combinação de ações fundamental e portanto as cargas já se encontram majoradas. Na tabela 5.46 apresentam-se as forças de tração calculadas para a sapata 10.

Tabela 5.46 – Forças de tração para a sapata 10 em ambas as direções

Sapata	Direção	N _b (kN)	a (m)	a _o (m)	d (m)	F _{tsd} (kN)
S_10	X	1193,4	2,00	0,55	0,45	480,7
	Y		1,40	0,30		364,6

Consequentemente, a armadura de flexão é calculada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{tsd}}{f_{syd} \times b} \tag{5.73}$$

Na tabela 5.47 apresentam-se as armaduras calculadas para a sapata 10 e a pormenorização adotada.

Tabela 5.47 – Armaduras de flexão adotadas para a sapata 10

Sapata	Direção	F _{tsd} (kN)	A _s calc (cm ² /m)	Pormenorização
S_10	X	480,7	6,91	Ø12//0,150
	Y	364,6	7,48	Ø12//0,150

Já para o cálculo da força de tração na sapata 1 recorre-se também ao método das bielas mas com algumas diferenças. Neste caso, visto que as cargas são excêntricas em ambas as direções, existem umas diferenças no esquema representativo como se pode observar na figura seguinte.

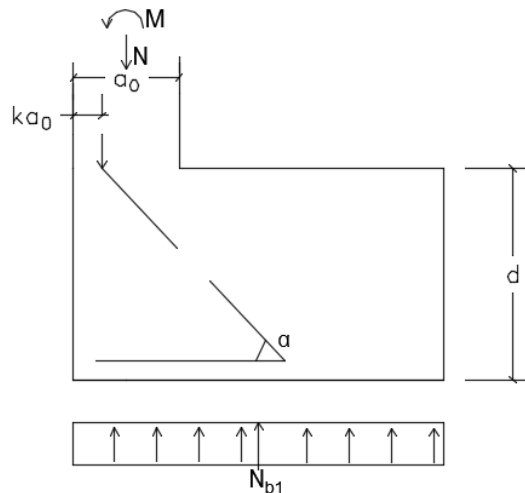


Figura 5.16 – Esquema representativo do método das bielas para cargas excêntricas

Portanto, a força de tração é dada pela seguinte expressão:

$$F_{tsd} = \frac{N_b \cdot (a_1/2 - ka_o)}{d} \tag{5.74}$$

Na tabela 5.48 apresenta-se o resultado do cálculo da força de tração para a sapata 1.

Tabela 5.48 – Força de tração para a sapata 1 em ambas as direções

Sapata	Direção	N _b (kN)	a ₁ (m)	k	a _o (m)	d (m)	F _{tsd} (kN)
S_01	X	803,6	1,30	0,24	0,25	0,45	1054,1
	Y	836,8	1,30	0,24	0,30		1072,3

Depois de calculadas as forças de tração, as armaduras são dadas pela equação 5.75:

$$A_s = \frac{F_{tsd}}{f_{syd} \times b} \tag{5.75}$$

Na tabela 5.49 apresenta-se o resultado do cálculo da equação 5.75 para a sapata 1.

Tabela 5.49 – Armaduras de flexão adotadas para a sapata 1

Sapata	Direção	F _{t,sd} (kN)	A _{s,calc} (cm ² /m)	Pormenorização
S_01	X	1054,1	23,3	Ø20//0,125
	Y	1072,3	23,7	Ø20//0,125

Todas as armaduras referentes a sapatas e a vigas de fundação encontram-se no Anexo 10.

5.8.3 Sapata da caixa de escadas

Como se pode observar pela figura 5.17, na sapata da caixa de escadas descarregam as 5 paredes da estrutura, conduzindo a uma sapata quadrada com 4,5 x 4,5 x 0,7 (m). Para proceder ao dimensionamento desta sapata utiliza-se um modelo de cálculo idêntico para a direção X e Y. Na figura 5.18 apresenta-se o modelo de cálculo utilizado para a determinação das armaduras na direção X e Y.

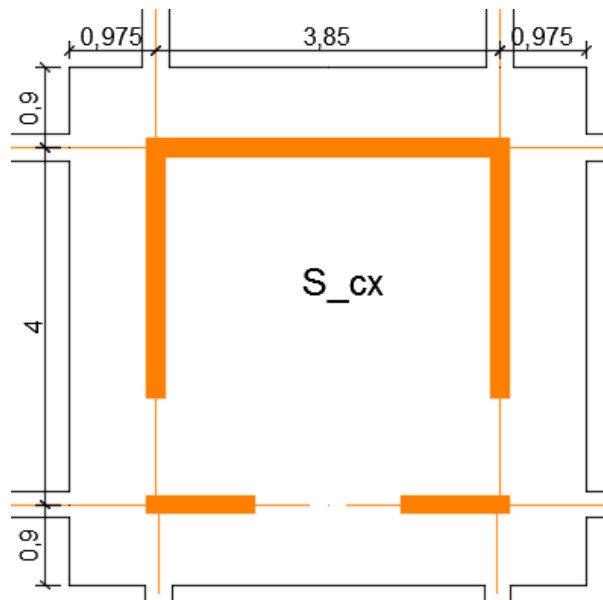


Figura 5.17 – Representação, em planta, da sapata da caixa de escadas

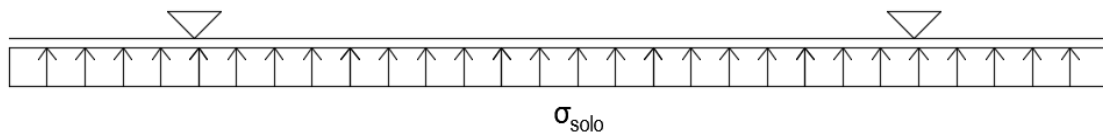


Figura 5.18 – Modelo de cálculo para a direção X e Y

Fez-se o cálculo desta sapata para ambas as combinações e, tal como nas sapatas isoladas, conclui-se que a combinação fundamental é a combinação mais gravosa. Procede-se então ao cálculo da tensão no solo:

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N + pp.\text{sap.}}{A_{\text{sap.}}} = \frac{5460,4 + 354,4}{20,25} = 287 \text{ kN/m}^2 \quad (5.76)$$

Seguidamente calculam-se os momentos com base no modelo de cálculo apresentado anteriormente:

$$M^- = 287 \times \frac{0,325^2}{2} = -15,2$$

$$M^+ = 287 \times \frac{3,85^2}{8} - 15,2 = 516,6$$
(5.77)

Na tabela 5.50 apresentam-se as armaduras superiores e inferiores adotadas.

Tabela 5.50 – Armadura da sapata da caixa de escadas, segundo X

Face	M _{ed} (kNm/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	Pormenorização
Superior	516,6	24,8	Ø20//0,125
Inferior	15,2	-	Ø10//0,20

Segundo Y, adota-se a mesma armadura inferior e adota-se a armadura de Ø20//0,15+Ø16//0,30 como armadura superior.

5.9 Estados Limites de Utilização

São entendidos por estados limites de utilização aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto dos utilizadores e ao aspeto da construção. Assim, faz-se a verificação dos estados limites de utilização referentes ao controlo da fendilhação e ao controlo das deformações de acordo com o estipulado no EC2. Existe também a necessidade de garantir a verificação ao estado de limitação de danos preconizado no EC8.

5.9.1 Controlo da fendilhação

A fendilhação é um fenómeno presente em estruturas de betão armado sujeitas a esforços, este fenómeno pode ser verificado indiretamente através do diâmetro dos varões e dos seus afastamentos. De acordo com a cláusula 7.3.3 (1) do EC2, não são necessárias medidas adicionais para controlo da fendilhação em lajes de betão armado com espessura não superior a 20 cm, em que tenham sido cumpridas todas as disposições construtivas, para aquele tipo de elemento estrutural, indicados na cláusula 9.3 do EC2.

Neste caso, como foram cumpridas todas as disposições construtivas, não é necessário fazer nenhuma verificação direta.

5.9.2 Controlo da deformação

Segundo o EC2, as deformações dos elementos de uma estrutura não devem ser prejudiciais ao seu correto funcionamento e ao seu aspeto. De acordo com os artigos 7.4.1 (4) e (5) do EC2, a flecha calculada de um elemento sujeito a cargas quase-permanentes não deve ser superior a L/250, nem a L/500 para flechas que ocorrem posteriormente à construção.

Deste modo, ao analisar as deformações no programa de cálculo automático (ETABS) verifica-se que as maiores deformações ocorrem a meio vão entre os eixos A e B e 1 e 2 da cobertura como se pode observar na figura 5.19.

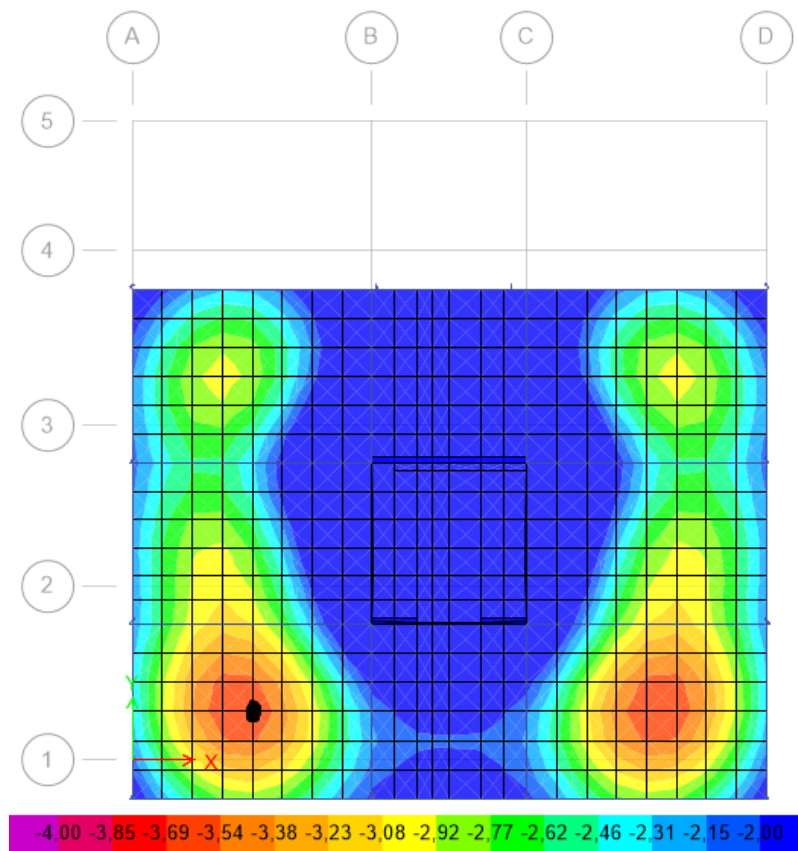


Figura 5.19 – Deslocamentos na cobertura para a combinação quase-permanente

Obtém-se então um deslocamento máximo de 3,7 mm, este deslocamento verifica-se no ponto assinalado a preto na figura 5.19. Nesse ponto verifica-se um momento de 8,9 kN.m/m para a combinação quase-permanente de ações.

Para garantir a verificação ao estado limite de deformação é necessário que a flecha calculada, a longo prazo, seja inferior a $L/250$, uma vez que não põe em causa a integridade de elementos estruturais adjacentes. Como o vão é de 5,65 metros, então a flecha máxima é de 23 mm. Assim, recorre-se ao cálculo da flecha no estado não fendilhado e no estado fendilhado:

$$\delta = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_I \quad (5.78)$$

Em que:

- δ representa a flecha;
- δ_I é o valor da flecha para o estado não fendilhado;
- δ_{II} é o valor da flecha para o estado fendilhado;
- ζ representa o coeficiente de distribuição dado por:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (5.79)$$

Em que:

- β é o coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma valores de 1,0 e 0,5 para carregamentos de curta e longa duração, respetivamente;
- M_{qp} é o momento resultante da combinação quase-permanente de ações;
- M_{cr} é o momento de fendilhação, dado por:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (5.80)$$

Faz-se então o cálculo do M_{cr} :

$$M_{cr} = 2,6 \times 10^3 \cdot \frac{1,0 \times 0,18^2}{6} = 14,04 \text{ kN.m/m} \quad (5.81)$$

Assim, como $M_{cr} > M_{qp}$ conclui-se que a laje não está fendilhada na zona determinante e também que o coeficiente de distribuição é 0.

Como na secção em que se está a efetuar a verificação das armaduras não existem reforços, a armadura superior é igual à armadura inferior que é $\emptyset 10 // 0,20$ (que tem uma área de $3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Seguidamente procede-se ao cálculo da flecha a longo prazo:

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} = 1,05 \cdot \frac{31}{1 + 2,5} = 9,30 \text{ GPa} \quad (5.82)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,30} = 21,5 \quad (5.83)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,15} = 0,262\% \quad (5.84)$$

$$\alpha \cdot \rho = 21,51 \times 0,00262 = 0,056 \quad (5.85)$$

$$\beta = \frac{A_s}{A_s} = \frac{3,93}{3,93} = 1 \quad (5.86)$$

Em que:

- $E_{c,eff}$ representa o módulo de elasticidade efetivo;
- φ é o coeficiente de fluência;
- α é o coeficiente de homogeneização;
- ρ é a taxa de armadura inferior.

A partir dos dois últimos parâmetros calculados é possível consultar tabelas de forma a descobrir o quociente entre I_l e I_c verificando-se que é de 1,12.

Assim pode-se calcular a flecha a longo prazo considerando as características de secção determinante:

$$a_{l\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_l}{I_c}\right)} = (1 + 2,5) \cdot \frac{0,0037}{1,12} = 0,012 \quad (5.87)$$

Finalmente procede-se ao cálculo da flecha a longo prazo a partir da equação 5.78:

$$a_{\infty} = 1 \times 0,012 = 0,012 = 12 \text{ mm} \quad (5.88)$$

Já a flecha máxima regularmente admissível é de:

$$\frac{L}{250} = \frac{5,65}{250} = 0,0226 \approx 23 \text{ mm} \quad (5.89)$$

Como a flecha a longo prazo não excede o limite máximo, fica então verificado o estado limite à deformação.

5.9.3 Limitação de danos

De acordo com a cláusula 4.4.3.1 do EC8, o requisito de limitação de danos considera-se cumprido quando os deslocamentos entre pisos, provocados por uma ação sísmica com probabilidade superior à ação sísmica de cálculo, forem limitados por:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (5.90)$$

Em que:

h é a altura entre pisos;

v representa o coeficiente que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, toma o valor de 0,5 para a classe de importância II;

d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos, determinados em 4.6.4.

A equação 5.90 é aplicável a edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura como é o caso do edifício em estudo. Na tabela 5.51 apresentam-se os resultados da inequação 5.90.

Tabela 5.51 – Resultados da inequação 5.90

Pisos	v	dr,x (mm)	dr,y (mm)	v-dr,x (mm)	v-dr,y (mm)	h (m)	0,005 h (mm)
R/C	0,5	14,8	11,3	7,4	5,7	2,50	12,5
Piso 1		17,6	13,3	8,8	6,6	2,85	14,3
Piso 2		16,8	13,3	8,4	6,6	2,85	14,3
Piso 3		16,0	12,1	8,0	6,0	2,85	14,3
Piso 4		15,6	11,7	7,8	5,9	2,85	14,3
Cobertura		14,4	10,9	7,2	5,5	2,85	14,3

Como se pode verificar pela tabela anterior, os valores da última coluna são superiores aos valores das colunas 4 e 5, assim conclui-se que é verificado o estado de limitação de danos.

6

CONCLUSÕES

SUMÁRIO: Neste último capítulo tiram-se as conclusões do trabalho.

6.1 Síntese

O presente trabalho teve como principal objetivo realizar o projeto de um edifício de betão armado, passando por todas as dificuldades inerentes e todas as etapas que compõem o projeto. Estas etapas permitiram ao autor pôr à prova vários conhecimentos adquiridos durante o curso, com especial ênfase nas unidades curriculares de Betão Estrutural II e de Engenharia Sísmica, mas também desenvolver um conjunto de competências paralelas, necessárias à realização de um trabalho final de mestrado, tais como, o recurso ao conhecimento adquirido noutras unidades curriculares, o domínio de ferramentas como o Microsoft Office 2015, AutoCAD 2015 e Etabs 2015.

6.2 Conclusões

O presente trabalho permitiu obter várias conclusões das quais se salientam as seguintes:

- Os cálculos dos critérios de regularidade devem ser realizados com bastante cuidado, uma vez que são muito importantes para uma análise estrutural correta, pois influenciam o comportamento sísmico do edifício;
- É de destacar a contribuição dada pelo programa de cálculo automático, ETABS. Este revelou-se uma ferramenta muito útil, dando resultados fidedignos. Como em qualquer programa de cálculo automático, os resultados devem ser analisados com espírito crítico pois podem existir erros na modelação da estrutura.
- Algumas das prescrições do EC8 conduzem a procedimentos difíceis de realizar, tendo em conta a relação com o cálculo automático, nomeadamente a definição das larguras efetivas dos banzos das vigas em “T” para a consideração das armaduras da laje no momento resistente das vigas. Esta contribuição tem um peso muito importante no dimensionamento das vigas que, por sua vez, irá refletir-se no dimensionamento dos pilares. Assim, torna-se complicado adotar métodos expeditos de dimensionamento baseados no cálculo automático. Outro exemplo refere-se à armadura na zona comprimida nas vigas que não deve ser inferior a 50% das armaduras na zona tracionada, ao

considerar o contributo da armadura da laje esta regra conduz a armaduras elevadas fazendo com que os pilares fiquem bastante armados, caso se tenha de considerar o pilar forte - viga fraca.

O trabalho desenvolvido visou atingir e ultrapassar as dificuldades impostas pelas exigências de um trabalho final de mestrado. A realização deste trabalho permitiu obter conhecimentos (principalmente do EC8, nomeadamente o *capacity design*) que a nível teórico seriam de mais difícil perceção e que assim, com o desenvolvimento do trabalho, foram melhor apreendidas.

Todas as matérias abordadas neste trabalho final de mestrado mostraram-se essenciais para o desenvolvimento do aluno como futuro Engenheiro Civil na área de especialização de Estruturas, de modo que a escolha deste projeto foi a mais acertada de forma a melhorar os conhecimentos neste domínio.

BIBLIOGRAFIA

Bowles (1988) – Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, 4th Edition, McGraw-Hill.

Carvalho (2001) - E. C. Carvalho, “Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O papel do LNEC” em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa.

Gorgulho (2007) – A.Gorgulho, “Betão Estrutural II”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Jacinto (2013) – L. Jacinto, “Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

LNEC (1986) – “A sismicidade histórica e a revisão do catálogo sísmico”, Relatório 99/86, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

NP EN 1990:2009; “Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1991-1-1:2009: “Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1992-1-1:2010; “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1998-1:2010; “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.

NP EN 206-1:2007; “Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”, CEN, Bruxelas.

Sousa (2006) - M. L. Sousa, “Risco sísmico em Portugal Continental”, Tese de Doutoramento, UTL/IST, Lisboa.