

**A Influência de Juntas Estruturais no Comportamento
Sísmico dum Edifício de Habitação em Lisboa de Planta
Irregular**

Tiago Jorge de Mendonça Machado Lipari Pinto

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Júri

Presidente: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Orientador: Professor Doutor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Vogal: Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Julho 2015

AGRADECIMENTOS

Agradeço a disponibilidade e cooperação do orientador Prof. Pedro Parreira, sem o qual não seria possível a realização do presente trabalho.

Aos meus pais, agradeço o apoio incondicional, carinho e incentivo em estudar Engenharia.

Agradeço também à minha namorada por estar sempre a meu lado.

Quero também agradecer aos meus amigos: Bruno Antunes, Catarina Teixeira, Beatriz Melo, Carolina Jarimba e Miguel Ávila. Em primeiro lugar agradeço a sua amizade, e em segundo, a sua companhia e ajuda, que foram fundamentais durante o meu percurso académico.

RESUMO

O presente caso de estudo incide na influência que a adoção de juntas estruturais tem no comportamento sísmico de um edifício de planta irregular. Para esse efeito estuda-se um edifício de habitação, irregular em planta existente em Lisboa.

O trabalho inicia-se com a análise do projeto de arquitetura do edifício e posterior pré-dimensionamento dos principais elementos estruturais. A quantificação de ações bem como verificações de segurança seguem os princípios e recomendações presentes nos Eurocódigos.

Para perceber a influência de juntas estruturais no comportamento sísmico do edifício, modelam-se duas estruturas: o edifício com as juntas e o mesmo sem as juntas.

Para cada uma das estruturas efetua-se uma análise sísmica e de seguida dimensionam-se os principais elementos estruturais. A localização das juntas é de grande importância uma vez que afeta todo o comportamento do edifício.

A modelação tridimensional do edifício e cálculo de esforços sísmicos faz-se com o programa SAP2000. O cálculo de armadura necessária a adotar nos principais elementos estruturais foi feito com o apoio do programa XD-CoSec.

Verifica-se que os blocos estruturais resultantes da adoção de juntas apresentam maior regularidade. Isto permite admitir maiores capacidades de dissipação de energia o que conduz, no geral, a menores esforços de dimensionamento. Por outro lado é necessário dotar os seus elementos estruturais de capacidade de deformação plástica, ou seja, de ductilidade.

Apresenta-se por fim a comparação de resultados em termos de esforços na estrutura e taxas de armadura nos principais elementos dimensionados.

Palavras-chave: Juntas estruturais, Regularidade estrutural, dimensionamento, confinamento, Eurocódigo, SAP2000

ABSTRACT

This case study focuses on the influence that the adoption of structural joints has on the seismic behavior of an irregular plant building. This study concerns a residential building, irregular in plant, located in Lisbon.

The work begins with an analysis of the building's architectural design and subsequent preliminary design of the main structural elements. The quantification of actions and security checks follow the principles and recommendations in the Eurocodes.

To understand the influence of structural joints in the seismic behavior of the building it is necessary to study two structures: the building with the joints and the same building without the joints.

For each structure the seismic behavior is analyzed and then the main structural elements are dimensioned. The location of the joints is very important as it affects the behavior of the entire building.

Three-dimensional modeling of the building and calculation of seismic effects it's done with SAP2000 program. The rebar calculation of the main structural elements it's done with the support of the XD-CoSec program.

The independent buildings resulting from the adoption of joints are more regular. This allows to admit higher energy dissipation capacity which leads to lower seismic efforts. However it is necessary to provide the structural elements of plastic deformation capacity, or ductility.

The work concludes with the comparison of results in terms of seismic effects on the structure and reinforcement ratios in the main structural elements.

Key words: Structural joints, Structural regularity, design, confinement, Eurocode, SAP2000

Índice

I. Introdução	1
1.1 Enquadramento e objetivos da dissertação.....	1
1.2 Organização da dissertação	2
1.3 Condicionantes e conceção estrutural.....	3
II. Critérios de projeto	4
2.1 Materiais	4
2.1.1 Betão estrutural	4
2.1.2 Aço	5
2.2 Ações	5
2.2.1 Ações permanentes	5
2.2.2 Ações variáveis	6
2.3 Combinação de ações	8
2.3.1 Estados limites últimos.....	9
2.3.2 Estados limites utilização	9
III. Juntas estruturais	11
IV. Pré-dimensionamento	13
4.1 Laje	13
4.1.1 Estado limite último - flexão	14
4.1.2 Estado limite último - Punçoamento.....	15
4.1.2 Estado limite utilização - deformação	17
4.2 Vigas	19
4.3 Pilares	19
4.4 Núcleos	20
4.5 Fundações e muros de contenção	21
4.5.1 Sapatas	21
4.5.3 Muro de contenção	21
V. Modelação	24
5.1 Materiais	24
5.2 Vigas e pilares	24
5.3 Núcleos	24

5.4 Laje	25
5.5 Muro de contenção	25
5.6 Fundações	26
5.7 Juntas estruturais.....	26
VI. Análise Sísmica	28
6.1 Frequências e modos de vibração.....	28
6.2. Critérios de regularidade estrutural	33
6.2.1 Regularidade em planta	33
6.2.2 Regularidade em altura.....	35
6.3 Coeficiente de comportamento.....	35
6.4 Coeficiente sísmico.....	37
6.5 Efeitos acidentais de torção.....	38
6.6 Controlo de deslocamentos	39
6.6.1 Limitação de danos	39
6.6.2 Cálculo da junta sísmica	41
6.6.3 Sensibilidade a efeitos de segunda ordem (P- Δ).....	43
6.6.4 Considerações – Interação pórtico/paredes	44
VII. Dimensionamento	47
7.1 Vigas	48
7.2 Pilares	50
7.2.1 Estado Limite último – Flexão	51
7.2.1 Estado Limite último – Esforço Transverso	52
7.2.3 Confinamento	53
7.3 Paredes.....	55
7.3.1 Estado Limite último – Flexão	55
7.3.2 Estado Limite último – Esforço Transverso	57
7.3.3 Confinamento.....	57
7.4 Comparação de resultados.....	59
VIII. Conclusão	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68
ANEXOS.....	69

ANEXO 1 – Pré-dimensionamento da secção dos pilares	69
ANEXO 2 – Pré-dimensionamento de sapatas	70
ANEXO 3 – Centro de rigidez.....	71
ANEXO 4 – Raio de torção e Raio de giração.....	72
ANEXO 5 – Limitação de deslocamentos entre pisos	73
ANEXO 6 – Sensibilidade a efeitos de segunda ordem	75
ANEXO 7 – Verificação de Segurança das Vigas	76
ANEXO 8 – Verificação de segurança dos pilares	79
ANEXO 9 – Verificação de confinamento na zona crítica dos pilares.....	83
ANEXO 10 – Verificação de segurança das paredes estruturais.....	85
ANEXO 11 – Verificação de confinamento nas paredes estruturais	87
Peças Desenhadas	88

Lista de quadros

Tabela 1 - Classes de exposição do betão	4
Tabela 2 - Especificação do betão e recobrimentos adotados	4
Tabela 3 - Propriedades do betão estrutural.....	5
Tabela 4 - Propriedades do aço	5
Tabela 5 - Peso dos revestimentos.....	5
Tabela 6 - Peso das paredes	6
Tabela 7 - Sobrecargas de utilização.....	6
Tabela 8 - Caracterização do solo de fundação	7
Tabela 9 - Definição da ação sísmica	7
Tabela 10 - Espectro de cálculo vertical	8
Tabela 11 - Coeficientes parciais de segurança	8
Tabela 12 - Valores dos coeficientes ψ	9
Tabela 13 - Pré-dimensionamento da espessura da laje.....	13
Tabela 14 - Momentos de dimensionamento.....	14
Tabela 15 - Distribuição de momentos do pórtico 1.....	15
Tabela 16 - Distribuição de momentos do pórtico 2.....	15
Tabela 17 - Distribuição de momentos do pórtico 3.....	15
Tabela 18 - Verificação de segurança ao punçoamento.....	16
Tabela 19 - Verificação da compressão máxima no pilar	17
Tabela 20 - Método dos Coeficientes Globais	18
Tabela 21 - Resultado do método dos Coeficientes Globais.....	19
Tabela 22 - Pré-dimensionamento das vigas.....	19
Tabela 23 - Verificação de adequado momento fletor reduzido	19
Tabela 24 - Pré-dimensionamento do pilar P8.....	20
Tabela 25 - Secções dos pilares	20
Tabela 26 - Pré-dimensionamento de sapata	21
Tabela 27 - Sapatas	21
Tabela 28 - Verificação de segurança ao esforço transverso.....	22
Tabela 29 - Propriedades mecânicas dos materiais	24
Tabela 30 - Modelação da rigidez de rotação das fundações diretas dos núcleos	26
Tabela 31 - Massa oscilante de cada estrutura em estudo	28
Tabela 32 - Frequência e modos de vibração do edifício sem juntas.....	29
Tabela 33 - Frequência e modos de vibração do bloco 1	29
Tabela 34 - Frequência e modos de vibração do bloco 2	30
Tabela 35 - Frequências e modos de vibração do bloco 3	31
Tabela 36 - Centro de rigidez do edifício sem juntas.....	34
Tabela 37 - Raios de torção e Raio de giração do edifício sem juntas.....	34
Tabela 38 - Síntese da verificação de regularidade em planta.....	34

Tabela 39 - Valor básico do coeficiente de comportamento	35
Tabela 40 - Valores de k_w	36
Tabela 41 - Coeficientes de comportamento	36
Tabela 42 - Coeficientes sísmicos	37
Tabela 43 - Momentos torsores acidentais	38
Tabela 44 - Limitação de danos (direção x).....	39
Tabela 45 - Limitação de danos (direção y).....	39
Tabela 46 - Cálculo da junta 1	42
Tabela 47 - Cálculo da junta 2	42
Tabela 48 - Sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (Edifício sem juntas)	43
Tabela 49 - Síntese da análise da sensibilidade aos efeitos de segunda ordem	43
Tabela 50 - Classificação dos sistemas estruturais	44
Tabela 51 - Evolução dos deslocamentos em altura	46
Tabela 52 - Esforços de dimensionamento secção 2 e 3 (Edifício sem juntas)	49
Tabela 53 - Dimensões secção 2 e 3.....	49
Tabela 54 - Cálculo da armadura superior e inferior.....	49
Tabela 55 - Momentos Resistentes.....	50
Tabela 56 - Esforços no pilar P2 para a combinação sísmica	51
Tabela 57 - Cálculo da armadura longitudinal do pilar P2	51
Tabela 58 - Esforço transversal de cálculo pilar P2.....	52
Tabela 59 - Armadura transversal adotada no pilar P2	53
Tabela 60 - Síntese da verificação de confinamento na zona crítica do pilar P2	54
Tabela 61 - Esforço axial reduzido parede Pd1	55
Tabela 62 - Altura crítica da parede Pd1.....	56
Tabela 63 - Armadura longitudinal da parede Pd1	57
Tabela 64 - Armadura transversal parede Pd1	57
Tabela 65 - Síntese da verificação do confinamento da parede Pd1	58
Tabela 66 - Comparação de momentos atuantes nas vigas para a combinação sísmica	59
Tabela 67 - Comparação de taxas de armadura longitudinal nas vigas.....	60
Tabela 68 - Comparação de taxas de armadura longitudinal nos pilares.....	61
Tabela 69 - Taxa mecânica volumétrica de cintas necessária para garantir o confinamento nos pilares do edifício com juntas e sem juntas.....	62
Tabela 70 - Comparação de esforços nas paredes (combinação sísmica).....	63
Tabela 71 - Comparação de taxas de armaduras longitudinais nos pilares fictícios das paredes ..	63
Tabela 72 - Comparação de armaduras transversais das paredes.....	64
Tabela 73 - Quadro síntese das conclusões.....	67

Lista de figuras

Figura 1 - Espectro de resposta de elástico.....	7
Figura 2 - Espectro de cálculo vertical	8
Figura 3 - Ilustração da posição da junta estrutural	11
Figura 4 - Ilustração da distância de separação entre blocos independentes	12
Figura 5 - Divisão do edifício de acordo com os vãos existentes	13
Figura 6 - Pórticos equivalentes.....	14
Figura 7 - Posição do pilar P8	16
Figura 8 - Pontos de controlo da deformação da laje	17
Figura 9 - Deformação elástica vertical da laje obtida no programa SAP2000	18
Figura 10 - Modelação e esforços devido ao impulso do terreno	22
Figura 11 - Planta de fundações	23
Figura 12 - Elemento de barra	24
Figura 13 - Modelação dos núcleos	25
Figura 14 - Modelação da laje – elementos shell thick	25
Figura 15 - Modelação do muro de contenção – elemento shell thick.....	26
Figura 16 - Vista em planta do modelo do edifício com as juntas estruturais.....	27
Figura 17 - Vista 3d da modelação das juntas	27
Figura 18 - Designação e eixos locais dos blocos independentes	28
Figura 19 - Representação gráfica dos modos de vibração do edifício original	29
Figura 20 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 1.....	30
Figura 21 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 2.....	31
Figura 22 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 3.....	32
Figura 23 - Comparação das frequências de vibração	32
Figura 24 - Deslocamentos segundo x em altura	40
Figura 25 - Deslocamentos segundo y em altura	40
Figura 26 - Posição e designação das juntas estruturais	41
Figura 27 - Projeção de deslocamentos.....	42
Figura 28 - Deformação em altura do bloco 3.....	44
Figura 29 - Deformação em altura do bloco 2.....	45
Figura 30 - Deformação em altura do bloco 1	46
Figura 31 - Zonas do edifício analisadas	47
Figura 32 - Secções de viga de bordadura dimensionadas	48
Figura 33 - Largura efetiva de viga	49
Figura 34 - Designação dos pilares.....	50
Figura 35 - Diagrama de interação obtido pelo programa XD-CoSec	52
Figura 36 - Pormenor da zona crítica do pilar P2	53
Figura 37 - Paredes estruturais	55
Figura 38 - Pilares fictícios e braço de flexão	56

Glossário

EC0 – Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas;
EC1 – Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas;
EC2 – Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão;
EC8 – Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
ELS – Estados Limites de Serviço;
ELU – Estados Limites Últimos;
DCM – Classe de Ductilidade Média;
 $S_d(T)$ – Espectro de Cálculo;
T – Período de vibração;
 a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície;
 Y_1 – Coeficiente de Importância;
 a_{gr} – Valor de referência 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 de solo;
 γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
 γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 – Coeficientes de combinação;
 E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;
 G_k – Valor característico de uma ação permanente;
 $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;
 $Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;
 A_{ed} – Valor de cálculo da ação sísmica;
 f_{ck} – Valor característico da resistência do betão à compressão;
 f_{cd} – Valor de cálculo da resistência do betão à compressão;
 f_{ctm} – Valor médio da resistência do betão à tração;
 E_m – Módulo de elasticidade secante do betão;
 γ_C – Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão;
 f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência da armadura;
 f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura;
 $\epsilon_{sy,d}$ – Valor da extensão de cedência da armadura;
 E_s – Módulo de elasticidade do aço;
 γ_S – Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço;

I. Introdução

1.1 Enquadramento e objetivos da dissertação

O presente trabalho insere-se na elaboração da dissertação de Mestrado de Engenharia Civil na área de especialidade de estruturas. O seu desenvolvimento visa aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso no âmbito da conceção, análise e pormenorização dum edifício.

Tendo por base desenhos de arquitetura dum edifício, são percorridas as diversas fases de projeto de estruturas, desde o pré-dimensionamento, passando pela análise estática e dinâmica, e concluindo com a fase de dimensionamento.

Utilizando os Eurocódigos, foram seguidos os princípios e requisitos de segurança bem como requisitos de utilização e durabilidade de um projeto de estruturas. Uma vez que a ação sísmica tem especial relevância no nosso país, o projetista deve procurar soluções estruturais que apresentem uma resposta fiável e previsível tanto quanto possível. Para tal a estrutura deve apresentar simplicidade, uniformidade geométrica e uma distribuição de resistência que permita resistir a ações em qualquer direção.

Hoje em dia, as restrições de espaço e maior complexidade das propostas arquitetónicas levam muitas vezes à necessidade de analisar e implementar estruturas irregulares em planta e em altura.

O presente caso de estudo incide num edifício de habitação, de planta irregular, construído em Lisboa com sete pisos elevados e duas caves. Pretende-se estudar a utilização de juntas estruturais para dividir o edifício de planta irregular num conjunto de edifícios regulares em planta. O trabalho incidirá na influência que as juntas estruturais têm no comportamento sísmico bem como a sua influência no orçamento relativo à quantidade de materiais utilizada. Desta forma será feita uma análise sísmica do edifício com juntas estruturais e uma análise do mesmo sem juntas, para posterior análise e comparação de resultados.

Uma ferramenta muito importante na realização do trabalho foi a utilização do programa de cálculo automático SAP2000 e o respetivo manual de utilização por *Elliud Hernández (2009)*. O programa permitiu a modelação da estrutura do edifício e uma posterior análise estática e dinâmica dos esforços atuantes. Apesar das vantagens que o programa confere ao utilizador, os resultados que se obtêm foram sempre confirmados e validados por forma a minimizar eventuais erros na modelação.

1.2 Organização da dissertação

O trabalho está organizado em oito capítulos. De seguida explica-se sucintamente o que cada capítulo irá abordar.

No presente capítulo é apresentado o tema da dissertação, o seu enquadramento e objetivos. Também é feita a descrição do edifício em estudo com base nos desenhos de arquitetura.

No **capítulo 2** são explicitados os critérios gerais de segurança e a regulamentação considerada. Identificam-se os materiais preconizados e estimam-se as ações a que a estrutura estará sujeita durante a sua vida útil. Por fim apresentam-se as combinações de ações consideradas.

No **capítulo 3** é apresentada a informação contida na *EN1998-1* relativamente ao projeto de juntas sísmicas.

No **capítulo 4** é feito o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Tendo por base o “caminho das cargas” começa-se por pré-dimensionar a laje de piso, depois as vigas, seguido dos pilares e por fim as fundações.

No **capítulo 5** descreve-se como foi definido o modelo tridimensional. Apresenta-se como foi modelado cada elemento estrutural e também como foi modelada a junta sísmica.

O **capítulo 6** apresenta a análise sísmica e comparação entre o edifício com juntas estruturais e os blocos independentes, resultantes da introdução da junta sísmica.

No **capítulo 7** é exposta a metodologia de dimensionamento adotada para cada tipo de elemento estrutural. De maneira a não tornar o capítulo exaustivo os resultados são colocados em anexo.

No final é apresentada a comparação de resultados entre o dimensionamento do edifício com juntas e o edifício sem juntas sísmicas.

O **capítulo 8** diz respeito às principais conclusões do trabalho.

Por fim são apresentados os anexos e peças desenhadas das plantas estruturais.

1.3 Condicionantes e conceção estrutural

O presente caso de estudo trata um edifício em betão armado destinado a habitação localizado em Lisboa. Interpretando o projeto de arquitetura, é descrito no presente capítulo a estrutura concebida. De salientar que serão estudadas duas estruturas de edifício distintas: edifício com juntas estruturais e edifício sem juntas estruturais.

O edifício possui sete pisos elevados e duas caves. Os dois pisos em cave destinam-se a estacionamento de veículos ligeiros, zonas técnicas e zona de acessos. O piso térreo destina-se a habitação, possui uma zona ajardinada, uma zona comum e uma zona de acessos. Os pisos superiores destinam-se a habitação e possuem também zona de acessos. O sétimo piso corresponde a uma cobertura acessível.

As duas caves e o piso térreo possuem cerca de 1551 m² de área bruta. O piso tipo possui 979 m² de área bruta. O edifício é irregular em planta, razão pela qual a utilização de juntas estruturais serão estudadas no presente trabalho.

Para a definição da posição dos pilares foi seguida a proposta presente no projeto de arquitetura. Quanto aos núcleos decidiu-se também manter a proposta do projeto de arquitetura. De salientar que a espessura das paredes exteriores e interiores permitiu acomodar os pilares dimensionados. Tendo em conta a proposta de arquitetura escolheu-se uma solução de laje fungiforme maciça. A laje foi vigada na periferia do edifício de forma a adquirir um melhor comportamento e rigidez. Importa referir que do ponto de vista sísmico a solução em laje fungiforme não oferece o melhor comportamento. Uma solução de laje vigada oferece maior robustez e resistência global à estrutura. A solução adotada foi no entanto laje fungiforme por forma a permitir uma compatibilização da estrutura com a arquitetura prevista.

As juntas estruturais foram colocadas de modo a separar o edifício em unidades independentes e regulares em planta. Optou-se por utilizar as juntas apenas do piso térreo para cima visto os dois pisos inferiores serem enterrados e como tal, terem uma influência diminuta no comportamento dinâmico da estrutura.

II. Critérios de projeto

2.1 Materiais

No presente capítulo são selecionados os materiais que constituem a estrutura.

Para estruturas de ductilidade média (DCM), o EC8 indica que os elementos estruturais primários devem ser constituídos por aços da classe B ou C, de acordo com o *art.º 5.3.2*, e a classe de betão a utilizar deverá ser superior a C16/20, de acordo com o *art.º 5.4.1.1*.

Além da escolha dos materiais estar relacionada com requisitos de ductilidade é necessário que estes resistam à deterioração no período de vida útil da estrutura. Para uma estrutura de um edifício habitação sem requisitos especiais está associado um período de vida útil de 50 anos, o que corresponde à classe estrutural S4, de acordo com a *EN1990*.

Os principais mecanismos de deterioração das estruturas de betão armado são a corrosão das armaduras e o ataque químico do betão, segundo *Appleton, J. (2013)*.

2.1.1 Betão estrutural

Através da identificação das classes de exposição dos elementos estruturais, foi especificado o betão a utilizar bem como os recobrimentos necessários, de acordo com a *EN1992-1-1*. Considerou-se que o edifício está suficientemente afastado do mar para que o betão seja afetado só pela carbonatação. Na tabela 1 são identificadas as classes de exposição dos principais elementos estruturais:

Tabela 1 - Classes de exposição do betão

Elemento	Classe exposição	Descrição do ambiente	Recobrimento nominal	Dosagem de cimento mínima
Elementos interiores	XC1	Seco;	25 mm	240 Kg/m ³
Elementos exteriores	XC3	Moderadamente húmido;	35 mm	280 Kg/m ³
Paredes contenção e sapatas	XC2	Húmido, raramente seco;	35 mm	240 Kg/m ³

Tendo em conta que o betão terá de ser bombado escolheu-se a classe de consistência S3 para toda a estrutura. A máxima dimensão do agregado foi fixada em 25 mm cumprindo os limites especificados na *NP206-1*. O teor máximo de cloretos por massa de cimento fixou-se em 0,4%, valor especificado na *NP206-1* para betão com armaduras de aço.

O recobrimento a adotar foi calculado de acordo com a *EN1992-1-1 art.º 4.4.1.2*.

Na tabela 2 são especificados os seguintes betões e recobrimentos para as diferentes partes da estrutura:

Tabela 2 - Especificação do betão e recobrimentos adotados

Elemento	Especificação	Recobrimento adotado
Betão de regularização	C12/15, X0	-
Paredes de contenção	C25/30, XC2, CL 0.4, D _{máx} 25, S3	40 mm
Sapatas	C25/30, XC2, CL 0.4, D _{máx} 25, S3	50 mm
Lajes	C30/37, XC1, CL 0.4, D _{máx} 25, S3	25 mm
Pilares e Paredes	C30/37, XC1, CL 0.4, D _{máx} 25, S3	35 mm

De seguida, na tabela 3, apresentam-se as propriedades dos betões escolhidos segundo *EN1992-1-1 art.º 3.1*:

Tabela 3 - Propriedades do betão estrutural

Betão	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	$f_{ctk\ 0,05}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk\ 0,95}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
C25/30	25	16,7	1,8	2,6	3,3	31,0
C30/37	30	20,0	2,0	2,9	3,8	33,0

γ [kN/m ³]	24,0
Coef. Poisson (não fendilhado)	0,2
Coef. Poisson (fendilhado)	0,0
Coef. dilatação térmica [°C ⁻¹]	10x10 ⁻⁶

2.1.2 Aço

Nos diversos elementos de betão armado adotou-se o aço A500 NR SD. Este pertence à classe C cumprindo as exigências de ductilidade. As suas propriedades mecânicas constam na *EN1992-1-1 art.º 3.1* e apresentam-se na tabela 4:

Tabela 4 - Propriedades do aço

Aço	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{yd}	γ [kN/m ³]
A500NR SD	500	435	200,0	2,18x10 ⁻³	78,5

2.2 Ações

A estrutura, ao longo da sua vida útil, é sujeita a ações de carácter permanente e variável. A *EN1991-1-1* permite definir e quantificar as ações a definir no projeto, com exceção da ação sísmica que é tratada na *EN1998-1*.

2.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes dizem respeito ao peso próprio estrutural e às restantes cargas permanentes. Estas incluem o peso dos revestimentos preconizados bem como o peso das paredes divisórias (internas) e de fachada (exteriores).

Na tabela 5 são identificados os pesos dos revestimentos considerados, *Tabelas diversas (IST)*:

Tabela 5 - Peso dos revestimentos

Zona	Descrição	Carga [kN/m ²]
Cobertura	Revestimentos de terraços, incluindo camada de forma de betão (8cm), telas de impermeabilização e proteções	2,0
Habitação	Revestimentos usuais de pisos incluindo 5 cm de camada de regularização e estuque ou teto falso na face inferior da laje	1,5
Jardim	Camada com 30 cm de solo para jardim	5,0
Garagem	Camada fina de revestimento, canalizações	1,5
Escadas	Revestimentos usuais de pavimentos	2,0

Para ter em conta o peso das paredes interiores, considerou-se uma carga distribuída em toda a laje, enquanto para os elementos de fachada, considerou-se uma carga de “faca” ao longo do perímetro do edifício, tabela 6.

Tabela 6 - Peso das paredes

Paredes	Descrição	Carga
Paredes interiores	Paredes simples de tijolo furado (espessura 21 cm)	1,8 kN/m ²
Paredes exteriores	Paredes duplas de tijolo furado (espessura 33 cm)	8,4 kN/m

2.2.2 Ações variáveis

2.2.2.1 Sobrecargas

A sobrecarga a considerar no pavimento do edifício é definido de acordo com a categoria de utilização de acordo com a *EN1991-1-1*. O edifício em estudo destina-se a habitação, pelo que se insere na categoria A.

Em relação às zonas de garagem, estas inserem-se na categoria F.

A cobertura insere-se na categoria I pois assumiu-se que era acessível (com utilização definida pela categoria A).

De salientar que a *EN1991-1-1* define sobrecargas uniformemente distribuídas para determinação de efeitos globais, e sobrecargas concentradas para determinação de efeitos locais segundo o *art.º 6.3.1.2*.

Na tabela 7 indicam-se os valores que foram estipulados:

Tabela 7 - Sobrecargas de utilização

Elemento	Categoria	Descrição	q _k [kN/m ²]
Cobertura	I	Cobertura acessível com atividades domésticas e residenciais	2,0
Habitação	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0
Garagem	F	Circulação e estacionamento de veículos ligeiros	2,5
Escadas	A	Áreas de passagem	3,0

2.2.2.4 Ação sísmica

A ação sísmica em Portugal é de uma importância relevante no dimensionamento e avaliação de estruturas. O seu efeito é enquadrado pelo Eurocódigo 8, a partir da quantificação de um espectro de resposta elástico.

De uma forma geral, em Portugal, consideram-se no dimensionamento das estruturas dois tipos de ações sísmicas: Tipo I (afastado/interplacas) e Tipo II (próximo/intraplacas).

A caracterização geotécnica do solo é de extrema relevância pois é através do solo de fundação que as vibrações sísmicas se refletem na estrutura, funcionando este como um filtro de amplificação ou atenuação destas.

Na tabela 8 apresentam-se as características mecânicas do solo que foram assumidas.

Tabela 8 - Caracterização do solo de fundação

Solo fundação	
σ_{adm} [KPa]	400
E_s [Mpa]	65
Φ [°]	30
ν	0,3
Descrição	Depósito de areia medianamente compactos de seixos
Classificação EC8	Tipo C

De acordo com a *EN1998-1*, Portugal está dividido em zonas de idêntico grau sísmico. Uma vez que o edifício em estudo está localizado em Lisboa, corresponde à zona sísmica 1.3 (sismo tipo I) e 2.3 (sismo tipo II). O edifício pertence à classe de importância II segundo o *art.º 4.2.5*. De seguida, na tabela 9, apresenta-se o espectro de resposta elástico horizontal de acordo com o *art.º 3.2.2.2*:

Tabela 9 - Definição da ação sísmica

Grandeza	Sismo I	Sismo II
agr [m/s ²]	1,5	1,7
Y_i	1,0	1,0
a_g [m/s ²]	1,5	1,7
S [m/s ²]	1,5	1,46
TB [s]	0,1	0,1
TC [s]	0,6	0,25
TD [s]	2,0	2,0

A representação gráfica dos espectros elásticos horizontais é apresentada na figura 1:

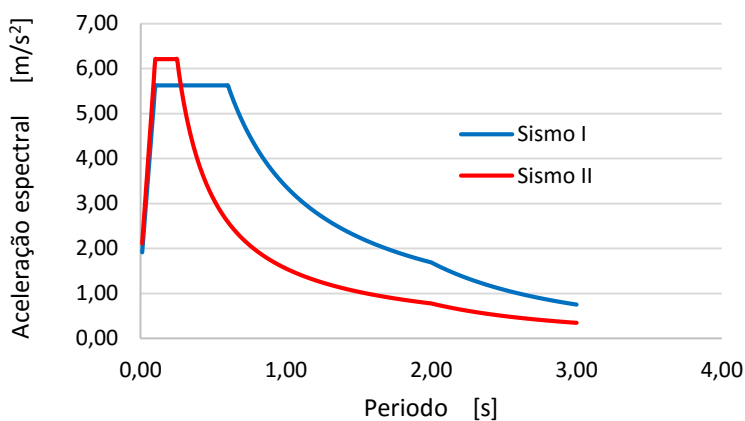


Figura 1 - Espectro de resposta de elástico

O espectro de resposta de cálculo é obtido considerando o coeficiente de comportamento da estrutura. Este reflete a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura, após o limite

elástico ter sido atingido. O seu cálculo encontra-se no capítulo 6.3, onde é feita a comparação do comportamento do edifício com juntas e sem juntas estruturais.

Além dos espectros de excitação horizontais, foi também definido o espectro de resposta vertical. Para a componente vertical da ação sísmica a *EN1998-1* limita o coeficiente de comportamento a 1,5 segundo o *art.º 3.2.2.5*. A relação entre as acelerações espectrais verticais e horizontais são de 75% e 95%, respetivamente para a ação sísmica tipo I e tipo II. Apresenta-se de seguida, na tabela 10, o espectro de cálculo vertical:

Tabela 10 - Espectro de cálculo vertical

Grandeza	Sismo I	Sismo II
a_{vg}/a_g	0,75	0,95
a_{vg} [m/s ²]	1,125	1,615
S [m/s ²]	1,00	1,00
TB [s]	0,05	0,05
TC [s]	0,25	0,15
TD [s]	1,00	1,00

A representação gráfica do espectro de cálculo vertical é apresentada na figura 2:

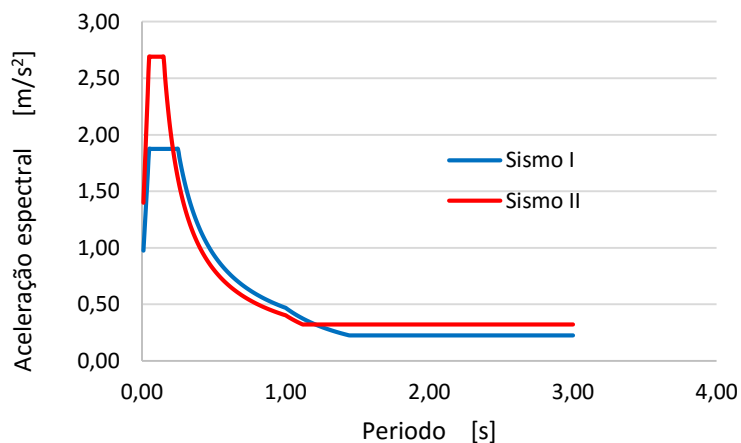


Figura 2 - Espectro de cálculo vertical

2.3 Combinação de ações

Para a análise e dimensionamento da estrutura recorreu-se às combinações de ações previstas na *EN1990*. Dada a incerteza na quantificação de ações bem como a incerteza nas propriedades dos materiais, a verificação de segurança pode ser feita através de coeficientes parciais de segurança:

Tabela 11 - Coeficientes parciais de segurança

Ações Permanentes - G	γ_G	1,35	Betão	γ_c	1,50
Ações variáveis - Q	γ_Q	1,50	Aço	γ_s	1,15

Para as ações variáveis há que considerar os coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 . Estes coeficientes afetam o valor característico das ações variáveis para a obtenção do seu valor de combinação, frequente e quase-permanente, respetivamente.

Tabela 12 - Valores dos coeficientes ψ

Ação variável		Categoria	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga	Cobertura	I	0,7	0,5	0,3
	Habituação	A	0,7	0,5	0,3
	Garagem	F	0,7	0,7	0,6
	Jardim	E	1,0	0,9	0,8
	Escadas	A	0,7	0,5	0,3

2.3.1 Estados limites últimos

Segundo a *EN1990 art.º 6.4.2*, para verificar um estado limite último é necessário verificar:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

ou seja, o valor de cálculo do efeito da ação tem de ser inferior ao valor de cálculo da resistência.

Para tal foram utilizadas as combinações de ações recomendadas na *EN1990 art.º 6.4.3.2*:

- Combinação fundamental:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

- Combinação sísmica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

2.3.2 Estados limites utilização

Segundo a *EN1990 art.º 6.5.1*, na verificação aos estados limites de utilização deve verificar-se:

$$E_d \leq C_d \quad (4)$$

ou seja, o valor de cálculo do efeito da ação tem de ser inferior ao valor limite do critério de utilização. De acordo com a *EN1990 art.º 6.5.3*, foram utilizadas as seguintes combinações relativas a estados limites de utilização:

- Combinação característica (Rara):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

- Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

- Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

III. Juntas estruturais

Segundo a *EN1998-1*, as estruturas de edifícios em regiões sísmicas, como é o caso de Portugal, devem ser projetadas de modo a:

- Não colapsar devido a uma ação sísmica associada a um período de retorno de 475 anos;
- Garantir integridade e limitação de danos para uma ação sísmica associada a um período de retorno de 95 anos;

No que toca à exigência de não colapso, o EC8 recomenda também que a estrutura tenha um comportamento global dissipativo e dúctil por forma a evitar mecanismos de rotura frágeis e imprevisíveis.

Neste contexto, as estruturas devem ser simples e regulares (tanto em planta como em altura). Se necessário deverá utilizar-se juntas para dividir a estrutura em unidades dinamicamente independentes conforme enunciado no *art.º 2.2.4.1* do EC8 e ilustrado na figura 3.

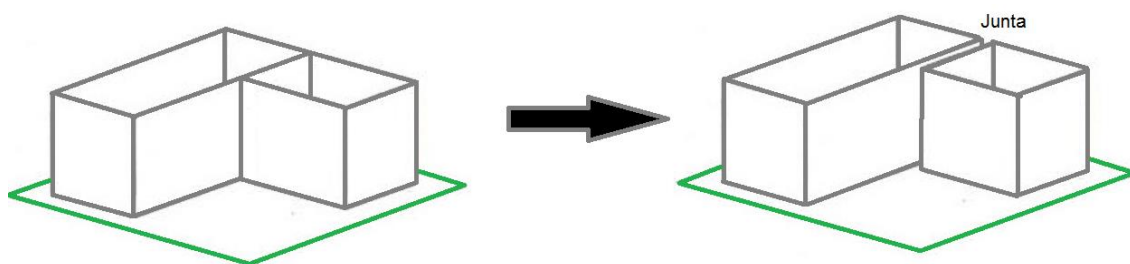


Figura 3 - Ilustração da posição da junta estrutural

A utilização de juntas estruturais promove a uniformidade e a simplicidade estrutural. No entanto a *EN1998-1* adverte para a necessidade de garantir que as unidades dinâmicas independentes não choquem. O choque entre edifícios pode provocar danos severos e até mesmo o colapso.

A junta deverá garantir uma distância mínima, referida na *EN1998-1 art.º 4.4.2.7*, dada por:

$$\Delta = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (8)$$

em que d_1 e d_2 representam os deslocamentos máximos, de cada edifício, medidos transversalmente à junta em questão, como é indicado na figura 4.

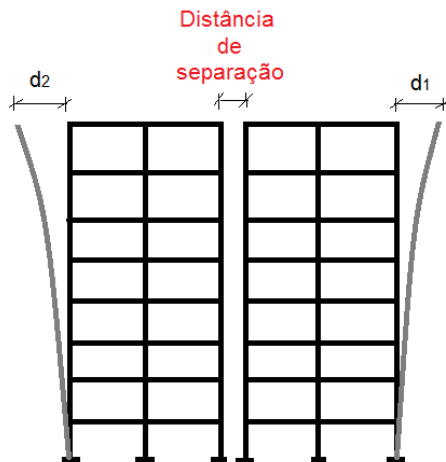


Figura 4 - Ilustração da distância de separação entre blocos independentes

O cálculo dos deslocamentos, para uma análise linear é dado pela seguinte expressão simplificada presente na *EN1991-1 art.º 4.3.4*:

$$d_i = q \times d_e \quad (9)$$

em que q representa o coeficiente de comportamento adotado, e d_e o deslocamento determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo. Tal como a expressão indica, para obter o real deslocamento é necessário multiplicar o valor do deslocamento obtido (através do programa de calculo automático) pelo valor do coeficiente de comportamento.

De salientar, por fim, que caso os níveis dos pisos do edifício ou da unidade independente em estudo forem os mesmos do edifício ou unidade adjacente a distância mínima de separação acima indicada poderá ser reduzida pelo fator 0,7.

IV. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais é necessário para obter uma estimativa das dimensões dos principais elementos estruturais. Posteriormente, o pré-dimensionamento é verificado na fase de dimensionamento. De salientar que no presente capítulo foi considerada a estrutura sem as juntas estruturais.

Tendo em consideração o “caminho das cargas” na estrutura do edifício, o pré-dimensionamento seguirá a ordem: laje – viga – pilar – sapata.

4.1 Laje

Tendo em conta os vãos existentes é possível identificar duas zonas distintas em planta no edifício.

A zona sul onde o vão condicionante tem cerca de 6,5 metros e a zona norte onde o vão condicionante tem cerca de 7,7 metros. A definição em planta das duas zonas referidas é apresentada na figura 5:

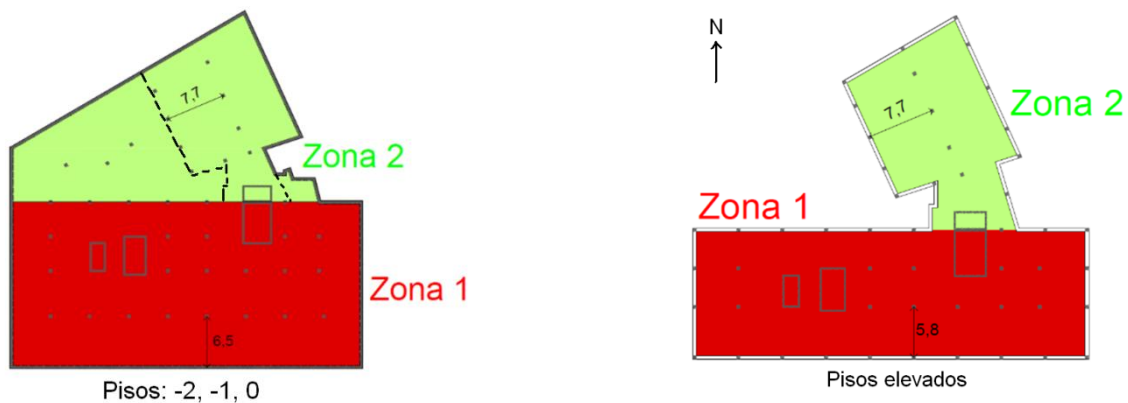


Figura 5 - Divisão do edifício de acordo com os vãos existentes

Tendo em conta os vãos existentes, será adotada uma solução de laje fungiforme maciça nas duas zonas. Para este tipo de solução é adotado o critérios de esbelteza (l/h) = 25 a 30 sugeridos por *Appleton e Marchão (2012)*. Assim, obteve-se para a espessura da laje valores entre 22 e 26 cm para a zona 1 e de 26 a 31 cm para a zona 2, tendo-se adotado uma espessura de respetivamente 23 e 27 cm como indicado na tabela 13.

Tabela 13 - Pré-dimensionamento da espessura da laje

	Vão [m]	$h_{\text{mín}}$ [m]	$h_{\text{máx}}$ [m]	$h_{\text{adot.}}$ [m]
Zona 1	6,5	0,22	0,26	0,23
Zona 2	7,7	0,26	0,31	0,27

4.1.1 Estado limite último - flexão

Para validar as dimensões obtidas é necessário estimar o momento fletor atuante na laje Msd , o qual deverá ser inferior ao momento resistente Mrd . Segundo *Appleton e Marchão (2012)*, de forma a garantir um modo de rotura dúctil na laje, o momento fletor reduzido deve ser limitado a: $\mu^+ \leq 0,18$ e $\mu^- \leq 0,30$.

A análise realizou-se para o piso 0, pois é este que tem os vãos maiores e uma zona ajardinada (que leva a que se considere uma carga maior). Para obter uma estimativa dos esforços atuantes utilizou-se o método dos pórticos equivalentes. O carregamento corresponde à combinação fundamental. De seguida, na figura 6, apresentam-se os pórticos equivalentes escolhidos para analisar:

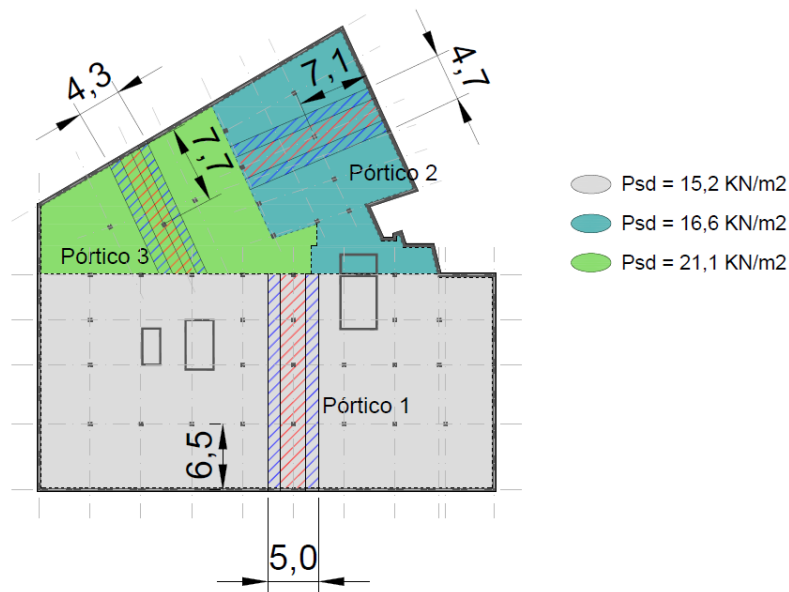


Figura 6 - Pórticos equivalentes

Simplificadamente para a obtenção dos esforços nos três pórticos, considerou-se um modelo de viga contínua. Assumiu-se para o momento negativo sobre o pilar $M^- = \frac{P \times l^2}{10}$ e para o momento positivo o valor aproximado de $M^+ = \frac{P \times l^2}{11,2}$. Na tabela 14 são apresentados os momentos fletores de dimensionamento.

Tabela 14 - Momentos de dimensionamento

Pórtico	Psd [kN/m ²]	Largura do pórtico [m]	Vão [m]	Msd ⁺ [kNm]	Msd ⁻ [kNm]
1	15,2	5	6,5	286,7	321,1
2	16,6	4,7	7,1	351,2	393,3
3	21,1	4,3	7,7	480,3	537,9

De seguida obtiveram-se os valores dos momentos fletores reduzidos positivo e negativo nas faixas centrais e laterais para cada pórtico:

Tabela 15 - Distribuição de momentos do pórtico 1

Pórtico 1	Distribuição de esforço	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As [cm ²]	
M+	Faixa central	60%	68,8	0,086	0,093	8,59
	Faixa lateral	40%	45,9	0,057	0,061	5,57
M-	Faixa central	75%	96,3	0,120	0,135	12,41
	Faixa lateral	25%	32,1	0,040	0,042	3,84

Tabela 16 - Distribuição de momentos do pórtico 2

Pórtico 2	Distribuição de esforço	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As [cm ²]	
M+	Faixa central	60%	89,7	0,078	0,084	9,26
	Faixa lateral	40%	59,8	0,052	0,055	6,02
M-	Faixa central	75%	125,5	0,109	0,121	13,33
	Faixa lateral	25%	41,8	0,036	0,038	4,15

Tabela 17 - Distribuição de momentos do pórtico 3

Pórtico 3	Distribuição de esforço	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As [cm ²]	
M+	Faixa central	60%	134,0	0,116	0,130	14,33
	Faixa lateral	40%	89,4	0,078	0,084	9,22
M-	Faixa central	75%	187,7	0,163	0,182	20,08
	Faixa lateral	25%	62,6	0,054	0,057	6,32

Como se pode constatar, os valores dos momentos fletores reduzidos μ estão compreendidos nos valores desejados, o que indica que a laje terá um adequado comportamento dúctil em rotura.

4.1.2 Estado limite último - Punçoamento

O punçoamento é um mecanismo de rotura frágil característico de lajes sujeitas a forças aplicadas em pequenas áreas. Como tal, pode ser um fenómeno muito condicionante em lajes fungiformes. A segurança ao estado limite último de punçoamento requer a verificação das duas condições seguintes:

- Verificação da compressão máxima transmitida ao pilar:

$$v'_{ed} = \beta \cdot \frac{V_{ed}}{u_0 \cdot d} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (10)$$

- Verificação da resistência ao corte no perímetro de referência:

$$v_{ed} = \beta \cdot \frac{V_{ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{rd,c} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (11)$$

em que:

- β é um coeficiente ≥ 1 que representa a não uniformidade de transmissão de carga;
- V_{ed} é a reação no pilar;
- u_0 é o perímetro do pilar;
- u_1 é o perímetro de referência;
- d é a altura útil da laje;

- $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ representa a redução de resistência do betão à compressão face a trações transversais;

A resistência a corte sem armaduras transversais, $v_{rd,c}$, é dado por:

$$v_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right] \cdot (100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (12)$$

em que ρ_l representa o valor médio da percentagem de armadura longitudinal na face superior. Para validar o pré-dimensionamento da espessura da laje fez-se a verificação ao punçoamento para a combinação fundamental. Foi escolhido o pilar P8 por ser o mais condicionante. A sua localização é indicada na figura 7.

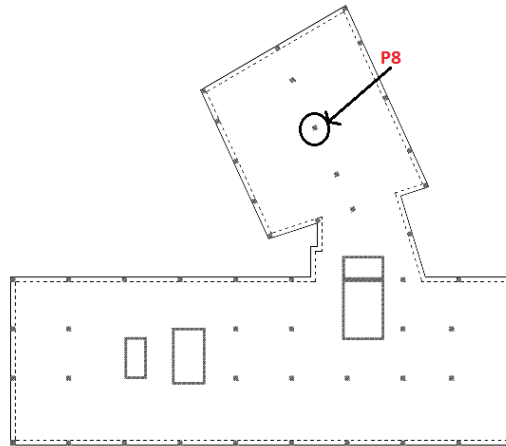


Figura 7 - Posição do pilar P8

Além de ser o mais solicitado verticalmente, apresenta momento fletor que leva a existência de excentricidade.

Apresenta-se na tabela 18 e 19 a verificação de segurança ao punçoamento.

Tabela 18 - Verificação de segurança ao punçoamento

Tensão de corte resistente				Tensão de corte atuante				
d [m]	ρ_l	f_{ck} [Mpa]	V_{rdc} [Mpa]	V_{ed} [KN]	u_1 [m]	M_y [kNm]	β	V_{ed} [Mpa]
0,24	0,008	30	0,672	599,6	5,32	30,2	1,06	0,496

V_{rdc} [Mpa]	V_{ed} [Mpa]
0,672	0,496

✓

Tabela 19 - Verificação da compressão máxima no pilar

Resistência reduzida do betão
σ_{rd} [Mpa]
5,28

Compressão no pilar			
Ved [KN]	u_0 [m]	β	v'_{ed} [Mpa]
599,6	2,3	1,06	1,15

σ_{rd} [Mpa]	v'_{ed} [Mpa]
5,28	1,15

✓

4.1.2 Estado limite utilização - deformação

Para validar o pré-dimensionamento da laje teve-se ainda que verificar os estados limites de deformação, os quais impõem que a flecha a longo prazo da laje deva satisfazer: $a_t \leq \frac{l}{250}$ para a combinação quase-permanente de ações. Através do programa de cálculo SAP2000 foram obtidos os deslocamentos elásticos relativos. Para estimar os deslocamentos a longo prazo é necessário ter em conta a fendilhação do betão bem como a fluência e as condições fronteira dos elementos estruturais. Para tal utilizou-se o método dos coeficientes globais. De seguida, na figura 8, apresentam-se os pontos condicionantes para controlar a deformação:

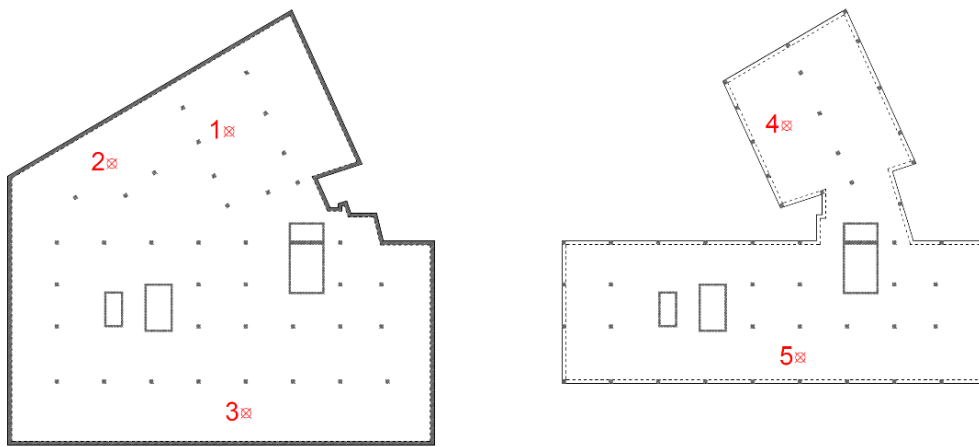


Figura 8 - Pontos de controlo da deformação da laje

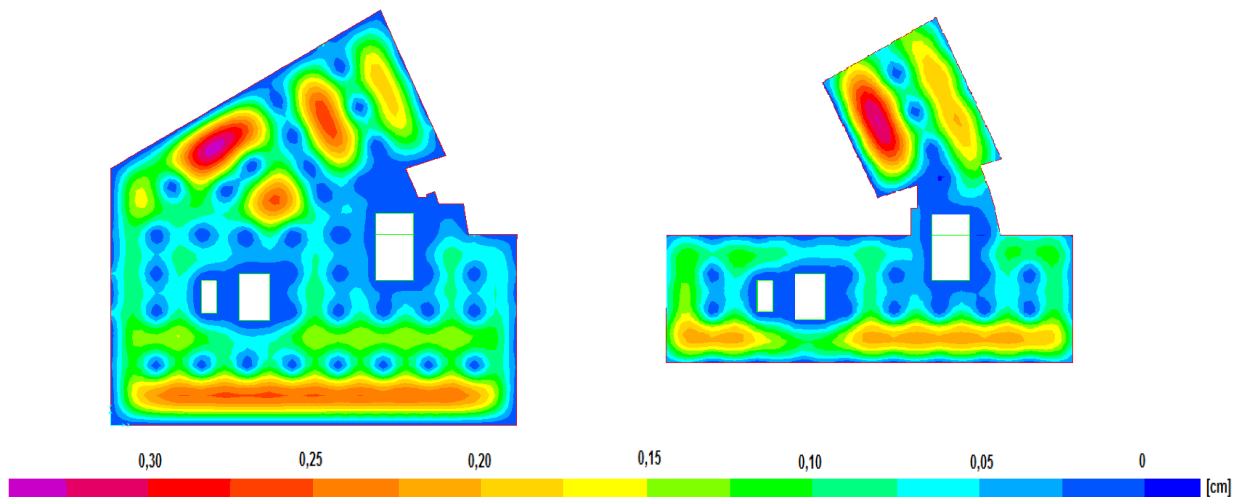


Figura 9 - Deformação elástica vertical da laje obtida no programa SAP2000

De salientar que foi atribuído aos pilares elevada rigidez axial durante a presente verificação. Assim os deslocamentos indicados na figura 9 devem-se exclusivamente à deformação da laje e não à deformação dos elementos verticais. Na tabela 20 é demonstrado o cálculo da flecha a longo prazo no ponto 1 utilizando o método dos coeficientes globais, segundo *Appleton e Marchão (2009)*. Para os restantes pontos apresenta-se apenas o resultado obtido (tabela 21).

Tabela 20 - Método dos Coeficientes Globais

Ponto 1 (L=7,65m)			
ac flecha elástica [cm]			0,26
	Pilar 1	Vão	Pilar 2
α [Es/Ec]		7,0	
η [coef. armadura compressão]	1,0	1,0	1,0
ϕ [coef. fluência]		2,5	
M_{cr} [kNm/m]		35,2	
M_{cqp} [kNm/m]	85,4	42,6	73,4
M_{cr}/M_{cqp}	0,41	0,83	0,48
ρ [taxa armadura]	0,0062	0,0043	0,0062
$\alpha \cdot \rho$	0,044	0,030	0,044
kt [ábaco]	4,5	4,6	4,5
K	6,41	6,55	6,41
K ponderado		6,48	
a_i [cm]		1,68	
Flecha limite L/250 [cm]		3,06	

Resultados das flechas a longo prazo nos restantes pontos analisados:

Tabela 21 - Resultado do método dos Coeficientes Globais

Ponto	Vão [m]	a_c [cm]	K		a_t [cm]	limite $l/250$
2	7,70	0,32	5,22	→	1,67	3,08
3	6,50	0,24	7,10	→	1,70	2,6
4	7,65	0,32	6,17	→	1,97	3,06
5	5,80	0,2	6,59	→	1,32	2,32

4.2 Vigas

Assumindo uma solução de laje fungiforme, apenas se considerou uma viga de bordadura em todos os pisos. Esta tem como vantagem, não só, o melhor controlo do punçoamento excêntrico nos pilares periféricos e de canto, como também o controlo de deformação do bordo da laje. Permite também aumentar a rigidez dos pórticos periféricos aumentando a rigidez global da estrutura à torção. Segundo *Appleton, J. (2013)*, para definir a altura da viga utilizou-se um critério de esbelteza $\frac{l}{h}$ entre 10 e 12. O valor do momento fletor reduzido μ deverá ser inferior a 0,25 para garantir ductilidade. Considerou-se uma viga com 0,55 m de altura (Viga V1) em todo o contorno do edifício, exceto na zona dos pilares P1, P2 e P3 em que se considerou uma viga com 0,65 m de altura (Viga V2).

Tabela 22 - Pré-dimensionamento das vigas

Viga	Vão máx [m]	h_{\min} [m]	H_{\max} [m]	$h_{\text{adopt.}}$ [m]	largura [m]
V1	5,80	0,48	0,58	0,55	0,30
V2	7,70	0,64	0,77	0,65	0,30

O esforço máximo foi obtido com recurso ao modelo de elementos finitos. Foi considerada a combinação fundamental e os valores obtidos encontram-se na tabela 23.

Tabela 23 - Verificação de adequado momento fletor reduzido

Viga	$M_{sd\max}$ [kNm]	μ	ω	A_s [cm ²]
V1	195,1	0,125	0,136	9,56
V2	174,6	0,078	0,082	6,92

4.3 Pilares

Segundo *Appleton, J. (2013)*, o pré-dimensionamento de pilares deve respeitar a seguinte relação para a combinação quase permanente:

$$\sigma_c = \frac{N_{qp}}{A_{\text{ pilar }}} \leq (0,4 \text{ a } 0,6) \cdot f_{cd} \quad (13)$$

Este limite visa controlar os efeitos da fluência do betão. Por outro lado, para que, em conjunto com os momentos fletores, a secção apresente uma quantidade de armadura razoável:

$$\sigma'_c = \frac{N_{sd}}{A_{pilar}} \leq (0,8 \text{ a } 1,0) \cdot fcd \quad (14)$$

A obtenção dos esforços em cada pilar foi feita através do modelo de elementos finitos. Sabendo o esforço normal é calculada a área necessária para a secção do pilar respeitar as condições (13) e (14). De seguida, na tabela 24, é exemplificado o pré-dimensionamento do pilar interior P8. A sua localização é indicada na figura 7. Os valores de esforço normal reduzido dos restantes pilares está no anexo 1.

Tabela 24 - Pré-dimensionamento do pilar P8

Pilar	a [cm]	b [cm]	N _{sd} [kN]	N _{qp} [kN]	v _{sd}	v _{qp}
8	65	50	5822,4	3604,8	0,896	0,555

Na tabela 25 encontram-se as secções definidas:

Tabela 25 - Secções dos pilares

Secção [cm]	Pilar
30 x 40	P23, P24, P31; P52, P53, P54
35 x 50	P4, P6, P7, P9, P10, P12 a P16, P18 a P22, P25, P28 a P32, P35 a P40, P43 a P50
50 x 65	P5, P8 e P11
35 x 80	P1, P2, P3, P17, P26, P27, P33, P34, P41, P42, P51

Importa ainda referir que esta análise considera apenas ações verticais. Assim, alguns pilares podem parecer sobredimensionados. São exemplo desta situação os pilares situados no contorno. Dada a sua localização possuem pequena área de influência. No entanto serão solicitados sismicamente, razão pela qual se considerou adequada a geometria escolhida independentemente de o valor do esforço normal reduzido v ser baixo.

4.4 Núcleos

O edifício possui três núcleos. O pré-dimensionamento foi feito limitando o esforço normal reduzido a 0,4. Também se teve em conta a *EN1998-1 art.º 5.4.1.2* que estabelece para espessura mínima das paredes:

$$b_w \geq \max\left(0,15; \frac{hs}{20}\right) \quad (15)$$

em que hs representa a altura do piso. Estabeleceu-se então a espessura de 0,25 m para todas as paredes.

4.5 Fundações e muros de contenção

4.5.1 Sapatas

Para o pré-dimensionamento das sapatas considerou-se a combinação característica de ações. O solo tem de resistir ao esforço axial dos pilares e ao peso próprio das sapatas. Calculou-se então a área necessária de sapata para limitar a tensão no solo a 400 KPa. De seguida, segundo *Appleton e Marchão (2012)*, definiu-se a altura da sapata com base na expressão: $H \approx \frac{(B-b)}{2 a^4}$. B representa a dimensão da sapata em planta e b a dimensão do pilar. Em alguns casos, devido à proximidade entre sapatas, optou-se por agrupá-las. No muro de contenção considerou-se uma sapata corrida. De seguida, na tabela 26, apresenta-se o pré-dimensionamento da sapata S8. O cálculo para as restantes sapatas encontra-se no anexo 2.

Tabela 26 - Pré-dimensionamento de sapata

Sapata	N _{característico} [kN]	a [m]	b [m]	h [m]	P.P. [kN]	N _{total} [kN]	σ _{solo} [kPa]
S8	3903,4	3,5	3,0	0,5	131,3	4034,7	384

Na tabela 27 indicam-se as dimensões das sapatas consideradas:

Tabela 27 - Sapatas

Sapata	a [m]	b [m]	h [m]	Associadas a:
S1	1,5	1,5	0,5	P3, P16, P25, P26
S2	2	2	0,5	P52, P53, P54
S3	2,5	1,5	0,5	P6, P9, P12, P17, P27, P33, P34, P41, P42, P51
S4	2,5	2,5	0,5	P7, P10, P13, P18 a P22, P28, P30, P32, P35, P37 a P40, P43 a P50
S5	3,5	3	0,5	P8, P11
S6	4	2,5	0,75	P1+P4
S7	4	3,5	0,75	P2+P5
S8	4,5	2,4	0,75	P14+P15
S9	12,5	6,9	1,0	N1+N2+P29+P36
S10	9,0	5,3	1,0	N3+P24+P31
S _{muro}	1,0	-	0,5	Muro de contenção

4.5.3 Muro de contenção

Para pré-dimensionar a espessura a adotar nas paredes das caves utilizou-se um modelo de viga continua como é representado na figura 10. Para simular as lajes dos pisos utilizaram-se apoios simples. Para simular a sapata corrida utilizou-se encastramento. Considerou-se uma sobrecarga de 5 KN/m² à superfície do terreno. O coeficiente de impulso admitido foi o de repouso, $k_0 \approx 0,5$ (de acordo com as características do terreno). De salientar que procedeu-se à verificação mais condicionante nestas situações – ELU Esforço Transverso. A espessura adotada foi 0,25m.

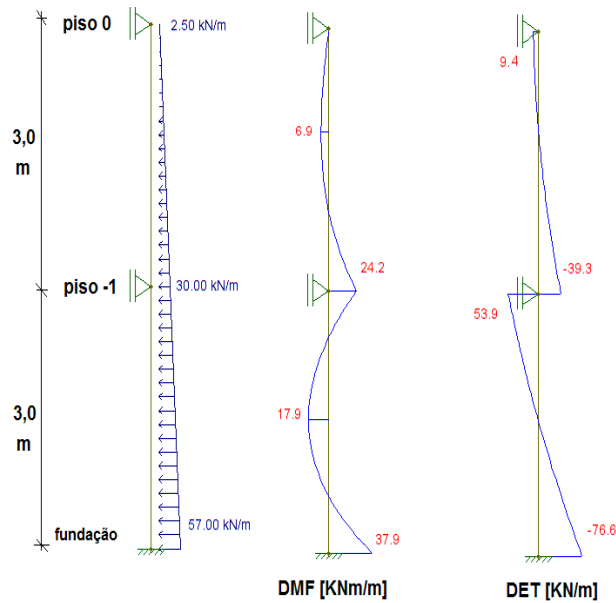


Figura 10 - Modelação e esforços devido ao impulso do terreno

O cálculo da tensão resistente ao esforço transverso foi calculado de forma semelhante ao cálculo da resistência ao punçamento da laje, ou seja, através da equação (12). No entanto, a base das paredes está sujeita a compressão. A referida compressão existente na parede aumenta a resistência ao corte da mesma. Assim, de acordo com *Appleton e Marchão (2012)*, o esforço transverso resistente pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$v_{rd,c'} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right] \cdot (100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d \quad (16)$$

em que k_1 deve ser tomado igual a 0,1 e σ_{cp} é a tensão de compressão na base das paredes. Esta foi obtida com recurso ao programa SAP2000. Os restantes parâmetros da expressão (16) estão descritos em 4.1.2. Na tabela 28 é apresentado o valor do esforço transverso resistente da base das paredes, com e sem consideração da compressão.

Tabela 28 - Verificação de segurança ao esforço transverso

	(sem compressão)	(com compressão)
Vsd_{máx} [kN/m]	Vrdc [kN/m]	Vrdc' [kN/m]
76,6	86,0	111,0

De seguida, na figura 11, é apresentado o desenho das fundações obtidas através dos critérios de pré-dimensionamento.

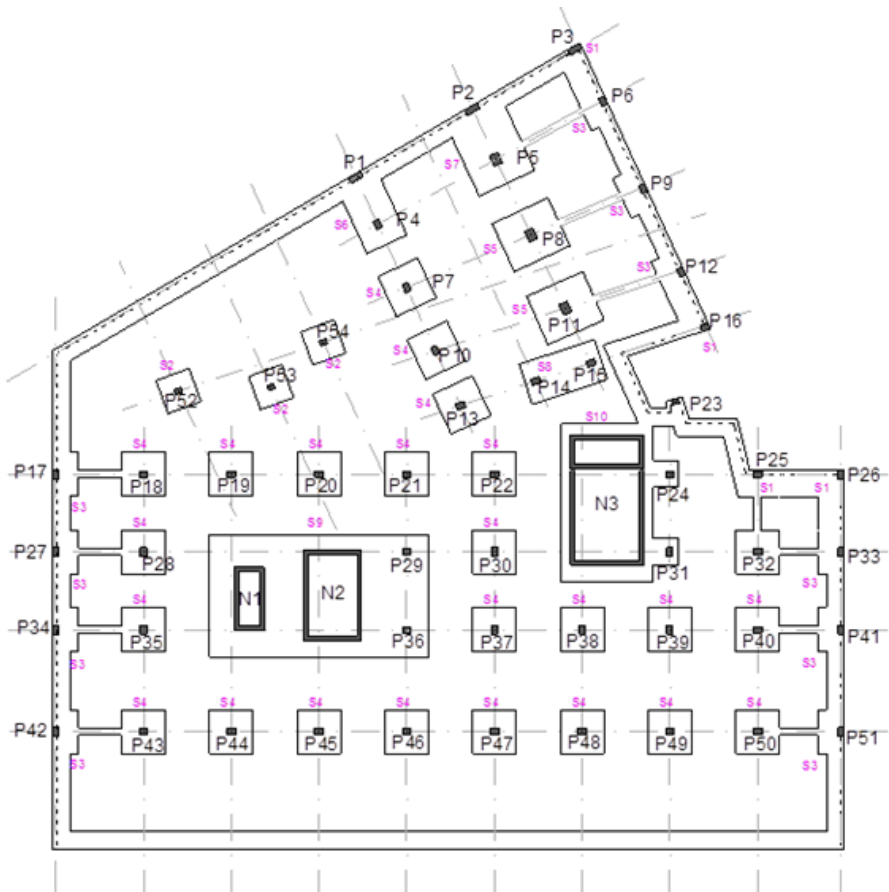


Figura 11 - Planta de fundações

V. Modelação

A estrutura do edifício em estudo foi modelada com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Este permitiu proceder à análise estática e dinâmica da estrutura do edifício.

Foram estudados dois modelos de cálculo distintos: um modelo correspondente ao edifício sem juntas estruturais e outro modelo correspondente ao edifício com juntas estruturais.

No presente capítulo será descrito como foram modelados os diferentes elementos estruturais.

5.1 Materiais

Para a construção dos modelos, começou-se por definir os materiais com base nas suas propriedades mecânicas. Na tabela 29 são indicados os materiais modelados.

Tabela 29 - Propriedades mecânicas dos materiais

Material	Y [kN/m ³]	E [GPa]	v	f _{ck} [MPa]
C30/37	25	33,0	0,2	30
C25/30	25	31,0	0,2	25
A500	78	210,0	0,3	500

Importa referir que no cálculo dos efeitos sísmicos, para ter em conta a perda de rigidez da estrutura devido à fendilhação, o módulo de elasticidade do betão foi reduzido 50%.

5.2 Vigas e pilares

Para modelar as vigas e os pilares foram utilizados elementos de barra (*frame*). Estes consistem num elemento finito de dois nós com seis graus de liberdade cada (três rotações e três translações). Por forma a desprezar a rigidez de torção destes elementos e equilibrar as ações apenas com esforços de flexão, assumiu-se uma rigidez de torção numericamente nula.

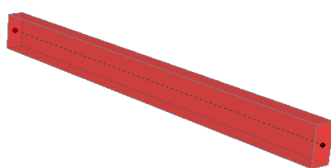


Figura 12 - Elemento de barra

5.3 Núcleos

Para a modelação dos núcleos foram utilizados elementos de barra para simular cada parede resistente. Ao nível de cada piso existem elementos de “barra rígido” que permitem simular o apoio da laje em toda a parede, como é pretendido. Esta barra fictícia de grande rigidez permite a compatibilização de deslocamento entre as paredes estruturais e os elementos finitos de laje. Na figura 13 ilustra-se a modelação dos núcleos.

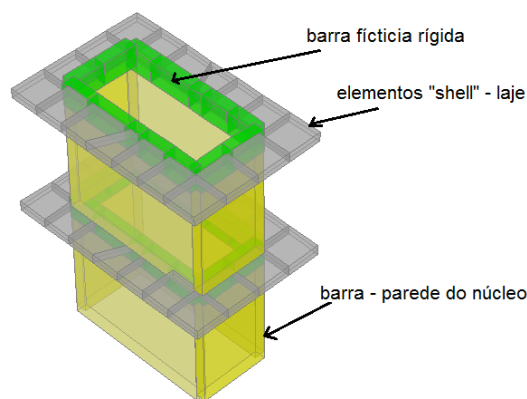


Figura 13 - Modelação dos núcleos

5.4 Laje

Para modelar a laje maciça utilizaram-se elementos finitos (*Shell*) com 3 e 4 nós, de dimensão aproximada 0,80x0,80 m e a espessura pretendida (0,24 m na zona 1 e 0,27 m na zona 2). Foi utilizado o elemento de laje *thick* (elemento *Reissner – Mindlin Shell*) de modo a ser contabilizada a deformação devido ao esforço transversal. A modelação da laje para o piso tipo é ilustrada na figura 14.

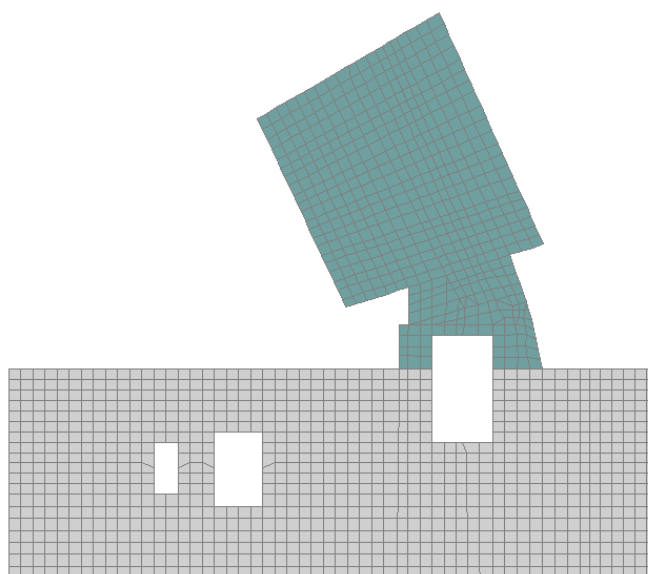


Figura 14 - Modelação da laje – elementos *shell thick*

5.5 Muro de contenção

O muro de contenção, à semelhança da laje dos pisos, foi modelado com elemento de casca com a espessura pré-dimensionada no capítulo anterior. Ao nível de fundação optou-se por encastrar. A modelação do muro é ilustrada na figura 15.

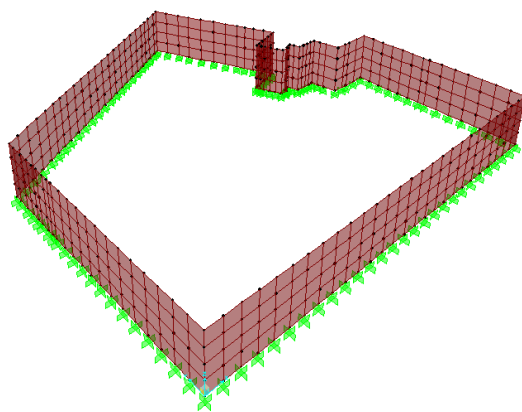


Figura 15 - Modelação do muro de contenção – elemento *shell thick*

5.6 Fundações

A existência de muros de contenção faz com que, ao nível da fundação não sejam expectáveis momentos de reação sísmicos significativos ao nível dos pilares, pelo que do ponto de vista das condições de fronteira, estes foram considerados encastrados.

Relativamente à fundação dos núcleos, assumiu-se que o solo deforma devido aos esforços elevados que estão associados. Na modelação dos apoios destes elementos optou-se por impedir as três translações ortogonais e a rotação segundo o eixo z. Para simular as rigidezes de rotação segundo x e y foram determinadas molas de rotação. De acordo com *Oliveira Pedro, J. (IST)*, a rigidez associada à rotação das sapatas dos núcleos foi calibrada através da seguinte expressão:

$$K_{\theta} = \frac{\pi \cdot a^2 \cdot b \cdot \left(1 + \frac{a}{4 \cdot b}\right) \cdot E_{solo}}{18 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (16)$$

em que *a* e *b* são as dimensões em planta da sapata. Assim, tendo em conta os parâmetros do solo, foram considerados os seguintes valores:

Tabela 30 - Modelação da rigidez de rotação das fundações diretas dos núcleos

	L _x [m]	L _y [m]	k _{θ,y} [kNm/rad]	k _{θ,x} [kNm/rad]
S(N1+N2+29+36)	12,5	6,9	19527819	8443058
S(N3+24+31)	9,0	5,3	7623972	3615690

Estas molas foram colocadas no centro geométrico de cada sapata. Para compatibilizar a ligação entre as paredes dos núcleos e o centro geométrico de cada sapata utilizaram-se vigas "rígidas".

5.7 Juntas estruturais

As juntas estruturais dividem o edifício total em três blocos distintos. A modelação destas foi feita separando os nós dos elementos finitos ao longo da junta. Importa relembrar que os blocos só ficam separados a partir do piso 0 para cima. Primeiro foram separados os elementos finitos de laje. De seguida foram duplicados as vigas e os pilares que se encontram ao longo da junta.

A posterior análise dos modos de vibração do edifício permitiu verificar que as juntas estavam corretamente modeladas.

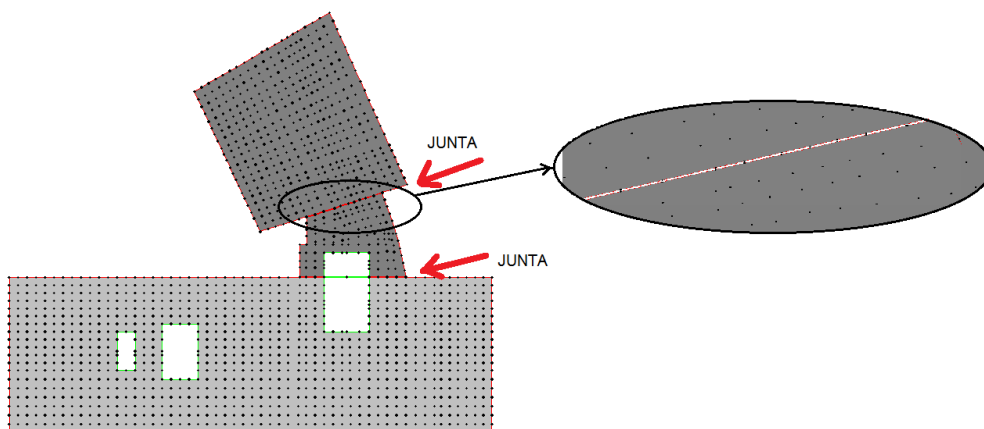


Figura 16 - Vista em planta do modelo do edifício com as juntas estruturais

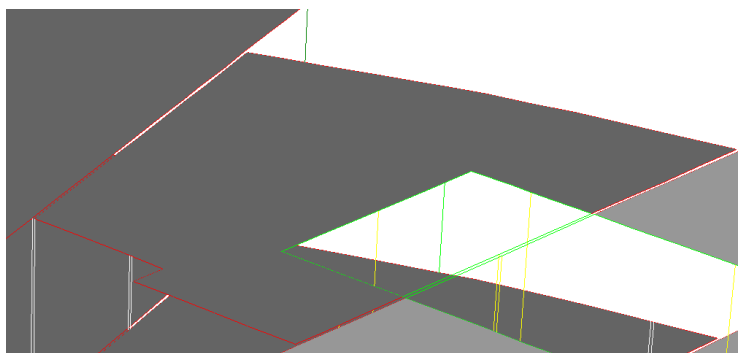


Figura 17 - Vista 3d da modelação das juntas

VI. Análise Sísmica

Segundo a *EN1991-1*, os princípios orientadores para uma boa conceção incluem simplicidade estrutural, uniformidade e simetria, rigidez à torção, entre outros apresentados no *art.º 4.2.1*.

Nesse sentido, para um edifício irregular, o EC8 recomenda a divisão deste em unidades dinamicamente independentes através de juntas estruturais.

Para a determinação do efeito da ação dos sismos na estrutura, realizou-se uma análise dinâmica modal por espectros de resposta.

No presente capítulo é feita a comparação face à ação sísmica do edifício com juntas estruturais, e o mesmo edifício sem juntas estruturais.

6.1 Frequências e modos de vibração

Utilizando o programa de cálculo SAP2000 foram determinadas as frequências e modos de vibração das estruturas. Foram considerados todos os modos de vibração até o somatório de massas efetivas perfazer mais de 90% da massa oscilante (*art.º 4.3.3.3 da EN NP1998-1*). De salientar que devido à existência de caves (massa considerada inerte), a massa oscilante equivale a 80,0% da massa total. A massa total do edifício corresponde a cerca de 13 383 toneladas. Na tabela 31 é indicada a massa oscilante do edifício sem juntas e dos blocos resultantes da introdução de junta.

Tabela 31 - Massa oscilante de cada estrutura em estudo

Edifício	Massa oscilante [ton]	$M_{o,i}/M_{Total}$ [%]
Bloco 1	7309,2	54,6%
Bloco 2	810,0	6,1%
Bloco 3	2801,7	20,9%
Total (ou sem juntas)	10706,0	80,0%

Na figura 18 é referida a posição dos eixos de referência das estruturas, bem como a designação atribuída aos edifícios separados por juntas:

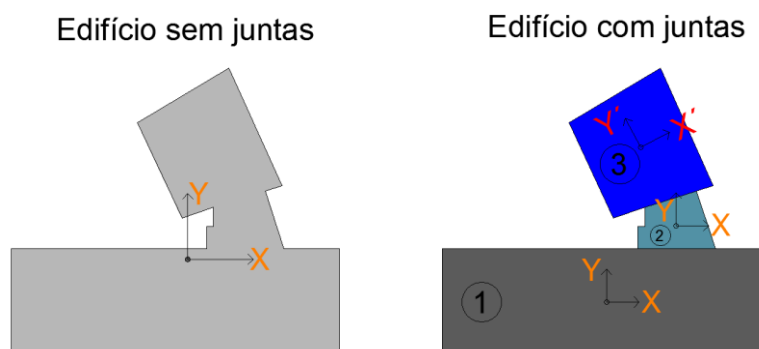


Figura 18 - Designação e eixos locais dos blocos independentes

Para obter 90% de massa a oscilar no edifício sem juntas foram analisados treze modos de vibração:

Tabela 32 - Frequência e modos de vibração do edifício sem juntas

SEM JUNTAS $M_o=80,0\%M_{total}$	Modo	T [s]	F [Hz]	Translação X		Translação Y		Rotação Z	
				%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
Transl. X + torção	1	0,947	1,056	59,0%	59,0%	1,3%	1,3%	26,3%	26,3%
Transl. Y + torção	2	0,866	1,155	5,8%	64,8%	60,3%	61,6%	30,9%	57,2%
Torção	3	0,838	1,193	7,0%	71,8%	12,8%	74,4%	17,6%	74,8%
Torção	4	0,276	3,622	4,4%	76,3%	0,4%	74,8%	3,7%	78,4%
Torção	5	0,213	4,689	7,6%	83,8%	0,1%	74,9%	0,4%	78,9%
Torção	6	0,207	4,836	4,8%	88,6%	0,0%	74,9%	1,9%	80,8%
Transl. Z	7	0,196	5,101	0,0%	88,6%	0,3%	75,2%	0,2%	80,9%
Transl. Z	8	0,194	5,157	0,1%	88,7%	4,5%	79,7%	3,0%	84,0%
Transl. Z + torção	9	0,187	5,338	0,4%	89,1%	12,3%	92,0%	9,0%	93,0%
Transl. Z	10	0,182	5,489	0,1%	89,1%	0,0%	92,0%	0,0%	93,0%
Transl. Z	11	0,179	5,586	0,8%	89,9%	2,5%	94,5%	0,3%	93,3%
Transl. Z	12	0,173	5,765	0,1%	90,0%	0,8%	95,3%	0,1%	93,4%
Transl. Z	13	0,167	5,987	0,0%	90,0%	0,0%	95,3%	0,0%	93,4%

De seguida, na figura 19, apresenta-se a representação gráfica dos modos de vibração do edifício original, ou seja, sem juntas estruturais.

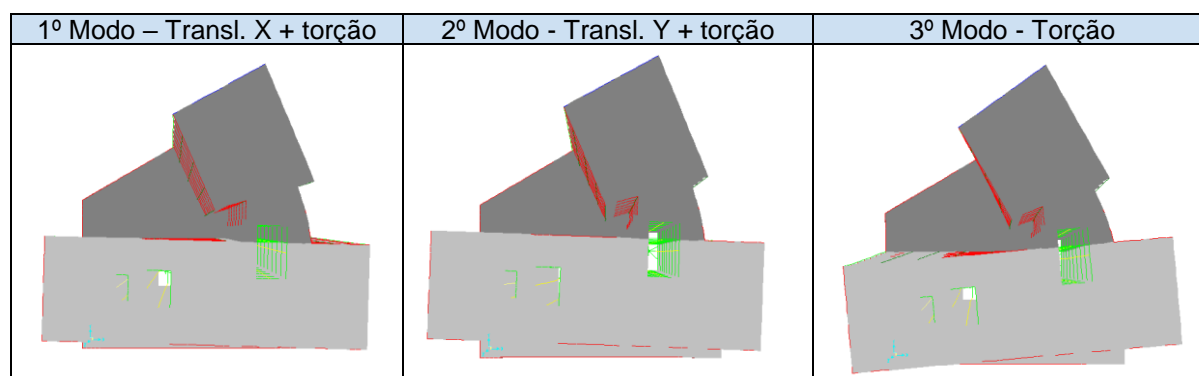


Figura 19 - Representação gráfica dos modos de vibração do edifício original

Para o edifício com as juntas estruturais os blocos têm comportamentos independentes. Na tabela 33 indicam-se os modos de vibração do bloco 1.

Tabela 33 - Frequência e modos de vibração do bloco 1

BLOCO 1 $M_o=54,6\%M_{total}$	Modo	T [s]	F [Hz]	Translação X		Translação Y		Rotação Z	
				%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
Transl. X	1	0,892	1,121	56,9%	56,9%	0,1%	0,1%	2,1%	2,1%
Transl. Y	2	0,862	1,160	3,3%	60,2%	59,9%	60,0%	56,6%	58,8%
Torção	3	0,838	1,194	11,6%	71,8%	11,9%	71,9%	4,5%	63,2%
Torção	4	0,235	4,252	1,4%	73,2%	1,3%	73,3%	3,5%	66,7%
Transl. Z	5	0,213	4,699	17,2%	90,4%	0,9%	74,1%	9,0%	75,7%

Transl. X + Z	6	0,196	5,099	0,1%	90,5%	1,5%	75,6%	0,3%	76,0%
Transl. Z	7	0,191	5,242	0,0%	90,6%	20,9%	96,5%	7,5%	83,5%
Transl. Y + Z	8	0,186	5,379	0,0%	90,6%	0,4%	96,8%	0,1%	83,6%

De seguida, na figura 20, apresenta-se a representação gráfica dos modos de vibração do bloco independente 1.

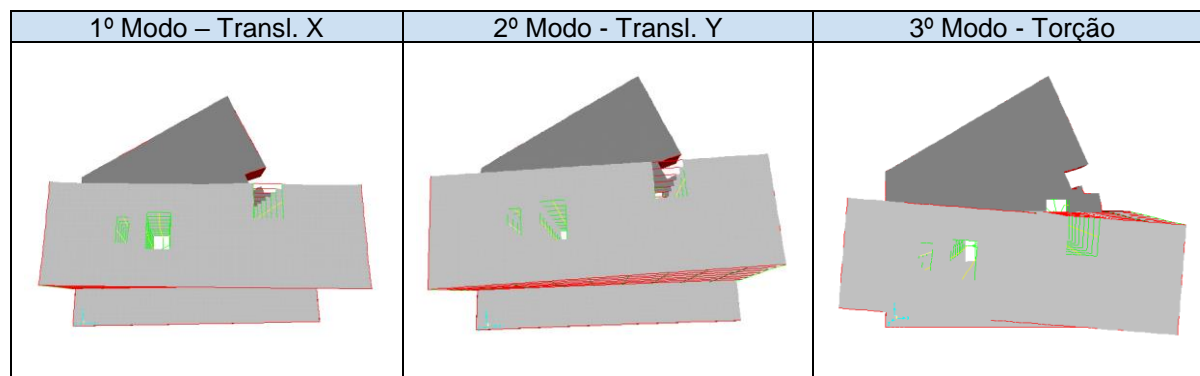


Figura 20 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 1

Para o bloco 2 foram analisados 23 modos de vibração com o fim de atingir 90% de massa oscilante. Na tabela 34 apresentam-se os valores de frequências e modos de vibração obtidos:

Tabela 34 - Frequência e modos de vibração do bloco 2

BLOCO 2 $M_o=6,1\%M_{total}$	Modo	T [s]	F [Hz]	Translação X		Translação Y		Rotação Z	
				%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
Transl. Y	1	0,700	1,429	0,0%	0,0%	68,5%	68,5%	44,8%	44,8%
Transl. X	2	0,605	1,652	69,7%	69,7%	0,0%	68,5%	27,1%	71,9%
Torção	3	0,332	3,014	1,2%	70,8%	0,1%	68,6%	0,0%	71,9%
Transl. Y	4	0,171	5,839	0,0%	70,8%	16,7%	85,3%	10,8%	82,7%
Transl. Z	5	0,157	6,377	2,8%	73,6%	1,9%	87,2%	4,7%	87,3%
Transl. X + Z	6	0,142	7,048	9,6%	83,2%	1,0%	88,2%	1,3%	88,7%
-	7	0,130	7,677	0,0%	83,2%	0,0%	88,2%	0,0%	88,7%
-	8	0,128	7,800	0,0%	83,2%	0,0%	88,2%	0,0%	88,7%
-	9	0,126	7,943	0,0%	83,2%	0,0%	88,3%	0,0%	88,7%
-	10	0,124	8,063	0,0%	83,2%	0,1%	88,4%	0,0%	88,7%
-	11	0,123	8,101	0,0%	83,2%	0,0%	88,4%	0,0%	88,7%
-	12	0,114	8,787	0,0%	83,3%	0,0%	88,4%	0,0%	88,7%
-	13	0,108	9,276	1,1%	84,3%	0,1%	88,5%	0,5%	89,2%
-	14	0,105	9,496	1,8%	86,1%	0,0%	88,5%	0,3%	89,5%
-	15	0,103	9,692	0,0%	86,1%	0,0%	88,5%	0,0%	89,5%
-	16	0,101	9,921	0,1%	86,2%	0,0%	88,5%	0,0%	89,6%
-	17	0,094	10,615	0,0%	86,2%	0,0%	88,5%	0,0%	89,6%
-	18	0,094	10,672	0,0%	86,2%	0,0%	88,5%	0,0%	89,6%
-	19	0,094	10,692	0,0%	86,2%	0,0%	88,5%	0,0%	89,6%
-	20	0,093	10,768	0,3%	86,5%	0,3%	88,8%	0,1%	89,7%
-	21	0,092	10,815	4,6%	91,1%	0,9%	89,7%	3,9%	93,6%
-	22	0,092	10,923	0,4%	91,6%	0,0%	89,7%	0,1%	93,7%
-	23	0,091	11,046	0,5%	92,0%	3,5%	93,2%	1,1%	94,8%

De seguida, na figura 21, apresenta-se a representação gráfica dos modos de vibração do bloco independente 2.

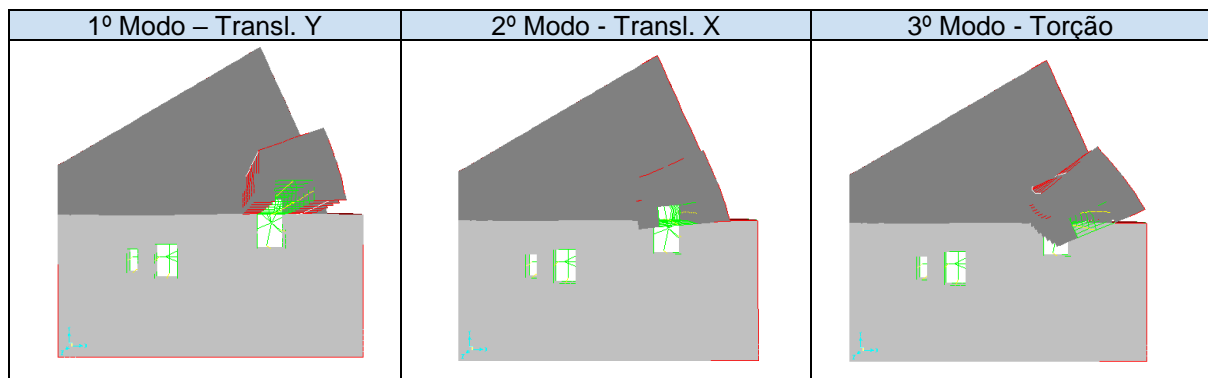


Figura 21 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 2

De salientar que para o bloco três são apresentados os valores de frequências e modos de vibração segundo os eixos principais deste. Uma vez que o programa SAP2000 só fornece as participações de massa segundo os eixos globais X e Y, foi necessário rodar todo o edifício para fazer coincidir os eixos principais X' e Y' com os eixos globais do SAP2000. Assim foi obtida a correta participação de massa nos eixos principais do bloco 3.

Tabela 35 - Frequências e modos de vibração do bloco 3

BLOCO 3 Mo=20,9%Mtotal	Modo	T [s]	F [Hz]	Translação X		Translação Y		Rotação Z	
				%	Σ %	%	Σ %	%	Σ %
Transl. X'	1	1,570	0,637	75,1%	75,1%	0,9%	0,9%	24,3%	24,3%
Transl. Y'	2	1,466	0,682	0,8%	75,9%	74,6%	75,5%	53,2%	77,5%
Torção	3	1,087	0,920	0,0%	75,9%	1,6%	77,1%	0,1%	77,6%
Transl. X'	4	0,494	2,024	9,4%	85,3%	0,4%	77,4%	3,9%	81,6%
Transl. Y'	5	0,468	2,137	0,4%	85,7%	9,2%	86,6%	5,9%	87,4%
Torção	6	0,350	2,855	0,0%	85,7%	0,2%	86,8%	0,0%	87,5%
Transl. X'	7	0,273	3,660	3,3%	89,0%	0,4%	87,2%	2,1%	89,5%
Transl. Y'	8	0,263	3,804	0,4%	89,5%	3,1%	90,3%	1,6%	91,1%
Transl. Z'	9	0,202	4,956	0,0%	89,5%	0,0%	90,3%	0,0%	91,1%
Torção	10	0,199	5,021	0,0%	89,5%	0,1%	90,5%	0,0%	91,1%
Transl. X'	11	0,181	5,514	1,3%	90,8%	0,6%	91,1%	1,6%	92,8%
Transl. X'+Y'	12	0,176	5,670	0,7%	91,5%	1,2%	92,3%	0,4%	93,1%

De seguida, na figura 22, apresenta-se a representação gráfica dos modos de vibração do bloco independente 3.

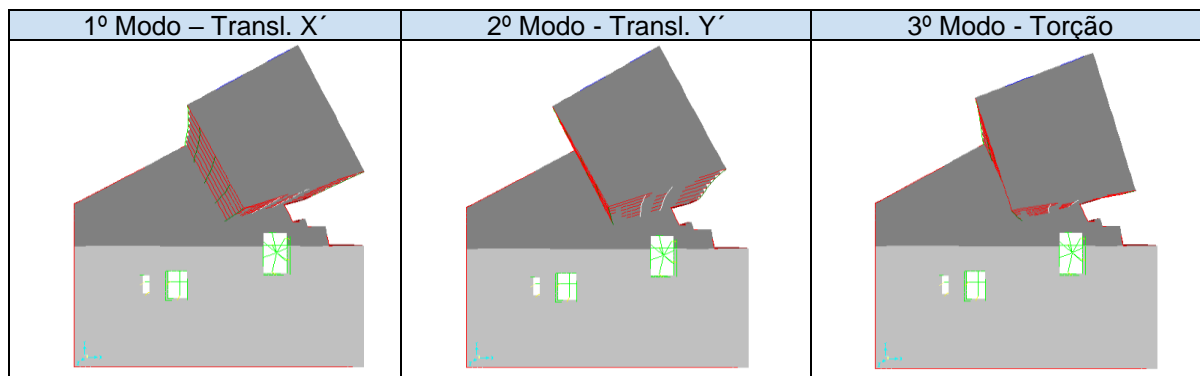


Figura 22 - Representação gráfica dos modos de vibração do bloco 3

O primeiro aspeto a realçar é o facto do edifício sem juntas ter como primeiros modos de vibração a translação associada a torção. Ao introduzir a junta tal não acontece nos blocos independentes. Isto representa uma melhoria no comportamento sísmico uma vez que sistemas torsionalmente flexíveis apresentam baixa ductilidade e baixa capacidade de dissipar energia. Na figura 23 são comparadas as frequências dos sistemas estruturais em estudo.

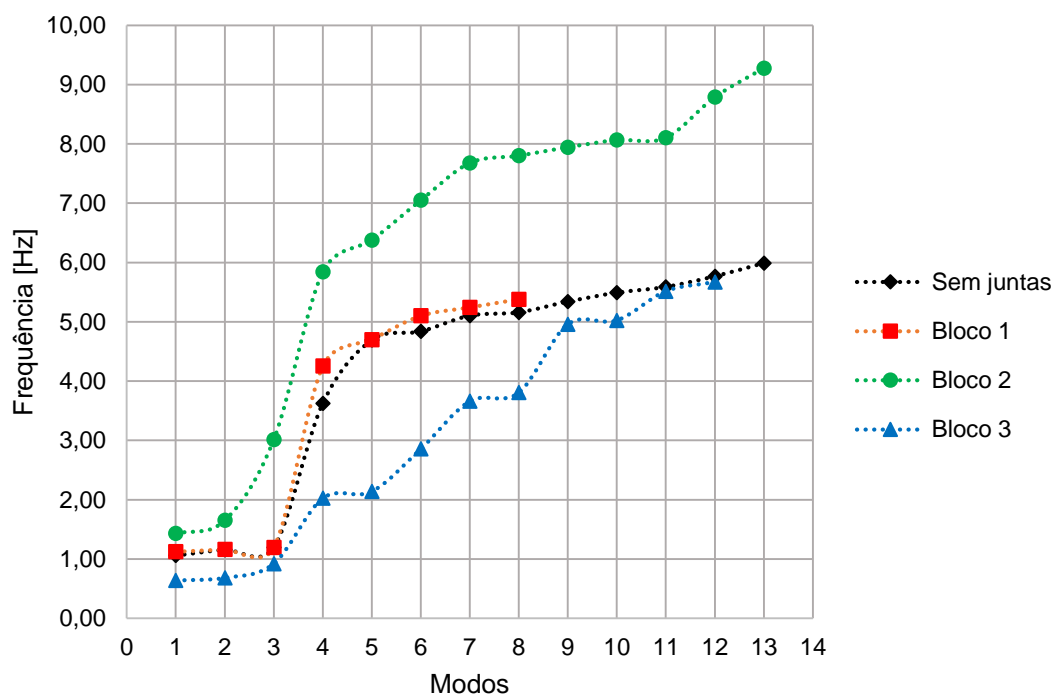


Figura 23 - Comparação das frequências de vibração

Pela análise da figura 23 pode-se constatar que uma vez que o bloco 1 representa a maior parte da massa e rigidez do edifício original, tem um comportamento muito semelhante a este. Com efeito, verifica-se que o bloco 1 é o que mais influencia o comportamento do edifício caso este não

possua juntas estruturais. Consta-se ainda que o bloco 3 é o que apresenta um comportamento mais flexível, e o bloco 2 o mais rígido.

O estudo dos modos de vibração permite tirar algumas conclusões acerca da distribuição de rigidez no edifício. Os primeiros modos são os que têm associados menores energias de deformação (mais flexíveis) relativamente aos modos seguintes. Assim, verifica-se que o edifício sem juntas tem uma rigidez à torção relativamente baixa. Ao introduzir-se a junta melhora-se este aspeto: os sistemas estruturais 1, 2 e 3, atuando autonomamente, apresentam maior rigidez à torção.

6.2. Critérios de regularidade estrutural

A classificação dos edifícios como regulares ou irregulares tem influência no modelo estrutural adotado, no método de análise e ainda no coeficiente de comportamento q .

Segundo a *EN1998-1 art.º 4.2.3.1*, nas estruturas constituídas por unidades dinamicamente independentes, é necessário classificar cada unidade.

De seguida é apresentada a classificação do edifício sem juntas estruturais e dos blocos independentes (bloco 1, 2 e 3), resultantes da introdução de junta.

6.2.1 Regularidade em planta

De acordo com a *EN1998-1 art.º 4.2.3.2*, para um edifício ser considerado regular em planta é necessário que cumpra os seguintes critérios:

- A distribuição de massa e rigidez em planta deve ser simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- A forma dos pisos deve ser compacta;
- Os pavimentos devem ser rígidos no plano; atenção especial deve ser dada às formas L, C, H, I ou X em planta;
- Para cada piso a relação entre dimensões ortogonais deve ser inferior a 4;
- A excentricidade estrutural e_0 em cada direção deve ser inferior a 30% do raio de torção r nessa direção;
- O raio de torção r deve ser superior ao raio de giração do piso I_S ;

Foram efetuadas as verificações referidas para o edifício sem juntas estruturais e para os blocos independentes resultantes da utilização de junta. De seguida descreve-se mais em pormenor as verificações de regularidade em planta para o edifício sem juntas. Na tabela 38 são apresentados os resultados das verificações referidas para todas as estruturas em estudo.

O edifício sem juntas estruturais não apresenta simetria, nem tem uma forma compacta em planta. O cálculo do centro de rigidez foi efetuado aplicando um momento torsor no topo do edifício e medindo os deslocamentos do centro de massa de cada piso. A excentricidade estrutural é dada pelo quociente entre o deslocamento perpendicular e a rotação do centro de massa.

Para o edifício sem juntas foram obtidos os valores que constam na tabela 36. O cálculo do centro de rigidez dos blocos independentes encontra-se no anexo 3.

Piso	$\delta_{x,CM}$ [m]	$\delta_{y,CM}$ [m]	$\delta_{\theta,CM}$ [m]	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	CM_x [m]	CM_y [m]	CR_x [m]	CR_y [m]
7	-0,00100	-0,00080	0,00120	0,67	-0,83			24,7	18,7
6	-0,00082	-0,00064	0,00101	0,63	-0,81			24,7	18,7
5	-0,00065	-0,00047	0,00083	0,57	-0,78			24,6	18,8
4	-0,00048	-0,00032	0,00065	0,50	-0,75	24,1	19,6	24,6	18,8
3	-0,00032	-0,00019	0,00047	0,40	-0,69			24,5	18,9
2	-0,00018	-0,00009	0,00031	0,29	-0,59			24,3	19,0
1	-0,00006	-0,00003	0,00017	0,20	-0,37			24,3	19,2

Tabela 36 - Centro de rigidez do edifício sem juntas

De seguida é aplicada no CR do piso uma força segundo x, uma força segundo y e um momento torsor. Sabendo os deslocamentos, obtém-se o valor da rigidez associada. Efetuando este processo piso a piso é possível calcular o raio de torção e giração. Na tabela 37 apresentam-se os valores obtidos para o edifício sem juntas. O mesmo cálculo para os blocos independentes encontra-se no anexo 4.

Tabela 37 - Raios de torção e Raio de giração do edifício sem juntas

Piso	$\delta_{x,CR}$ [m]	$\delta_{y,CR}$ [m]	$\delta_{\theta,CR}$ [m]	K_x [kN/m]	K_y [kN/m]	K_{θ} [kNm/rad]	R_x [m]	R_y [m]	L_s [m]
7	0,3288	0,2842	0,0003	304136	351871	373134328	32,6	35,0	
6	0,2457	0,2123	0,0003	406981	471109	340136054	26,9	28,9	
5	0,1773	0,1528	0,0003	563892	654515	299401198	21,4	23,0	
4	0,1222	0,1051	0,0003	818277	951801	294985251	17,6	19,0	15,0
3	0,0784	0,0676	0,0003	1275055	1478415	327868852	14,9	16,0	
2	0,0448	0,0393	0,0002	2231744	2543300	406504065	12,6	13,5	
1	0,0205	0,0190	0,0002	4870446	5263435	571428571	10,4	10,8	

Uma vez que os raios de torção são inferiores ao raio de giração em alguns pisos, conclui-se que o edifício sem juntas é considerado como estrutura de rigidez concentrada (torsionalmente flexível).

Em resumo apresenta-se na tabela 38 o resultado das verificações de regularidade estrutural para o edifício sem juntas, e para os blocos independentes:

Tabela 38 - Síntese da verificação de regularidade em planta

Critério	SEM JUNTAS	BLOCO 1	BLOCO 2	BLOCO 3
<i>Distribuição de massa e rigidez simétrica</i>	X	✓	X	✓
<i>Forma compacta em planta</i>	X	✓	✓	✓
<i>Piso diafragma rígido</i>	✓	✓	✓	✓
<i>Relação entre dimensões ortogonais inferior a 4</i>	X	✓	✓	✓
$e_{oi} \leq 0,30 r_i$	✓	✓	X	✓
$r_i \geq l_s$	X	✓	✓	✓

Observando a tabela 38 é possível verificar o efeito da junta estrutural: os blocos independentes apresentam maior regularidade estrutural. No entanto, basta apenas um critério do *art.º 4.2.3.2 da EN1998-1* não ser respeitado para a estrutura ser considerada irregular em planta. Como tal, o edifício sem juntas e o bloco 2 são classificados como irregulares em planta, sendo o bloco 1 e 3 classificados como regulares. O edifício sem juntas, não cumprindo a condição $ri \geq ls$, é considerado de rigidez concentrada.

6.2.2 Regularidade em altura

De acordo com a *EN1998-1 art.º 4.2.3.3*, para um edifício ser considerado regular em altura é necessário que cumpra os critérios seguintes:

- Todos os sistemas resistentes às ações horizontais são contínuos desde a fundação ao topo do edifício;
- Não há alterações bruscas de massa nem de rigidez lateral de cada piso ao longo da sua altura;
- A dimensão dos recuos deve ser limitada de acordo com o *art.º 4.2.3.3 (5)*;

Tanto o edifício sem juntas estruturais, como os blocos independentes (resultantes da introdução de juntas) cumprem os critérios mencionados, pelo que são regulares em altura.

6.3 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento de uma estrutura reflete a sua capacidade de dissipar energia durante um evento sísmico. Segundo a *EN1998-1 art.º 5.2.2.2*, o coeficiente de comportamento deve ser calculado para cada direção de acordo com a seguinte expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (17)$$

em que q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, e k_w reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento depende do tipo de estrutura. Para o caso de estudo em questão:

Tabela 39 - Valor básico do coeficiente de comportamento

Estrutura	Classificação	q ₀ (DCM)	
		Direção X	Direção Y
Edifício sem juntas	Torsionalmente flexível	2,0	2,0
Edifício com juntas	Bloco 1 Sistema misto equivalente a paredes	3,0 α _u / α ₁	3,0 α _u / α ₁
	Bloco 2 Sistema de paredes	3,0	3,0
	Bloco 3 Sistema porticado	3,0 α _u / α ₁	3,0 α _u / α ₁

Para o bloco 1, o fator de majoração α_u / α_1 toma o valor de 1,2 (sistema misto equivalente a paredes). Para o bloco 3, fator de majoração α_u / α_1 toma o valor de 1,3 (sistema porticado).

Como referido, o coeficiente k_w reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Quanto mais esbeltas forem as paredes, mais provável é o modo de rotura por flexão (associado a comportamento dúctil) em vez de por corte (associado a comportamento frágil). O art.º 5.2.2.2 (11)P da EN1998-1 define o valor de 1,00 para os sistemas em pórtico ou mistos equivalentes a pórticos. Para os sistemas de paredes ou equivalentes o valor k_w é dado por:

$$(1 + \alpha_0)/3 \leq 1 \quad (18)$$

onde o parâmetro α_0 é a esbelteza predominante das paredes de cada sistema estrutural, determinada a partir da seguinte expressão:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (19)$$

em que, h_{wi} é a altura da parede i e l_{wi} é o comprimento da secção da parede i . Apresentam-se na tabela 40 os valores de k_w que foram considerados para a definição dos coeficientes de comportamento.

Tabela 40 - Valores de k_w

Estrutura	k_w	
	Direção X	Direção Y
Edifício sem juntas	1,0	1,0
Edifício com juntas	Bloco 1	1,0
	Bloco 2	1,0
	Bloco 3	1,0

Aplicando a expressão (17) ficam definidos os coeficientes de comportamento, para as ações horizontais, em cada direção, de cada sistema estrutural:

Tabela 41 - Coeficientes de comportamento

Estrutura	q	
	Direção X	Direção Y
Edifício sem juntas	2,0	2,0
Edifício com juntas	Bloco 1	3,6
	Bloco 2	3,0
	Bloco 3	3,9

Neste caso, para cada sistema estrutural, o coeficiente de comportamento é semelhante nas duas direções.

O edifício total (sem juntas) é torsionalmente flexível, e como tal, o EC8 recomenda um coeficiente de comportamento relativamente baixo – 2,0.

O bloco 1 é classificado como uma estrutura mista equivalente a paredes. O seu coeficiente de comportamento é 3,6.

Em relação ao bloco 2, classificado como estrutura de paredes, o regulamento sugere um coeficiente de comportamento de 3,0. Isto reflete o facto de um sistema de paredes apresentar menos capacidade de dissipação de energia.

Relativamente ao bloco 3, um sistema porticado e regular em planta, o EC8 permite a adoção de um coeficiente de comportamento relativamente alto – 3,9. Este valor reflete a elevada redundância e capacidade de dissipar energia dos sistemas estruturais em pórtico.

6.4 Coeficiente sísmico

O coeficiente sísmico de uma estrutura numa dada direção pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\beta = \frac{F_B}{F_g} \quad (20)$$

em que, F_B corresponde à força de corte basal (devido à ação sísmica) e F_g à força total gravítica correspondente à combinação quase permanente de ações.

O coeficiente sísmico, ao adimensionalizar a ação sísmica, permite uma avaliação mais intuitiva desta.

Verificou-se que a ação sísmica do tipo 1 é mais condicionante. Apresentam-se, na tabela 42, os coeficientes sísmicos do edifício sem juntas e dos blocos independentes (resultantes da adoção de junta):

Tabela 42 - Coeficientes sísmicos

Estrutura	Sismo 1	
	Direção X	Direção Y
Edifício sem juntas	0,124	0,151
Bloco 1	0,078	0,085
Bloco 2	0,127	0,112
Bloco 3	0,042	0,043

Como se pode constatar ao observar a tabela 42, obtêm-se menores coeficientes sísmicos nos blocos estruturais independentes. Esta melhoria deve-se ao facto de a regularidade dos blocos permitir a adoção de coeficientes de comportamento mais elevados. O bloco 2, apesar de possuir um coeficiente de comportamento mais elevado que o edifício sem juntas, manteve um coeficiente sísmico elevado. Isto deve-se ao facto de os seus principais modos de vibração terem frequências associados aos valores mais elevados do espectro de resposta – o intervalo de períodos entre T_B e T_C .

6.5 Efeitos acidentais de torção

Segundo a *EN1998-1 art.º 4.3.2*, é necessário ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico. Para tal, o centro de massa de cada piso deve ser deslocado em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade accidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (21)$$

em que L_i é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção sísmica. O momento torsor a aplicar em cada piso é dado por:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (22)$$

De acordo com a *EN1998-1 art.º 4.3.3.2.3*, a força F_i resulta da distribuição da força de corte basal pelos pisos através da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \times \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (23)$$

em que, m_i é a massa de cada piso e s_i é o deslocamento desta no modo de vibração fundamental. Uma vez que existem duas excentricidades (bem como duas forças de corte basal), vão resultar dois momentos torsesores distintos. Apenas considerou-se o momento torsor accidental maior. Assim, foram obtidos os resultados que se apresentam na tabela 43:

Tabela 43 - Momentos torsesores acidentais

Piso	M_{máx} [KNm]			
	Edifício sem juntas	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3
7	7366,7	2804,1	109,3	162,8
6	7839,5	2978,9	113,0	182,6
5	6545,5	2481,9	90,7	159,7
4	5213,8	1990,3	68,2	136,9
3	3938,7	1511,7	46,5	114,1
2	2729,7	1059,2	32,7	91,3
1	1634,0	659,1	16,7	68,5

Todos os valores que constam na tabela 43 foram adicionados aos respetivos modelos.

6.6 Controlo de deslocamentos

6.6.1 Limitação de danos

Conforme enunciado na *EN1998-1 art.º 2.1*, a estrutura de um edifício deve ser projetada de forma a resistir a um sismo sem a ocorrência de danos excessivos. Para tal é necessário verificar se o deslocamento entre pisos cumpre o limite estabelecido no *art.º 4.4.3.2*:

$$d_{r.v} \leq 0,005h \quad (24)$$

Uma vez que o projecto de arquitetura prevê grandes vidraças nas fachadas (elementos frágeis), foi utilizado para limite de deslocamento entre pisos 0,5% da altura entre pisos. De salientar que esta verificação está associada a um sismo com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo. Isso é tido em conta com o coeficiente de redução ν , que toma o valor de 0,4 para a ação sísmica do tipo 1 (condicionante). Os deslocamentos retirados do programa SAP2000 têm ainda de ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento, para que se obtenha o seu valor real.

Apenas se apresenta a verificação para o edifício sem juntas, estando as restantes verificações para os blocos independentes apresentadas no anexo 5.

Tabela 44 - Limitação de danos (direção x)

Direção x (q = 2,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	56,3	112,5	13,3	5,3	15,0	✓
6		49,6	99,2	14,9	6,0		✓
5		42,2	84,3	17,5	7,0		✓
4		33,4	66,8	14,4	5,8		✓
3		26,2	52,4	16,1	6,4		✓
2		18,1	36,3	15,2	6,1		✓
1		10,5	21,1	13,8	5,5		✓
0		3,6	7,3	7,3	2,9		✓

Tabela 45 - Limitação de danos (direção y)

Direção y (q = 2,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	53,4	106,7	13,6	5,4	15,0	✓
6		46,6	93,2	14,2	5,7		✓
5		39,5	79,0	14,4	5,8		✓
4		32,3	64,5	14,8	5,9		✓
3		24,9	49,8	14,3	5,7		✓
2		17,7	35,4	13,4	5,4		✓
1		11,0	22,0	12,7	5,1		✓
0		4,7	9,3	9,3	3,7		✓

Como se pode observar o deslocamento relativo entre pisos no edifício sem juntas cumpre o limite estabelecido no EC8. Apresenta-se de seguida, nas figuras 24 e 25, a evolução dos deslocamentos em altura em cada estrutura.

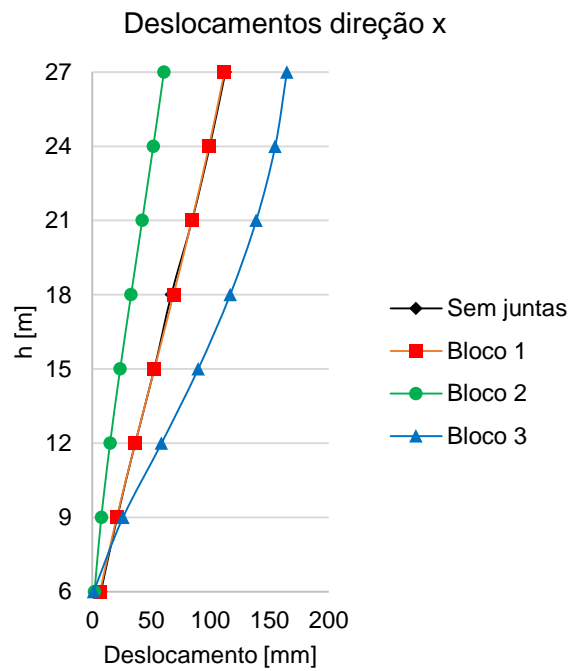


Figura 24 - Deslocamentos segundo x em altura

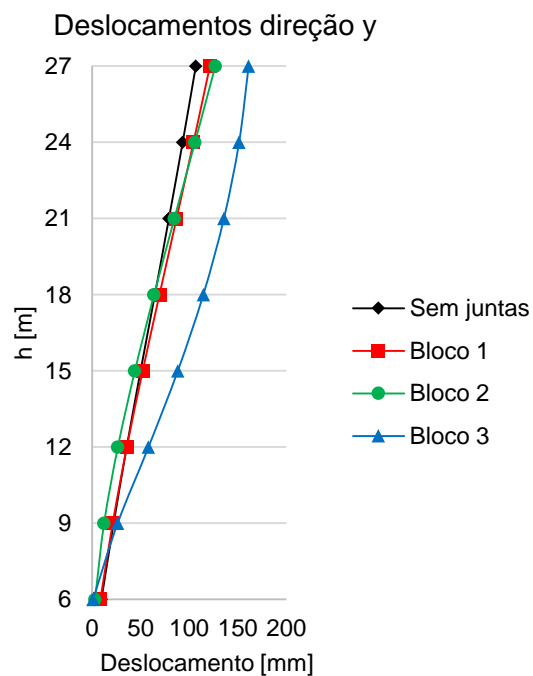


Figura 25 - Deslocamentos segundo y em altura

Como se pode constatar, o comportamento do bloco 1 é muito semelhante ao comportamento do edifício total sem juntas. O bloco 2 apresenta menores deslocamentos pois é o que apresenta maior rigidez. Já o bloco 3, tratando-se de uma estrutura porticada, apresenta uma rigidez menor e como tal, deslocamentos maiores.

Note-se que as diferentes configurações deformadas estão relacionadas com o tipo de sistema estrutural respetivo. Este assunto será abordado em 6.6.8.

Todas as unidades estruturais cumprem o requisito de limitação de danos.

6.6.2 Cálculo da junta sísmica

Como já foi anteriormente referido, os deslocamentos sísmicos devem ser controlados, de forma a evitar o choque entre os blocos independentes. No presente capítulo é apresentado o cálculo da dimensão das juntas sísmicas.

Importa relembrar, através da figura 26, a posição dos blocos estruturais independentes, bem como a designação atribuída às duas juntas:

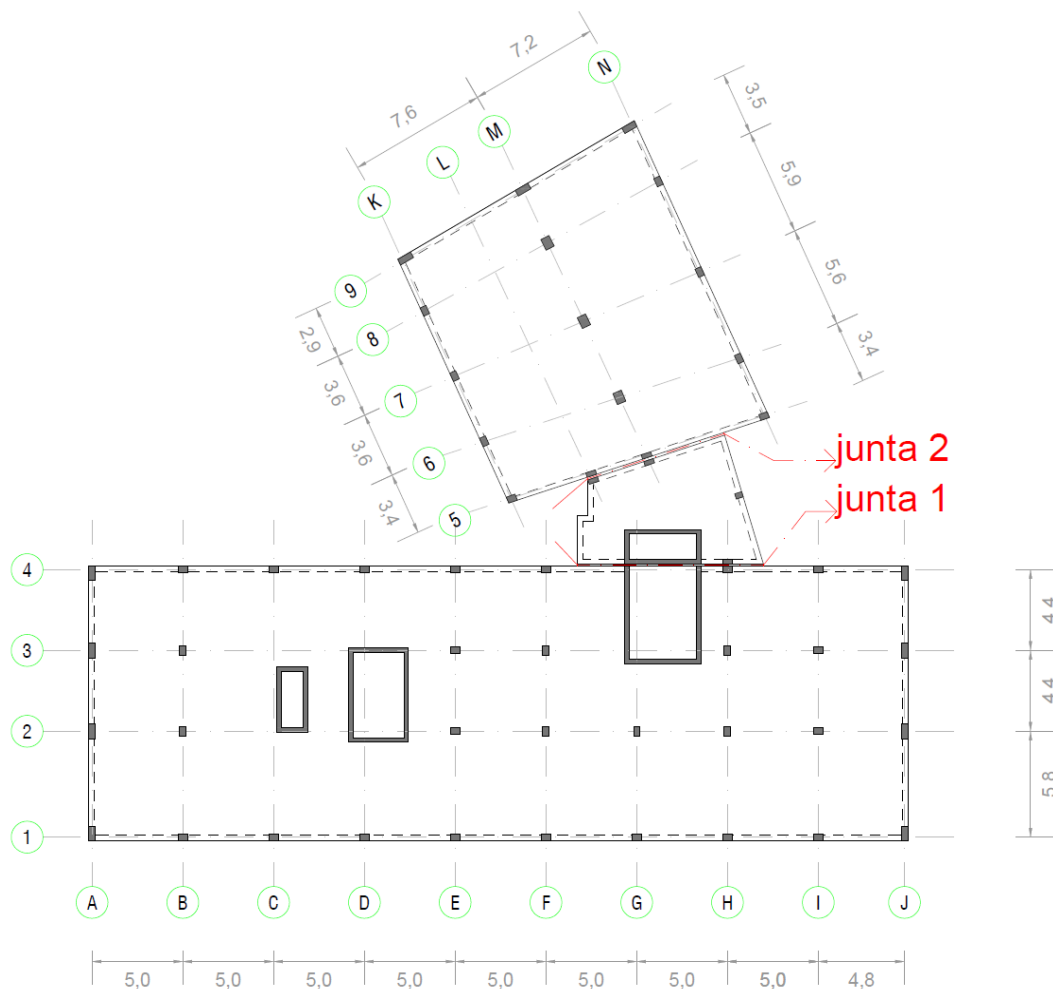


Figura 26 - Posição e designação das juntas estruturais

Como se pode observar, a junta 1 separa o bloco 1 do bloco 2. A junta 2 separa o bloco 2 do bloco 3.

Como já foi referido no capítulo 3 do presente trabalho, a distância entre os blocos adjacentes tem de ser superior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos máximos dos mesmos blocos. Uma vez que todos os pisos estão ao mesmo nível, a distância de junta calculada pode ser reduzida em 30%.

Para a junta 1 foram obtidos os seguintes valores:

Tabela 46 - Cálculo da junta 1

Junta estrutural 1			
$d_{\text{bloco 1}}$ [cm]	$d_{\text{bloco 2}}$ [cm]	Δ [cm]	70% Δ [cm]
9,5	4,7	10,6	7,4

Para a junta 2, os deslocamentos retirados do SAP2000 (U_1 e U_2) têm de ser projetados segunda a direção normal da junta (U_2'), como se pode perceber pela figura 27.

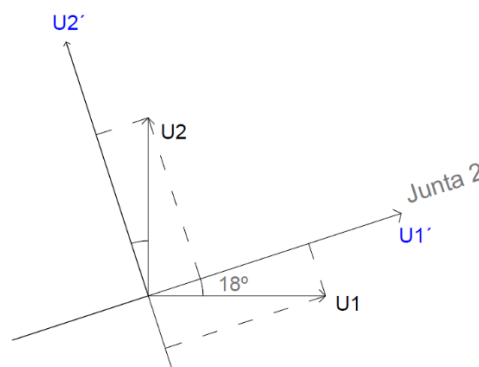


Figura 27 - Projeção de deslocamentos

$$U_2' = U_2 \cos(18) - U_1 \sin(18) \quad (25)$$

Aplicando então a equação (25) foram obtidos os seguintes valores para a dimensão da junta 2:

Tabela 47 - Cálculo da junta 2

Junta estrutural 2			
$d_{\text{bloco 2}}$ [cm]	$d_{\text{bloco 3}}$ [cm]	Δ [cm]	70% Δ [cm]
11,2	13,2	17,3	12,1

Pode-se constatar que a junta estrutural 2 tem de ser maior que a junta 1. Isto acontece devido ao bloco 3 ser relativamente menos rígido que os restantes.

Para efeitos de projeto definir-se-ia, por exemplo, 10 cm para a junta 1, e 15 cm para a junta 2.

6.6.3 Sensibilidade a efeitos de segunda ordem (P-Δ)

De acordo com a *EN1998-1 art.º 4.4.2.2*, não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P-Δ) se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0,10 \quad (26)$$

em que:

- θ é o coeficiente de sensibilidade;
- P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo o próprio;
- V_{tot} é a força de corte que atua no piso;
- d_r é deslocamento relativo entre pisos;
- h é a altura entre pisos;

De seguida, na tabela 48, apresenta-se o cálculo do coeficiente de sensibilidade para o edifício sem juntas. O coeficiente para os blocos independentes encontra-se no anexo 6.

Tabela 48 - Sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (Edifício sem juntas)

Edifício sem juntas								
Piso	P_{tot} [kN]	d_{rx} [mm]	d_{ry} [mm]	V_{totx} [kN]	V_{toty} [kN]	h [m]	θ_x	θ_y
7	7475,2	13,3	13,6	2728,5	3401,1	3,0	0,012	0,010
6	16628,1	14,9	14,2	5659,7	7020,4		0,015	0,011
5	25781,0	17,5	14,4	8148,9	10042,4		0,018	0,012
4	34934,0	14,4	14,8	10173,6	12449,5		0,017	0,014
3	44086,9	16,1	14,3	11711,1	14267,9		0,020	0,015
2	53239,9	15,2	13,4	12768,1	15528,1		0,021	0,015
1	62392,8	13,8	12,7	13372,8	16282,5		0,021	0,016

Para o caso do edifício sem juntas, do bloco 1 e do bloco 2, o coeficiente de sensibilidade é sempre inferior a 0,10. Desta forma não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem.

No caso do bloco 3, o coeficiente de sensibilidade ultrapassa o valor 0,10. Os efeitos de segunda ordem foram então avaliados de forma aproximada multiplicando os esforços sísmicos por um fator de 1,20, de acordo com o *art.º 4.4.2.2 (3) da EN1998-1*.

Tabela 49 - Síntese da análise da sensibilidade aos efeitos de segunda ordem

Estrutura	Efeitos de 2º ordem
Edifício sem junta	Não considerar
Bloco 1	Não considerar
Edifício com junta	Não considerar
Bloco 2	Não considerar
Bloco 3	Considerar – majoração de esforços sísmicos em 20%

6.6.4 Considerações – Interação pórtico/paredes

Como já foi referido, ao introduzir juntas no edifício em estudo, a estrutura ficou dividida em três sistemas independentes.

Uma vez que a junta estrutural dividiu o edifício em diferentes blocos com comportamentos distintos, pretende-se agora comparar as respetivas configurações deformadas devido à ação sísmica.

No capítulo 6.3 os sistemas estruturais em estudo foram classificados segundo as definições do art.º 5.1.2 da EN1998-1:

Tabela 50 - Classificação dos sistemas estruturais

Estrutura	Classificação
Edifício sem juntas	Torsionalmente flexível
Edifício com juntas	Bloco 1 Sistema misto equivalente a paredes
	Bloco 2 Sistema de paredes
	Bloco 3 Sistema porticado

A deformação dos pórticos e das paredes é, ao longo da sua altura, diferente. De seguida, na figura 28, apresenta-se os deslocamentos em altura do bloco 3 (estrutura porticada) devido à ação sísmica:

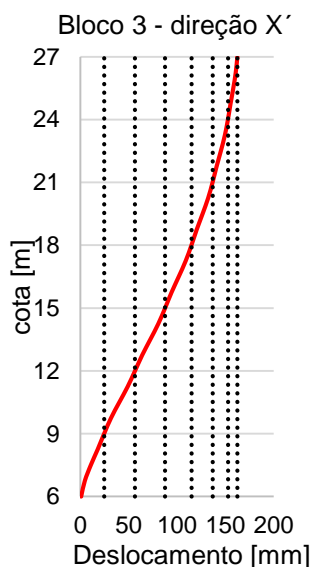


Figura 28 - Deformação em altura do bloco 3

As linhas a tracejado marcam o deslocamento ao nível de cada piso.

Como se pode observar na figura 28, para uma estrutura porticada como o bloco 3, os deslocamentos relativos entre pisos, diminuem em altura. Isto acontece, pois há medida que se

sobe em altura, os pilares da estrutura porticada têm de suportar menos força de corte. Daqui se conclui que os pilares mais solicitados serão os da base do edifício.

Analisando agora o bloco 2, uma estrutura de paredes, esta apresenta uma deformada diferente. De seguida, na figura 29, apresenta-se os deslocamentos em altura do bloco 2.

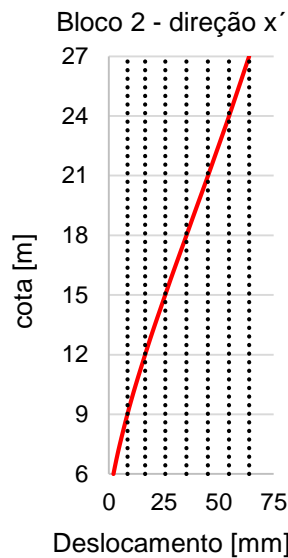


Figura 29 - Deformação em altura do bloco 2

Como se pode constatar, a deformação das paredes é semelhante à deformação de uma consola. Neste caso, observando o sentido da curvatura da parede, conclui-se que os deslocamentos entre pisos aumentam em altura, ao contrário do que acontece no sistema porticado.

Por fim analisou-se o bloco 1, classificado como sistema estrutural misto. Neste caso, tanto as paredes como os pórticos deste edifício terão de apresentar deslocamentos iguais. A laje dos pisos “liga” ambos os sistemas. Desta forma, segundo *Lopes, M. (2008)*, surgem as designadas forças de interação pois:

- Nos pisos inferiores as paredes reduzem os deslocamentos dos pórticos;
- Nos pisos superiores os pórticos atenuam os deslocamentos das paredes;

Isto leva a uma distribuição uniforme de deslocamentos e, por conseguinte, de esforços ao longo da altura do bloco 1.

Apresenta-se de seguida, na figura 30, o deslocamento segundo x do bloco 1:

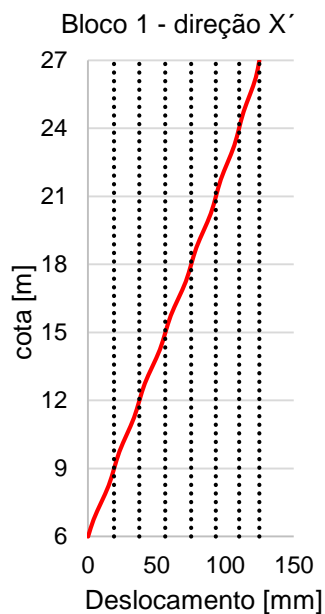


Figura 30 - Deformação em altura do bloco 1

Como se pode observar, os deslocamentos relativos entre pisos não variam significativamente em altura.

Tabela 51 - Evolução dos deslocamentos em altura

Estrutura	Classificação	Deslocamento relativo entre pisos	
Edifício sem juntas	Torsionalmente flexível	+/- Constante em altura	
Bloco 1	Sistema misto	+/- Constante em altura	
Edifício com juntas	Bloco 2	Sistema de paredes	Máximo no topo
Bloco 3	Sistema porticado	Máximo na base	

VII. Dimensionamento

Uma vez analisada a estrutura e obtidos os esforços nos diversos elementos estruturais para cada uma das ações consideradas, é necessário calcular a armadura que garante que os esforços resistentes são superiores aos atuantes. Os esforços atuantes foram obtidos por aplicação das combinações de ações definidas na *EN1990*.

No presente capítulo procede-se à demonstração de verificação de segurança aos estados limites últimos (ELU) através de um dimensionamento dos principais elementos estruturais. Não se pretende, neste trabalho, fazer uma análise exaustiva de todos os elementos estruturais, mas sim analisar a influência que a adoção de juntas estruturais tem no dimensionamento de certos elementos – pilares e paredes. Assim, é ilustrado na figura 31, as zonas do edifício a analisar:

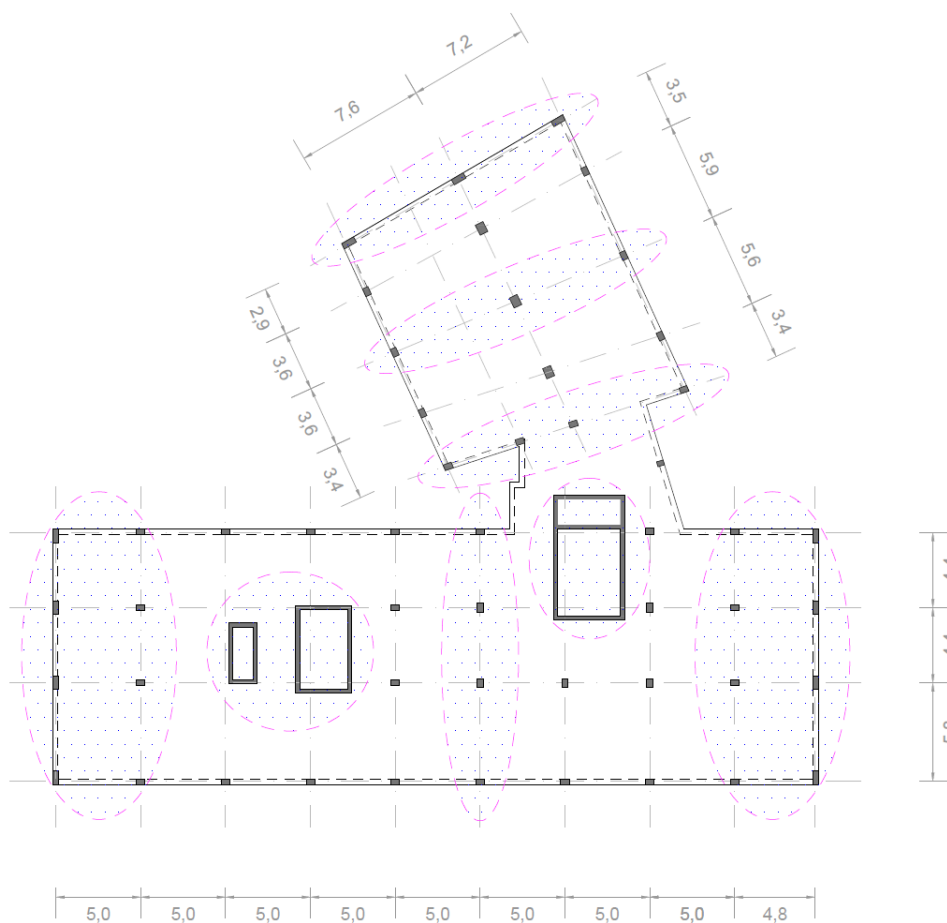


Figura 31 - Zonas do edifício analisadas

De seguida é apresentada a metodologia do dimensionamento de pilares e paredes. As vigas não foram objeto de estudo mas teve de se conhecer os seus momentos resistentes em alguns pontos por forma a dimensionar os pilares segundo os princípios de *capacity design*. Importa referir que o dimensionamento que se segue diz respeito ao edifício sem juntas sísmicas. Todos os restantes resultados (tanto do edifício sem junta, como do edifício com junta) estão em anexo.

7.1 Vigas

O dimensionamento dos pilares exteriores requer o prévio dimensionamento das vigas, razão pela qual foram os primeiros elementos a analisar. De seguida apresenta-se como é calculado o momento resistente das vigas do edifício. Importa referir a localização das secções estudadas, as quais se apresentam na figura 32:

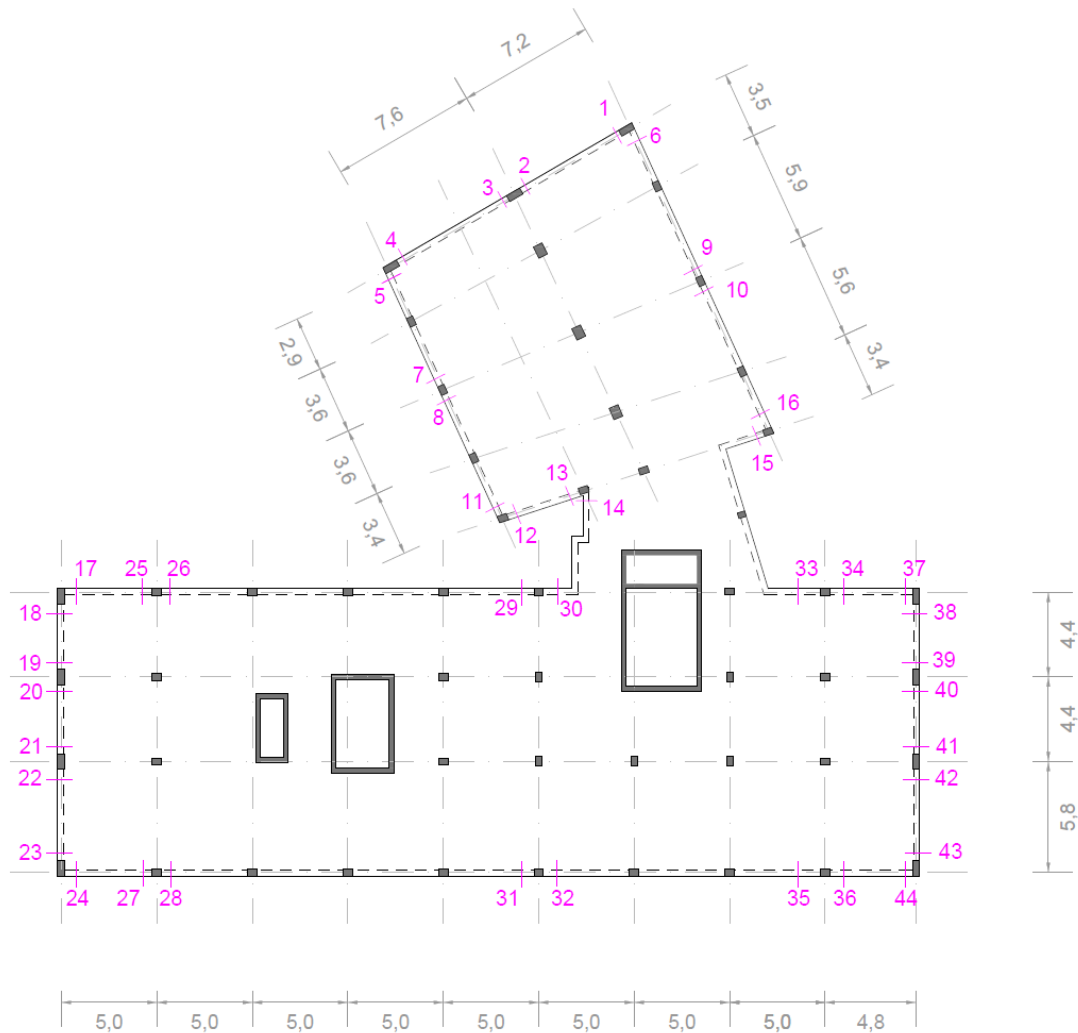


Figura 32 - Secções de viga de bordadura dimensionadas

Os esforços atuantes condicionantes provêm da ação sísmica. Estes foram obtidos a partir da seguinte combinação de ações:

$$G + \psi_2 q \pm \max(E_x + 0,3E_y; 0,3E_x + E_y) \quad (27)$$

De seguida é apresentado o dimensionamento da secção 2 e 3, encontrando-se as restantes secções no anexo 7. Para este nó são considerados os máximos esforços provenientes da secção 2 e 3. Na tabela 52 são apresentados os esforços de dimensionamento (provenientes da combinação de ações sísmica).

Tabela 52 - Esforços de dimensionamento secção 2 e 3 (Edifício sem juntas)

	Secção	M_{ed} [kNm]	$M_{ed,máx}$ [kNm]
M_{ed}^-	2	-424,4	-424,4
	3	-405,2	
M_{ed}^+	2	187,0	222,6
	3	222,6	

Segundo a *EN1998-1 art.º 5.4.3.1.2 (4)*, a armadura da zona de compressão deverá ser no mínimo metade da armadura de tração. De acordo com *Appleton, J. (2013)*, a seguinte expressão fornece um valor aproximado da armadura necessária:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,9df_{yd}} \quad (28)$$

No cálculo das armaduras negativas, tirou-se partido da armadura superior da laje, na largura efetiva da viga definida na *EN1998-1 art.º 5.4.3.1.1*:

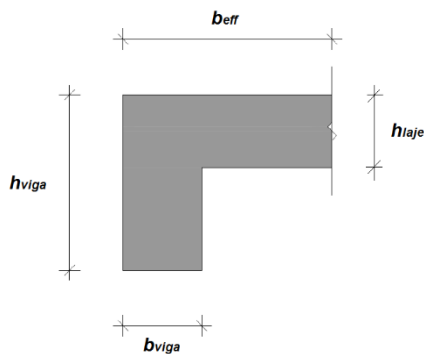


Figura 33 - Largura efetiva de viga

Tabela 53 - Dimensões secção 2 e 3

Dimensões [m]	
b_{viga}	0,30
h_{viga}	0,65
h_{laje}	0,27
b_{eff}	0,80

No dimensionamento foi respeitada a taxa de armadura mínima bem como a taxa de armadura máxima (verificação para ductilidade local).

Na tabela 54 resumem-se os valores de armadura para o nó em estudo (secção 2 e 3):

Tabela 54 - Cálculo da armadura superior e inferior

	$A_{s,necessário}$ [cm ²]	$A_{s,adotado}$	$A_{s,laje}$ [cm ²]	$A_{s,total}$ [cm ²]	ρ
$A_{s,superior}$	17,64	4 Φ 25 (19,63)	2,46	22,10	0,0106
$A_{s,inferior}$	9,25	4 Φ 20 (12,57)	-	12,57	0,0068

Considerando as armaduras adotadas, e utilizando novamente a equação (28) calcularam-se os momentos resistentes positivo e negativo. Este processo foi repetido para as restantes secções em estudo, tanto para o edifício sem juntas, como para o edifício com juntas. Como referido, os

resultados encontram-se no anexo 7. Apresenta-se na tabela 55 os valores obtidos do momento resistente da secção 2/3.

Tabela 55 - Momentos Resistentes

M_{rb}^- [kNm]	445,3
M_{rb}^+ [kNm]	302,5

7.2 Pilares

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento do pilar P2 no caso do edifício sem junta sísmica. Importa referir a localização e designação dos pilares estudados através da figura 34:

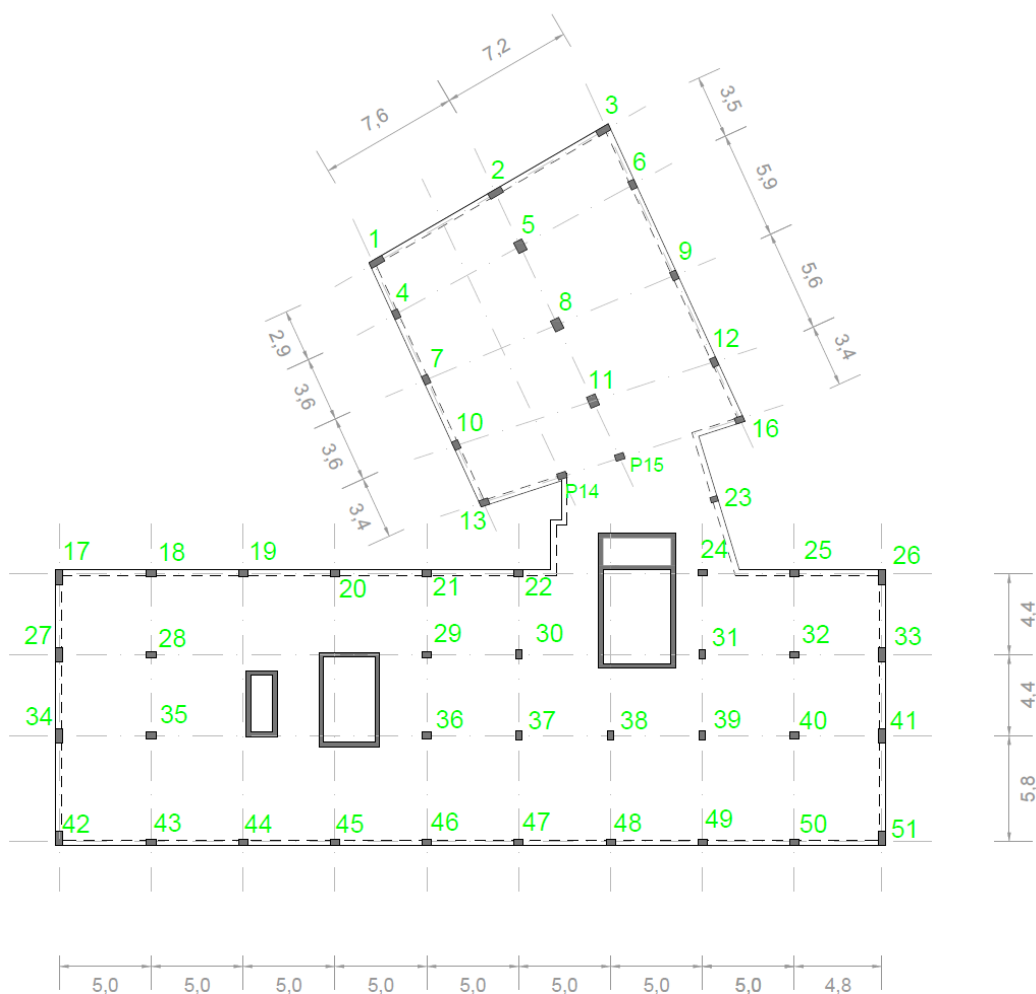


Figura 34 - Designação dos pilares

O resultado do dimensionamento para os restantes pilares encontra-se no anexo 8. Considerando que o pilar P2 tem secção 0,35x0,80 m, apresentam-se, na tabela 56, os esforços na base do pilar P2, no piso 0, para a combinação sísmica de ações:

Tabela 56 - Esforços no pilar P2 para a combinação sísmica

$N_{ed,máx}$ [kN]	$N_{ed,mín}$ [kN]	$M_{ed,x}$ [kNm]	$M_{ed,y}$ [kNm]
-2234	-1421	95,6	663,8

7.2.1 Estado Limite último – Flexão

Segundo os princípios de *capacity design*, deve garantir-se que a formação de rótulas plásticas ocorre nas vigas e não nos pilares (EN1998-1 art.º 4.4.2.3 (4)). Para tal deve considerar-se a relação:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (29)$$

a qual corresponde a considerar um momento resistente nos pilares superior em 30% do valor obtido nas vigas.

No presente caso, constata-se que o dimensionamento do pilar P2 é condicionado pelos esforços obtidos da análise estrutural e não pelos momentos resistentes da viga de bordadura.

Para a verificação de segurança estrutural em pilares à flexão desviada considera-se o esforço normal mínimo pois é a este que corresponde uma menor capacidade resistente. Para que os pilares tenham boa ductilidade quando submetidos às ações sísmicas, o esforço normal reduzido não deve ultrapassar 0,65 (EN1998-1 art.º 5.4.3.2.1 (3)P).

Foi utilizado um programa de cálculo de secções de betão armado XD-CoSec, desenvolvido pela Universidade de Aveiro. Este permite calcular a armadura necessária para a verificação de segurança à flexão desviada. O diagrama de interação obtido no referido programa é apresentado na figura 35.

Tabela 57 - Cálculo da armadura longitudinal do pilar P2

Pilar P2 (80x35)		
$N_{ed,mín}$ [kN]	-1421	
$M_{ed,x}$ [kNm]	95,6	
$M_{ed,y}$ [kNm]	663,8	
v_d	0,254	
μ_x	0,049	
μ_y	0,148	
$A_{s,min}$ (1%) [cm ²]	28	
$A_{s,máx}$ (4%) [cm ²]	112	
$A_{s,adotada}$	6Φ20+6Φ16	
A_s [cm ²]	30,91	
Flexão desviada	$M_{rd,x}$ [kNm]	130,0
	$M_{rd,y}$ [kNm]	680,0
Flexão composta	$M_{rd,x}$ [kNm]	375,4
	$M_{rd,y}$ [kNm]	869,0

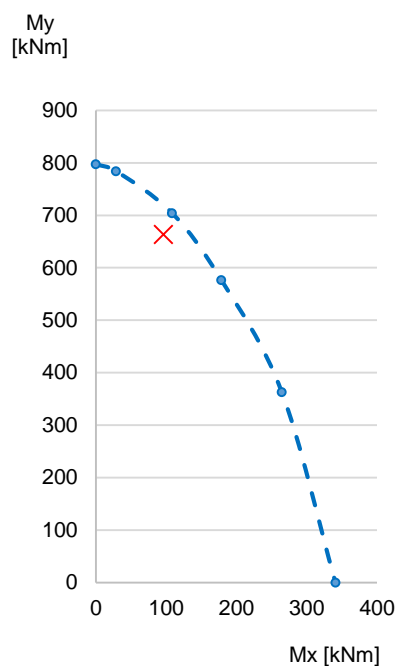


Figura 35 - Diagrama de interação obtido pelo programa XD-CoSec

O momento resistente na situação de flexão composta foi utilizado para calcular a envolvente de esforço transverso, como se apresenta de seguida em 7.2.1.

7.2.1 Estado Limite último – Esforço Transverso

De acordo com a *EN1998-1 art.º 5.4.2.3*, o esforço transverso atuante foi calculado por equilíbrio, admitindo a formação de rótulas plásticas nas extremidades do pilar. Assim, o esforço transverso de cálculo foi determinado pela expressão:

$$V_{ed} = Y_{Rd}(M_{Rc,1} + M_{Rc,2})/l_{cl} \quad (30)$$

em que, $Y_{Rd} = 1,1$ (classe DCM) e l_{cl} é a altura livre do pilar. Os esforços de cálculo para o pilar P2 são apresentados na tabela 58:

Tabela 58 - Esforço transverso de cálculo pilar P2

$V_{ed,x}$ [kN]	488,3
$V_{ed,y}$ [kN]	295,0

Importa referir que o EC8 define, nas extremidades do pilar, uma zona crítica, sendo a restante parte do pilar designada por zona corrente. Em relação à inclinação da biela do mecanismo de Mörsh, considerou-se 45° para a zona crítica e 30° para a zona corrente. De acordo com a EN1992-1-1, a armadura transversal necessária é dada pela equação 31:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{ed}}{z \cdot \cot\theta \cdot f_{yd}} \quad (31)$$

Apresenta-se de seguida, na tabela 59, o dimensionamento da armadura transversal do pilar P2 e a sua pormenorização (em zona crítica) na figura 36:

Tabela 59 - Armadura transversal adotada no pilar P2

		(A _s /s) [cm ²]	(A _s /s) adotado	(A _s /s) [cm ²]
Zona crítica	Direção x	12,83	2RΦ10//0,10	15,70
	Direção y	19,00	2R Φ10//0,10 + 3R Φ8//0,10	30,70
Zona corrente	Direção x	9,48	2RΦ10//0,15	10,48
	Direção y	14,04	2R Φ10//0,15 + 3R Φ8//0,15	20,53

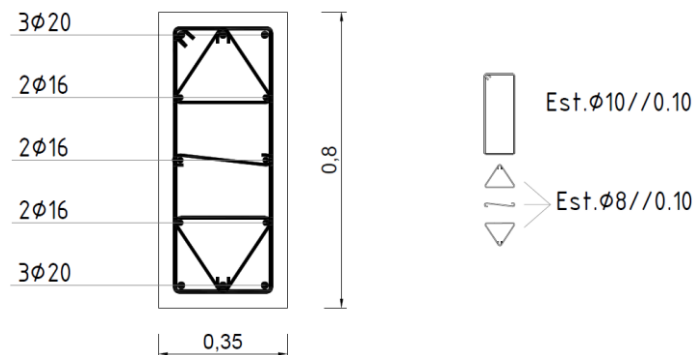


Figura 36 - Pormenor da zona crítica do pilar P2

7.2.3 Confinamento

O betão ao estar confinado aumenta a sua extensão última, o que por sua vez permite ao aço atingir maiores extensões também. Assim, o confinamento das zonas críticas dos elementos verticais permite melhorar a ductilidade da estrutura.

A EN1998-1 art.º 5.4.3.2.2 propõe a seguinte expressão para verificação do confinamento na zona crítica de pilares:

$$\alpha\omega_{\omega d} \geq 30\mu_{\phi}v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (32)$$

em que:

- $\omega_{\omega d}$ - taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica;
- μ_{ϕ} - valor necessário do fator de ductilidade em curvatura, definido pela equação 33, onde q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento e T_1 é o período fundamental da estrutura;

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 2q_0 - 1, & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(2q_0 - 1)T_c/T_1, & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \quad (33)$$

- $\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
- h_c - altura bruta da secção;
- h_0 - altura do núcleo confinado;
- b_c - largura bruta da secção transversal;
- b_0 - largura do núcleo confinado;
- α - coeficiente de eficácia de confinamento;

A armadura considerada na verificação é a armadura de esforço transverso. Na tabela 60 é apresentada a verificação de confinamento na zona crítica do pilar P2. As restantes verificações encontram-se no anexo 9.

Tabela 60 - Síntese da verificação de confinamento na zona crítica do pilar P2

l_{cr} [m]	0,8
s_{max} [mm]	135
$\mu\phi$	3,0
b_0 [m]	0,27
h_0 [m]	0,72
$\varepsilon_{sy,d}$	0,002175
v_d	0,40
α_n	0,760
α_s	0,758
α	0,576
$\omega_{\omega d}$	0,262
$\alpha \cdot \omega_{\omega d}$	0,151 ✓
$\alpha \cdot \omega_{\omega d, min}$	0,066

7.3 Paredes

O edifício em estudo possui três núcleos. Apresenta-se, na figura 37, a sua posição e designação para a situação em que o edifício não tem juntas estruturais:

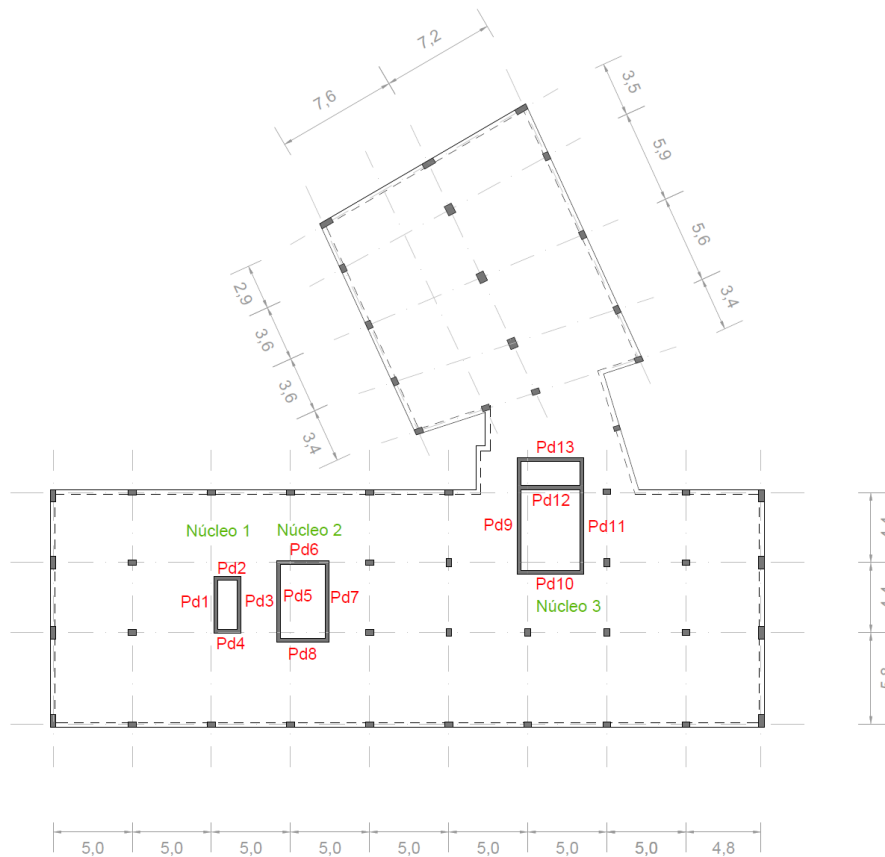


Figura 37 - Paredes estruturais

No presente capítulo será apresentada o dimensionamento da parede Pd1, cuja maior dimensão é segundo y. Os restantes resultados obtidos, tanto para o edifício sem juntas como para o edifício com juntas encontra-se no anexo 10.

7.3.1 Estado Limite último – Flexão

Segundo a *EN1998-1 art.º 5.4.3.4.1 (2)*, para que as paredes funcionem em boas condições de ductilidade, o esforço axial reduzido nas paredes estruturais deve ser inferior a 0,4:

Tabela 61 - Esforço axial reduzido parede Pd1

Piso 0	Dim x [m]	Dim y [m]	$N_{ed,máx}$ [kN]	V_d
Pd1	0,25	3,6	4244	0,24

Uma vez que o esforço axial reduzido é superior a 0,15, o *art.º 5.4.3.4.2 (12)* recomenda a definição de zonas críticas. Estas são definidas por uma altura crítica, h_{cr} , e por um comprimento l_c . A altura crítica foi definida de acordo com o *art.º 5.4.3.4.2 (1)*:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} \leq \begin{cases} 2l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (34)$$

em que l_w é o comprimento da parede, h_w é a altura da parede, e h_s é a altura livre do piso. Aplicando a expressão 34 à parede Pd1:

Tabela 62 - Altura crítica da parede Pd1

l_w [m]	h_w [m]	h_s [m]	h_{cr} [m]
3,1	21,0	2,8	3,5

Em relação ao comprimento l_c , este foi determinado de acordo com o art.º5.4.3.4.2 (6):

$$l_c \geq \min(0,15l_w; 1,50b_w) \quad (35)$$

Atribuindo um valor a l_c , foi possível estimar o braço interno z , entre pilares fictícios, que vai resistir às cargas atuantes, como se ilustra na figura 38. A armadura principal calculou-se através da seguinte forma:

$$A_s = \frac{\frac{M_{ed}}{z} - \frac{N_{ed}}{2}}{f_{yd}} \quad (36)$$

De salientar que se considerou a situação de compressão mínima. Para a armadura vertical da zona entre pilares fictícios utilizou-se a taxa mínima de 0,2% recomendada na EN1992-1-1 art.º 9.6.2 (1).

Na tabela 63 apresentam-se os resultados obtidos para a parede Pd1. Os resultados para as restantes paredes, encontra-se no anexo 10.

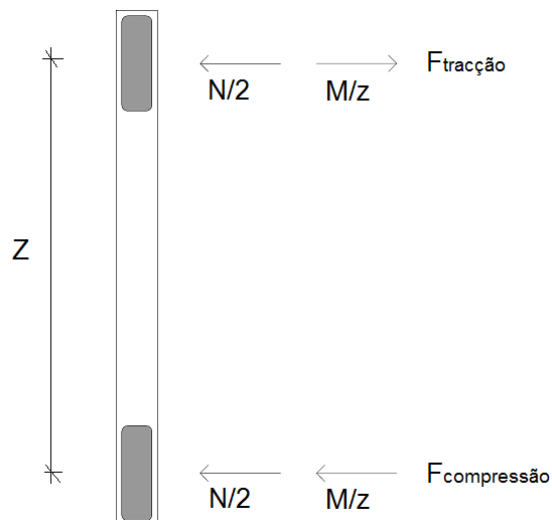


Figura 38 - Pilares fictícios e braço de flexão

Tabela 63 - Armadura longitudinal da parede Pd1

l_c [m]	0,55
Z [m]	2,55
$A_{sv, alma}$ (0,2%)	$\Phi 10//0,20$
$N_{ed,min}$ [kN]	1135,9
$M_{ed,x}$ [kNm]	3375,4
$F_{tracção}$ [kN]	1891,6
$A_{s,necessário}$ [cm ²]	43,51
Adotar:	10 $\Phi 25$
$A_{s,adotada}$ [cm ²]	49,10
$A_{s,min}$ (0,5%) [cm ²]	6,88
$A_{s,max}$ (4%) [cm ²]	55,00

7.3.2 Estado Limite último – Esforço Transverso

Para o cálculo das armaduras transversais das paredes, conforme a *EN1998-1 art.º 5.4.2.4*, o esforço transverso foi majorado de 50%. Verificou-se a resistência à rotura das bielas comprimidas e calculou-se a armadura transversal necessária através da equação (31). No dimensionamento admitiu-se uma inclinação de 45° na biela comprimida.

De salientar que a armadura calculada em 7.3.3 para garantir o confinamento não é tida em conta para resistir ao esforço transverso.

De seguida apresenta-se na tabela 64 a verificação de segurança da parede em análise, Pd1. Os restantes valores para as restantes paredes encontram-se no anexo 10.

Tabela 64 - Armadura transversal parede Pd1

$V_{ed,y}$ [kN]	1106,1
$V_{ed',y}$ [kN]	1659,1
$V_{rd,máx}$ [kN]	3216,1
$A_{s/s}$ [cm ² /m]	11,87
Adotar:	2R $\Phi 10//0,10$
$A_{s/s, adotado}$ [cm ² /m]	15,7

7.3.3 Confinamento

No dimensionamento das paredes dúcteis, teve-se o cuidado de garantir um adequado confinamento dos pilares fictícios. Para tal, em cada parede, verificou-se a seguinte condição (*EN1998-1 art.º 5.4.3.4.2 (4)*):

$$\alpha \omega_{\omega d} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + w_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (37)$$

Cujos parâmetros já foram definidos em 7.2.3, à exceção de w_v que representa a taxa mecânica das armaduras verticais da alma.

Importa referir que o *art.º 5.4.3.2.2 (11)* impõe um espaçamento máximo entre cintas que se revela pouco prático – 86 mm. Foram então adotadas cintas interiores $\Phi 8//0,075$.

Apresenta-se na tabela 65 a verificação de confinamento nas zonas críticas da parede Pd1. As restantes verificações para as outras paredes encontram-se no anexo 11.

Tabela 65 - Síntese da verificação do confinamento da parede Pd1

h_{cr} [m]	3,5
S_{max} [mm]	86
μ_{Φ}	3,0
b_0 [mm]	172
h_0 [mm]	562
$\epsilon_{sy,d}$	0,002175
v_d	0,27
α_n	0,600
α_s	0,817
α	0,490
$\omega_{\omega d}$	0,356
$\alpha \cdot \omega_{\omega d}$	0,116 ✓
$\alpha \cdot \omega_{\omega d, min}$	0,062

7.4 Comparação de resultados

Como já foi referido, foram dimensionados pilares e paredes estruturais. Relembra-se que para seguir os princípios de *capacity design* foi necessário calcular os momentos resistentes das vigas de bordadura. O dimensionamento realizou-se para a situação do edifício possuir juntas estruturais e para a situação de as não possuir. No presente capítulo procede-se à comparação dos resultados obtidos. Excluem-se da presente comparação os elementos que tiveram de ser duplicados por se encontrar ao longo da junta sísmica.

Começando pelas vigas, verificou-se que com a introdução de juntas sísmicas, os esforços de dimensionamento são significativamente menores.

Na tabela 66, apresenta-se os esforços de dimensionamento, provenientes da combinação de ações sísmica, para as duas situações em estudo. A percentagem representa a redução de esforço atuante em relação à situação do edifício não possuir juntas. Valores negativos indicam que ocorreu um aumento de esforço com a introdução da junta sísmica.

Tabela 66 - Comparação de momentos atuantes nas vigas para a combinação sísmica

Secção Viga	SEM JUNTAS		COM JUNTAS		Redução M_{ed} (%)	
	M_{ed}^+ [kNm]	M_{ed}^- [kNm]	M_{ed}^+ [kNm]	M_{ed}^- [kNm]	M_{ed}^+	M_{ed}^-
1	205	-399,2	144,5	-338,8	30%	15%
2-3	222,6	-424,4	154,1	-316,4	31%	25%
4	192,9	-452,8	123,3	-352,9	36%	22%
5	56,9	-181,9	106,9	-221,5	-88%	-22%
6	141,5	-187,3	181,1	-206,4	-28%	-10%
7-8	89,9	-117,6	137,6	-137,3	-53%	-17%
9-10	76,5	-176,6	106,1	-202,7	-39%	-15%
11	71,9	-123	91,8	-158,8	-28%	-29%
12	111,5	-191,4	166,2	-215,6	-49%	-13%
15	38,7	-181,3	112,4	-217,3	-190%	-20%
16	133	-168,6	157,5	-192,8	-18%	-14%
17	48	-186,9	4,9	-143,2	90%	23%
18	231,8	-307	119,2	-188,5	49%	39%
19-20	226,1	-277,4	125,6	-167,4	44%	40%
21-22	225,3	-281,5	123,3	-168,6	45%	40%
23	155,2	-290,5	59,6	-197,2	62%	32%
24	46,6	-202,1	6,6	-167,7	86%	17%
25-26	94,4	-151,8	55,1	-105,2	42%	31%
27-28	100,4	-152,9	72,5	-118,6	28%	22%
29-30	167,5	-212,2	104,5	-107,7	38%	49%
31-32	70,2	-158,1	45,6	-119,2	35%	25%
33-34	94,5	-198,6	63,2	-120,5	33%	39%
35-36	102	-150,5	70,6	-108,1	31%	28%
37	95,1	-154,3	42,7	-118,4	55%	23%
38	236,2	-299,7	133,5	-149,1	43%	50%
39-40	230,2	-286,8	138,9	-179,7	40%	37%
41-42	230,9	-293,5	92,1	-185,9	60%	37%
43	163,9	-294	36,3	-208,4	78%	29%
44	66,2	-192,8	30,1	-149,7	55%	22%

Como se pode observar, quase todas as secções ficam menos solicitadas com a introdução de junta sísmica. Pode-se concluir que, em média, o momento fletor de dimensionamento foi reduzido em 18% com a introdução de junta sísmica.

De seguida analisou-se o efeito que as juntas tiveram na quantidade armadura necessária à verificação de segurança das secções em análise. Na tabela 67 apresenta-se a comparação de percentagens de armadura superiores e inferiores.

Tabela 67 - Comparação de taxas de armadura longitudinal nas vigas

Secção	SEM JUNTAS		COM JUNTAS		Redução ρ (%)	
	$A_{s,inf} (\rho')$	$A_{s,sup} (\rho)$	$A_{s,inf} (\rho')$	$A_{s,sup} (\rho)$	$A_{s,inf} (%)$	$A_{s,sup} (%)$
1	0,007	0,011	0,004	0,007	36%	36%
2-3	0,007	0,011	0,004	0,007	36%	48%
4	0,007	0,011	0,004	0,007	36%	36%
5	0,005	0,005	0,005	0,005	0%	0%
6	0,005	0,005	0,005	0,005	0%	0%
7-8	0,005	0,005	0,005	0,003	0%	44%
9-10	0,005	0,005	0,003	0,005	44%	0%
11	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
12	0,005	0,005	0,005	0,005	0%	0%
15	0,005	0,005	0,005	0,005	0%	0%
16	0,005	0,005	0,005	0,005	0%	44%
17	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
18	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
19-20	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
21-22	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
23	0,005	0,008	0,005	0,005	0%	36%
24	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
25-26	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
27-28	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
29-30	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
31-32	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
33-34	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
35-36	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
37	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%
38	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
39-40	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
41-42	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
43	0,008	0,008	0,005	0,005	36%	36%
44	0,005	0,005	0,003	0,003	44%	44%

Quase todas as secções necessitam de menos armadura com a introdução de junta sísmica. Conclui-se que, em média, tanto a percentagem de armadura superior como inferior foram reduzidas cerca de 30%.

Em relação aos pilares, também se constatou uma redução de esforços atuantes após introdução de junta sísmica no edifício, para a combinação de ações sísmica. Os esforços de dimensionamento dos pilares encontram-se no anexo 8.

De seguida apresenta-se na tabela 68 a comparação de armaduras longitudinais adotadas nos pilares analisados.

Tabela 68 - Comparação de taxas de armadura longitudinal nos pilares

Pilar	SEM JUNTAS		COM JUNTAS		Redução ρ (%)
	$A_{s,adopt.}$	ρ	$A_{s,adopt.}$	ρ	
P1	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P2	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P3	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P7	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P8	8Φ20+4Φ16	0,010	8Φ20+4Φ16	0,010	0%
P9	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P16	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P17	6Φ25+6Φ20	0,017	6Φ20+6Φ16	0,011	36%
P18	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P22	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P25	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P26	6Φ25+6Φ20	0,017	6Φ20+6Φ16	0,011	36%
P27	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P28	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P30	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P32	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P33	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P34	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P35	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P37	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P40	10Φ16	0,011	10Φ16	0,011	0%
P41	6Φ20+6Φ16	0,011	6Φ20+6Φ16	0,011	0%
P42	6Φ25+6Φ20	0,017	6Φ20+6Φ16	0,011	36%
P43	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P47	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P50	6Φ20+4Φ16	0,015	10Φ16	0,011	25%
P51	6Φ25+6Φ20	0,017	6Φ20+6Φ16	0,011	36%

Como se pode observar, com a introdução das juntas, existe uma redução de armadura longitudinal em alguns pilares, mas não todos. Apesar de estarem menos solicitados sismicamente e necessitarem de menos armadura, são condicionados pelo critério de armadura mínima $\rho_{min} = 1\%$. Conclui-se que, em média, a armadura longitudinal dos pilares foi reduzida em 14%.

Em relação às armaduras transversais dos pilares verificou-se que a diminuição de armadura longitudinal nos pilares leva a menores momentos resistentes e como tal, a menores esforços transversos de cálculo (dimensionamento por capacidade resistente). No entanto, segundo a *EN1998-1 art.º 5.4.3.2.2*, é necessário garantir que a armadura transversal dos pilares providencie um confinamento adequado à zona crítica dos mesmos.

A verificação do confinamento nas zonas críticas depende, em parte, do fator de ductilidade que por sua vez é tanto maior quanto maior for o coeficiente de comportamento da estrutura. O fator de ductilidade μ_ϕ representa a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento

resistente e a curvatura de cedência (*art.º5.2.3.4 (3)*). Como tal, estruturas com maiores capacidades de explorar a ductilidade têm maiores fatores de ductilidade associados.

Constatou-se então que os blocos independentes passaram a ter elevadas exigências de confinamento nas zonas críticas dos pilares. Para contabilizar esta maior exigência calculou-se, para cada pilar e cada sistema estrutural, a taxa mecânica de cintas, w_{wd} , necessária para obter um adequado confinamento. Foi utilizada a equação (32) pondo em evidência w_{wd} .

Tabela 69 - Taxa mecânica volumétrica de cintas necessária para garantir o confinamento nos pilares do edifício com juntas e sem juntas

Pilar	Edifício sem juntas	Edifício com juntas	$\omega_{\omega d 1} / \omega_{\omega d 2}$
	$\omega_{\omega d 2}$	$\omega_{\omega d 1}$	
P1	0,105	0,259	2,46
P2	0,115	0,285	2,47
P3	0,073	0,214	2,93
P7	0,136	0,353	2,59
P8	0,061	0,336	5,46
P9	0,180	0,425	2,37
P16	0,120	0,258	2,16
P17	0,078	0,163	2,09
P18	0,114	0,257	2,26
P22	0,121	0,271	2,25
P25	0,128	0,270	2,11
P26	0,055	0,138	2,54
P27	0,052	0,143	2,77
P28	0,146	0,351	2,41
P30	0,121	0,298	2,45
P32	0,130	0,329	2,53
P33	0,050	0,145	2,89
P34	0,077	0,196	2,54
P35	0,181	0,423	2,34
P37	0,183	0,432	2,36
P40	0,171	0,427	2,49
P41	0,071	0,193	2,71
P42	0,070	0,176	2,51
P43	0,133	0,307	2,32
P47	0,142	0,335	2,36
P50	0,121	0,292	2,41
P51	0,062	0,171	2,77

Como se pode constatar a taxa de cintas necessária para garantir o confinamento da zona crítica dos pilares aumentou significativamente no edifício com juntas – em média 2,6 vezes mais. Esta situação levou ao aumento de armadura transversal na zona crítica dos pilares do edifício com juntas. A armadura adotada nos pilares do edifício sem junta e com junta encontra-se no anexo 8. Por fim resta analisar o efeito da junta sísmica nas paredes estruturais. Apresenta-se de seguida, na tabela 70, os esforços provenientes da análise sísmica para o edifício sem juntas e com juntas.

Tabela 70 - Comparação de esforços nas paredes (combinação sísmica)

Parede	N _{ed,máx} [kN]		N _{ed,min} [kN]		V _{ed} [kN]		M _{ed} [kNm]	
	SEM JUNTAS	COM JUNTAS	SEM JUNTAS	COM JUNTAS	SEM JUNTAS	COM JUNTAS	SEM JUNTAS	COM JUNTAS
Pd1	-4244	-3154,4	1135,9	38,3	1106,1	630,6	3375,4	1401,0
Pd2	-2971	-1948,1	812,8	586,3	621,4	395,7	1173,7	363,4
Pd3	-2921	-2400,6	-238,5	-1329,1	817,7	447,2	2597,5	2102,3
Pd4	-2996	-2080,8	901,2	473,1	637,8	417,5	1222,2	335,8
Pd5	-6460	-4732,6	1846,4	185,7	1870,9	960,1	5383,6	2060,5
Pd6	-5699	-3814,6	1010,4	1238,3	1604,4	972,2	3885,8	942,1
Pd7	-7565	-5406,2	2817,4	754,3	1563,6	854,5	3568,3	1113,4
Pd8	-6098	-4297,7	807,6	951,9	1688,6	1188,2	4155,3	831,7
Pd10	-7182,8	-5446,2	3427,7	1939,2	1923,6	1640,7	2471,2	1513,4
Pd12	-3307	-4021,8	-1045,6	2620,7	1970,5	256,4	6244,8	911,4
Pd13	-6296	-5243,3	3067,8	670,0	2495,8	958,2	2964,5	1121,2
Redução média	22%		28%		44%		63%	

Verificou-se que a introdução de junta sísmica no edifício reduziu significativamente os esforços de dimensionamento. O esforço transversal nas paredes reduziu 44% e o momento fletor cerca de 63%. Esta redução explica-se pelo facto de nos edifícios resultantes da adoção de junta sísmica terem sido adotados coeficientes de comportamento mais elevados. Outra razão é o facto de as paredes encontrarem-se maioritariamente no bloco 1. Ao separar os edifícios, estas paredes já não são influenciadas pelos outros blocos, pelo que tem de suportar menor força de corte.

Por fim resta comparar as taxas de armadura obtidas para os dois casos de estudo. Como referido em 7.3 as paredes foram dimensionadas considerando pilares fictícios. Na tabela 71 apresenta-se a comparação de taxas de armaduras longitudinais nos referidos elementos de extremidade.

Tabela 71 - Comparação de taxas de armaduras longitudinais nos pilares fictícios das paredes

Parede	Dim x [m]	Dim y [m]	l _c [m]	Sem juntas		Com juntas		Redução
				A _{s,adopt}	ρ	A _{s,adopt}	ρ	
Pd1	0,25	3,1	0,55	10Φ25	0,036	8Φ16	0,012	67,3%
Pd2	1,7	0,25	0,45	8Φ25	0,035	8Φ16	0,014	59,1%
Pd3	0,25	3,1	0,55	10Φ25	0,036	8Φ16	0,012	67,3%
Pd4	1,7	0,25	0,45	8Φ25	0,035	8Φ16	0,014	59,1%
Pd5	0,25	4,65	0,75	12Φ25	0,031	8Φ16	0,009	72,7%
Pd6	3,3	0,25	0,60	10Φ25	0,033	10Φ20	0,021	36,0%
Pd7	0,25	4,65	0,75	12Φ25	0,031	8Φ16	0,009	72,7%
Pd8	3,3	0,25	0,60	10Φ25	0,033	10Φ20	0,021	36,0%
Pd10	3,7	0,25	0,60	12Φ25	0,039	12Φ20	0,025	36,0%
Pd12	3,7	0,25	0,60	8Φ25	0,026	12Φ20	0,025	4,1%
Pd13	3,7	0,25	0,60	12Φ25	0,039	12Φ20	0,025	36,0%

Como se pode constatar, a redução de carga atuante leva a uma significativa redução de armadura nos pilares fictícios. Em média esta redução de armadura longitudinal na zona crítica foi de 50%.

Resta apresentar a influência das juntas na armadura transversal utilizada para resistir ao esforço transversal. Tal como referido, o menor esforço transversal atuante levou a menores quantidades de armadura transversal adotada. Na tabela 72 apresenta-se a comparação de armaduras transversais:

Tabela 72 - Comparação de armaduras transversais das paredes

Parede	Sem juntas		Com juntas	
	$A_{s,adopt}$	[cm ² /m]	$A_{s,adopt}$	[cm ² /m]
Pd1	2RΦ10//10	15,70	2RΦ8//10	10,06
Pd2	2RΦ10//10	15,70	2RΦ8//10	10,06
Pd3	2RΦ10//10	15,70	2RΦ8//10	10,06
Pd4	2RΦ10//10	15,70	2RΦ8//10	10,06
Pd5	2RΦ10//10	15,70	2RΦ10//10	15,70
Pd6	2RΦ12//10	22,62	2RΦ10//10	15,70
Pd7	2RΦ10//10	15,70	2RΦ10//10	15,70
Pd8	2RΦ12//10	22,62	2RΦ10//10	15,70
Pd10	2RΦ12//10	22,62	2RΦ10//10	15,70
Pd12	2RΦ12//10	22,62	2RΦ10//10	15,70
Pd13	2RΦ12//10	22,62	2RΦ10//10	15,70

VIII. Conclusão

O presente trabalho permitiu por em prática muitos dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso bem como o aprofundamento dos mesmos. O principal objetivo do trabalho foi cumprido, na medida em que se realizou uma análise sísmica ao edifício irregular, bem como aos blocos independentes resultantes da adoção de juntas sísmicas. Após a análise sísmica, foram dimensionadas determinadas secções de vigas, pilares e paredes.

O trabalho começou com a análise dos desenhos de arquitetura. Foram definidos os materiais, as ações e as combinações de ações a considerar. Para a definição da ação sísmica teve-se em conta a localização do edifício (Lisboa) e o tipo de terreno de fundação.

Antes de proceder à análise sísmica das estruturas, foi realizado um pré-dimensionamento cuidadoso da solução de laje a adotar. Concluiu-se que a melhor solução seria adotar laje fungiforme maciça em todo o edifício, bem como nos blocos independentes resultantes da adoção de juntas. Esse estudo baseou-se na análise de esforços atuantes e deformações da laje a longo prazo.

A localização das juntas sísmicas foi escolhida de modo a dividir o edifício em blocos regulares em planta. Foi interessante modelar no programa SAP2000 as juntas estruturais. Para tal foi necessário garantir que todos os nós dos elementos finitos eram separados ao longo das juntas. A verificação que a junta estava corretamente modelada foi conseguida através da análise modal, onde os blocos deformaram independentemente.

A análise modal permitiu constatar que os blocos independentes possuíam diferentes frequências de vibração. De seguida procedeu-se à quantificação do coeficiente de comportamento para as estruturas em estudo. Constatou-se que o edifício sem juntas era torsionalmente flexível, mas que os blocos independentes, dada a sua maior regularidade não o eram. Isto permitiu adotar coeficientes de comportamento mais elevados, por forma a ter em conta a sua maior ductilidade e capacidade resistente. Constatou-se após a definição dos coeficientes de comportamento que seria necessário ter um modelo para bloco estrutural resultante da adoção de junta. Isto deve-se ao facto de o programa SAP2000 não permitir a adoção de diferentes coeficientes de comportamento para diferentes partes da estrutura.

Com o cálculo dos coeficientes sísmicos foi possível perceber que o edifício sem juntas era mais penalizado pela ação sísmica relativamente aos blocos independentes. No entanto, o bloco 2, apesar do seu coeficiente de comportamento ter aumentado, não sofreu diminuição no coeficiente sísmico. Isto resulta do facto dos seus principais modos de vibração se encontrarem associados às maiores acelerações do espectro de resposta. Daqui se conclui a importância em analisar as frequências de vibração dos principais modos de vibração das estruturas em estudo.

Em relação aos deslocamentos devido ao sismo, foi interessante analisar a deformação em altura de cada sistema estrutural. Constatou-se que o bloco 3., por ser uma estrutura porticada, tinha os deslocamentos relativos entre pisos a diminuir em altura. Já o bloco 2, por ser uma estrutura do tipo parede, acontecia o contrário. O cálculo dos deslocamentos permitiu concluir que as paredes são bastante eficientes no controlo de deslocamentos. O bloco 3, por não possuir paredes,

apresentou um comportamento mais flexível. Como tal foi necessário majorar os esforços sísmicos em 20% para salvaguardar eventuais efeitos de segunda ordem. Foi também através do cálculo de deslocamentos dos blocos que se definiu a distância a que os blocos têm de estar para evitar o seu entrechoque.

Concluída a análise sísmica, procedeu-se ao dimensionamento de alguns elementos estruturais tanto para a situação do edifício possuir juntas, como para a situação de as não possuir.

Em relação ao dimensionamento das vigas, a adoção de junta sísmica permitiu, em média, uma redução no momento fletor de cálculo de 18%. Isto refletiu-se, como seria de esperar, na taxa de armadura necessária à verificação de segurança ao estado limite último. Tanto a taxa de armadura na zona tracionada como a taxa de armadura na zona comprimida foram reduzidas em 30%.

No que toca ao dimensionamento dos pilares, a adoção de junta sísmica também permitiu reduzir a armadura utilizada para verificar a segurança à combinação de ação sísmica. Os pilares foram dimensionados com o auxílio do programa *XD-CoSec*. Concluiu-se que a redução de esforços nos pilares levou a uma diminuição, em média, nas taxas de armadura de cerca de 14%. Verificou-se que após a introdução de junta sísmica, muitos pilares passaram a necessitar apenas da armadura mínima definida no EC8. Isto leva a crer que seria possível, com a introdução de junta sísmica, reduzir a secção dos pilares. Tal tornaria os blocos mais flexíveis e seria necessário efetuar nova análise sísmica. Em relação às armaduras transversais dos pilares já não se verificou uma redução como seria de esperar após a introdução de junta sísmica. Verificou-se que, a par do aumento do coeficiente de comportamento dos blocos independentes, as exigências de confinamento na zona crítica dos pilares também aumentou. Tal faz sentido pois se os blocos resultantes da introdução de junta estão associados a maiores coeficientes de comportamento, os pilares têm de apresentar um confinamento adequado por forma a garantir a ductilidade global da estrutura.

Por fim foram dimensionadas as paredes dos núcleos. Estes foram dimensionados considerando pilares fictícios, ou elementos de extremidade. Foi nestes elementos que se verificou uma redução significativa de esforços atuantes com a introdução de junta sísmica. Tal permitiu reduzir a armadura longitudinal dos pilares fictícios em cerca de 50%. A redução de esforço transversal também permitiu a redução de estribos utilizados mas as exigências de confinamento aumentaram pelos mesmos motivos dos pilares.

Tabela 73 - Quadro síntese das conclusões

Edifício sem juntas		Edifício com juntas	
↓		↓	
Irregular		Blocos regulares	
↓		↓	
Capacidade de dissipação de energia menor		Capacidade de dissipação de energia maior	
↓		↓	
Coeficiente comportamento menor		Coeficiente comportamento maior	
↓	↓	↓	↓
Esforços maiores	Exigência de confinamento menor	Esforços menores	Exigência de confinamento maior
↓	↓	↓	↓
Mais armadura longitudinal	Menos armadura transversal	Menos armadura longitudinal	Mais armadura transversal

Em suma, este trabalho permitiu explorar as vantagens de adotar uma junta sísmica para tornar um edifício irregular em blocos estruturais independentes de geometria em planta regular. A maior regularidade destes permite considerar maiores dissipações de energia sísmica o que por sua vez permite dimensionar os elementos estruturais considerando menores esforços.

A redução de armaduras necessárias nos pilares e paredes pode tornar a adoção de juntas uma solução apelativa em termos económicos. No entanto, a médio prazo as juntas podem trazer problemas construtivos, na medida em que são pontes térmicas e locais de fácil infiltração de água.

Enquanto projetista cabe ao engenheiro avaliar cada situação e garantir a fiabilidade da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NP EN 1990 - Eurocódigo - **Bases Para o Projecto de Estruturas**. 2009.
- [2] APPLETON, Júlio - **Estruturas de betão Vol. 1**. 1ª Ed. Lisboa: Orion, Julho 2013.
- [3] NP EN 1992-1-1 - **Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios**. 2010.
- [4] Grupo de Betão Armado e pré-esforçado - **Tabelas Diversas**. Instituto Superior Técnico – Estruturas de Edifícios.
- [5] NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - **Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais**. 2009.
- [6] NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - **Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios**. 2010.
- [7] APPLETON, Júlio; MARCHÃO, Carla - **Folhas de apoio às Aulas de Estruturas de Betão II**. Instituto Superior Técnico, 2012.
- [8] APPLETON, Júlio; MARCHÃO, Carla - **Folhas de apoio às Aulas de Estruturas de Betão I**. Instituto Superior Técnico, 2009.
- [9] OLIVEIRA PEDRO, José - **Modelação de Fundações na Análise Estrutural**. Instituto Superior técnico - Estruturas Especiais.
- [10] LOPES, Mário; et. al. - **Sismos e Edifícios**. 1ª Ed., Lisboa: Orion, Julho de 2008.
- [11] APPLETON, Júlio - **Estruturas de Betão Vol. 2**. 1ª Ed. Lisboa: Orion, 2013.
- [12] NP EN 206 - 1 - **Especificação, desempenho, produção e conformidade**. 2007.
- [13] Eliud Hernández – **Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14**. 2009.
- [14] APPLETON, Júlio – **Concepção e Projecto de Estruturas de Edifícios**. IST, Maio 1988.
- [15] Monteiro Vítor E. Cansado Carvalho – **Comportamento de Elementos de Betão Armado sujeitos a ações repetidas e alternadas**. IST.

ANEXOS

ANEXO 1 – Pré-dimensionamento da secção dos pilares

Tabela A.1 - Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Dimensões		N _{sd} [KN]	N _{qp} [KN]	V _{sd}	V _{qp}
	a [cm]	b [cm]				
1	80	35	2323,3	1526,1	0,415	0,273
2	80	35	2889,1	1887,6	0,516	0,337
3	80	35	1831,3	1221,5	0,327	0,218
4	50	35	2314,1	1443,2	0,661	0,412
5	65	50	4436,2	2762,6	0,682	0,425
6	50	35	1949,2	1261,6	0,557	0,360
7	50	35	3128,0	1946,2	0,894	0,556
8	65	50	5822,4	3604,8	0,896	0,555
9	50	35	2546,0	1640,1	0,727	0,469
10	50	35	2936,5	1828,7	0,839	0,522
11	65	50	4718,4	2938,1	0,726	0,452
12	50	35	2023,5	1310,3	0,578	0,374
13	50	35	2175,5	1364,3	0,622	0,390
14	50	35	2431,0	1529,5	0,695	0,437
15	50	35	1794,3	1130,5	0,513	0,323
16	50	35	1441,9	944,5	0,412	0,270
17	80	35	1368,3	896,7	0,244	0,160
18	50	35	2586,0	1626,3	0,739	0,465
19	50	35	2576,7	1625,2	0,736	0,464
20	50	35	2379,0	1496,4	0,680	0,428
21	50	35	2518,5	1580,3	0,720	0,452
22	50	35	2042,4	1295,1	0,584	0,370
23	40	30	1306,3	856,5	0,544	0,357
24	40	30	916,7	596,6	0,382	0,249
25	50	35	1826,1	1179,4	0,522	0,337
26	80	35	1188,9	782,5	0,212	0,140
27	80	35	1804,6	1161,1	0,322	0,207
28	50	35	2899,9	1811,5	0,829	0,518
29	50	35	1871,8	1184,2	0,535	0,338
30	50	35	2472,5	1539,9	0,706	0,440
31	40	30	1266,0	798,3	0,527	0,333
32	50	35	2801,8	1742,9	0,801	0,498
33	80	35	1729,9	1114,9	0,309	0,199
34	80	35	2119,9	1359,9	0,379	0,243
35	50	35	3340,2	2080,3	0,954	0,594
36	50	35	2025,3	1277,1	0,579	0,365
37	50	35	3424,0	2122,1	0,978	0,606
38	50	35	2847,4	1772,8	0,814	0,507
39	50	35	3185,8	1978,4	0,910	0,565
40	50	35	3472,7	2155,5	0,992	0,616
41	80	35	2057,0	1321,2	0,367	0,236
42	80	35	1670,8	1089,0	0,298	0,194
43	50	35	2024,5	1299,9	0,578	0,371
44	50	35	1959,8	1260,0	0,560	0,360
45	50	35	1738,0	1122,2	0,497	0,321
46	50	35	1918,6	1233,2	0,548	0,352
47	50	35	2168,4	1387,5	0,620	0,396
48	50	35	2237,2	1430,0	0,639	0,409
49	50	35	2225,2	1422,7	0,636	0,406
50	50	35	1999,7	1282,8	0,571	0,367
51	80	35	1586,7	1034,6	0,283	0,185
52	40	30	1320,3	764,1	0,550	0,318
53	40	30	1219,1	706,6	0,508	0,294
54	40	30	1416,2	821,9	0,590	0,342

ANEXO 2 – Pré-dimensionamento de sapatas

Tabela A.2 - Pré-dimensionamento das sapatas

SAPATAS ISOLADAS							
Sapata	N _{caract.} [KN]	Dimensões			P.P. [KN]	N _{total} [KN]	σ _{solo} [Kpa]
		a [m]	b [m]	h [m]			
S3	786,7	1,5	1,5	0,5	28,1	814,8	362
S6	855,5	2,5	1,5	0,5	46,9	902,4	241
S7	2108,9	2,5	2,5	0,5	78,1	2187,0	350
S8	3903,4	3,5	3,0	0,5	131,3	4034,7	384
S9	995,8	2,5	1,5	0,5	46,9	1042,6	278
S10	1969,8	2,5	2,5	0,5	78,1	2047,9	328
S11	3167,2	3,5	3,0	0,5	131,3	3298,5	314
S12	343,2	2,5	1,5	0,5	46,9	390,1	104
S13	1465,4	2,5	2,5	0,5	78,1	1543,5	247
S16	481,3	1,5	1,5	0,5	28,1	509,4	226
S17	373,4	2,5	1,5	0,5	46,9	420,3	112
S18	1737,5	2,5	2,5	0,5	78,1	1815,7	291
S19	1737,5	2,5	2,5	0,5	78,1	1815,6	291
S20	1600,9	2,5	2,5	0,5	78,1	1679,1	269
S21	1688,2	2,5	2,5	0,5	78,1	1766,4	283
S22	1409,8	2,5	2,5	0,5	78,1	1487,9	238
S23	191,5	1,0	1,0	0,5	12,5	204,0	204
S25	363,1	1,5	1,5	0,5	28,1	391,3	174
S26	481,6	1,5	1,5	0,5	28,1	509,7	227
S27	344,7	2,5	1,5	0,5	46,9	391,6	104
S28	1952,5	2,5	2,5	0,5	78,1	2030,6	325
S30	1670,6	2,5	2,5	0,5	78,1	1748,7	280
S32	1899,4	2,5	2,5	0,5	78,1	1977,5	316
S33	660,8	2,5	1,5	0,5	46,9	707,6	189
S34	401,4	2,5	1,5	0,5	46,9	448,3	120
S35	2245,8	2,5	2,5	0,5	78,1	2323,9	372
S37	2287,1	2,5	2,5	0,5	78,1	2365,2	378
S38	1910,5	2,5	2,5	0,5	78,1	1988,6	318
S39	2136,1	2,5	2,5	0,5	78,1	2214,2	354
S40	2331,0	2,5	2,5	0,5	78,1	2409,1	385
S41	608,4	2,5	1,5	0,5	46,9	655,3	175
S42	607,6	2,5	1,5	0,5	46,9	654,4	175
S43	1993,5	2,5	2,5	0,5	78,1	2071,6	331
S44	1990,7	2,5	2,5	0,5	78,1	2068,8	331
S45	1764,3	2,5	2,5	0,5	78,1	1842,4	295
S46	1923,3	2,5	2,5	0,5	78,1	2001,4	320
S47	2135,8	2,5	2,5	0,5	78,1	2213,9	354
S48	2184,4	2,5	2,5	0,5	78,1	2262,5	362
S49	2190,2	2,5	2,5	0,5	78,1	2268,4	363
S50	1950,1	2,5	2,5	0,5	78,1	2028,2	325
S51	599,0	2,5	1,5	0,5	46,9	645,9	172
S52	856,3	2,0	2,0	0,5	50,0	906,3	227
S53	791,7	2,0	2,0	0,5	50,0	841,7	210
S54	921,2	2,0	2,0	0,5	50,0	971,2	243

SAPATAS AGRUPADAS							
Sapata	N _{caract.} [KN]	Dimensões			P.P. [KN]	N _{total} [KN]	σ _{solo} [Kpa]
		a [m]	b [m]	h [m]			
S(1+4)*	2361,2	4	2,5	0,75	187,5	2548,7	255
S(2+5)*	3730,1	4	3,5	0,75	262,5	3992,6	285
S(14+15)	2896,4	4,5	2,4	0,75	202,5	3098,9	287
S(N1+N2+29+36)	18810,5	12,5	6,9	1,0	2156,3	20966,7	243
S(N3+24+31)	15722,4	9,0	5,3	1,0	1192,5	16914,9	355

* (1+4) Significa que a sapata recebe o pilar 1 e o pilar 4

ANEXO 3 – Centro de rigidez

Tabela A.3 – Determinação dos centros de rigidez

Centro de rigidez - Edifício sem juntas									
Piso	$\delta_{x,CM}$ [m]	$\delta_{y,CM}$ [m]	$\delta_{\theta,CM}$ [m]	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	CM_x [m]	CM_y [m]	CR_x [m]	CR_y [m]
7	-0,00096	-0,00067	0,00112	0,60	-0,86			24,7	18,7
6	-0,00079	-0,00052	0,00094	0,55	-0,84			24,6	18,7
5	-0,00063	-0,00038	0,00077	0,49	-0,82			24,5	18,7
4	-0,00048	-0,00024	0,00060	0,40	-0,79	24,1	19,6	24,5	18,8
3	-0,00032	-0,00014	0,00044	0,32	-0,73			24,4	18,8
2	-0,00017	-0,00006	0,00028	0,22	-0,61			24,3	18,9
1	-0,00005	-0,00003	0,00015	0,17	-0,35			24,2	19,2

Centro de rigidez - Bloco 1									
Piso	$\delta_{x,CM}$ [m]	$\delta_{y,CM}$ [m]	$\delta_{\theta,CM}$ [m]	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	CM_x [m]	CM_y [m]	CR_x [m]	CR_y [m]
7	0,000875	0,001247	0,001547	-0,81	0,57			21,6	14,3
6	0,000755	0,001008	0,001301	-0,77	0,58			21,6	14,3
5	0,000628	0,00076	0,001049	-0,72	0,60			21,7	14,3
4	0,000505	0,000517	0,000803	-0,64	0,63	22,4	13,7	21,8	14,3
3	0,000388	0,000292	0,000567	-0,51	0,68			21,9	14,4
2	0,000274	0,0001	0,000352	-0,28	0,78			22,1	14,5
1	0,000162	-3,6E-05	0,000168	0,21	0,96			22,6	14,7

Centro de rigidez - Bloco 2									
Piso	$\delta_{x,CM}$ [m]	$\delta_{y,CM}$ [m]	$\delta_{\theta,CM}$ [m]	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	CM_x [m]	CM_y [m]	CR_x [m]	CR_y [m]
7	-0,05699	0,00947	0,03569	-0,27	-1,60			31,5	22,5
6	-0,04830	0,00796	0,03054	-0,26	-1,58			31,5	22,5
5	-0,04024	0,00648	0,02545	-0,25	-1,58			31,5	22,5
4	-0,03225	0,00504	0,02037	-0,25	-1,58	31,8	24,1	31,5	22,5
3	-0,02428	0,00364	0,01530	-0,24	-1,59			31,5	22,5
2	-0,01631	0,00233	0,01024	-0,23	-1,59			31,6	22,5
1	-0,00825	0,00113	0,00518	-0,22	-1,59			31,6	22,5

Centro de rigidez - Bloco 3									
Piso	$\delta_{x',CM}$ [m]	$\delta_{y',CM}$ [m]	$\delta_{\theta,CM}$ [m]	$e_{0x'}$ [m]	$e_{0y'}$ [m]	CM_x [m]	CM_y [m]	CR_x [m]	CR_y [m]
7	0,03264	0,06627	0,06358	-1,04	0,51			25,8	34,7
6	0,02898	0,05738	0,05525	-1,04	0,52			25,8	34,7
5	0,02529	0,04717	0,04573	-1,03	0,55			25,8	34,8
4	0,02229	0,03645	0,03602	-1,01	0,62	27,0	34,7	25,8	34,8
3	0,01907	0,02407	0,02615	-0,92	0,73			25,8	35,0
2	0,01530	0,01212	0,01638	-0,74	0,93			25,9	35,2
1	0,00960	0,00342	0,00716	-0,48	1,34			26,0	35,7

ANEXO 4 – Raio de torção e Raio de giração

Tabela A.4 - Determinação dos raios de torção e giração

Raio de torção e Raio de giração - Edifício sem juntas									
Piso	$\bar{\delta}_{x,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{y,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{\theta,CR}$ [m]	K_x [KN/m]	K_y [KN/m]	K_{θ} [KNm/rad]	R_x [m]	R_y [m]	L_s [m]
7	0,3265	0,2743	0,0003	306307	364583	338983051	30,5	33,3	15,0
6	0,2440	0,2050	0,0003	409772	487905	324675325	25,8	28,1	
5	0,1762	0,1475	0,0003	567579	677847	298507463	21,0	22,9	
4	0,1215	0,1014	0,0003	823235	985736	303030303	17,5	19,2	
3	0,0780	0,0653	0,0003	1282232	1531652	342465753	15,0	16,3	
2	0,0446	0,0379	0,0002	2243460	2639776	434782609	12,8	13,9	
1	0,0204	0,0180	0,0002	4899799	5558335	649350649	10,8	11,5	

Raio de torção e Raio de giração – Bloco 1									
Piso	$\bar{\delta}_{x,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{y,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{\theta,CR}$ [m]	K_x [KN/m]	K_y [KN/m]	K_{θ} [KNm/rad]	R_x [m]	R_y [m]	L_s [m]
7	0,4168	0,3644	0,0013	239935	274403	78988942	17,0	18,1	13,6
6	0,3137	0,2659	0,0010	318745	376042	104602510	16,7	18,1	
5	0,2291	0,1862	0,0007	436441	537022	142045455	16,3	18,0	
4	0,1600	0,1241	0,0005	625172	806075	199203187	15,7	17,9	
3	0,1039	0,0768	0,0003	962881	1301439	300300300	15,2	17,7	
2	0,0598	0,0424	0,0002	1672912	2359604	520833333	14,9	17,6	
1	0,0273	0,0186	0,0001	3667840	5386480	1234567901	15,1	18,3	

Raio de torção e Raio de giração – Bloco 2									
Piso	$\bar{\delta}_{x,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{y,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{\theta,CR}$ [m]	K_x [KN/m]	K_y [KN/m]	K_{θ} [KNm/rad]	R_x [m]	R_y [m]	L_s [m]
7	1,6434	2,5972	0,0452	60849	38504	2210482	7,6	6,0	3,3
6	1,1432	1,7772	0,0378	87474	56268	2646763	6,9	5,5	
5	0,7577	1,1613	0,0307	131973	86111	3258178	6,2	5,0	
4	0,4704	0,7122	0,0241	212571	140409	4151962	5,4	4,4	
3	0,2660	0,3991	0,0179	375876	250582	5595032	4,7	3,9	
2	0,1305	0,1952	0,0120	766383	512243	8325008	4,0	3,3	
1	0,0502	0,0750	0,0065	1993779	1332889	15422579	3,4	2,8	

Raio de torção e Raio de giração - Bloco 3									
Piso	$\bar{\delta}_{x,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{y,CR}$ [m]	$\bar{\delta}_{\theta,CR}$ [m]	K_x [KN/m]	K_y [KN/m]	K_{θ} [KNm/rad]	R_x [m]	R_y [m]	L_s [m]
7	2,16851	4,33	0,010029	46115	23117	9971084	20,8	14,7	6,19
6	1,75440	3,51907	0,00971	57000	28417	10297601	19,0	13,4	
5	1,38592	2,80520	0,00875	72154	35648	11424654	17,9	12,6	
4	1,02904	2,12117	0,00801	97178	47144	12490632	16,3	11,3	
3	0,68392	1,46334	0,00735	146215	68337	13601741	14,1	9,6	
2	0,36362	0,84098	0,00621	275011	118909	16116035	11,6	7,7	
1	0,10805	0,30103	0,00340	925506	332198	29394474	9,4	5,6	

ANEXO 5 – Limitação de deslocamentos entre pisos

Tabela A.5 - Controlo de deslocamentos entre pisos

Edifício Sem juntas - Direção x (q = 2,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	56,3	112,5	13,3	5,3	15,0	✓
6		49,6	99,2	14,9	6,0		✓
5		42,2	84,3	17,5	7,0		✓
4		33,4	66,8	14,4	5,8		✓
3		26,2	52,4	16,1	6,4		✓
2		18,1	36,3	15,2	6,1		✓
1		10,5	21,1	13,8	5,5		✓
0		3,6	7,3	7,3	2,9		✓

Edifício Sem juntas - Direção y (q = 2,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	53,4	106,7	13,6	5,4	15,0	✓
6		46,6	93,2	14,2	5,7		✓
5		39,5	79,0	14,4	5,8		✓
4		32,3	64,5	14,8	5,9		✓
3		24,9	49,8	14,3	5,7		✓
2		17,7	35,4	13,4	5,4		✓
1		11,0	22,0	12,7	5,1		✓
0		4,7	9,3	9,3	3,7		✓

Bloco 1 - Direção x (q = 3,6)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	31,1	111,8	13,1	5,2	15,0	✓
6		27,4	98,7	14,5	5,8		✓
5		23,4	84,2	15,5	6,2		✓
4		19,1	68,7	16,1	6,5		✓
3		14,6	52,5	16,2	6,5		✓
2		10,1	36,3	15,7	6,3		✓
1		5,7	20,7	14,2	5,7		✓
0		1,8	6,5	6,5	2,6		✓

Bloco 1 - Direção y (q = 3,6)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	33,7	121,4	16,9	6,8	15,0	✓
6		29,0	104,5	17,5	7,0		✓
5		24,2	87,0	17,6	7,0		✓
4		19,3	69,4	17,3	6,9		✓
3		14,5	52,1	16,4	6,5		✓
2		9,9	35,7	14,6	5,8		✓
1		5,9	21,2	12,7	5,1		✓
0		2,4	8,5	8,5	3,4		✓

Bloco 2 - Direção x (q = 3,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	20,2	60,6	9,0	3,6	15,0	✓
6		17,2	51,6	9,3	3,7		✓
5		14,1	42,2	9,4	3,8		✓
4		10,9	32,8	9,2	3,7		✓
3		7,9	23,6	8,5	3,4		✓
2		5,0	15,1	7,4	3,0		✓
1		2,6	7,7	5,8	2,3		✓
0		0,6	1,9	1,9	0,8		✓

Bloco 2 - Direção y (q = 3,0)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	42,3	126,8	21,0	8,4	15,0	✓
6		35,3	105,8	21,2	8,5		✓
5		28,2	84,6	20,9	8,4		✓
4		21,2	63,7	19,7	7,9		✓
3		14,6	43,9	17,6	7,0		✓
2		8,8	26,4	14,2	5,7		✓
1		4,1	12,2	9,4	3,7		✓
0		0,9	2,8	2,8	1,1		✓

Bloco 3 - Direção x' (q = 3,9)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	42,2	164,6	9,9	3,9	15,0	✓
6		39,7	154,7	16,1	6,4		✓
5		35,5	138,6	22,1	8,8		✓
4		29,9	116,6	27,1	10,8		✓
3		23,0	89,5	31,0	12,4		✓
2		15,0	58,5	32,6	13,0		✓
1		6,6	25,9	24,9	10,0		✓
0		0,2	0,9	0,9	0,4		✓

Bloco 3 - Direção y' (q = 3,9)							
Piso	h [m]	d _{SAP2000} [mm]	d _{real} [mm]	d _r [mm]	d _{r.v} [mm]	0,005h [mm]	d _{r.v} ≤ 0,005h
7	3,0	41,3	161,2	9,8	3,9	15,0	✓
6		38,8	151,4	15,6	6,3		✓
5		34,8	135,8	21,2	8,5		✓
4		29,4	114,6	26,3	10,5		✓
3		22,6	88,3	30,2	12,1		✓
2		14,9	58,1	31,8	12,7		✓
1		6,7	26,3	25,4	10,1		✓
0		0,2	0,9	0,9	0,4		✓

ANEXO 6 – Sensibilidade a efeitos de segunda ordem

Tabela A.6 - Sensibilidade a efeitos de segunda ordem

Edifício sem juntas								
Piso	P _{tot} [kN]	d _{r,x} [mm]	d _{r,y} [mm]	V _{tot,x} [kN]	V _{tot,y} [kN]	h [m]	θ _x	θ _y
7	7475,2	13,3	13,6	2728,5	3401,1	3,0	0,012	0,010
6	16628,1	14,9	14,2	5659,7	7020,4		0,015	0,011
5	25781,0	17,5	14,4	8148,9	10042,4		0,018	0,012
4	34934,0	14,4	14,8	10173,6	12449,5		0,017	0,014
3	44086,9	16,1	14,3	11711,1	14267,9		0,020	0,015
2	53239,9	15,2	13,4	12768,1	15528,1		0,021	0,015
1	62392,8	13,8	12,7	13372,8	16282,5		0,021	0,016

Bloco 1								
Piso	P _{tot} [kN]	d _{r,x} [mm]	d _{r,y} [mm]	V _{tot,x} [kN]	V _{tot,y} [kN]	h [m]	θ _x	θ _y
7	5066,6	13,1	16,9	1650,4	2329,5	3,0	0,013	0,012
6	11327,8	14,5	17,5	3446,5	4804,2		0,016	0,014
5	17589,0	15,5	17,6	4972,5	6866,0		0,018	0,015
4	23850,3	16,1	17,3	6210,7	8519,4		0,021	0,016
3	30111,5	16,2	16,4	7151,2	9775,2		0,023	0,017
2	36372,7	15,7	14,6	7796,0	10655,1		0,024	0,017
1	42633,9	14,2	12,7	8160,3	11202,6		0,025	0,016

Bloco 2								
Piso	P _{tot} [kN]	d _{r,x} [mm]	d _{r,y} [mm]	V _{tot,x} [kN]	V _{tot,y} [kN]	h [m]	θ _x	θ _y
7	515,5	9,0	21,0	253,9	354,4	3,0	0,006	0,010
6	1149,5	9,3	21,2	583,0	720,7		0,006	0,011
5	1783,6	9,4	20,9	906,9	1014,6		0,006	0,012
4	2417,7	9,2	19,7	1202,4	1235,5		0,006	0,013
3	3051,7	8,5	17,6	1447,7	1386,4		0,006	0,013
2	3685,8	7,4	14,2	1623,3	1474,4		0,006	0,012
1	4319,8	5,8	9,4	1713,3	1512,3		0,005	0,009

Bloco 3								
Piso	P _{tot} [kN]	D _{r,x} [mm]	D _{r,y} [mm]	V _{tot,x} [kN]	V _{tot,y} [kN]	h [m]	θ _x	θ _y
7	1890,4	9,9	9,8	195,4	186,6	3,0	0,032	0,033
6	4274,8	16,1	15,6	414,6	395,9		0,055	0,056
5	6659,1	22,1	21,2	606,3	579,0		0,081	0,081
4	9043,4	27,1	26,3	770,7	735,9		0,106	0,108
3	11427,8	31,0	30,2	907,6	866,7		0,130	0,133
2	13812,1	32,6	31,8	1017,2	971,3		0,148	0,151
1	16196,5	24,9	25,4	1099,3	1049,8		0,122	0,130

ANEXO 7 – Verificação de Segurança das Vigas

Tabela A.7 - Dimensionamento das vigas - Edifício sem juntas

Edifício Sem juntas										
Secção	M _{ed} [kNm]	b _{viga} [m]	h _{viga} [m]	A _s [cm ²]	b _{eff} [m]	A _{s,laje} [cm ²]	A _s [cm ²]	A _{s,adot} [cm ²]		ρ
1	205,0	0,30	0,65	8,52	0,35	-	8,52	4 Φ 20	12,57	0,007
	-399,2			16,59		0,00	16,59	4 Φ 25	19,63	0,011
2/3	222,6	0,30	0,65	9,25	0,84	-	9,25	4 Φ 20	12,57	0,007
	-424,4			17,64		2,45	15,17	4 Φ 25	19,63	0,011
4	192,9	0,30	0,65	8,02	0,35	-	9,41	4 Φ 20	12,57	0,007
	-452,8			18,81		0,00	18,81	4 Φ 25	19,63	0,011
5	56,9	0,30	0,55	2,82	0,80	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-181,9			9,03		2,26	6,76	4 Φ 16	8,04	0,005
6	141,5	0,30	0,55	7,02	0,80	-	7,02	4 Φ 16	8,04	0,005
	-187,3			9,29		2,26	7,03	4 Φ 16	8,04	0,005
7/8	89,9	0,30	0,55	4,50	0,89	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-117,6			5,80		2,72	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
9/10	76,5	0,30	0,55	3,80	0,89	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-176,6			8,80		2,72	6,05	4 Φ 16	8,04	0,005
11	71,9	0,30	0,55	3,57	1,04	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-123,0			6,11		3,47	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
12	111,5	0,30	0,55	5,53	0,89	-	5,53	4 Φ 16	8,04	0,005
	-191,4			9,50		2,72	6,78	4 Φ 16	8,04	0,005
13	127,7	0,30	0,55	6,33	0,89	-	6,33	4 Φ 16	8,04	0,005
	-154,6			7,67		2,72	4,95	4 Φ 16	8,04	0,005
14	114,7	0,30	0,55	5,69	1,04	-	5,69	4 Φ 16	8,04	0,005
	-164,9			8,18		3,47	4,71	4 Φ 16	8,04	0,005
15	38,7	0,30	0,55	1,92	0,89	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-181,3			9,00		2,72	6,28	4 Φ 16	8,04	0,005
16	133,0	0,30	0,55	6,60	1,04	-	6,60	4 Φ 16	8,04	0,005
	-168,6			8,37		3,47	4,90	4 Φ 16	8,04	0,005
17	48,0	0,30	0,55	2,38	1,28	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-186,9			9,28		4,68	4,60	4 Φ 16	8,04	0,005
18	231,8	0,30	0,55	11,50	0,83	-	11,50	4 Φ 20	12,57	0,008
	-307,0			15,23		2,41	12,82	4 Φ 20	12,57	0,008
19/20	226,1	0,30	0,55	11,20	0,83	-	11,22	4 Φ 20	12,57	0,008
	-277,4			13,80		2,41	11,35	4 Φ 20	12,57	0,008
21/22	225,3	0,30	0,55	11,20	0,83	-	11,18	4 Φ 20	12,57	0,008
	-281,5			14,00		2,41	11,55	4 Φ 20	12,57	0,008
23	155,2	0,30	0,55	7,70	0,83	-	7,70	4 Φ 16	8,04	0,005
	-290,5			14,41		2,41	12,00	4 Φ 20	12,57	0,008
24	46,6	0,30	0,55	2,31	1,28	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-202,1			10,03		4,68	5,35	4 Φ 16	8,04	0,005
25/26	94,4	0,30	0,55	4,70	0,83	-	4,69	4 Φ 16	8,04	0,005
	-151,8			7,50		2,41	5,12	4 Φ 16	8,04	0,005
27/28	100,4	0,30	0,55	5,00	0,83	-	4,98	4 Φ 16	8,04	0,005
	-152,9			7,60		2,41	5,17	4 Φ 16	8,04	0,005
29/30	167,5	0,30	0,55	8,30	0,83	-	8,31	4 Φ 16	8,04	0,005
	-212,2			10,50		2,41	8,11	4 Φ 16	8,04	0,005
31/32	70,2	0,30	0,55	3,50	0,83	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-158,1			7,80		2,41	5,43	4 Φ 16	8,04	0,005
33/34	94,5	0,30	0,55	4,70	0,83	-	4,69	4 Φ 16	8,04	0,005
	-198,6			9,90		2,41	7,44	4 Φ 16	8,04	0,005
35/36	102,0	0,30	0,55	5,10	0,83	-	5,06	4 Φ 16	8,04	0,005
	-150,5			7,50		2,41	5,05	4 Φ 16	8,04	0,005
37	95,1	0,30	0,55	4,72	1,28	-	4,72	4 Φ 16	8,04	0,005
	-154,3			7,66		4,68	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
38	236,2	0,30	0,55	11,72	0,83	-	11,72	4 Φ 20	12,57	0,008

	-299,7			14,87		2,41	12,46	4 Φ 20	12,57	0,008
39/40	230,2	0,30	0,55	11,40	0,83	-	11,426	4 Φ 20	12,57	0,008
	-286,8			14,20		2,41	11,82	4 Φ 20	12,57	0,008
41/42	230,9	0,30	0,55	11,50	0,83	-	11,46	4 Φ 20	12,57	0,008
	-293,5			14,60		2,41	12,15	4 Φ 20	12,57	0,008
43	163,9	0,30	0,55	8,13	0,83	-	8,13	4 Φ 20	12,57	0,008
	-294,0			14,59		2,41	12,17	4 Φ 20	12,57	0,008
44	66,2	0,30	0,55	3,29	1,28	-	4,48	4 Φ 16	8,04	0,005
	-192,8			9,57		4,68	4,89	4 Φ 16	8,04	0,005

Tabela A. 8 - Dimensionamento das vigas - Edifício sem juntas

Edifício com juntas										
Secção	Med [kNm]	b _{viga} [m]	h _{viga} [m]	A _s [cm ²]	b _{eff} [m]	A _{s,laje} [cm ²]	A _s [cm ²]	A _{s,adotado} [cm ²]	ρ	
1	144,5	0,30	0,65	6,00	0,4	-	7,04	4 Φ 16	8,04	0,004
	-338,8			14,08		0,00	14,08	4 Φ 20	12,56	0,007
2/3	154,1	0,30	0,65	6,40	0,80	-	6,40	4 Φ 16	8,04	0,004
	-316,4			13,15		2,46	10,68	4 Φ 20	12,56	0,007
4	123,3	0,30	0,65	5,13	0,4	-	7,33	4 Φ 16	8,04	0,004
	-352,9			14,66		0,00	14,66	4 Φ 20	12,56	0,007
5	106,9	0,30	0,55	5,30	0,80	-	5,30	4 Φ 16	8,04	0,005
	-221,5			10,99		2,26	8,73	4 Φ 16	8,04	0,005
6	181,1	0,30	0,55	8,99	0,80	-	8,99	4 Φ 16	8,04	0,005
	-206,4			10,24		2,26	7,98	4 Φ 16	8,04	0,005
7/8	137,6	0,30	0,55	6,83	0,89	-	6,83	4 Φ 16	8,04	0,005
	-137,3			6,81		2,72	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
9/10	106,1	0,30	0,55	5,26	0,89	-	5,26	4 Φ 12	4,52	0,003
	-202,7			10,06		2,72	7,34	4 Φ 16	8,04	0,005
11	91,8	0,30	0,55	4,56	1,04	-	4,56	4 Φ 12	4,52	0,003
	-158,8			7,88		3,47	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
12	166,2	0,30	0,55	8,25	0,89	-	8,25	4 Φ 16	8,04	0,005
	-215,6			10,70		2,72	7,98	4 Φ 16	8,04	0,005
13/13.1	154,4	0,30	0,55	7,66	0,89	-	7,66	4 Φ 16	8,04	0,005
	-165,1			8,19		2,72	5,48	4 Φ 16	8,04	0,005
14	-7,2	0,30	0,55	0,36	1,04	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-62,7			3,11		3,47	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
15	112,4	0,30	0,55	5,58	0,89	-	5,58	4 Φ 16	8,04	0,005
	-217,3			10,78		2,72	8,07	4 Φ 16	8,04	0,005
16	157,5	0,30	0,55	7,82	1,04	-	7,82	4 Φ 16	8,04	0,005
	-192,8			9,56		3,47	6,09	4 Φ 16	8,04	0,005
17	4,9	0,30	0,55	0,25	1,28	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-143,2			7,11		4,68	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
18	119,2	0,30	0,55	5,92	0,83	-	5,92	4 Φ 16	8,04	0,005
	-188,5			9,35		2,41	6,94	4 Φ 16	8,04	0,005
19/20	125,6	0,30	0,55	6,23	0,83	-	6,23	4 Φ 16	8,04	0,005
	-167,4			8,31		2,41	5,89	4 Φ 16	8,04	0,005
21/22	123,3	0,30	0,55	6,12	0,83	-	6,12	4 Φ 16	8,04	0,005
	-168,6			8,37		2,41	5,95	4 Φ 16	8,04	0,005
23	59,6	0,30	0,55	2,96	0,83	-	5,35	4 Φ 16	8,04	0,005
	-197,2			9,78		2,41	7,37	4 Φ 16	8,04	0,005
24	6,6	0,30	0,55	0,33	1,28	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-167,7			8,32		4,68	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
25/26	55,1	0,30	0,55	2,74	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-105,2			5,22		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
27/28	72,5	0,30	0,55	3,60	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-118,6			5,88		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
29/30	104,5	0,30	0,55	5,19	0,83	-	5,19	4 Φ 12	4,52	0,003
	-107,7			5,35		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003

31/32	45,6	0,30	0,55	2,26	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-119,2			5,92		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
33/34	63,2	0,30	0,55	3,14	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-120,5			5,98		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
35/36	70,6	0,30	0,55	3,50	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-108,1			5,36		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
37	42,7	0,30	0,55	2,12	1,28	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-118,4			5,87		4,68	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
38	133,5	0,30	0,55	6,63	0,83	-	6,63	4 Φ 16	8,04	0,005
	-149,1			7,40		2,41	4,98	4 Φ 16	8,04	0,005
39/40	138,9	0,30	0,55	6,89	0,83	-	6,89	4 Φ 16	8,04	0,005
	-179,7			8,92		2,41	6,50	4 Φ 16	8,04	0,005
41/42	92,1	0,30	0,55	4,57	0,83	-	5,35	4 Φ 16	8,04	0,005
	-185,9			9,23		2,41	6,81	4 Φ 16	8,04	0,005
43	36,3	0,30	0,55	1,80	0,83	-	5,35	4 Φ 16	8,04	0,005
	-208,4			10,34		2,41	7,93	4 Φ 16	8,04	0,005
44	30,1	0,30	0,55	1,50	1,28	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-149,7			7,43		4,68	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
45	51,1	0,30	0,55	2,54	1,28	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-72,5			3,60		4,68	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
46/47	37,3	0,30	0,55	1,85	0,83	-	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
	-110,6			5,49		2,41	4,48	4 Φ 12	4,52	0,003
48/49	147,2	0,30	0,55	7,30	0,83	-	7,30	4 Φ 16	8,04	0,005
	-176,1			8,74		2,41	6,33	4 Φ 16	8,04	0,005

ANEXO 8 – Verificação de segurança dos pilares

Tabela A.9 - Dimensionamento da armadura longitudinal dos pilares - Edifício sem juntas sísmicas

Pilar	Seção [m]	N _{ed,min} [kN]	N _{ed,max} [kN]	V _{d,max}	M _{ed,x} [kNm]	M _{ed,y} [kNm]	V _{d,min}	μ _x	μ _y	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,max} [cm ²]	A _{s,atot}	A _s [cm ²]	
P1	0,35	0,80	-679,3	-2111,9	0,377	100,7	601,2	0,121	0,051	0,134	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P2	0,35	0,80	-1420,5	-2234,5	0,399	95,6	663,8	0,254	0,049	0,148	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P3	0,35	0,80	-897,7	-1701,0	0,304	149,8	540,8	0,160	0,076	0,121	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P7	0,35	0,50	-1146,4	-1543,3	0,441	246,2	121,1	0,328	0,141	0,099	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P8	0,50	0,65	-2623,1	-2979,6	0,458	317,0	123,4	0,404	0,075	0,038	32,50	130,00	8Φ20+4Φ16	33,16
P9	0,35	0,50	-1469,4	-1881,7	0,538	300,8	23,7	0,420	0,172	0,019	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P13	0,35	0,50	-510,6	-1189,0	0,340	150,8	140,9	0,146	0,123	0,081	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P14	0,35	0,50	-614,1	-1729,4	0,494	150,8	140,9	0,175	0,123	0,081	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P15	0,35	0,50	-604,9	-1688,7	0,482	109,2	89,3	0,173	0,089	0,051	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P16	0,35	0,50	-461,8	-1413,4	0,404	150,8	140,9	0,132	0,123	0,081	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P17	0,35	0,80	-225,3	-1765,0	0,315	627,4	60,7	0,040	0,140	0,031	28,00	112,00	6Φ25+6Φ20	48,30
P18	0,35	0,50	-766,1	-1368,2	0,391	76,1	242,3	0,219	0,062	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P22	0,35	0,50	-531,4	-1422,6	0,406	51,7	242,3	0,152	0,042	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P25	0,35	0,50	-859,5	-1481,8	0,423	77,4	242,3	0,246	0,063	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P26	0,35	0,80	-285,0	-1465,9	0,262	585,2	65,5	0,051	0,131	0,033	28,00	112,00	6Φ25+6Φ20	48,30
P27	0,35	0,80	-1178,9	-1430,6	0,255	647,5	38,5	0,211	0,145	0,020	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P28	0,35	0,50	-1127,8	-1617,8	0,462	58,2	97,4	0,322	0,047	0,056	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P30	0,35	0,50	-986,9	-1427,0	0,408	77,1	21,6	0,282	0,044	0,018	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P32	0,35	0,50	-1285,9	-1494,1	0,427	96,2	44,5	0,367	0,079	0,025	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P33	0,35	0,80	-1118,7	-1409,1	0,252	737,8	11,2	0,200	0,165	0,006	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P34	0,35	0,80	-1168,6	-1754,3	0,313	652,6	45,4	0,209	0,146	0,023	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P35	0,35	0,50	-1252,2	-1888,4	0,540	67,0	104,7	0,358	0,055	0,060	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P37	0,35	0,50	-1356,9	-1908,3	0,545	98,8	31,8	0,388	0,056	0,026	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P40	0,35	0,50	-1512,7	-1817,6	0,519	96,5	53,8	0,432	0,079	0,031	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P41	0,35	0,80	-1140,8	-1679,3	0,300	735,4	12,5	0,204	0,164	0,006	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P42	0,35	0,80	-758,1	-1665,4	0,297	615,8	75,6	0,135	0,137	0,039	28,00	112,00	6Φ25+6Φ20	48,30
P43	0,35	0,50	-983,8	-1516,0	0,433	64,9	242,3	0,281	0,053	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P47	0,35	0,50	-1183,6	-1589,8	0,454	40,2	242,3	0,338	0,033	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P50	0,35	0,50	-1034,6	-1427,0	0,408	69,8	242,3	0,296	0,057	0,138	17,50	70,00	6Φ20+4Φ16	26,88
P51	0,35	0,80	-713,1	-1557,8	0,278	664,3	31,1	0,127	0,148	0,016	28,00	112,00	6Φ25+6Φ20	48,30

Tabela A.10 - Dimensionamento da armadura longitudinal dos pilares - Edifício com juntas sísmicas

Pilar	Secção [m]	N _{ed,max} [kN]	N _{ed,min} [kN]	N _{ed,max} [kN]	V _{d,max}	M _{ed,max} [kNm]	M _{ed,min} [kNm]	M _{ed,y} [kNm]	V _{d,min}	μ _x	μ _y	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,max} [cm ²]	A _{s,sat}	A _s [cm ²]
P1	0,35	0,80	-888,1	-1795,5	0,321	89,5	403,0	403,0	0,159	0,046	0,090	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P2	0,35	0,80	-1492,9	-1938,6	0,346	87,7	451,5	451,5	0,267	0,045	0,101	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P3	0,35	0,80	-856,4	-1543,1	0,276	135,0	366,4	366,4	0,153	0,069	0,082	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P7	0,35	0,50	-1193,0	-1426,3	0,408	200,1	95,4	95,4	0,341	0,114	0,078	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P8	0,50	0,65	-2786,1	-3104,2	0,478	213,6	78,1	78,1	0,429	0,051	0,024	32,50	130,00	8Φ20+4Φ16	33,16
P9	0,35	0,50	-1485,9	-1730,5	0,494	200,1	39,2	39,2	0,425	0,114	0,032	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P13	0,35	0,50	-435,2	-1151,5	0,329	140,9	140,9	140,9	0,124	0,115	0,081	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P14,1	0,25	0,55	-588,5	-911,7	0,332	14,5	246,2	246,2	0,214	0,021	0,163	13,75	55,00	8Φ20	25,12
P14,2	0,25	0,55	-298,0	-851,9	0,310	104,7	120,5	120,5	0,108	0,152	0,080	13,75	55,00	8Φ20	25,12
P15,1	0,25	0,55	-656,1	-1025,3	0,373	22,4	242,3	242,3	0,239	0,033	0,160	13,75	55,00	8Φ20	25,12
P15,2	0,25	0,55	-574,2	-1231,4	0,448	26,2	150,0	150,0	0,209	0,038	0,099	13,75	55,00	8Φ20	25,12
P16	0,35	0,50	-477,3	-1100,2	0,314	105,3	140,9	140,9	0,136	0,086	0,081	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P17	0,35	0,80	-594,5	-1375,5	0,246	342,2	41,1	41,1	0,106	0,076	0,021	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P18	0,35	0,50	-920,4	-1201,9	0,343	34,9	150,0	150,0	0,263	0,028	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P22	0,35	0,50	-556,6	-1255,7	0,359	26,5	150,0	150,0	0,159	0,022	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P25	0,35	0,50	-870,4	-1252,4	0,358	28,4	150,0	150,0	0,249	0,023	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P26	0,35	0,80	-462,7	-1225,0	0,219	195,5	29,8	29,8	0,083	0,044	0,015	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P27	0,35	0,80	-1179,4	-1255,7	0,224	337,1	26,3	26,3	0,211	0,075	0,013	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P28	0,35	0,50	-1248,7	-1557,8	0,445	23,1	46,0	46,0	0,357	0,019	0,026	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P30	0,35	0,50	-1069,0	-1354,6	0,387	11,7	31,4	31,4	0,305	0,007	0,026	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P32	0,35	0,50	-1315,1	-1473,3	0,421	21,0	59,8	59,8	0,376	0,017	0,034	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P33	0,35	0,80	-1134,6	-1264,7	0,226	253,2	2,9	2,9	0,203	0,057	0,001	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P34	0,35	0,80	-1260,0	-1581,6	0,282	341,6	29,2	29,2	0,225	0,076	0,015	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P35	0,35	0,50	-1415,7	-1826,0	0,522	29,1	49,2	49,2	0,404	0,024	0,028	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P37	0,35	0,50	-1540,4	-1861,2	0,532	44,0	14,4	14,4	0,440	0,025	0,012	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P40	0,35	0,50	-1620,4	-1842,8	0,527	18,8	64,6	64,6	0,463	0,015	0,037	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P41	0,35	0,80	-1227,1	-1562,4	0,279	250,6	0,1	0,1	0,219	0,056	0,000	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P42	0,35	0,80	-954,7	-1456,1	0,260	323,8	50,4	50,4	0,170	0,072	0,026	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90
P43	0,35	0,50	-1087,2	-1391,5	0,398	27,8	150,0	150,0	0,311	0,023	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P47	0,35	0,50	-1268,8	-1496,3	0,428	10,9	150,0	150,0	0,363	0,009	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P50	0,35	0,50	-1110,1	-1333,5	0,381	17,8	150,0	150,0	0,317	0,015	0,086	17,50	70,00	10Φ16	20,10
P51	0,35	0,80	-898,4	-1428,1	0,255	218,6	10,7	10,7	0,160	0,049	0,005	28,00	112,00	6Φ20+6Φ16	30,90

Tabela A.11 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares- Edifício sem juntas sísmicas

Pilar	Secção [m]		l _{cr} [m]	V _{ed,x} [kN]	V _{ed,y} [kN]	Zona crítica [θ = 45°]		Zona corrente [θ = 30°]		Zona crítica				Zona corrente			
						(A _{sw/s}) _x	(A _{sw/s}) _y	(A _{sw/s}) _x	(A _{sw/s}) _y	(A _{sw/s}) _{adot,x}	(A _{sw/s}) _{adot,y}	(A _{sw/s}) _{adot,x}	(A _{sw/s}) _{adot,y}	(A _{sw/s}) _{adot,x}	(A _{sw/s}) _{adot,y}	(A _{sw/s}) _{adot,x}	(A _{sw/s}) _{adot,y}
P1	0,35	0,80	0,80	353,1	151,2	11,87	12,46	6,86	7,20	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P2	0,35	0,80	0,80	488,3	295,0	16,42	24,32	9,48	14,04	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P3	0,35	0,80	0,80	372,2	159,3	12,52	13,13	7,23	7,58	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P7	0,35	0,50	0,50	203,7	224,2	16,80	12,46	9,70	7,19	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	25,70	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P8	0,50	0,65	0,65	464,7	651,6	25,82	27,30	14,90	15,76	4RΦ10//0,10	4RΦ10//0,10	31,40	31,40	4RΦ10//0,15	4RΦ10//0,15	20,96	20,96
P9	0,35	0,50	0,50	210,3	227,5	17,33	12,64	10,01	7,30	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	25,70	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P13	0,35	0,50	0,50	170,8	131,6	9,49	10,85	5,48	6,27	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P14	0,35	0,50	0,50	176,1	138,3	9,79	11,40	5,65	6,58	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P15	0,35	0,50	0,50	264,0	183,9	14,67	15,16	8,47	8,75	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P16	0,35	0,50	0,50	168,7	132,4	9,37	10,91	5,41	6,30	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P17	0,35	0,80	0,80	177,2	366,1	14,61	12,31	8,44	7,11	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P18	0,35	0,50	0,50	208,7	178,4	11,60	14,70	6,70	8,49	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P22	0,35	0,50	0,50	202,9	179,1	11,27	14,77	6,51	8,53	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P25	0,35	0,50	0,50	215,8	192,5	11,99	15,87	6,92	9,16	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P26	0,35	0,80	0,80	186,2	357,2	15,35	12,01	8,86	6,93	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P27	0,35	0,80	0,80	246,2	404,9	20,29	13,62	11,72	7,86	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P28	0,35	0,50	0,50	251,4	180,7	13,97	14,90	8,06	8,60	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P30	0,35	0,50	0,50	176,0	246,7	14,51	13,71	8,38	7,91	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	25,70	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P32	0,35	0,50	0,50	302,5	204,3	16,81	16,84	9,70	9,72	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P33	0,35	0,80	0,80	256,1	405,3	21,12	13,63	12,19	7,87	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P34	0,35	0,80	0,80	245,8	402,0	20,26	13,52	11,70	7,80	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P35	0,35	0,50	0,50	251,4	180,7	13,97	14,90	8,06	8,60	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P37	0,35	0,50	0,50	185,4	257,7	15,29	14,32	8,83	8,27	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	25,70	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P40	0,35	0,50	0,50	302,5	204,3	16,81	16,84	9,70	9,72	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P41	0,35	0,80	0,80	256,1	405,3	21,12	13,63	12,19	7,87	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P42	0,35	0,80	0,80	194,9	408,6	16,07	13,74	9,28	7,93	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P43	0,35	0,50	0,50	208,7	178,4	11,60	14,70	6,70	8,49	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P47	0,35	0,50	0,50	223,7	201,1	12,43	16,58	7,17	9,57	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P50	0,35	0,50	0,50	208,7	178,4	11,60	14,70	6,70	8,49	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P51	0,35	0,80	0,80	203,9	399,6	16,81	13,44	9,70	7,76	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48

Tabela A.12 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares- Edifício com junta sísmica

Pilar	Secção [m]			Zona crítica [θ = 45°]				Zona corrente [θ = 30°]		Zona crítica				Zona corrente			
				$V_{ed,x}$ [kN]	$V_{ed,y}$ [kN]	$(A_{sw/s})_{,x}$	$(A_{sw/s})_{,y}$	$(A_{sw/s})_{,x}$	$(A_{sw/s})_{,y}$	$(A_{sw/s})_{,adot,x}$	$(A_{sw/s})_{,adot,y}$	$(A_{sw/s})_{,adot,x}$	$(A_{sw/s})_{,adot,y}$	$(A_{sw/s})_{,adot,x}$	$(A_{sw/s})_{,adot,y}$	$(A_{sw/s})_{,adot,x}$	$(A_{sw/s})_{,adot,y}$
P1	0,35	0,80	0,8	336,7	159,8	11,32	13,18	6,54	7,61	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P2	0,35	0,80	0,8	402,8	276,6	13,55	22,80	7,82	13,16	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P3	0,35	0,80	0,8	335,2	159,0	11,27	13,11	6,51	7,57	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	15,70	30,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	10,48	20,53
P7	0,35	0,50	0,5	182,3	186,6	15,03	10,37	8,68	5,98	4RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10	31,40	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P8	0,50	0,65	0,65	465,4	652,9	25,85	27,35	14,93	15,79	4RΦ10//0,10	4RΦ10//0,10	31,40	31,40	4RΦ10//0,15	4RΦ10//0,15	20,96	20,96
P9	0,35	0,50	0,5	188,6	188,9	15,55	10,50	8,98	6,06	4RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10	31,40	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P13	0,35	0,50	0,5	143,5	113,3	7,97	9,34	4,60	5,39	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P14.1	0,25	0,55	0,55	188,3	102,1	9,44	12,43	5,45	7,18	2RΦ12//0,10	4RΦ12//0,10	22,62	45,24	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P14.2	0,25	0,55	0,55	146,4	81,1	7,34	9,87	4,24	5,70	2RΦ12//0,10	4RΦ12//0,10	22,62	45,24	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P15.1	0,25	0,55	0,55	187,1	102,1	9,38	12,43	5,41	7,18	2RΦ12//0,10	4RΦ12//0,10	22,62	45,24	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P15.2	0,25	0,55	0,55	159,3	102,1	7,98	12,43	4,61	7,18	2RΦ12//0,10	4RΦ12//0,10	22,62	45,24	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P16	0,35	0,50	0,5	153,4	96,6	8,52	7,97	4,92	4,60	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P17	0,35	0,80	0,8	144,8	292,8	11,94	9,85	6,89	5,68	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P18	0,35	0,50	0,5	164,8	172,9	9,15	14,25	5,29	8,23	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P22	0,35	0,50	0,5	151,0	151,6	8,39	12,50	4,84	7,22	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P25	0,35	0,50	0,5	163,2	172,9	9,07	14,25	5,23	8,23	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P26	0,35	0,80	0,8	135,8	279,5	11,20	9,40	6,46	5,43	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P27	0,35	0,80	0,8	256,1	373,0	21,12	12,54	12,19	7,24	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P28	0,35	0,50	0,5	253,0	183,9	14,06	15,16	8,11	8,75	2RΦ10//0,10	4RΦ10//0,10	15,70	31,40	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P30	0,35	0,50	0,5	176,8	247,5	14,57	13,75	8,41	7,94	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	25,70	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P32	0,35	0,50	0,5	253,8	180,7	14,10	14,90	8,14	8,60	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P33	0,35	0,80	0,8	254,6	370,2	20,99	12,45	12,12	7,19	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P34	0,35	0,80	0,8	260,1	377,3	21,44	12,69	12,38	7,32	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P35	0,35	0,50	0,5	257,7	188,6	14,32	15,55	8,27	8,98	2RΦ10//0,10	4RΦ10//0,10	15,70	31,40	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P37	0,35	0,50	0,5	189,4	260,1	15,61	14,45	9,01	8,34	4RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10	31,40	15,70	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	17,18	10,48
P40	0,35	0,50	0,5	258,5	190,9	14,36	15,74	8,29	9,09	2RΦ10//0,10	4RΦ10//0,10	15,70	31,40	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P41	0,35	0,80	0,8	260,9	374,1	21,50	12,58	12,42	7,26	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P42	0,35	0,80	0,8	158,2	325,4	13,04	10,94	7,53	6,32	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48
P43	0,35	0,50	0,5	170,3	177,6	9,46	14,64	5,46	8,45	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P47	0,35	0,50	0,5	171,8	185,4	9,55	15,29	5,51	8,83	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P50	0,35	0,50	0,5	169,1	178,4	9,39	14,70	5,42	8,49	2RΦ10//0,10	2RΦ10//0,10+2RΦ8//0,10	15,70	25,70	2RΦ10//0,15	2RΦ10//0,15+2RΦ8//0,15	10,48	17,18
P51	0,35	0,80	0,8	155,8	320,7	12,85	10,78	7,42	6,23	2RΦ10//0,10+3RΦ8//0,10	2RΦ10//0,10	30,70	15,70	2RΦ10//0,15+3RΦ8//0,15	2RΦ10//0,15	20,53	10,48

ANEXO 9 – Verificação de confinamento na zona crítica dos pilares

Tabela A.13 - Confinamento - Edifício sem juntas

Pilar	h_0 [m]	b_0 [m]	α_n	α_s	α	Vol_{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$ mínimo	Verificação
P1	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,061	✓
P2	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,066	✓
P3	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,042	✓
P7	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,077	✓
P8	0,57	0,42	0,805	0,804	0,647	0,00363	0,330	0,213	0,040	✓
P9	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,101	✓
P13	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,051	✓
P14	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,090	✓
P15	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,087	✓
P16	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,067	✓
P17	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,045	✓
P18	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,064	✓
P22	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,068	✓
P25	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,072	✓
P26	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,031	✓
P27	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,030	✓
P28	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,082	✓
P30	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,068	✓
P32	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,073	✓
P33	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,029	✓
P34	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,044	✓
P35	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,102	✓
P37	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,103	✓
P40	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,097	✓
P41	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,041	✓
P42	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,040	✓
P43	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,075	✓
P47	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,080	✓
P50	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,068	✓
P51	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,036	✓

Tabela A.14 - Confinamento - Edifício com juntas

Pilar	h_0 [m]	b_0 [m]	α_n	α_s	α	Vol_{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$ mínimo	Verificação
P1	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00247	0,276	0,159	0,149	✓
P2	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00247	0,276	0,159	0,158	✓
P3	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00247	0,276	0,159	0,123	✓
P7	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,199	✓
P8	0,57	0,42	0,805	0,804	0,647	0,00379	0,345	0,223	0,217	✓
P9	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,236	✓
P13	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,154	✓
P14.1	0,47	0,17	0,695	0,631	0,438	0,00220	0,600	0,263	0,181	✓
P14.2	0,47	0,17	0,695	0,631	0,438	0,00220	0,600	0,263	0,114	✓
P15.1	0,47	0,17	0,695	0,631	0,438	0,00220	0,600	0,263	0,208	✓
P15.2	0,47	0,17	0,695	0,631	0,438	0,00220	0,600	0,263	0,180	✓
P16	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,146	✓
P17	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,094	✓
P18	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,145	✓
P22	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,153	✓
P25	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,153	✓
P26	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,080	✓
P27	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,083	✓
P28	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,198	✓
P30	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,168	✓
P32	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,186	✓
P33	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,083	✓
P34	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,113	✓
P35	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,239	✓
P37	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,238	✓
P40	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00221	0,424	0,240	0,238	✓
P41	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,111	✓
P42	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,101	✓
P43	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,173	✓
P47	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,185	✓
P50	0,42	0,27	0,786	0,718	0,565	0,00172	0,330	0,187	0,165	✓
P51	0,72	0,27	0,760	0,758	0,576	0,00234	0,262	0,151	0,099	✓

ANEXO 10 – Verificação de segurança das paredes estruturais

Tabela A.15 - Dimensionamento da armadura longitudinal das paredes - Edifício sem juntas sísmicas

Parede	Dim,x [m]	Dim,y [m]	N _{ed,min} [kN]	N _{ed,máx} [kN]	V _{d,max} <0,4	h _{cr} [m]	lc [m]	As [cm ²]	A _{s,adot} [cm ²]	ρ	
Pd1	0,25	3,10	1135,9	-4243,8	0,27	3,50	0,55	43,51	10Φ25	49,10	0,036
Pd2	1,70	0,25	812,8	-2970,6	0,35	3,40	0,45	30,94	8Φ25	39,28	0,035
Pd3	0,25	3,10	-238,5	-2921,3	0,19	3,50	0,55	20,69	10Φ25	49,10	0,036
Pd4	1,70	0,25	901,2	-2996,1	0,35	3,40	0,45	32,85	8Φ25	39,28	0,035
Pd5	0,25	4,65	1846,4	-6460,1	0,28	4,65	0,75	52,98	12Φ25	58,92	0,031
Pd6	3,30	0,25	1010,4	-5698,7	0,35	3,50	0,60	44,72	10Φ25	49,10	0,033
Pd7	0,25	4,65	2817,4	-7565,3	0,33	4,65	0,75	53,44	12Φ25	58,92	0,031
Pd8	3,30	0,25	807,6	-6098,4	0,37	3,50	0,60	44,68	10Φ25	49,10	0,033
Pd9	0,25	7,30	4600,3	-10425,8	0,29	5,60	1,10	72,42	18Φ25	88,38	0,032
Pd10	3,70	0,25	3427,7	-7182,8	0,39	3,70	0,60	57,75	12Φ25	58,92	0,039
Pd11	0,25	7,30	4658,9	-10991,0	0,30	5,60	1,10	83,03	18Φ25	88,38	0,032
Pd12	3,70	0,25	-1045,6	-3307,5	0,18	3,70	0,60	34,31	8Φ25	39,28	0,026
Pd13	3,70	0,25	3067,8	-6296,2	0,34	3,70	0,60	57,27	12Φ25	58,92	0,039

Tabela A.16 - Dimensionamento da armadura transversal das paredes - Edifício sem juntas sísmicas

Parede	Ved [kN]	Ved' [kN]	As/s [cm ² /m]	A _{s,adot} [cm ² /m]	
Pd1	1106,1	1659,1	11,87	2RΦ10//10	15,70
Pd2	621,4	932,0	12,16	2RΦ10//10	15,70
Pd3	817,7	1226,6	8,78	2RΦ10//10	15,70
Pd4	637,8	956,7	12,49	2RΦ10//10	15,70
Pd5	1870,9	2806,3	13,39	2RΦ10//10	15,70
Pd6	1604,4	2406,7	16,18	2RΦ12//10	22,62
Pd7	1563,6	2345,5	11,19	2RΦ10//10	15,70
Pd8	1688,6	2532,8	17,03	2RΦ12//10	22,62
Pd9	2911,7	4367,5	13,27	2RΦ12//10	22,62
Pd10	1923,6	2885,4	17,30	2RΦ12//10	22,62
Pd11	3954,4	5931,5	18,03	2RΦ12//10	22,62
Pd12	1970,5	2955,7	17,72	2RΦ12//10	22,62
Pd13	2495,8	3743,7	22,45	2RΦ12//10	22,62

Tabela A.17 - Dimensionamento da armadura longitudinal das paredes- Edifício com juntas sísmicas

Parede	Dim,x [m]	Dim,y [m]	N _{ed,min} [kN]	N _{ed,máx} [kN]	V _{d,máx} <0,4	h _{cr} [m]	l _c [m]	As [cm ²]	A _{s,adot} [cm ²]	ρ	
Pd1	0,25	3,10	38,3	-3154,4	0,20	3,50	0,55	13,08	8Φ16	16,08	0,012
Pd2	1,70	0,25	586,3	-1948,1	0,23	3,40	0,45	13,43	8Φ16	16,08	0,014
Pd3	0,25	3,10	-1329,1	-2400,6	0,15	3,50	0,55	3,68	8Φ16	16,08	0,012
Pd4	1,70	0,25	473,1	-2080,8	0,24	3,40	0,45	11,62	8Φ16	16,08	0,014
Pd5	0,25	4,65	185,7	-4732,6	0,20	4,65	0,75	14,29	8Φ16	16,08	0,009
Pd6	3,30	0,25	1238,3	-3814,6	0,23	3,50	0,6	22,27	10Φ20	31,4	0,021
Pd7	0,25	4,65	754,3	-5406,2	0,23	4,65	0,75	15,24	8Φ16	16,08	0,009
Pd8	3,30	0,25	951,9	-4297,7	0,26	3,50	0,6	18,03	10Φ20	31,4	0,021
Pd9.1	0,25	5,00	688,8	-5415,8	0,22	5,00	0,8	18,28	10Φ20	20,1	0,010
Pd9.2	0,25	2,20	846,7	-2294,6	0,21	3,50	0,4	14,70	8Φ20	16,08	0,016
Pd10	3,70	0,25	1939,2	-5446,2	0,29	3,70	0,6	33,53	12Φ20	37,68	0,025
Pd11.1	0,25	5,00	654,2	-5348,1	0,21	5,00	0,8	17,59	10Φ20	20,1	0,010
Pd11.2	0,25	2,20	608,2	-2194,1	0,20	3,50	0,4	12,65	8Φ20	16,08	0,016
Pd12	3,70	0,25	2620,7	-4021,8	0,22	3,70	0,6	36,90	12Φ20	37,68	0,025
Pd13	3,70	0,25	670,0	-5243,3	0,28	3,70	0,6	16,02	12Φ20	37,68	0,025

Tabela A.18 - Dimensionamento da armadura transversal das paredes- Edifício com juntas sísmicas

Parede	Ved [kN]	Ved' [kN]	As/s [cm ² /m]	A _{s,adot} [cm ² /m]
Pd1	630,6	945,9	6,77	2RΦ8//10 10,06
Pd2	395,7	593,6	7,75	2RΦ8//10 10,06
Pd3	447,2	670,8	4,80	2RΦ8//10 10,06
Pd4	417,5	626,3	8,17	2RΦ8//10 10,06
Pd5	960,1	1440,1	6,87	2RΦ10//10 15,70
Pd6	972,2	1458,4	9,80	2RΦ10//10 15,70
Pd7	854,5	1281,7	6,11	2RΦ10//10 15,70
Pd8	1188,2	1782,2	11,98	2RΦ10//10 15,70
Pd9.1	1340,3	2010,4	8,92	2RΦ10//10 15,70
Pd9.2	440,6	660,9	6,66	2RΦ10//10 15,70
Pd10	1640,7	2461,0	14,76	2RΦ10//10 15,70
Pd11.1	1416,8	2125,1	9,43	2RΦ10//10 15,70
Pd11.2	565,4	848,2	8,55	2RΦ10//10 15,70
Pd12	256,4	384,6	2,31	2RΦ10//10 15,70
Pd13	958,2	1437,3	8,62	2RΦ10//10 15,70

ANEXO 11 – Verificação de confinamento nas paredes estruturais

Tabela A.19 - Verificação de confinamento - Edifício sem juntas sísmicas

Parede	h_0 [m]	b_0 [m]	α_n	α_s	α	Vol_{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$ mínimo	Verificação
Pd1	0,562	0,172	0,600	0,817	0,490	0,00153	0,237	0,116	0,062	✓
Pd2	0,458	0,172	0,695	0,808	0,561	0,00113	0,215	0,121	0,084	✓
Pd3	0,562	0,172	0,600	0,817	0,490	0,00153	0,237	0,116	0,038	✓
Pd4	0,458	0,172	0,695	0,808	0,561	0,00113	0,215	0,121	0,085	✓
Pd5	0,758	0,172	0,701	0,826	0,579	0,00213	0,245	0,142	0,063	✓
Pd6	0,608	0,172	0,563	0,820	0,462	0,00172	0,246	0,114	0,083	✓
Pd7	0,758	0,172	0,701	0,826	0,579	0,00213	0,245	0,142	0,077	✓
Pd8	0,608	0,172	0,563	0,820	0,462	0,00172	0,246	0,114	0,090	✓
Pd9	1,108	0,172	0,603	0,835	0,504	0,00292	0,229	0,115	0,066	✓
Pd10	0,608	0,172	0,594	0,820	0,486	0,00144	0,206	0,100	0,095	✓
Pd11	1,108	0,172	0,603	0,835	0,504	0,00292	0,229	0,115	0,070	✓
Pd12	0,608	0,172	0,620	0,820	0,508	0,00149	0,214	0,108	0,035	✓
Pd13	0,608	0,172	0,594	0,820	0,486	0,00292	0,418	0,203	0,081	✓

Tabela A.20 - Verificação de confinamento - Edifício com juntas sísmicas

Parede	h_0 [m]	b_0 [m]	α_n	α_s	α	Vol_{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$ mínimo	Verificação
Pd1	0,562	0,172	0,640	0,817	0,523	0,00201	0,310	0,162	0,125	✓
Pd2	0,458	0,172	0,343	0,808	0,277	0,00283	0,538	0,149	0,140	✓
Pd3	0,562	0,172	0,640	0,817	0,523	0,00201	0,310	0,162	0,096	✓
Pd4	0,458	0,172	0,343	0,808	0,277	0,00283	0,538	0,149	0,149	✓
Pd5	0,758	0,172	0,528	0,826	0,436	0,00284	0,326	0,142	0,125	✓
Pd6	0,608	0,172	0,546	0,820	0,448	0,00289	0,414	0,185	0,141	✓
Pd7	0,758	0,172	0,528	0,826	0,436	0,00284	0,326	0,142	0,142	✓
Pd8	0,608	0,172	0,546	0,820	0,448	0,00289	0,414	0,185	0,158	✓
Pd9.1	0,808	0,172	0,615	0,828	0,509	0,00250	0,269	0,137	0,132	✓
Pd9.2	0,408	0,172	0,718	0,802	0,576	0,00115	0,244	0,141	0,096	✓
Pd10	0,608	0,172	0,749	0,820	0,614	0,00229	0,327	0,201	0,178	✓
Pd11.1	0,808	0,172	0,615	0,828	0,509	0,00250	0,269	0,137	0,131	✓
Pd11.2	0,408	0,172	0,718	0,802	0,576	0,00115	0,244	0,141	0,092	✓
Pd12	0,608	0,172	0,749	0,820	0,614	0,00141	0,202	0,124	0,100	✓
Pd13	0,608	0,172	0,749	0,820	0,614	0,00229	0,327	0,201	0,132	✓

Peças Desenhadas

1 – Planta Estrutural do Edifício sem juntas sísmicas

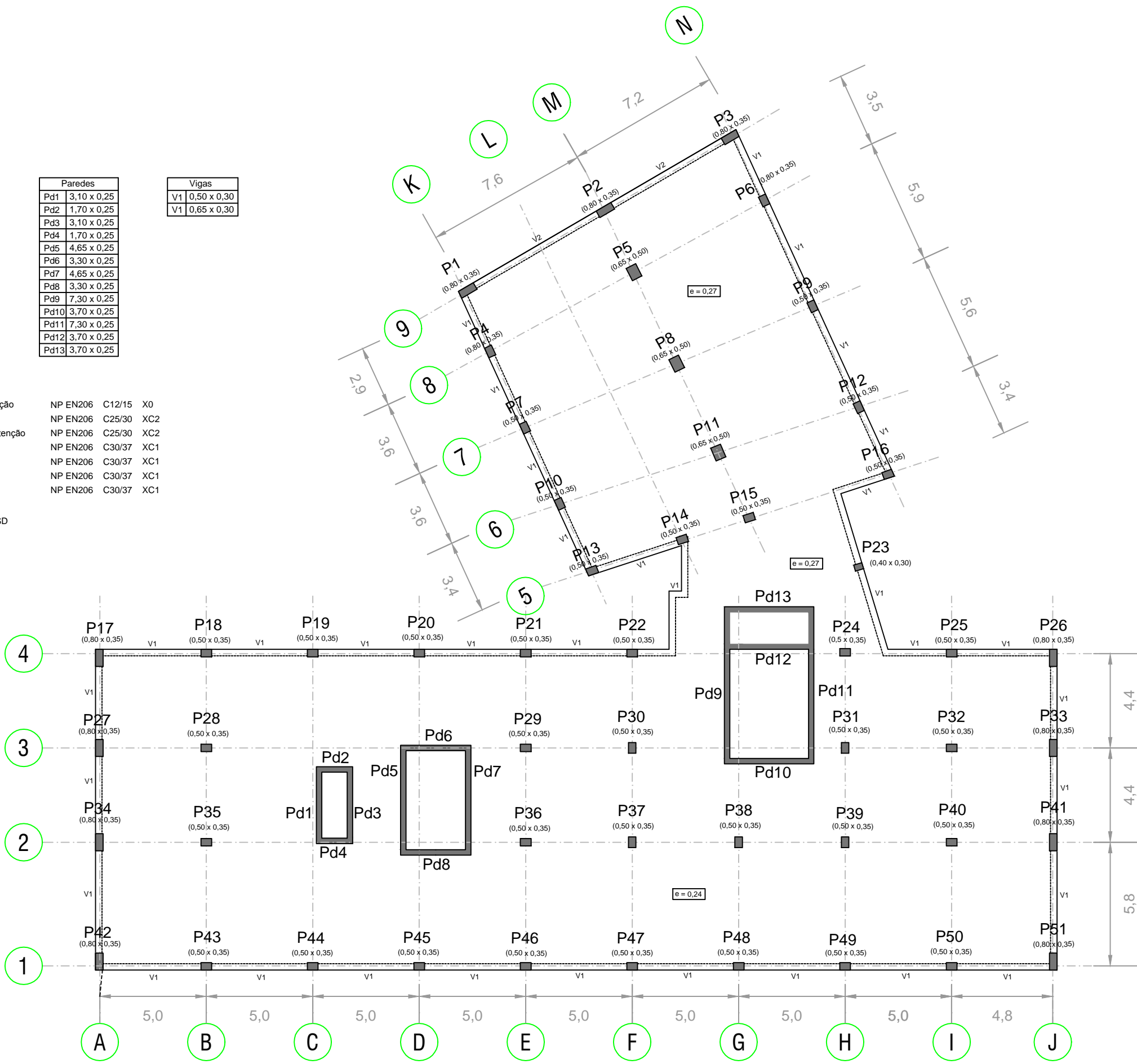
2 – Planta Estrutural do Edifício com juntas sísmicas

Paredes	
Pd1	3,10 x 0,25
Pd2	1,70 x 0,25
Pd3	3,10 x 0,25
Pd4	1,70 x 0,25
Pd5	4,65 x 0,25
Pd6	3,30 x 0,25
Pd7	4,65 x 0,25
Pd8	3,30 x 0,25
Pd9	7,30 x 0,25
Pd10	3,70 x 0,25
Pd11	7,30 x 0,25
Pd12	3,70 x 0,25
Pd13	3,70 x 0,25

Vigas	
V1	0,50 x 0,30
V1	0,65 x 0,30

- Betões
- Regularização NP EN206 C12/15 X0
 - Sapatas NP EN206 C25/30 XC2
 - Muros contenção NP EN206 C25/30 XC2
 - Paredes NP EN206 C30/37 XC1
 - Pilares NP EN206 C30/37 XC1
 - Vigas NP EN206 C30/37 XC1
 - Lajes NP EN206 C30/37 XC1

- Aço
- A500 NR SD

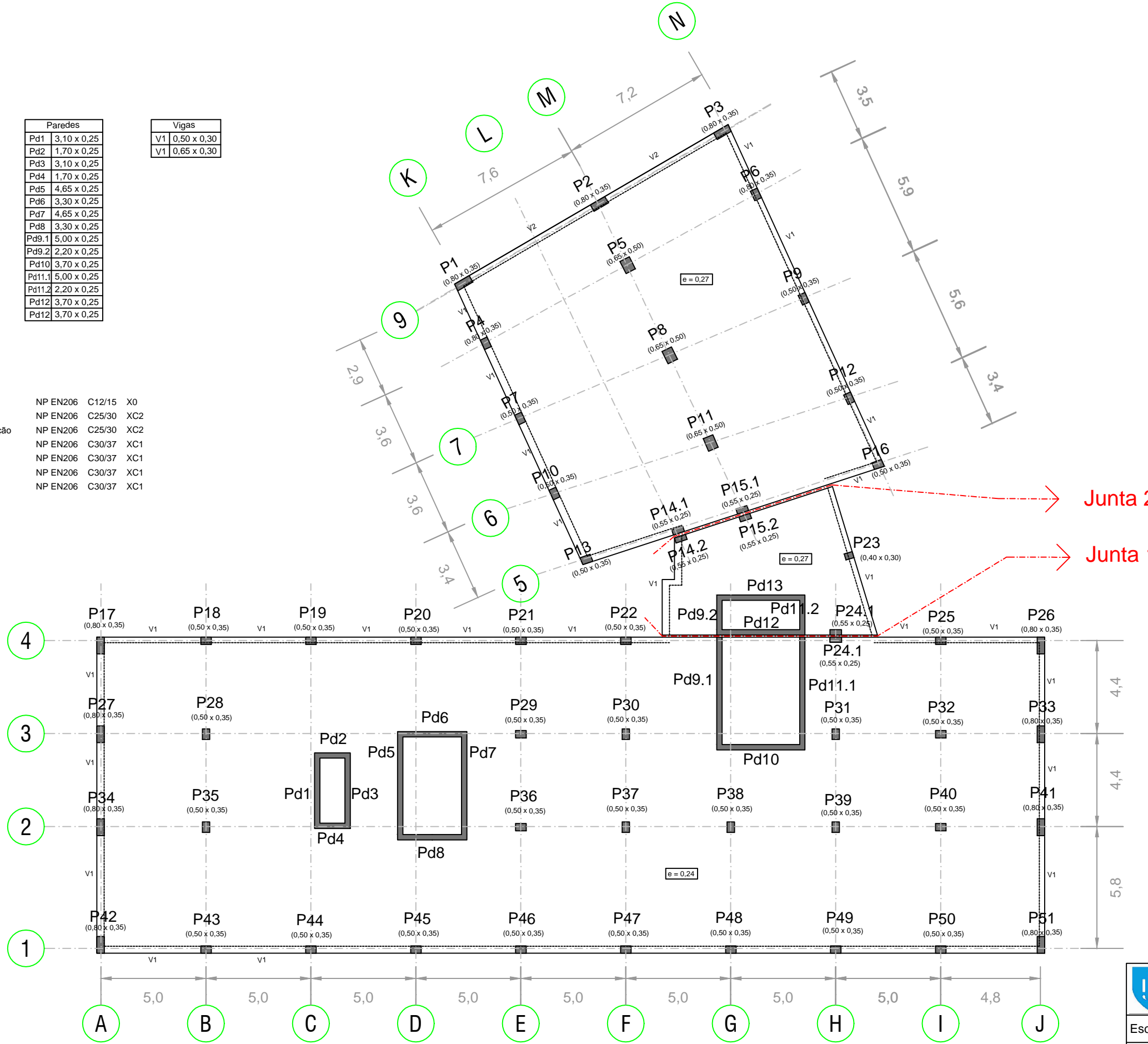


	TÉCNICO LISBOA	Mestrado Integrado Engenharia Civil A Influência de Juntas Estruturais no Comportamento Sísmico dum Edifício de Habitação em Lisboa de Planta Irregular
	Escala: 1/200	Desenho nº1:
	Data: Julho 2015	Planta estrutural do edifício sem juntas

Paredes	
Pd1	3,10 x 0,25
Pd2	1,70 x 0,25
Pd3	3,10 x 0,25
Pd4	1,70 x 0,25
Pd5	4,65 x 0,25
Pd6	3,30 x 0,25
Pd7	4,65 x 0,25
Pd8	3,30 x 0,25
Pd9.1	5,00 x 0,25
Pd9.2	2,20 x 0,25
Pd10	3,70 x 0,25
Pd11.1	5,00 x 0,25
Pd11.2	2,20 x 0,25
Pd12	3,70 x 0,25
Pd12	3,70 x 0,25

Vigas	
V1	0,50 x 0,30
V1	0,65 x 0,30

- Betões
- Regularização NP EN206 C12/15 X0
 - Sapatas NP EN206 C25/30 XC2
 - Muros contenção NP EN206 C25/30 XC2
 - Paredes NP EN206 C30/37 XC1
 - Pilares NP EN206 C30/37 XC1
 - Vigas NP EN206 C30/37 XC1
 - Lajes NP EN206 C30/37 XC1
- Aço
- A500 NR SD



Junta 2

Junta 1

	Mestrado Integrado Engenharia Civil A Influência de Juntas Estruturais no Comportamento Sísmico dum Edifício de Habitação em Lisboa de Planta Irregular
	Escala: 1/200 Data: Julho 2015
Desenho nº2: Planta estrutural do edifício com juntas	