

ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS ALTOS

EDGAR AUGUSTO RODRIGUES LUCAS

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Coorientador: Engenheiro Bernardino Manuel Cardoso de Lima

JUNHO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Os orientadores reservam-se nos direitos sobre os créditos deste documento.

Aos meus Pais, Irmão

“Só é lutador quem sabe lutar consigo mesmo”

Carlos Drummond de Andrade

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca, pelo apoio em desenvolver a dissertação num gabinete de projeto. Pelo o conhecimento e dedicação que ao longo da realização do trabalho sempre demonstrou. As longas reuniões, que se tornavam tertúlias de conhecimento da minha parte em ouvir o Professor, pautando sempre pelo sentido de responsabilidade, cumprimento, fazendo evoluir a minha capacidade crítica e a capacidade de análise de resultados enquanto engenheiro.

Ao Engenheiro Bernardino Lima, pela disponibilidade e por todo o conhecimento prático transmitido sempre com simplicidade enquanto engenheiro estrutural, para passar o seu conhecimento da melhor forma possível.

À empresa Techonis-Global Consulting Services, Lda, pela possibilidade de desenvolver este trabalho em ambiente empresarial, pela disponibilidade de todos os meios essenciais para a realização da dissertação e toda a equipa Techonis-Global Consulting Services, Lda, pela boa integração, pelo apoio, pela disponibilidade e pela partilha de experiências profissionais, realçando o Engenheiro Romeu Simões, as Engenheiras Inês Garcia e Joana Teixeira e por último à desenhadora Rita Graça.

A todos os professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por todo o conhecimento partilhado em especial aos Professores Mário Pimentel, Humberto Varum, Filipe Magalhães, Miguel Castro, Pedro Costa e Pedro Pacheco.

Ao Engenheiro e amigo André Lopes, incansável em todos estes anos, sempre prestável e disponível para partilhar todo o seu vasto conhecimento enquanto engenheiro. Sempre presente nos momentos mais decisivos, capaz de criticar ou apoiar na altura certa, mostrando-se uma pessoa de carácter inigualável.

Aos meus amigos da FEUP, que me acompanharam ao longo destes anos, em especial neste semestre. Tornando-se amigos para a vida.

À minha namorada, pelo o apoio e paciência nos momentos mais difíceis ao longo destes cinco anos.

Por fim, e mais importante, a toda minha família, em especial aos meus Pais e Irmão, porque sem eles este sonho não era possível. A melhor herança que podiam dar ao vosso filho, é esta. Eternamente grato, por tudo.

Aos meus Avôs, paternos e maternos por todo o carinho e apoio que me deram desde de novo para me tornar na pessoa que sou hoje, isto também é por vocês.

RESUMO

O trabalho desenvolvido tem como foco abordar o projeto de um edifício alto com a função de habitação a desenvolver na empresa Techonis-Global Consulting Services, Lda, dando destaque a análise da solução de lajes fungiformes, variante estrutural A e lajes vigadas, variante estrutural B, para o mesmo edifício.

É envolvido no estudo destas duas soluções de laje, duas análises principais devido aos efeitos inerentes à construção de edifícios altos, como é o caso da estrutura do presente trabalho. E essas análises são correspondentes ao faseamento construtivo e aos efeitos de segunda ordem. Embora não constituindo um foco central do trabalho, também foram analisados os aspetos relacionados com a ação sísmica.

Relativamente aos efeitos de segunda ordem, o presente trabalho aborda a análise de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), com aplicação do método da rigidez nominal. Esta estratégia é indicada para este tipo de estrutura, porque permite caracterizar a rigidez de cada elemento da estrutura. Para análise deste efeito, é necessário conhecer a carga associada à instabilidade global da estrutura, designada por carga crítica ou carga de encurvadura. Para obtenção desta carga foi utilizada o programa de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis*.

Contudo, o Eurocódigo 2 (CEN 2010), não é totalmente claro no que diz respeito à rigidez nominal a considerar nas lajes. Assim, foi alvo de análise a influência da variação da rigidez nominal na laje no coeficiente de amplificação de ações horizontais devido aos efeitos de segunda ordem e apresentar uma proposta simplificada da rigidez nominal a considerar nas lajes.

No entanto, foram ainda realizadas análises envolvendo duas abordagens recorrentes em projeto nos dias de hoje para a consideração da análise destes efeitos, que passam por considerar $1/3$ e $1/5$ da rigidez de todos os elementos estruturais.

No que diz respeito ao faseamento construtivo, é um fenómeno pouco estudado, muitas vezes não é envolvido no dimensionamento das estruturas. Contudo em edifícios altos, é importante considerar este efeito porque tem grande impacto nos deslocamentos dos elementos verticais nomeadamente nos pilares. Por consequência deste efeito, verifica-se um deslocamento relativo ao nível dos pisos, que irá ter influência nos esforços dos elementos ao nível do piso. Para a análise da construção faseada foi utilizado um método simplificado, e um método mais preciso com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. Posteriormente foram analisados os deslocamentos relativos, entre os pilares e o núcleo, ao nível do piso e analisados os momentos da ligação da laje com as paredes.

A ação sísmica teve como principal foco a análise dinâmica deste tipo de estruturas tendo em conta as características do edifício, a ocorrência dos efeitos de segunda ordem derivados desta ação e a força de corte basal ao nível do piso zero para os elementos verticais.

Este trabalho envolveu a discussão e análise de resultados de dificuldades sentidas pelos projetistas em algumas considerações a realizar nas análises abordadas ao longo desta dissertação, porque nem sempre as normas são totalmente esclarecedoras sobre determinados aspetos.

PALAVRAS-CHAVE: edifícios altos, efeitos de segunda ordem, rigidez nominal, faseamento construtivo, ação sísmica.

ABSTRACT

The work developed is focused on the design of a tall building with housing function to be developed by Techonis-Global Consulting Services, Lda, highlighting the analysis of the solution of fungiform slabs, structural variant A, B and guarded slabs, for the same building.

In the study of these two slab solutions, two main analyzes are performed due to the effects inherent to the construction of tall buildings, as is the presented in this work. These analysis correspond to the constructive phasing and the second order effects.

Also being analyzed, but not in such detail is the seismic action. Regarding the second order effects, the present work addresses the analysis according to Eurocode 2 (CEN 2010), with the application of the nominal stiffness method. This strategy is ideal for this type of structure, because it allows the characterization of the rigidity of each element of the structure. To analyze this effect, it is necessary to know the load that causes the global instability of the structure, called critical load or buckling load. To obtain this load, the structural calculation software Robot Structural Analysis was used.

However, Eurocode 2 (CEN 2010) is not entirely clear with regard to the nominal rigidity to be considered in the slabs. Thus, the influence of the variation of the nominal stiffness in the slab on the amplification coefficient of horizontal actions due to the second order effects was further analyzed to allow the presentation of a simplified proposal of the axial stiffness to be considered in the slabs.

Additionally, two recurring design approaches have been carried out to analyze the same effects, which include considering 1/3 and 1/5 of the overall rigidity of the structure.

With regard to constructive phasing, it is a little studied phenomenon, often not involved in the design of structures. However, in tall buildings, this effect is important to be analyzed because it has a great impact on the displacement of vertical elements, namely on the pillars. As a result of this effect, there is a shift relative to the floor level, which will influence the efforts of the elements at the floor level. For the analysis of the phased construction, a simplified method was used, using the Robot Structural Analysis automatic calculation software. Subsequently, the displacements relative to the floor level and the moments of the connection of the slab with the walls were analyzed.

The main focus of the seismic action was the dynamic analysis of this type of structures taking into account the characteristics of the building, the occurrence of second-order effects derived from this action and the basal cut force at the level of the zero floor for the vertical elements.

This work involved the discussion and analysis of the results of difficulties felt by the designers in some considerations to be carried out in the analyzes addressed throughout this dissertation, because the norms are not always fully enlightening on certain aspects.

KEYWORDS: tall buildings, second order effects, nominal stiffness, staged construction, seismic action.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ASPETOS GERAIS	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 ENQUADRAMENTO	5
2.1 EFEITOS DE 2ª ORDEM	5
2.1.1 CARGA CRÍTICA / FATOR DE CARGA	6
2.1.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS	6
2.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO	9
2.2.1 INFLUÊNCIA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	10
2.2.2 FATOR K CONSTANTE EM ALTURA	12
2.2.3 FATOR K COM APROXIMAÇÃO BILINEAR	14
2.3 AÇÃO SÍSMICA	16
2.3.1 CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA	16
2.3.1.1 Identificação dos Tipos de Terreno	16
2.3.1.2 Zonas Sísmicas	16
2.3.1.3 Representação Básica da Ação Sísmica	17
2.3.2 PROJETO DE EDIFÍCIOS	18
2.3.2.1 Critérios da regularidade	18
2.3.2.2 Classes e coeficientes de importância	18
2.3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	18
2.3.4 TIPO DE ESTRUTURA	19
2.3.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO PARA AS AÇÕES SÍSMICAS HORIZONTAIS	19
3 CASO DE ESTUDO – ASPETOS GERAIS	21
3.1 INTRODUÇÃO	21
3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	21
3.2.1 CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO	24
3.2.2 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO	24
3.3 MODELAÇÃO	24
3.3.1 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA	24
3.3.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO	26
3.3.2.1 Método Simplificado	26

3.3.2.2 Programa de cálculo automático	26
4 VARIANTE ESTRUTURAL A	29
4.1 INTRODUÇÃO.....	29
4.2 DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA	29
4.2.1 LAJE FUNGIFORME	29
4.2.2 PILARES	31
4.2.3 NÚCLEO	34
4.2.4 PAREDES DE FACHADA.....	35
4.3 AÇÕES.....	36
4.4 VALIDAÇÃO DO MODELO.....	38
4.5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO PARA AÇÕES LATERAIS.....	38
4.5.1 AÇÃO LATERAL UNIFORME	38
4.5.2 AÇÃO LATERAL TORSIONAL	40
4.6 ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	41
4.6.1 CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL	41
4.6.1.1 Pilares	41
4.6.1.2 Paredes e Núcleo	42
4.6.1.3 Lajes Fungiformes	43
4.6.2 QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	44
4.6.2.1 Rigidez nominal de Eurocódigo 2 (CEN 2010).....	44
4.6.2.2 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 33%	47
4.6.2.3 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 20%	47
4.6.2.4 Considerações finais	48
4.7 ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	49
4.7.1 INTRODUÇÃO	49
4.7.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS	49
4.7.2.1 Deslocamento relativo entre pisos	49
4.7.2.2 Momentos na ligação da laje, parede.....	51
4.7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	53
4.8 ANÁLISE SÍSMICA	53
4.8.1 ESPETRO DE RESPOSTA.....	54
4.8.2 CENÁRIO 1 – TODOS ELEMENTOS PRIMÁRIOS	55
4.8.2.1 Análise Modal	55
4.8.2.2 Resultados globais	56
4.8.2.3 Drifts.....	58
4.8.2.4 Análise efeitos de 2ª ordem.....	59
4.8.3 CENÁRIO 2 – PAREDES/NÚCLEOS ELEMENTOS PRIMÁRIOS	61
4.8.3.1 Análise Modal	61
4.8.3.2 Resultados Globais.....	61

4.8.3.3 Drifts	63
4.8.3.4 Efeitos de 2ª Ordem	64
4.8.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
5 VARIANTE ESTRUTURAL B	65
5.1 INTRODUÇÃO	65
5.2 DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA	65
5.2.1 LAJE VIGADA	65
5.2.2 VIGAS	65
5.2.3 PILARES	67
5.2.4 NÚCLEO	67
5.2.5 PAREDES DE FACHADA	68
5.3 AÇÕES	68
5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO	68
5.5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO PARA AÇÕES LATERAIS	68
5.5.1 AÇÃO LATERAL UNIFORME	68
5.5.2 AÇÃO LATERAL TORSIONAL	69
5.6 ANÁLISE DO EFEITOS DE 2ª ORDEM	71
5.6.1 CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL	71
5.6.1.1 Pilares	71
5.6.1.2 Paredes e Núcleo	71
5.6.1.3 Lajes	72
5.6.1.4 Vigas	72
5.6.2 QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	73
5.6.2.1 Rigidez nominal Eurocódigo 2 (CEN 2010)	73
5.6.2.2 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 33%	75
5.6.2.3 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 20%	75
5.6.2.4 Considerações finais	76
5.7 ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	77
5.7.1 INTRODUÇÃO	77
5.7.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS	77
5.7.2.1 Deslocamento relativo entre pisos	77
5.7.2.2 Momentos na ligação da laje, parede	79
5.7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	81
5.8 ANÁLISE SÍSMICA	81
5.8.1 ESPETRO DE RESPOSTA	81
5.8.2 ANÁLISE MODAL	82
5.8.3 RESULTADOS DA AÇÃO SÍSMICA	83
5.8.3.1 Resultados globais	83
5.8.3.2 Drifts	85

5.8.3.3 Análise dos efeitos de 2ª ordem	85
5.8.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
6 CONCLUSÕES	87
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	87
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução da construção de um edifício qualquer, (Kim, Jeong et al. 2012)	9
Figura 2.2 - Deslocamento vertical de um pilar isolado, para diferentes carregamentos, (Reis 2014)	12
Figura 2.3 - Deslocamentos para os diversos casos, (Reis 2014)	15
Figura 3.1 - Representação do modelo estrutural em 3D	22
Figura 3.2 - Planta do piso 1 – Variante Estrutural A.....	23
Figura 3.3 - Planta do piso 1 - Variante Estrutural B.....	23
Figura 3.4 - Graus de liberdade de um elemento de barra i, j no referencial local, (Azevedo 2011) ...	25
Figura 3.5 - Graus de liberdade de um elemento de cascas, (Wilson 2002).....	25
Figura 3.6 - Modelo 3D, de acordo com a modelação descrita	26
Figura 3.7 - Exemplo de associação do piso 8 à fase correspondente, <i>Robot Structural Analysis</i>	27
Figura 3.8 - Demonstração para acumular o peso próprio faseado	28
Figura 4.1 - Comprimento, l , da equação (4.3)	30
Figura 4.2 - Deformada da estrutura relativamente à combinação "Deformada"	31
Figura 4.3 - Área de influência do pilar central	32
Figura 4.4 - Identificação dos pilares, em planta	33
Figura 4.5 - Solução de paredes em planta	35
Figura 4.6 - Nomenclatura, para identificar as paredes	36
Figura 4.7 - Pressões internas exercidas nas paredes, Eurocódigo 1 (CEN 2010)	37
Figura 4.8 - Ação do vento inserida e representada no modelo	38
Figura 4.9 - Modelo, com ação estática horizontal representada, 3D	39
Figura 4.10 - Modelo, com ação estática no último piso, 3D	40
Figura 4.11 - Deformada da variante estrutural A.....	42
Figura 4.12 - Rigidez mobilizada na laje	43
Figura 4.13 - Modos de encurvadura, segundo a direção x (esquerda) e direção y (direita)	45
Figura 4.14 - Deslocamento relativo ao nível do piso dos três modelos	50
Figura 4.15 - Espectro de resposta de cálculo horizontal.....	54
Figura 4.16 - 1º modo de vibração, translação segundo a direção x	55
Figura 4.17 - Força de corte instalada no núcleo, cenário 1.....	57
Figura 4.18 - Momentos instalados no núcleo, cenário 1	57
Figura 4.19 - Deslocamento entre a base e o topo de casa piso, drifts, cenário 1.....	58
Figura 4.20 - Força de corte instalada no núcleo, cenário 2.....	62
Figura 4.21 - Momentos instalados no núcleo, cenário 2	62

Figura 4.22 - Deslocamento entre a base e o topo de casa piso, drifts, cenário 2	63
Figura 5.1 - Representação das distâncias na viga de acordo com o momento aplicado.....	66
Figura 5.2 - Modelo, com ação estática horizontal representada na vertente estrutural B, 3D	69
Figura 5.3 - Modelo, com ação estática no último piso na vertente estrutural B, 3D	70
Figura 5.4 - Deformada da vertente estrutural B	71
Figura 5.5 - Rigidez mobilizada, para diferentes secções e taxas de armadura, (Morais 2016)	72
Figura 5.6 - Modos de encurvadura, segundo a direção x (esquerda) e direção y (direita)	74
Figura 5.7 - Deslocamento relativo ao nível dos pisos dos três modelos	78
Figura 5.8 - Espectro de resposta de cálculo horizontal	81
Figura 5.9 - 1º modo de vibração, translação segundo a direção x	82
Figura 5.10 - Forças de corte instaladas no núcleo	84
Figura 5.11 - Momentos instalados no núcleo.....	84
Figura 5.12 - Deslocamentos entre o topo e a base do piso (mm)	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente de rigidez axial, K, (Reis 2014).....	14
Tabela 2.2 - Coeficiente de rigidez axial, K, aproximação bilinear, (Reis 2014)	15
Tabela 2.3 - Erro médio absoluto, (Reis 2014)	15
Tabela 3.1 - Propriedades do betão.....	24
Tabela 3.2 - Propriedades do aço	24
Tabela 4.1 - Dimensão dos pilares de pré-dimensionamento	32
Tabela 4.2 - Secções dos pilares	34
Tabela 4.3 - Dimensões do núcleo por piso.....	34
Tabela 4.4 - Dimensões da parede por piso	35
Tabela 4.5 - Fator de participação de cada elemento da estrutura	39
Tabela 4.6 - Resistência ao momento torsor de cada elemento da estrutura	41
Tabela 4.7 - Rigidez nominal do modelo de cálculo	44
Tabela 4.8 - Fator de carga, carga global de encurvadura, carga global vertical e coeficiente de amplificação.....	45
Tabela 4.9 - Fator de carga, carga global de encurvadura, coeficiente de amplificação para diferentes valores rigidez nominal de laje fungiforme	46
Tabela 4.10 - Fator global de encurvadura e coeficiente de amplificação, considerando o núcleo como único elemento de contraventamento	46
Tabela 4.11 - Rigidez nominal a considerar no modelo.....	47
Tabela 4.12 - Fator de carga, carga global de encurvada e coeficiente de amplificação.....	47
Tabela 4.13 - Rigidez nominal a considerar no modelo.....	47
Tabela 4.14 - Fator de carga, carga global de encurvada e coeficiente de amplificação.....	48
Tabela 4.15 - Coeficiente de amplificação, variante estrutural A.....	48
Tabela 4.16 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 22	51
Tabela 4.17 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 18	52
Tabela 4.18 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 17	52
Tabela 4.19 - Valores obtidos para o cálculo do espectro de reposta.....	54
Tabela 4.20 - Frequência, taxa de participação da massa modal para cada direção, cenário 1	55
Tabela 4.21 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura, cenário 1	56
Tabela 4.22 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x, cenário 1	60
Tabela 4.23 - Frequência, taxa de participação da massa modal para cada direção, cenário 2	61
Tabela 4.24 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura, cenário 2	61

Tabela 4.25 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x, cenário 2	64
Tabela 5.1 - Dimensões da viga.....	66
Tabela 5.2 - Secção dos pilares	67
Tabela 5.3 - Dimensões do núcleo por piso	67
Tabela 5.4 - Dimensões da parede de fachada ao nível do piso	68
Tabela 5.5 - Fator de participação de cada elemento da estrutura	69
Tabela 5.6 - Resistência ao momento torsor de cada elemento da estrutura	70
Tabela 5.7 - Caracterização da rigidez nominal de cada elemento da estrutura.....	73
Tabela 5.8 – Fator de carga, carga global vertical, carga global de encurvadura e coeficientes de amplificação	73
Tabela 5.9 - Fator de carga, carga global de encurvadura, carga vertical global e coeficiente de amplificação para diferentes valores de rigidez nominal da laje vigada	74
Tabela 5.10 - Rigidez nominal global da estrutura.....	75
Tabela 5.11 – Fator de carga, carga global de encurvadura e coeficiente de amplificação, para cada direção	75
Tabela 5.12 - Rigidez nominal global da estrutura.....	75
Tabela 5.13 - Fator de carga, carga global de encurvadura e coeficiente de amplificação, para cada direção	76
Tabela 5.14 - Coeficiente de amplificação, variante estrutural B	76
Tabela 5.15 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 22	79
Tabela 5.16 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 19	80
Tabela 5.17 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 18	80
Tabela 5.18 - Frequência, taxa de participação da massa modal em cada direção.....	82
Tabela 5.19 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura.....	83
Tabela 5.20 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x	86

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPETOS GERAIS

Os edifícios altos são cada vez mais frequentes na atualidade, tendo em conta a grande crescente populacional nas grandes metrópoles. No entanto este conceito de edifícios altos é um pouco abstrato, no sentido em que, no panorama nacional um edifício entre 20 a 30 piso é considerado um edifício alto, mas no Brasil ou nos Estados Unidos da América para ser considerado um edifício alto já tem que estar noutra gama de pisos, superior a 40 pisos.

Esta tipologia é de extrema complexidade na avaliação das ações horizontais, visto que, para edifícios de grande altura esta contempla uma importância ainda maior. Este trabalho tem como objetivo elaborar o estudo deste efeito numa estrutura de betão armado constituído por duas vertentes de laje. Será contemplado de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010) e com duas abordagens simplificadas realizadas usualmente em projeto. Relativamente à norma europeia, será utilizada o método baseado numa rigidez nominal, visto que, é em geral o método mais adequado para análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios, porque permite incorporar todos os seus elementos na análise. Contudo, a sua utilização em projeto, envolve certas dificuldades que estão ligadas com a caracterização da rigidez nominal de certos elementos do edifício, nomeadamente das vigas, pilares e lajes.

Um fenómeno associado a este tipo de edifícios altos, é o faseamento construtivo. A influência dos deslocamentos verticais devido à construção faseada, tem consequências nos esforços finais da estrutura, para posterior dimensionamento. Assim, deve ser analisado de forma rigorosa a incorporação deste fenómeno para assegurar um dimensionamento adequado. Para atender a este efeito será envolvido no estudo um método simplificado e ainda o recurso a uma ferramenta disponível no programa de cálculo *Robot Structural Analysis* sendo este o método mais exato de representar o faseamento. Esta discussão será envolvida para as duas vertentes estruturais.

Sentiu-se assim, também face ao edifício desenvolvido de incorporar a avaliação sísmica na presente dissertação de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010).

1.2 OBJETIVOS

Face á oportunidade de desenvolver a dissertação em ambiente empresarial, as abordagens e estudos realizados neste trabalho foram sempre na vertente de projeto. O principal objetivo foi, tendo em conta um edifício alto, face às abordagens consideradas, analisar as soluções estruturais, laje fungiforme e vigada.

No entanto, as conclusões realizadas tiveram como finalidade, não só de ajudar o projeto a ser desenvolvido na Techonis-Global Consulting Services, Lda, mas também projetos futuros que encontrem as dificuldades abordadas nesta dissertação.

O primeiro objetivo consiste em avaliar os efeitos de segunda ordem nas duas vertentes estruturais, pelo método da rigidez nominal e pelas considerações que são realizadas em alguns gabinetes. Para concretizar esta análise, foi obtido através do programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, a carga capaz de instabilizar globalmente a estrutura, designada por carga crítica. Contudo, é necessário caracterizar a rigidez nominal dos elementos do edifício. Face às dificuldades sentidas em projeto de caracterizar a rigidez da laje, foi desenvolvida uma proposta capaz de auxiliar esta adversidade sentida pelos gabinetes de projeto.

O segundo objetivo, perante uma estrutura de vinte e cinco pisos é importante avaliar as abordar consequências relativamente ao faseamento construtivo. Assim, para considerar o faseamento foi utilizado um método simplificado e ainda uma ferramenta que o software de cálculo estrutural tem. Contudo, para compreender o impacto das duas abordagens e do faseamento construtivo, é necessário confrontar os resultados obtidos com o modelo standard, ou seja, em que não é efetuada nenhuma alteração ao modelo do edifício para simular a construção faseada.

O terceiro objetivo, contempla a avaliação relativamente à ação sísmica. É importante perceber se teremos a estrutura flexível com a análise dos modos de vibração e se ainda é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) tendo em conta o Eurocódigo 8 (CEN 2010). Contudo, para obtenção do espectro de resposta é necessário perceber o sistema estrutural do edifício para obtermos o coeficiente de comportamento. Então foi realizada uma avaliação da estrutura, relativamente à sua resistência torsional.

O quarto objetivo e último, avaliar as abordagens feitas às duas variantes estruturais e perceber qual é a capaz de oferecer maiores vantagens tendo em conta o tipo de edifícios em questão, edifícios altos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo tratado nos vários capítulos no presente trabalho, é apresentado nos parágrafos seguintes de forma sucinta.

O Capítulo 2 consiste na introdução das principais abordagens em estudo tendo em conta a tipologia do edifício desenvolvido nesta dissertação. Essas abordagens são os efeitos de segunda ordem, faseamento, construtivo e ação sísmica.

O capítulo 3 pretende descrever os aspetos em comum das duas variantes estruturais, desenvolvidas em torno do mesmo edifício alterando apenas o sistema estrutural da laje. O edifício é constituído por 25 pisos a ser projeto pela empresa Techonis-Global Consulting Services, Lda. Sendo a vertente estrutural A, constituída por laje fungiforme e a vertente estrutural B, constituída por laje vigada.

O capítulo 4 é destinado à análise da vertente estrutural A, relativamente aos efeitos de segunda ordem com o método baseado numa rigidez nominal de acordo com o Eurocódigo 2. Apresenta-se de forma simplificado um estudo para a caracterização da rigidez nominal das lajes fungiformes, sendo a proposta uma estratégia adequada para situações de projeto. É ainda alvo de análise o faseamento construtivo e a ação sísmica, sendo a última análise efetuada considerando os elementos da estrutura todos como elementos primários e posteriormente os núcleos e paredes como elementos primários.

O capítulo 5 diz respeito à variante estrutural B constituída por um sistema de laje vigada. Serão realizadas as análises devido aos efeitos de segunda ordem, faseamento construtivo e ação sísmica.

O capítulo 6 são apresentadas as conclusões efetuadas de acordo com os resultados obtidos das análises efetuadas nas duas variantes em estudo, bem como as propostas a desenvolver no futuro relacionado com a presente dissertação.

2

ENQUADRAMENTO

2.1 EFEITOS DE 2ª ORDEM

De acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), é possível conceber a análise dos efeitos de segunda ordem recorrendo a dois métodos simplificados, baseado numa rigidez nominal e numa curvatura nominal, respetivamente.

No presente trabalho, o método utilizado será baseado numa rigidez nominal. A aplicabilidade deste método não é fácil e simples, porque é necessária uma análise independente de cada elemento da estrutura, ter conhecimento dos seus esforços e solução de armadura. Por outro lado, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) não demonstra uma proposta de caracterização para a rigidez nominal a utilizar nas lajes. Para colmatar esta adversidade, foi realizado um estudo por Hugo Morais (Morais 2016), e o resultado dessas análises para avaliação da rigidez a considerar na estrutura, foram incluídas nesta dissertação.

O edifício desenvolvido neste trabalho, é um edifício com contraventamento misto pórtico-parede, em que a rigidez lateral da estrutura é assegurada pelas paredes, núcleos e pelo contributo do efeito de pórtico. Contudo, há edificações em que a rigidez do núcleo é tão elevada que o efeito de pórtico é desprezável.

Os estados limites de utilização estão relacionados com o funcionamento das estruturas, enquanto os estados limites últimos estão associados a fenómenos de colapso, local ou global das estruturas. Associado aos estados limites últimos estão os problemas de instabilidade, que deverão ser considerados na avaliação de segurança da estrutura.

O tipo de análise mais frequente para avaliação de estruturas, é análise linear de estruturas. Esta análise, admite a linearidade física, ou seja, o comportamento dos materiais é linear. No entanto, uma das desvantagens deste método é que não permite o estudo de fenómenos de instabilidade. Para os fenómenos de instabilidade os esforços finais da estrutura estão dependentes da deformada da mesma, pois a origem destes fenómenos é geometricamente não linear.

Contudo face à dificuldade de se efetuar a caracterização da rigidez nominal a considerar para avaliar os efeitos de segunda ordem, visto que o Eurocódigo 2 (CEN2010) não é totalmente esclarecedor para este tipo de problema, por vezes alguns gabinetes de projeto adotam estratégias mais simplificadas. Duas dessas abordagens, a primeira consiste em dividir o módulo de elasticidade por três e afetar globalmente a estrutura, sendo que a segunda recai na mesma estratégia da abordagem anterior, mas o módulo de elasticidade é dividido por cinco. Nesse sentido, estas duas estratégias serão incluídas neste trabalho para avaliar os efeitos e comparar com abordagem realizada pelo Eurocódigo 2 (CEN2010).

2.1.1 CARGA CRÍTICA / FATOR DE CARGA

Para analisar a instabilidade de uma estrutura é necessário conhecer a sua carga crítica, ou seja, a carga que instabiliza a estrutura, expressão 2.1.

$$P_{cr} = \lambda \cdot F_{V,Ed} \Leftrightarrow F_{V,B} = \lambda \cdot F_{V,Ed} \quad (2.1)$$

em que:

P_{cr} – carga crítica;

λ – fator de carga;

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total (em elementos contraventados e de contraventamento);

$F_{V,B}$ - carga global nominal de encurvadura, tendo em conta a flexão e o esforço transversal.

O fator de carga é obtido através do rácio entre a carga crítica e a carga atuante na estrutura. Para determinar este parâmetro, recorreu-se a uma análise de encurvadura a partir do programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. Nesta análise interessa avaliar o fator de carga correspondente ao primeiro modo de instabilização global de estrutura, ou seja, modos onde ocorra instabilidade local são desprezados. Assim, determina-se a menor carga crítica que provoca uma instabilidade global do edifício e o correspondente fator de carga. Efetuar a análise de encurvadura é muito importante no desenvolvimento do início do projeto, uma vez que permite perceber se o edifício se encontra corretamente contraventado ou se é necessário rever o conceito estrutural ou mais elementos de contraventamento.

2.1.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS

De acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), podem ser realizados dois tipos de análises, para elementos isolados e para a avaliação dos efeitos globais em edifícios. Contudo, a última abordagem será alvo de análise para o edifício em estudo neste trabalho.

Quando o sistema de contraventamento não apresenta deformações significativas do esforço transversal os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados segundo o Eurocódigo 2 (CEN 2010), se estes representam menos de 10% dos efeitos de primeira ordem.

$$F_{V,Ed} = 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (2.2)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total (em elementos contraventados e de contraventamento);

$F_{V,BB}$ – carga global nominal de encurvadura para a flexão global.

A carga global nominal de encurvadura para a flexão global pode ser traduzida pela seguinte expressão:

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \frac{\sum EI}{L^2} \quad (2.3)$$

em que:

ξ – coeficiente que depende do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição de cargas;

$\sum EI$ – soma dos fatores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direção considerada, incluindo eventuais efeitos da fendilhação;

L – altura do edifício acima do nível da secção de encastramento.

Na falta de uma avaliação mais precisa da rigidez, poderá utilizar-se a seguinte expressão para um elemento de contraventamento fendilhado.

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (2.4)$$

em que:

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$ valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

I_c – momento de inércia do elemento de contraventamento.

Caso o elemento de contraventamento não esteja fendilhado no estado limite último, o valor de 0.4 na expressão poderá ser substituído por 0.8. No entanto, uma vez que os elementos de contraventamento resistem aos esforços horizontais e apresentam esforços de flexão elevados, estes não fendilharão apenas se tiverem níveis de esforços axiais suficientemente elevados, tais que a tensão na fibra mais tracionada seja inferior a f_{ctm} , valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples.

Se esse mesmo elemento tiver uma rigidez constante ao longo da altura e a carga vertical total aumentar da mesma quantidade por piso, então ξ , pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (2.5)$$

em que:

n_s – número de pisos;

k – flexibilidade relativa da secção de encastramento; ver (2.6).

Na base do encastramento a flexibilidade relativa, é definida no Eurocódigo 2 (CEN 2010) por:

$$k = \left(\frac{\theta}{M} \right) \cdot \left(\frac{EI}{L} \right) \quad (2.6)$$

em que:

θ – rotação para o momento fletor M ;

EI – rigidez de acordo com a expressão (2.4);

L – altura total do elemento de contraventamento.

No entanto, num cenário em que o encastramento seja perfeito a flexibilidade relativa é igual a zero. Porém, na prática ser capaz de produzir um encastramento perfeito é quase impossível, uma vez que, apesar de nos modelos de cálculo se considerar um encastramento nas bases dos elementos estruturais, as fundações permitem sempre rotação dos mesmos. Então, é corrente k tomar o valor de 0,1.

No anexo H do Eurocódigo 2 (CEN 2010), encontra-se as expressões anteriores descritas, que têm como finalidade avaliar os efeitos de segunda ordem em sistemas de contraventamento formados por núcleos ou paredes.

Contudo, no capítulo 5 do Eurocódigo 2 (CEN 2010), é apresentada a expressão 2.7, que resulta da combinação das fórmulas 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5, em que se pode verificar, se os efeitos globais de segunda ordem podem ser ignorados em edifícios.

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (2.7)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento);

n_s – número de pisos;

L – altura total do edifício a cima do nível de encastramento;

I_c – momento de inércia (secção fendilhada) do(s) elemento(s) de contraventamento;

k_1 – coeficiente que resulta da combinações das expressões anteriores, $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

Na expressão 2.7, o valor de k_1 poderá ser substituído 0,62 se os elementos de contraventamento em estado limite último não estiverem fendilhados.

A expressão 2.7 resultante só é válida se cumprirem todas as condições seguintes:

- a instabilidade à torção não é condicionante, ou seja, a estrutura é razoavelmente simétrica;
- as deformações globais por corte são desprezáveis (como num sistema de contraventamento constituído, principalmente, por paredes de travamento sem grandes aberturas);

- os elementos de contraventamento estão fixos rigidamente à base, ou seja, as rotações são desprezáveis;
- a rigidez dos elementos de contraventamento é razoavelmente constante ao longo da altura;
- a carga vertical aumenta aproximadamente por piso.

Caso a dispensa dos efeitos de segunda ordem não se verifique, o método de análise aplicado no presente trabalho será baseado numa rigidez nominal, como já foi referido anteriormente. Para edifícios, é o método mais adequado, consistindo principalmente na correção da rigidez a ter em conta no comportamento global, considerando a não linearidade dos materiais, da fluência e dos efeitos de fendilhação. A rigidez considerada nos diferentes elementos estruturais, está caracterizada no capítulo 4 e 5.

Após caracterizada a rigidez, a consideração dos efeitos de segunda ordem são tidos em conta com a majoração das forças horizontais dos efeitos de primeira ordem. O coeficiente de amplificação, β , é expresso por:

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \quad (2.8)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento);

$F_{V,B}$ – carga global nominal de encurvadura, tendo em conta a flexão e o esforço transversal, ver expressão (2.1).

Estes são os procedimentos necessários para uma análise dos efeitos de segunda ordem a considerar na estrutura, para o método baseado numa rigidez nominal.

2.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No que diz respeito ao faseamento construtivo (Figura 2.1), é um tema que ao nível de investigação e projeto ainda está pouco desenvolvido e no que ao dimensionamento de estruturas diz respeito, muitas vezes não é adotado devido à pouca importância que lhe é atribuída, preferindo idealizar uma estrutura cimbrada, tornando assim o dimensionamento mais simples.

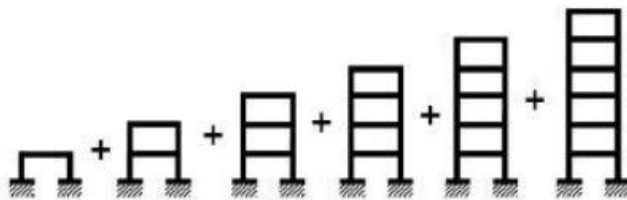


Figura 2.1 - Evolução da construção de um edifício qualquer, (Kim, Jeong et al. 2012)

No entanto, quando a construção por fases é considerada em projeto, é incluída através do afetando a rigidez dos pilares, mas em muitos casos os projetistas não percebem o impacto que terá nos esforços

da estrutura, porque o aumento da rigidez não é feito de forma precisa, apenas pretendem de alguma maneira simular o faseamento.

O faseamento construtivo é importante na construção de edifícios altos, tal como a estrutura desenvolvida nesta dissertação, com particular foco na deformação axial dos pilares. Quando é considerado um carregamento global na estrutura, ocorre uma deformação vertical em toda a altura dos elementos verticais. Contudo, em obra os deslocamentos verticais vão sendo corrigidos de maneira a que os pisos fiquem nivelados. Ou seja, há uma recuperação da deformação axial dos pilares e núcleos.

Em (Delgado et al. 2004), dá os primeiros passos relativamente ao processo do faseamento construtivo e revela importantes conclusões acerca desta investigação. Quando um piso é construído a sua deformação não têm interferência dos pisos superiores e apresenta outra conclusão, em que, nomeadamente os pisos inferiores tem implicações na deformada dos pisos superiores com especial relevo na deformação axial dos pilares e na rotação das bases dos mesmos. Este autor, apresenta como hipótese aplicar uma variação de temperatura aos pilares para simular o faseamento construtivo na modelação. Este método, têm como objetivo dar uma extensão ao pilar de maneira a que o piso fique nivelado, como é realizado em obra. Consegue ser uma aproximação bastante exata no que diz respeito à deformada dos pilares, relativamente ao faseamento construtivo.

(Reis 2014), estuda uma metodologia que passa por conseguir obter um método simplificado capaz de reproduzir o faseamento construtivo. Esse método afeta a rigidez axial dos pilares através de um fator de rigidez k , de tal maneira eficiente e de fácil implementação que possa traduzir de forma idêntica o efeito do faseamento construtivo, para ser possível conseguir um dimensionamento em segurança. Esta metodologia têm como base a relação entre a rigidez axial alterada dos pilares relativamente à sua rigidez axial. Para além deste método, conseguiu desenvolver um algoritmo que determina a variação de temperatura a aplicar a cada pilar, processo bastante eficiente, tendo como principal desvantagem o conhecimento prévio do estado de tensão dos pilares de modo a perspetivar a temperatura a aplicar. Esta última abordagem apesar de mais eficiente torna-se bastante demorada.

No entanto, existem programas de cálculo automático capazes de simular o faseamento construtivo, mas é um processo demorado e complexo, e por isso os projetistas no dimensionamento de estrutura optam por seguir estratégias menos demoradas.

Face aos resultados mostrados no estudo (Reis 2014), nesta dissertação para o faseamento construtivo será aplicado o método de afetar a rigidez dos pilares por um fator de rigidez k . Contudo, será também introduzido o faseamento construtivo com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. De realçar, que aplicar as abordagens mencionadas nos parágrafos anteriores, nomeadamente o método de variação de temperatura, são igualmente válidas, possivelmente representado melhor este processo. Porém, iria ser um trabalho moroso e complexo e poderia levar a que perdesse o foco principal desta dissertação. No próximo subcapítulo é feita uma breve análise sobre o estudo realizado por este autor, para o leitor perceber a abordagem realizada para incorporar o processo da construção faseada no modelo estrutural, através do fator K .

2.2.1 INFLUÊNCIA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Como foi mencionado anteriormente, a afetação da rigidez axial dos pilares só têm consequências nos deslocamentos verticais do próprio piso e dos pisos superiores, ou seja, as deformações axiais dos pisos inferiores não são afetadas. Podemos concluir que, ao afetar a rigidez dos pisos inferiores terá maior impacto do que afetar a rigidez axial dos pisos superiores.

Na (Figura 2.2), são apresentados os deslocamentos obtidos, para um pilar isolado, num edifício de 25 pisos em que, apenas o peso próprio é considerado. São analisados três tipos de carregamento no edifício, com recurso a um programa de cálculo automático. Carregamento global da estrutura, simulação do faseamento construtivo piso a piso e por último, a simulação da construção por fases com recurso a 5 fases, ou seja, a divisão é efetuada nos pisos 5, 10, 15, 20 e 25. De realçar que, o facto de correr o programa para uma construção faseada de piso a piso, para um edifício de 25 pisos, torna-se um processo muito demorado, não só na criação do modelo como no tempo de cálculo do programa.

A evolução dos deslocamentos é traduzida pela variável adimensional p_i , expressão 2.9 (Reis 2014), que relaciona o deslocamento vertical absoluto do piso i e o deslocamento vertical relativo entre pisos consecutivos:

$$p_i = \frac{D_{vi}}{d_v} \quad (2.9)$$

em que:

D_{vi} – deslocamento vertical absoluto;

d_v – deslocamento vertical relativo entre pisos consecutivos.

O deslocamento vertical absoluto, D_{vi} , diz respeito ao somatório dos deslocamentos dos pisos inferiores mais o do próprio piso para um determinado pilar, e pode ser dado pela expressão 2.10 (Reis 2014), para qualquer edifício com n pisos, num piso genérico i .

$$D_{vi} = \frac{N \cdot l}{E} \cdot \sum_{j=1}^i \frac{n+1-j}{A_{cj}} \quad (2.10)$$

em que:

N – esforço axial instalado no troço do pilar, no piso i ;

l – altura do pilar entre pisos;

E – módulo de elasticidade do material do pilar;

A_{cj} – área da secção do pilar;

n – número de pisos do edifício.

Relativamente ao deslocamento vertical relativo entre pisos consecutivos, pode ser expresso por:

$$d_v = \frac{N \cdot l}{E \cdot A_{cj}} \quad (2.11)$$

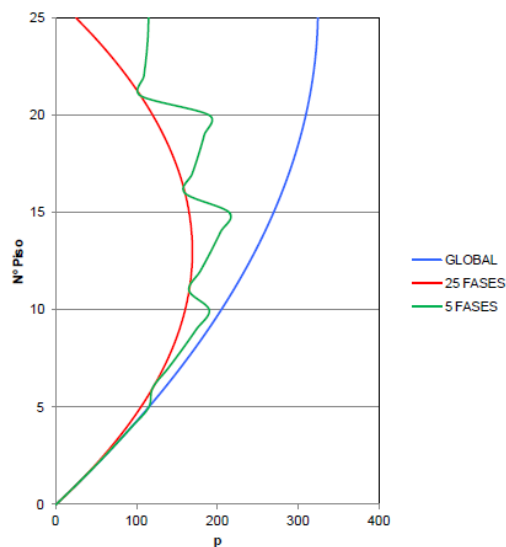


Figura 2.2 - Deslocamento vertical de um pilar isolado, para diferentes carregamentos, (Reis 2014)

No eixo vertical é apresentado o número de pisos e no eixo horizontal a variável adimensional, p_i , expressa em 2.9.

A partir da análise da (Figura 2.2) é possível verificar que nos primeiros pisos, as curvas são muito próximas, até mesmo coincidentes, podendo aferir que, para edifícios baixos a exclusão do faseamento construtivo, no modelo estrutural, não terá impacto significativo nos esforços da estrutura. Não obstante, nos pisos superiores a diferença de deslocamentos é bastante significativa. Para a curva relativa ao faseamento construtivo em 25 fases é possível visualizar que descreve uma parábola, ou seja, ocorre uma recuperação dos deslocamentos, sendo a mais realista. No entanto, é importante realçar que, a modelação em 5 fases, é uma boa aproximação e obtêm-se deslocamentos iguais onde ocorre transição dos próximos pisos a serem construídos, ou seja, nos pisos 6, 11, 16 e 21.

Em suma, para edifícios altos é fundamental ser considerado o faseamento construtivo, face à diferença de deslocamentos verificados nos pisos superiores.

2.2.2 FATOR K CONSTANTE EM ALTURA

Este fator K tem como base a relação entre a rigidez axial alterada dos pilares com a sua rigidez axial elástica. Este tipo de proposta, adotada em projeto poderá tornar-se vantajosa face à facilidade com que poderá ser introduzida no modelo da estrutura no programa de cálculo automático.

Tendo em atenção o que foi mencionado anteriormente, em que, a afetação da rigidez axial dos pilares só afeta os deslocamentos verticais do próprio piso e dos pisos superiores, ou seja, as deformações axiais dos pisos inferiores não são afetadas, percebe-se que afetar a rigidez axial dos pisos inferiores terá maior importância.

Posto isto, foi realizada várias análises para um pilar isolado de um edifício de 20 pisos e posteriormente para um pilar de uma estrutura 25 pisos para determinar qual o fator K a adotar, para edifícios com diferentes números de pisos. Ao analisar a estrutura de 20 pisos (Reis 2014) chega à conclusão que, quando a curva do faseamento começava a inverter nos pisos superiores, tal como mostra a (Figura 2.2) na curva a vermelho, a melhor maneira de conseguir tal aproximação na modelação de um edifício seria

através de um fator de rigidez negativo. Contudo, os programas de cálculo automático não permitem esta aproximação através de um fator negativo.

Posteriormente, a estrutura de 25 pisos foi alvo de estudo com base nas conclusões retiradas do edifício anterior, onde neste edifício foi estabelecido que o vigésimo piso, seria o piso de referência. Foram então, estabelecidos os seguintes critérios, por parte de (Reis 2014):

- Caso A – Erro do piso 20 = 0%
- Caso B – Erro do piso 25 = 0%
- Caso C – Módulo do erro do piso 20 = Módulo do erro do piso 25
- Caso D – Erro médio dos últimos 5 pisos = 0%

Com os critérios definidos, foram obtidos os coeficientes de rigidez, K, correspondentes a cada caso:

- Caso A – 1,5
- Caso B – 2,15
- Caso C – 1,85
- Caso D – 1,75

Após aplicação dos diferentes casos com o respetivo coeficiente de rigidez axial, e analisados os erros médios absolutos desta estrutura, foi estabelecido como piso de referência, n_r , o piso correspondente a 4/5 da altura total do edifício. Podendo este, ser obtido através da expressão:

$$n_r = n \cdot \frac{4}{5} \quad (2.12)$$

em que:

n – número total de pisos da estrutura.

Com base no piso de referência, podem ser descritos os critérios para os casos A, B, C e D da seguinte forma:

- Caso A – Erro do piso n_r = 0%
- Caso B – Erro do piso n = 0%
- Caso C – Módulo do erro do Piso 20 = Módulo do erro do piso 25
- Caso D – Erro médio dos últimos $(n - n_r)$ Pisos = 0%

Assim, para estruturas com diferentes números de pisos, foi possível constituir para os diversos casos o correspondente fator de rigidez axial atribuir a cada estrutura. Contudo, através da análise do erro médio absoluto (Reis 2014) verifica que os erros eram substanciais e não podendo ser ignorados, foi colocada a hipótese por uma aproximação bilinear.

2.2.3 FATOR K COM APROXIMAÇÃO BILINEAR

Esta aproximação assenta no controlo quase absoluto da rigidez nos pisos inferiores, e nos restantes pisos ser considerada uma rigidez muito elevada. Ou seja, esta diferença será marcada pela passagem de uma parábola para um troço retilíneo. Para perceber em que piso seria feita esta passagem, foram realizados vários testes e conclui-se que esse ponto de quebra é efetuado nos últimos cinco pisos da estrutura, independentemente do número de pisos que esta possa vir a ter. O piso de referência, pode ser calculado pela expressão, 2.13.

$$n_r = n - 5 \quad (2.13)$$

em que:

n – número total de pisos da estrutura.

Desta forma, os critérios podem ser generalizados da seguinte forma:

- Caso A – Erro do piso $n_r = 0\%$
- Caso B – Erro do piso $n = 0\%$
- Caso C – Módulo do erro do piso $n_r =$ Módulo do erro do piso n
- Caso D – Erro médio dos últimos 5 Pisos = 0%

Para um edifício de 25 pisos, o ponto de quebra de efetua é nos últimos cinco pisos da estrutura, logo com base na expressão 2.13, o piso de referência é o vigésimo piso. Definido o piso de referência, podem ser estabelecidos os critérios e aferir os coeficientes de rigidez axial, K , para os diferentes casos a adotar na estrutura até ao vigésimo piso, visto este ser o piso de referência. A partir deste a rigidez axial será muito elevada.

Tabela 2.1 - Coeficiente de rigidez axial, K , (Reis 2014)

Caso	Coeficiente de rigidez axial - K
A	1,5
B	1,8
C	1,65
D	1,6

Na Figura 2.3 são representados os deslocamentos para os diferentes casos de análise.

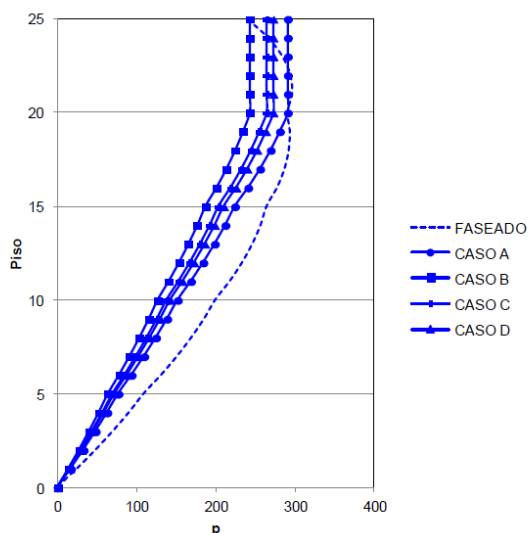


Figura 2.3 - Deslocamentos para os diversos casos, (Reis 2014)

Com a análise da Figura 2.3 é possível verificar, que o ponto de transição é notório nos últimos cinco pisos em todos os casos e que, o caso A é o que representa melhor o faseamento construtivo. No entanto, estão associados erros em todos os casos, porque a representação gráfica dos mesmos não é coincidente com a do faseamento. Na Tabela 2.3 estão representados os erros médios absolutos para os diferentes casos nesta estrutura.

Tendo a mesma abordagem de critérios para estabelecer os casos A, B, C e D em estruturas com 15, 20, 30, 35 e 40 pisos, na Tabela 2.2 estão apresentados os coeficientes de rigidez, K , e os seus erros médios absolutos na Tabela 2.3. Não obstante, nesses quadros está incluída a estrutura de 25 pisos anteriormente analisada, porque nestes já se encontram os valores finais dos coeficientes de rigidez a adotar em estruturas com pisos similares em situação de projeto.

Tabela 2.2 - Coeficiente de rigidez axial, K , aproximação bilinear, (Reis 2014)

n	A	B	C	D
15	1,2	1,45	1,35	1,3
20	1,35	1,45	1,55	1,5
25	1,5	1,8	1,65	1,6
30	1,5	2,2	1,85	1,65
35	1,5	2	1,8	1,7
40	1,5	2	1,7	1,7

Tabela 2.3 - Erro médio absoluto, (Reis 2014)

n	A	B	C	D
15	8%	20%	13%	11%
20	13%	27%	20%	18%
25	18%	29%	23%	22%
30	19%	33%	26%	24%
35	20%	35%	28%	25%
40	20%	35%	28%	25%

Da análise da Tabela 2.3, o erro médio absoluto em estruturas com número de pisos mais baixos é menor comparado com estruturas com mais pisos, visto que a influência dos últimos cinco pisos é muito maior em termos de percentagem. Ou seja, na estrutura de 15 pisos a influência dos últimos cinco pisos é de 33%, enquanto, na estrutura com 40 pisos é de 12,5%.

É possível concluir que esta aproximação bilinear apresenta resultados satisfatórios, tendo em conta que é um método simplificado. O caso que apresenta melhores resultados é o A, caso onde o critério imposto é o erro do piso de referência ser zero, sendo este o caso adotado para simular o faseamento construtivo na estrutura desenvolvida nesta dissertação.

2.3 AÇÃO SÍSMICA

A ocorrência de sismos em Portugal é frequente, mas não é sentida pela grande maioria da população. Contudo, a ocorrência de sismos é imprevisível, e sem sermos capazes determinar quando e onde poderá ocorrer é prudente dimensionar as estruturas com o devido respeito que este assunto merece, de forma a evitar desastres, como a perdas de vidas humanas muitas vezes associadas maioritariamente ao colapso de edifícios. Assim, a engenharia sísmica desempenha um papel importante na resistência de novos edifícios a nível estrutural e na reabilitação de estruturas já existentes.

No presente trabalho, o Eurocódigo 8 (CEN 2010), será a base de dimensionamento tendo em conta ação sísmica, conduzindo assim para uma maior precisão das suas consequências. Assim, a estrutura será dimensionada com o objetivo de proteger as vidas humanas, limitar os danos na estrutura e que as estruturas importantes para proteção civil se mantenham operacionais.

Com recurso a uma folha de cálculo feita de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), é gerado um ficheiro com a envolvente dos espectros de resposta, que depois é inserido no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. Assim, nos próximos subcapítulos é explicado através do Eurocódigo 8 (CEN 2010) que informação foi introduzida na folha de cálculo para gerar os espectros de resposta.

2.3.1 CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA

2.3.1.1 Identificação dos Tipos de Terreno

A identificação do tipo de terreno, assenta na caracterização geológica do local em que a obra se irá realizar. Visto que, o solo influencia a ação sísmica quando esta se desencadeia, assim, a cada tipo de terreno é possível corresponder uma ação espectral diferente.

No quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (CEN 2010), são definidos 7 tipos de terreno A, B, C, D, E, S_1 e S_2 . É possível recorrer a parâmetros de avaliação para classificar o tipo de terreno, como a velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$) e o número de pancadas do ensaio NSPT.

2.3.1.2 Zonas Sísmicas

O território nacional é dividido pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas diferentes, relacionando com a sismicidade correspondente a cada local. Para Portugal continental, através do Eurocódigo 8 (CEN 2010) é possível identificar dois tipos de ação sísmica, ação sísmica tipo 1 e ação sísmica tipo 2.

A sismicidade é descrita por um único parâmetro, ou seja, a aceleração máxima têm como valor de referência na base num terreno tipo A, a_{gR} . O valor de cálculo da aceleração da superfície, é obtido pela expressão 2.14:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.14)$$

em que:

γ_I – coeficiente de importância;

a_{gR} – aceleração, dependendo do tipo de ação e da zona.

2.3.1.3 Representação Básica da Ação Sísmica

Na dissertação desenvolvida foi utilizado como espectro de resposta, o espectro de cálculo para análise elástica, visto ter em conta a capacidade das estruturas dissiparem energia e a capacidade dúctil dos seus materiais. Pelo facto de conseguirem resistir a ações sísmicas, devido ao seu comportamento não linear, é possível efetuar o dimensionamento da estrutura para resistirem a forças sísmicas inferiores em comparação com as forças devido a resposta elástica diz respeito. Com isto, é efetuada uma análise elásticas com base num espectro reduzido em relação ao de resposta elástica, sendo designado por “espectro de cálculo”. A redução mencionada é concretizada através de um coeficiente de comportamento q .

Este coeficiente, é a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria exposta caso a resposta fosse elástica., com 5% de amortecimento e as forças sísmicas a adotar no dimensionamento com um modelo de análise elástica convencional. O coeficiente de comportamento, q , para diferentes direções horizontas da estrutura, poderá ser diferente.

O espectro de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes horizontais da ação sísmica é estabelecido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.18)$$

em que:

$S_d(T)$ – espectro de cálculo;

T – período de vibração de um sistema com um grau de liberdade;

q – coeficiente de comportamento;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

β – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

S – coeficiente do solo;

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

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

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

O valor recomendado para β é 0,2.

2.3.2 PROJETO DE EDIFÍCIOS

2.3.2.1 Critérios da regularidade

De acordo com o EC8-1, as estruturas podem ser classificadas como regulares ou não regulares seja em planta ou em altura. As diferenças entre estas classificações têm consequências na conceção do projeto sísmico:

- modelo de conceção;
- método de análise;
- coeficiente de comportamento, q .

Através da análise do quadro 4.1 do Eurocódigo 8 (CEN 2010), é possível ver em função da regularidade da estrutura, as implicações que irá ter nos três pontos mencionados anteriormente.

2.3.2.2 Classes e coeficientes de importância

De acordo com o quadro 4.3 do Eurocódigo 8 (CEN 2010), podemos classificar os edifícios em 4 classes de importância, em função da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil, das consequências sociais e económicas após a ocorrência do sismo e a perda de vidas humanas. Em função da classe do edifício é atribuído um coeficiente de importância para ação sísmica tipo 1 e 2, de acordo com o anexo nacional presente na norma.

2.3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), e dependendo das características da estrutura podem ser realizada quatro tipos de análise, elástica linear, não linear, análise estática não linear e análise temporal não linear. Contudo neste trabalho e tendo em conta o edifício em estudo, foi abordada análise elástica linear, aplicando o método de análise modal por espectro de resposta.

Através da análise modal por espectro de resposta, devem ser considerado todos os modos de vibração que contribuem para a resposta global da estrutura. No entanto, relativamente aos modos a ser considerados, pelo menos umas das condições seguintes devem ser respeitadas, em que:

- a soma das massas modais efetivas para os modos considerados, deve ser representar, pelo menos, 90% da massa global da estrutura;
- os modos com massas modais efetivas maiores que 5% devem ser todos considerados.

As condições mencionadas, devem ser verificadas para ambas as direções do modelo espacial.

Para avaliar a componente horizontal da ação sísmica foi combinada ação sísmica na direção x e y através das equações presentes na cláusula 4.3.3.5.1 do Eurocódigo 8 (CEN2010):

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (2.19)$$

$$0,30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.20)$$

em que:

" + " – significa “a combinar com”;

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

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

2.3.4 TIPO DE ESTRUTURA

É de elevada importância garantir uma boa escolha do sistema estrutural, para garantir um adequado comportamento da estrutura face à ação sísmica. Relacionado intrinsecamente com o sistema estrutural está ligado o coeficiente de comportamento, quanto maior o nível de ductilidade maior será o coeficiente de comportamento, uma vez que a mesma terá maior capacidade de dissipar energia durante a solicitação sísmica.

Os edifícios de betão podem ser classificados, de acordo com o seu comportamento a ações sísmicas horizontais assim como na sua rigidez à torção. Esta distinção de comportamento entre estruturas é estabelecida na cláusula 5.1.2 do Eurocódigo 8 (CEN 2010).

2.3.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO PARA AS AÇÕES SÍSMICAS HORIZONTAIS

O coeficiente para considerar a capacidade de dissipação de energia, deve ser determinado para cada através da seguinte expressão:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (2.21)$$

em que:

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

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

3

CASO DE ESTUDO – ASPETOS GERAIS

3.1 INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram abordadas análises e estratégias simplificadas para a consideração dos efeitos de segunda ordem, faseamento construtivo e ação sísmica, para o desenvolvimento de um projeto de estruturas e em específico a estrutura desenvolvida nesta dissertação.

A estrutura do edifício estudada na presente dissertação corresponde, no essencial, à estrutura de um edifício de um projeto a desenvolver na empresa Techonis-Global Consulting Services, Lda, conseguindo assim aplicar-se as abordagens do capítulo anterior num caso real. Procedeu-se a ligeiras simplificações da estrutura real, no sentido de se eliminarem pequenos detalhes particulares com pouca relevância nos aspetos principais a abordar no estudo desenvolvido.

O principal objetivo é estudar os principais aspetos relacionados com o faseamento construtivo, os efeitos de 2ª ordem e os efeitos da ação sísmica deste edifício, considerando duas variantes estruturais ao nível da estrutura dos pavimentos. Assim, foi considerada uma variante A, correspondente a uma solução de pavimentos em laje fungiforme e uma variante B, correspondente a uma solução de lajes maciças bidirecionais apoiadas em vigas.

Nos próximos subcapítulos são abordados aspetos em comum entre estas variantes estruturais, como a descrição da estrutura e a modelação utilizada para caracterizar a estrutura no programa de cálculo automático, sendo posteriormente apresentado nos próximos dois capítulos o estudo realizado para cada uma das variantes estruturais A e B.

Foram escolhidos estes sistemas estruturais de lajes porque, em termos de vãos, as soluções mais comuns para esta gama de edifícios proporciona que estas soluções, quer de laje fungiforme, quer de laje vigada, sejam as soluções mais interessantes.

3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo diz respeito a um edifício localizado no Porto a 5 quilómetros (Km) da zona costeira. Apresenta 25 pisos, 2 dos quais enterrados, com desenvolvimento em altura de 71m acima do solo. Sendo a utilização correspondente a cada piso feita da seguinte maneira:

- Piso -2 e -1 – estacionamento e áreas técnicas;
- Piso 0 ao Piso 21 – habitação;
- Piso 22 – piso técnico.

É apresentado assim na Figura 3.1, um modelo tridimensional da estrutura, desenvolvido pelo autor no *software Robot Structural Analysis*.

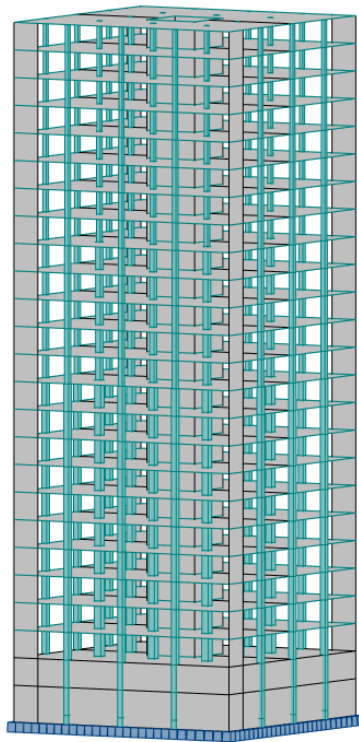


Figura 3.1 - Representação do modelo estrutural em 3D

Em termos estruturais a planta dos dois pisos enterrados à exceção das paredes de contenção é igual à dos restantes pisos, apresentando então os pisos uma forma quadrangular com dimensões de $27 \times 27 \text{ m}^2$, que perfaz uma área de 729 m^2 . Apresenta um núcleo central organizado em função da caixa de elevadores, mantendo-se na mesma posição ao longo do desenvolvimento da estrutura. Conta ainda com 4 paredes estruturais, uma em cada fachada do edifício. Assim, na Figura 3.2 variante estrutural A e na Figura 3.3 variante estrutural B, retrata-se em planta a estrutura global do edifício alterando apenas as dimensões dos pilares para os restantes pisos, com a única ressalva que a planta relativa à variante estrutural B apresenta vigas ao nível do piso. A laje desta variante é constituída por lajes maciças vigadas.

Relativamente, à caracterização mais completa da estrutura, a mesma será feita de uma forma mais pormenorizada nas secções seguintes. No entanto, face ao comportamento deste edifício às ações laterais, ele têm a particularidade de fazer uma transferência de força horizontal muito forte ao nível do piso zero para as paredes dos muros de suporte que vão fazer o equilíbrio dessa força. Isto faz uma incidência do efeito de diafragma mais relevantes nestes pisos, ou seja, esta forte ação horizontal solicita a laje no seu próprio plano, e é normal nestes pavimentos fazer uma ligeira alteração relativamente ao piso comum, dotando-a de uma espessura um pouco superior e mesmo o processo de dimensionamento de armaduras deve ter critérios particulares, por estas razões.

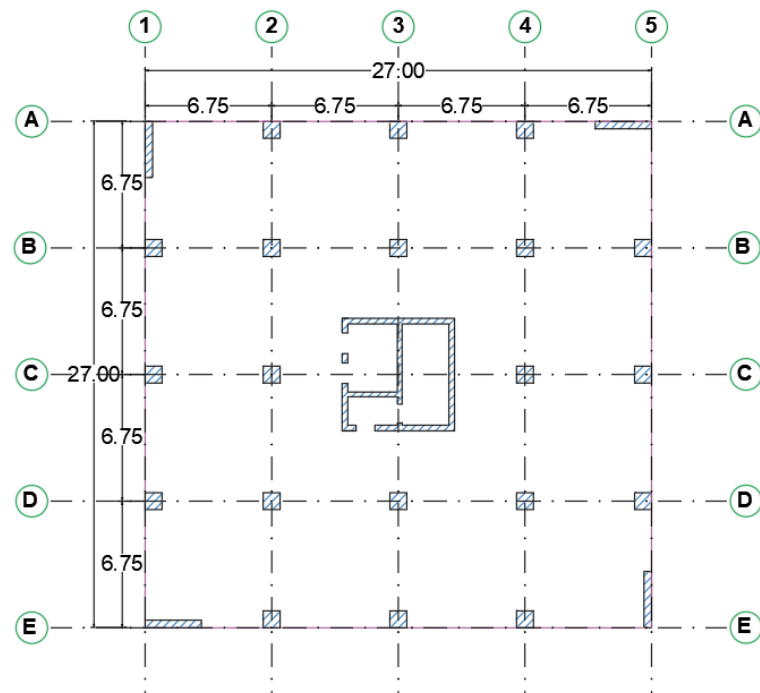


Figura 3.2 - Planta do piso 1 – Variante Estrutural A

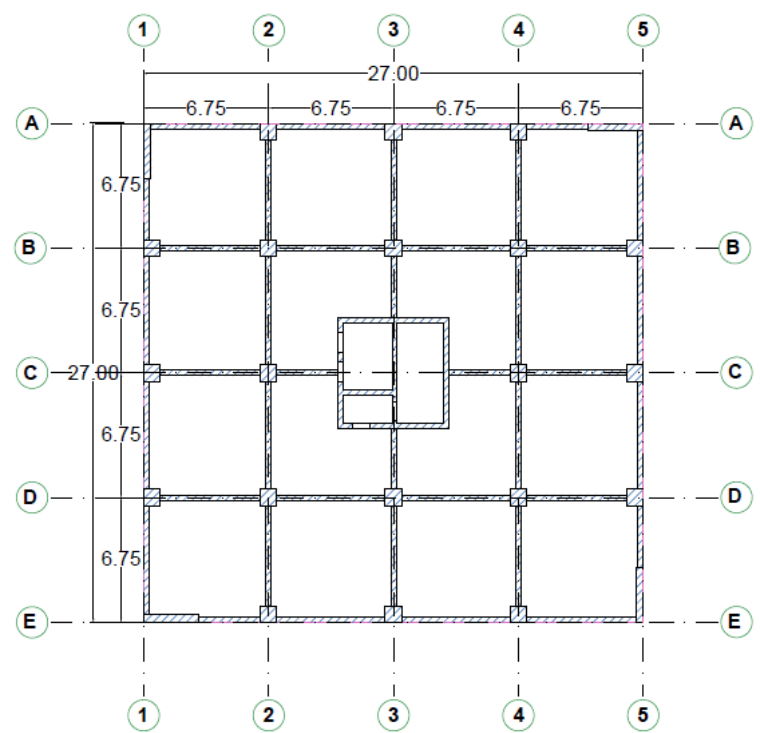


Figura 3.3 - Planta do piso 1 - Variante Estrutural B

3.2.1 CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO

Atendendo ao tipo de edifício em questão, foi considerado um betão da classe 30/37 para todos os elementos estruturais, cujas respetivas características são:

Tabela 3.1 - Propriedades do betão

Betão C30/37	Características
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	20 MPa
E_{cm}	33 GPa
f_{ctm}	2,9 MPa
γ	25 KN/m ³

3.2.2 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

O aço da classe A500 utilizado na dissertação desenvolvida para analisar as taxas de armadura de certos elementos da estrutura, tem como propriedades as apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Propriedades do aço

A500	Características
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa

3.3 MODELAÇÃO

3.3.1 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA

Antes de começar a modelação em qualquer programa, é fundamental perceber como é que se representa a estrutura no *software*, de forma a ter um comportamento correto dos vários elementos. No presente trabalho, a estrutura foi modelada com recurso ao programa *Robot Structural Analysis*, mas é fulcral perceber as ferramentas que são usadas para projetar a estrutura. Face à interação desenvolvida na empresa foi possível perceber que, nos dias de hoje são construídos modelos espaciais, sendo usados especialmente dois tipos de elementos:

- Elementos de casca, com seis graus de liberdade por nó, Figura 3.4;
- Elementos de barra, com seis graus de liberdade por nó, Figura 3.5.

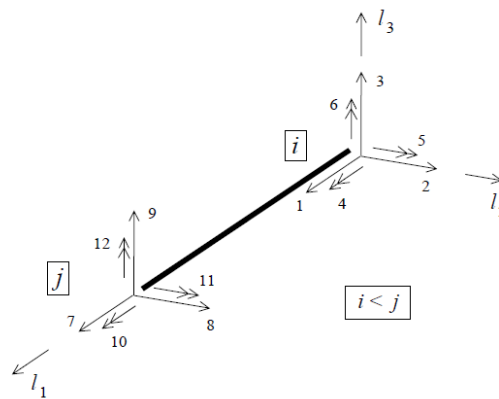


Figura 3.4 - Graus de liberdade de um elemento de barra i, j no referencial local, (Azevedo 2011)

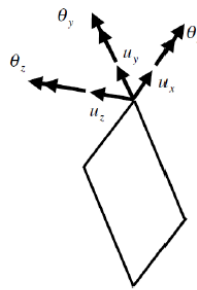


Figura 3.5 - Graus de liberdade de um elemento de cascas, (Wilson 2002)

Sendo os elementos de barra normalmente utilizados para representar elementos verticais ou horizontais, que funcionam à flexão, torção ou axialmente, o autor representou assim, os pilares e as vigas de acordo com este elemento. No entanto, para as paredes, para o núcleo de rigidez, para as paredes de contenção e para a laje foram representados como elementos de casca. Posteriormente compatibilizou-se a ligação dos diferentes elementos, de forma a garantir que nenhum tinha um comportamento isolado, com especial atenção na ligação entre o pilar (elemento de barra) e a laje (elemento de casca).

Contudo, os resultados apresentados nos elementos de casca estão dependentes da dimensão da malha de elementos finitos. De salientar que quanto mais refinada for a malha mais pesado torna o modelo e em projeto, torna-se um problema devido ao tempo que o programa pode demorar a correr para obter resultados. Assim, o autor definiu uma malha de um metro por um metro, de modo a que o programa de cálculo obtenha resultados viáveis e sem despendar muito tempo em casa análise, face à complexidade da estrutura em termos de análise. É apresentado na Figura 3.6 o modelo 3D da estrutura com a respetiva malha de elementos finitos.

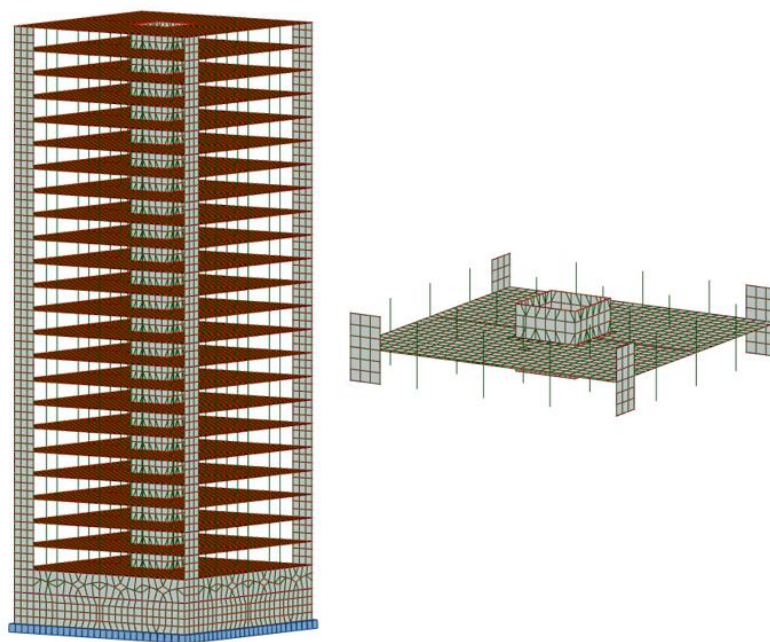


Figura 3.6 - Modelo 3D, de acordo com a modelação descrita

3.3.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Sendo um dos objetivos principais desta dissertação, a análise do faseamento construtivo é necessário incorporar na modelação este processo. Neste trabalho foram incorporadas duas formas distintas de incluir o faseamento construtivo no modelo, com recurso às ferramentas do programa de cálculo método e a um método simplificado desenvolvido por (Reis 2014), explicado no capítulo anterior.

3.3.2.1 Método Simplificado

Relembrando que, com base na pesquisa efetuada sobre este método o caso escolhido para esta estrutura foi o caso A de acordo com a Tabela 2.2, então, para a atender a este método no modelo foi concretizado afetando um incremento da rigidez axial através de um coeficiente 1,5 nos 20 primeiros pisos e nos últimos 5 pisos por um coeficiente de rigidez axial de 10. Em termos práticos de processo com o modelo cálculo, uma forma de simples de o fazer é alterar as características da secção deste elemento amplificando a área.

3.3.2.2 Programa de cálculo automático

Visto que, simular o faseamento construtivo através da ferramenta do programa de cálculo automático não é usual, não há muita informação acerca desta abordagem. Então o manuseamento desta função no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* mostra-se bastante complexa, sendo necessário efetuar vários passos e morosa precisando de bastante tempo para a realizar. Para tornar este processo mais simples e menos demorado, é aconselhável apenas ter como caso de carga o peso próprio.

O autor considerou expor os passos realizados no *software*, necessários para simular o faseamento construtivo, porque como foi mencionado, a informação relativamente a esta operação é difícil de se conseguir e por vezes pouco esclarecedora.

“Loads – Load Table”, depois é necessário mudar o peso próprio para “part of structural”. Depois, “Geometry – Phases – Phases Selection”, nesta funcionalidade é preciso associar a cada piso à fase correspondente, Figura 3.7. Ou seja, se um edifício têm 10 pisos, terá no fim 10 fases.

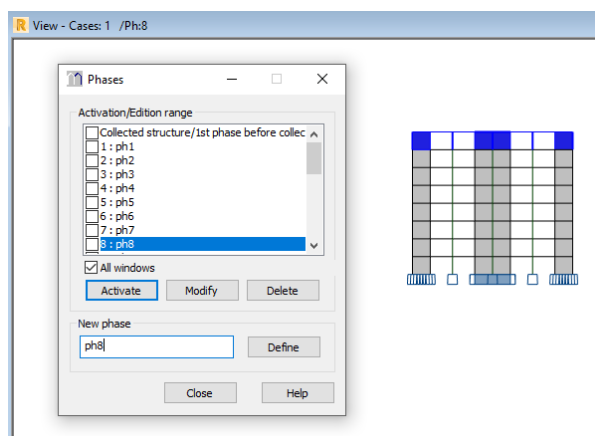


Figura 3.7 - Exemplo de associação do piso 8 à fase correspondente, *Robot Structural Analysis*

Posteriormente, é necessário criar uma carga em “Loads Types” para que seja aplicado o peso próprio à estrutura de forma global, e a aplicação do peso próprio vai ser definida, seguindo “Load Definition – Self weight and – Self weight -PZ for the whole structure”. Assim, depois de efetuados estes passos, é necessário colocar o programa a calcular o modelo.

No fim do cálculo, é então nesta etapa que associamos à ultima fase do faseamento todas as outras, através de “Geometry – Phases – Phases Collection”. Com esta ultima ferramenta utilizada, é criado para cada fase, o peso próprio da mesma. Ou seja, se tivermos a título de exemplo, dez fases, então teremos dez pesos próprios associados a cada fase.

Por último na opção “Loads – Manual Combinations”, têm que ser criada uma combinação para que o peso próprio de cada fase, seja acumulado num só. Esta combinação tem que ser criada com fator um, Figura 3.8.

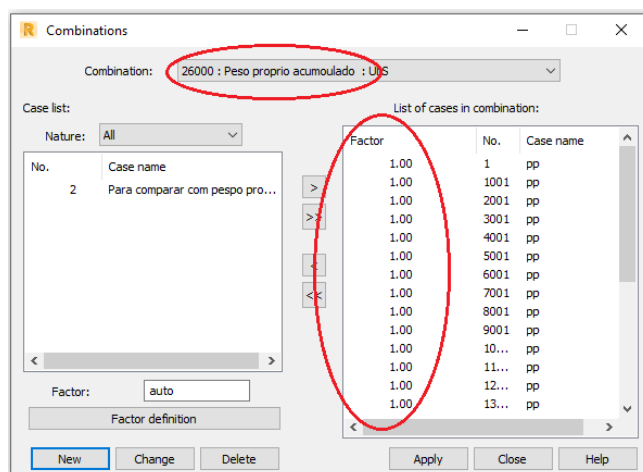


Figura 3.8 - Demonstração para acumular o peso próprio faseado

4

VARIANTE ESTRUTURAL A

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será analisada a variante estrutural A. O edifício é constituído por lajes fungiformes diretamente apoiadas nos pilares. Estes tipos de lajes apresentam vantagens como o facto de proporcionarem menor espessuras de laje face a outros tipos de soluções estruturais, permitindo também vencer vãos grandes. Contudo apesar de apresentar inúmeras vantagens, apresenta desvantagens, tais como a concentração de esforços no apoio, ou seja, nos encontros da laje com os pilares.

4.2 DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

4.2.1 LAJE FUNGIFORME

É preciso ter uma espessura da laje em termos de pré-dimensionamento bem conseguida, para ter um edifício a nível estrutural bem agarrado e é necessário ainda que num fase preliminar a espessura que está a ser adotada, ser uma espessura aceitável. Foi obtida uma espessura de 22 centímetros, com recurso a um procedimento normalmente utilizado num gabinete de projeto correspondente à descrição a seguir realizada.

Assim, com recurso à expressão (7.16.a) do Eurocódigo 2 (CEN 2010), em que esta limita a relação vão/altura é possível calcular a espessura da laje.

$$\frac{l}{d} \leq k_{\sigma_s} k_T k_l \lambda_0 \quad (4.1)$$

em que:

$$\lambda_0 = k \left[11 + 15 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0$$

l/d – valor limite de relação vão/altura;

k – coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

ρ_0 – taxa de armadura necessária a meio vão;

f_{ck} – em MPa;

k_{σ_s}, k_T, k_l – correções;

ρ – taxa de tração necessária a meio vão.

Contudo, em situações correntes de projeto a espessura da laje ainda em fase de pré-dimensionamento, é verificada através da sua deformação, para ter um melhor controlo sobre a espessura.

Portanto, estabeleceu-se o limite da flecha, para que não ocorressem danos em elementos não estruturais através da seguinte condição:

$$\Delta \leq \frac{l}{500} \quad (4.2)$$

em que:

Δ – deslocamento da laje obtido pelo programa de cálculo automático;

l – medida na diagonal da laje.

Sendo a largura dos vãos de 6,75 metros, obteve-se o comprimento na diagonal de 9,55 metros, perfazendo assim a flecha limite de 1,9 centímetros.

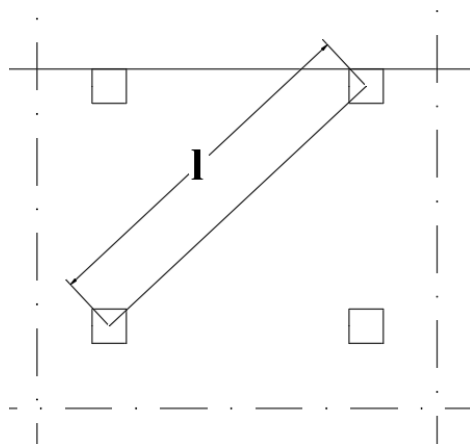


Figura 4.1 - Comprimento, l , da equação (4.3)

Para determinar o deslocamento da laje através do programa de cálculo estrutural, em certos gabinetes de projeto é usual criar uma combinação com o nome de “Deformada”, expressa da seguinte forma:

$$Deformada = 2 \cdot pp + 3 \cdot rcp + 0,90 \cdot sob \text{ habitação} \quad (4.3)$$

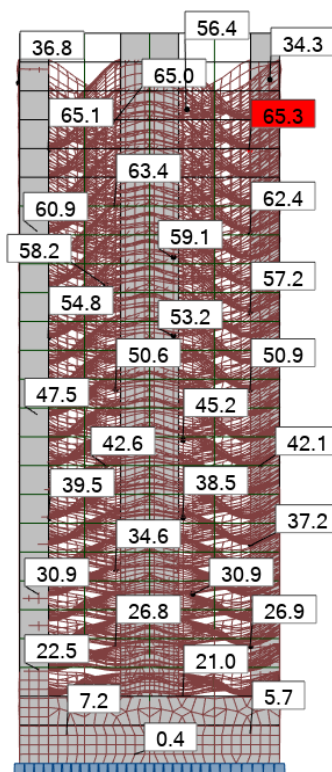


Figura 4.2 - Deformada da estrutura relativamente à combinação "Deformada"

Para obter o deslocamento em concreto da laje é necessário efetuar o cálculo do deslocamento relativo entre o centro da laje e o pilar. Assim, foi possível verificar que o maior deslocamento relativo obtido na estrutura foi de 1,82 centímetros.

Verifica-se assim que, a flecha da laje obtida pelo programa de cálculo automático através da combinação “Deformada”, é menor que a parcela $1/500$. Logo, a espessura de 22 centímetros é adequada para o edifício desenvolvido nesta variante estrutural.

4.2.2 PILARES

Antes de efetuar o pré-dimensionamento é fundamental perceber a estrutura que vai ser construída e se faz sentido efetuar uma redução de secção dos pilares ao longo da altura do edifício. Tratando-se de um edifício alto, fica claro que a redução da secção é evidente pois basta perceber, sem efetuar qualquer tipo de cálculo, que os pisos superiores estão menos solicitados axialmente do que os pisos enterrados.

Então foi utilizada a equação (4.4), corrente em pré-dimensionamento destes elementos. Foram feitas considerações, relativamente ao numerador ($f_{cd}0,5$). Ao multiplicar o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão por 0,5 é para ter em conta as ações do vento, sismo e das zonas de encastramento. Por outro lado, a estimativa do esforço axial sofre um incremento de 10% do esforço axial estimado, para ter em atenção o peso próprio do pilar.

$$A_c \geq \frac{N * 1,10}{f_{cd} 0,5} \quad (4.4)$$

em que:

A_c – área da secção de betão;

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

N – esforço axial estimado para o pilar.

Para estimar o esforço axial dos pilares apenas foi considerado o peso próprio da estrutura. Por simplificação, foi considerado os pilares todos iguais ao nível do piso. Assim, foi definida a área de influência para a o pilar mais solicitado, ou seja, o pilar central. Caso fosse considerado secções diferentes para os pilares de bordo, tinha que ser tido em atenção as áreas de influência dos mesmos, visto serem diferentes.

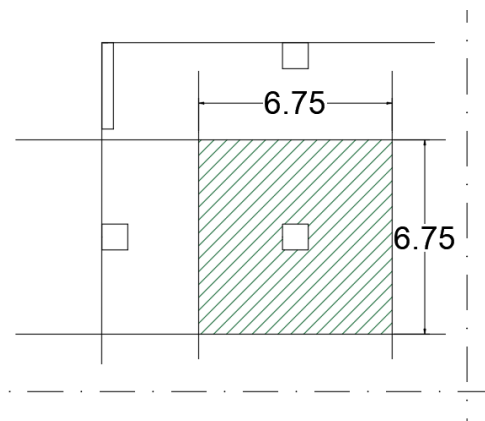


Figura 4.3 - Área de influência do pilar central

Realizados os cálculos foram obtidas as seguintes secções dadas em grupos de pisos, ocorrendo uma diminuição gradual da secção em altura e não de forma brusca, para não ocorrerem problemas no nó de ligação entre pilar e laje.

Tabela 4.1 - Dimensão dos pilares de pré-dimensionamento

Pisos	Secção do pilar (m)
-2 - 2	0,85x0,85
3 - 7	0,75x0,75
8 - 12	0,65x0,65
13 - 17	0,55x0,55
18 - 22	0,40x0,40

Contudo, após o pré-dimensionamento foram verificadas as taxas de armadura dos pilares pois caso as taxas fossem demasiado baixas os pilares podem ser invasivos para arquitetura. Verificando assim, que não estavam de acordo com o que seria de esperar, foram alteradas as secções dos pilares para ter taxas de armadura que variam entre 1,5% a 2% desde do piso -2 até ao piso 2, sendo que a partir do terceiro piso seria razoável controlar as taxas de armadura em 1%. Garantido assim, um equilíbrio entre arquitetura e segurança do edifício, permitindo adicionalmente uma solução económica.

No entanto, nesta nova solução foram definidas três secções diferentes de pilares ao nível do piso.

- SA – Pilares de bordo;
- SB – Pilares centrais;
- SC – Pilares a meio do núcleo.

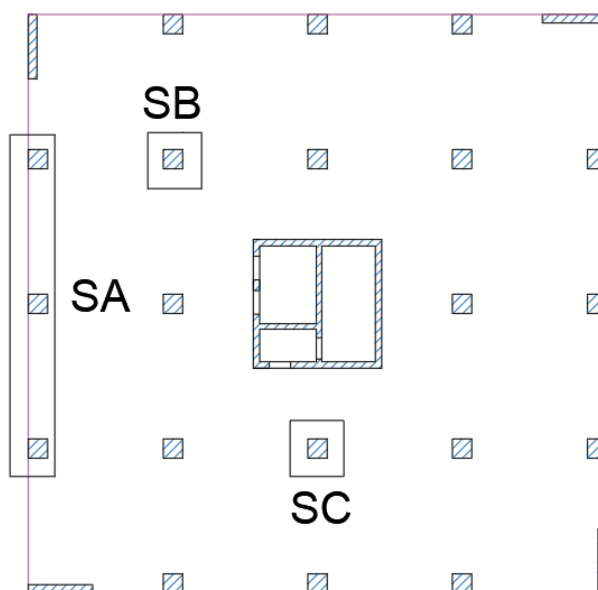


Figura 4.4 - Identificação dos pilares, em planta

Para ter um maior controlo nas secções e na taxa de armadura o autor recorreu a uma folha de cálculo, obtendo as seguintes dimensões dos pilares de acordo com a Tabela 4.2, garantindo assim uma estrutura bem conseguida para que as análises que decorrem posteriormente obtenham resultados plausíveis e harmonia entre as dimensões da estrutura e a arquitetura.

Tabela 4.2 - Secções dos pilares

Pisos	Secção	Dimensões (m)
Piso -2 / 0	SA1	0,60x0,60
	SB1	0,85x0,85
	SC1	0,80x0,80
Piso 0 / 3	SA2	0,60x0,60
	SB2	0,80x0,80
	SC2	0,75x0,75
Piso 3 / 9	SA3	0,60x0,60
	SB3	0,75x0,75
	SC3	0,70x0,70
Piso 9 / 14	SA4	0,50x0,50
	SB4	0,60x0,60
	SC4	0,55x0,55
Piso 14 / 18	SA5	0,40x0,40
	SB5	0,45x0,45
	SC5	0,45x0,45
Piso 18 / 22	SA6	0,40x0,40
	SB6	0,40x0,40
	SC6	0,45x0,45

4.2.3 NÚCLEO

Do ponto de vista de arquitetura este edifício, visa definir o núcleo na zona de caixa de elevador e de escadas. Com base nessa geometria, foi definida uma secção equiparada à secção real, com as seguintes dimensões:

Tabela 4.3 - Dimensões do núcleo por piso

Núcleo	Largura (m)	Altura (m)	Espessura (m)
Piso -2 ao Piso 22	6	3	0.3

Em função destas dimensões e numa análise posterior foi concluído que o edifício já tinha uma rigidez lateral satisfatória, mostrando que estas dimensões estão bem conseguidas.

4.2.4 PAREDES DE FACHADA

Numa primeira fase da realização deste trabalho as paredes de fachada não estavam incluídas na estrutura. No entanto, após o cálculo do coeficiente de amplificação devido aos efeitos de segunda ordem, o autor constatou que este coeficiente era demasiado elevado, sendo um claro sinal da falta de elementos capaz de assegurar rigidez à estrutura. Então para reduzir este coeficiente e a estrutura ter um melhor desempenho estrutural, foi pensada uma solução em que fossem incluídas paredes. Olhando para planta estrutural sem as paredes, sente-se a necessidade de uma distribuição das paredes nas fachadas, desde logo para melhorar o comportamento torsional do edifício e por outro lado, melhorar a rigidez global do edifício. No seguimento da sensibilidade apresentada, foi pensada uma solução de 4 paredes colocadas na periferia do edifício como mostra a (Figura 4.5). De realçar que, a estrutura desenvolvida no presente trabalho sem as 4 paredes definidas não era uma estrutura muito adequada, porque era torsionalmente flexível.

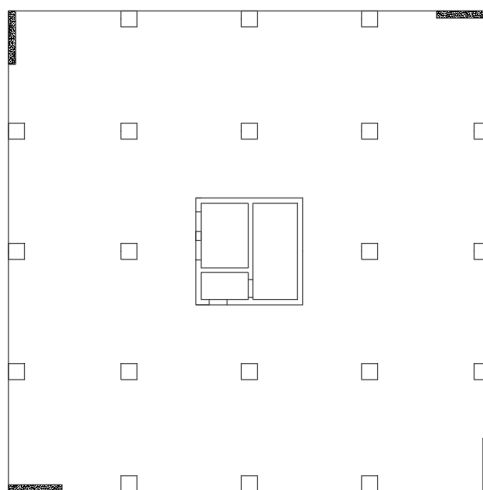


Figura 4.5 - Solução de paredes em planta

Estudaram-se várias alternativas de dimensões destas paredes no sentido de se obter uma solução equilibrada. Ou seja, que não fossem paredes com comprimentos demasiado grandes, porque isso têm impacto nas fachadas, mas simultaneamente foi necessário encontrar uma solução em que elas tivessem uma rigidez suficiente.

Uma avaliação que se fez, foi sentir ao nível do coeficiente, β equação 2.8, que se obtinha com as paredes. Obtendo o valor de 1,5, estabelecendo assim as dimensões da parede.

Tabela 4.4 - Dimensões da parede por piso

Parede	Comprimento (m)	Altura (m)	Espessura (m)
Piso 0 ao Piso 22	3	3	0,3

Na imagem da Figura 4.6 apresenta-se a nomenclatura usada para caracterizar cada parede, que é a mesma tanto para a variante estrutural A, como para a variante estrutural B.

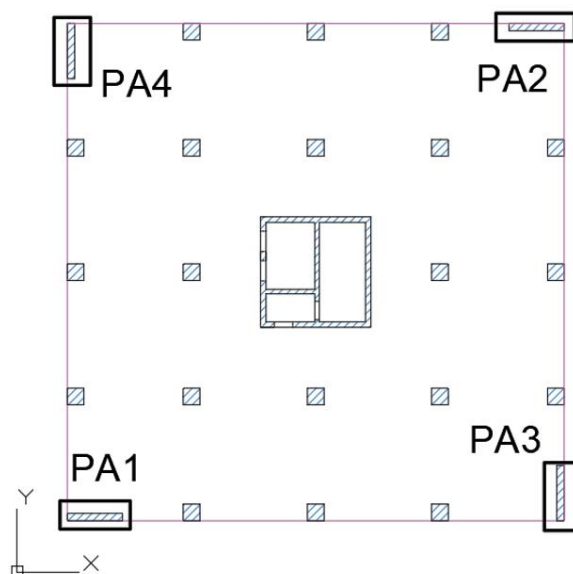


Figura 4.6 - Nomenclatura, para identificar as paredes

4.3 AÇÕES

No presente trabalho, o edifício encontra-se sujeito a vários tipos de ações, sendo este subcapítulo importante para perceber que cargas foram introduzidas para a elaboração deste modelo. Tendo sempre como base as normas europeias, nomeadamente o Eurocódigo 1 (CEN 2009).

Para a análise da estrutura para as ações verticais foram consideradas, três tipos de cargas:

- Peso Próprio (pp) – o *software* de cálculo automático, considera automaticamente o peso volúmico do betão de 25KN/m³;
- Restantes Cargas Permanentes (rcp) – peso próprio de elementos não estruturais, considerando assim, revestimentos, paredes divisórias, enchimentos, caixilharias e outros elementos de fachada. Contudo, mediante as utilizações de cada piso, foram então definidas assim as rcp para este modelo:
 - Piso -2 ao Piso -1 – 1 KN/m²;
 - Piso 0 – 5 KN/m²;
 - Piso 1 ao Piso 22 – 4 KN/m²;
- Sobrecarga de utilização (sob) – foi considerada apenas sobrecarga de carácter coletivo de utilização, não entrando em pormenores relativamente a cargas pontuais. Através do quadro 6.1 do Eurocódigo 1 (CEN 2009), tendo em conta a utilização dos pisos superiores, estes inserem-se na categoria A. Após a identificação da categoria com recurso ao quadro 6.2 da mesma norma, vemos o tipo de sobrecarga correspondente a esta categoria. Relativamente à cobertura, de acordo com o quadro 6.9 do Eurocódigo 1 (CEN 2009) define-se o tipo de cobertura mediante a sua utilização. Sendo a do presente trabalho do tipo acessível, está inserida na categoria I, e

com recurso ao quadro 6.10, teremos o valor de sobrecarga da mesma. Com base nestas considerações foram então definidas as seguintes sobrecargas, com os correspondentes coeficientes para a determinação do valor de combinação de uma ação variável, ψ_0 , do valor frequente de uma ação variável, ψ_1 , e do valor quase-permanente de uma ação variável, ψ_2 , de acordo com o Eurocódigo 0 (CEN 2009).

- Sobrecarga da cobertura – 1 KN/m^2 ($\psi_0 = 0$; $\psi_1 = 0$; $\psi_2 = 0$);
- Sobrecarga de habitação – 2 KN/m^2 ($\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$);
- Sobrecarga de estacionamento – $2,5 \text{ KN/m}^2$ ($\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$).

Relativamente á ação do vento esta foi preconizado, de acordo com o Eurocódigo 1 (CEN 2010), parte 4. A modelação do vento pode ser representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. No trabalho desenvolvido, esta ação foi considerada segundo um conjunto de forças distribuídas horizontais (KN/m), ao nível do piso. Para a quantificação do vento, foi considerado que o edifício se localiza numa zona B, visto que, se localiza numa região situada numa faixa costeira com 5Km. Relativamente à rugosidade do solo, foi classificado como categoria II, segundo o quadro 4.1 do Eurocódigo 1 (CEN 2010). Na obtenção da pressão do vento, os valores dos coeficientes de pressão foram adotados de acordo com a secção 7 do Eurocódigo 1 (CEN 2010). Após realizados os cálculos, foram obtidos valores de pressão positivos e negativos, originados pela ação do vento nas paredes interiores, mas de acordo com a orientação regida pela norma, na estrutura desenvolvida nesta dissertação elas anulam-se, como se pode ver pela Figura 4.7.

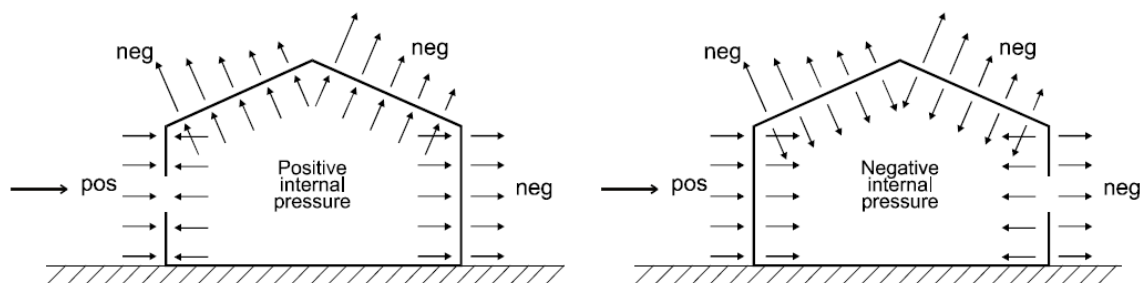


Figura 4.7 - Pressões internas exercidas nas paredes, Eurocódigo 1 (CEN 2010)

No que diz respeito, à pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, foi calculada uma pressão de 10 KN/m ao nível do piso, para cada direcção. Para inserir no modelo esta ação, foram criados quatro casos de carga para simular esse efeito.

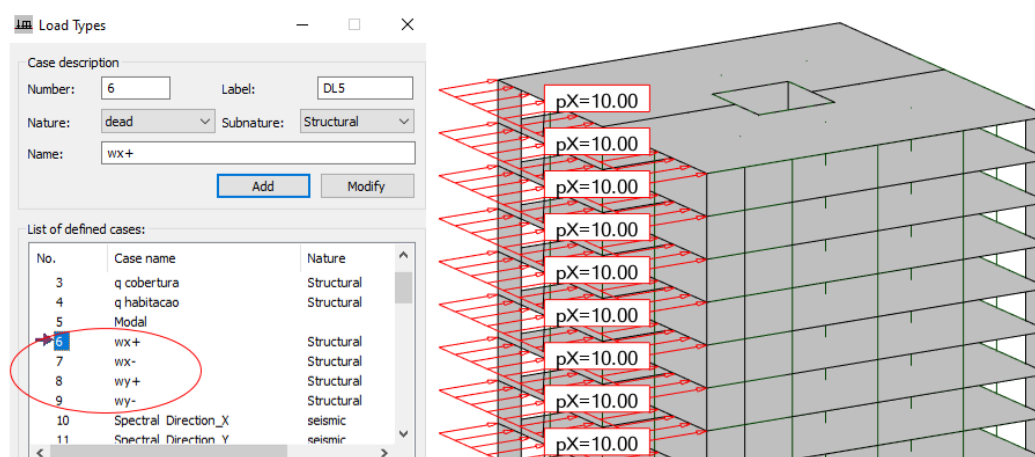


Figura 4.8 - Ação do vento inserida e representada no modelo

4.4 VALIDAÇÃO DO MODELO

Neste subcapítulo, o autor não pretende realizar uma verificação dos elementos da estrutura, mas sim uma validação do modelo. Ou seja, os esforços obtidos no programa de cálculo automático, comparativamente com os esforços conseguidos de forma analítica não apresentem uma elevada discrepância. Tendo como objetivo ao efetuar as análises posteriormente realizadas, ter um bom controlo da estrutura é importante que ao modelo de cálculo esteja bem conseguido para que sejam apresentados resultados válidos.

Assim sendo, foi realizado uma estimativa da reação total relativamente na base da estrutura face às ações do peso próprio, das restantes cargas permanentes, da sobrecarga de cobertura, habitação e da ação do vento. Aferindo que o modelo estava a ter reações dentro dos valores que estavam a ser estimados, pode-se concluir em certa medida a validação do modelo.

4.5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO PARA AÇÕES LATERAIS

Neste tipo edifício, deve haver uma boa compreensão dos efeitos relacionados com os efeitos de segunda ordem e também no contexto da resistência do edifício à ação lateral quer do vento como ação estática, quer ação sísmica. É importante interpretar-se o comportamento da estrutura e para este fim, foi realizada uma análise envolvendo, primeiramente uma única ação lateral uniforme e depois para se interpretar o comportamento da estrutura face a ações torsionais fez-se uma análise específica em que induziu à estrutura um momento, avaliando-se o seu comportamento através da identificação do contributo da rigidez dos vários elementos estruturais, nomeadamente do núcleo/paredes, o conjunto de pilares e lajes fungiformes.

4.5.1 AÇÃO LATERAL UNIFORME

A rigidez lateral das estruturas apresenta um papel importante na análise dos efeitos de segunda ordem como ação sísmica. Geralmente a rigidez, é garantida por elementos verticais que estão integrados na estrutura, nomeadamente pilares, núcleo ou paredes. De forma a perceber a sensibilidade da estrutura

para este tipo de ações, foi introduzido no modelo uma carga estática de 50KN ao nível do piso em cada uma das extremidades até ao piso zero, como mostra a Figura 4.9.

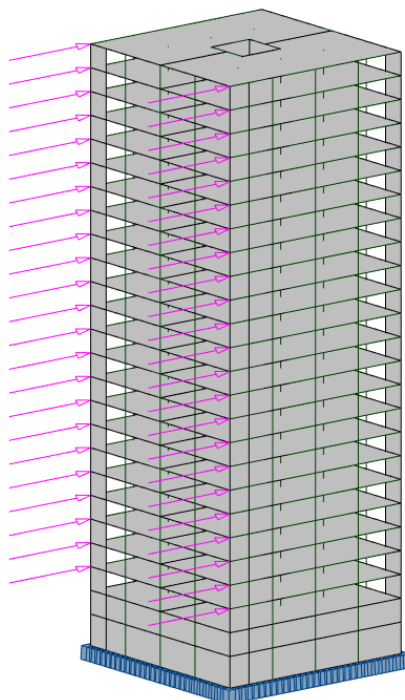


Figura 4.9 - Modelo, com ação estática horizontal representada, 3D

Estes fatores de participação foram avaliados a partir da força de corte avaliada ao nível do piso 0, em cada um dos elementos estruturais face à força de corte global. O fator de participação de cada elemento estrutural está diretamente relacionado com a rigidez que apresenta face a ações laterais. Para perceber a participação de cada elemento que compõe a estrutura, nomeadamente pilares, núcleo e paredes será caracterizada na tabela seguinte em percentagem qual o fator de participação para cada elemento.

Tabela 4.5 - Fator de participação de cada elemento da estrutura

Elementos da estrutura	Fator de participação (%)
Pilares	24
Paredes	36
Núcleo	40

Nas paredes, esta percentagem corresponde à rigidez das próprias paredes, mas em certa medida também têm incorporado algum efeito de pórtico, uma vez que as paredes estão integradas nos pórticos de fachada. Observa-se ainda assim uma percentagem de forças não desprezável nos pilares, praticamente de 25% e isto devido ao efeito pórtico que os pilares formam em conjunto com uma certa faixa de laje.

4.5.2 AÇÃO LATERAL TORSIONAL

No que diz respeito a esta ação torsional inserida na estrutura têm um valor acrescido para se ter a perseguição da rigidez à torsão do edifício, para posteriormente classificar o sistema estrutural da forma mais correta possível, porque uma má escolha do sistema estrutural pode ter implicações no valor do coeficiente de comportamento para obter o espectro de resposta.

Assim, para simular este efeito de torsão no edifício o autor inseriu no último piso do modelo em cada uma das extremidades um par de forças estáticas de 1000KN, em sentido opostos para gerar um momento torsor de 27000KN.m.

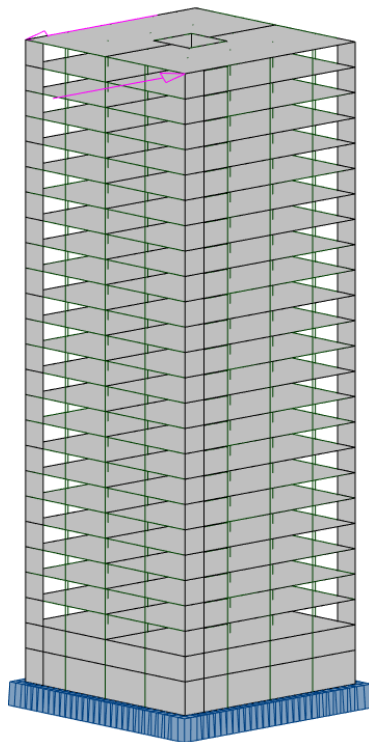


Figura 4.10 - Modelo, com ação estática no último piso, 3D

Na (Figura 4.10) é representado, o sentido de aplicação das forças e onde é que elas estão aplicadas para o leitor ter uma melhor percepção do modelo em análise.

Na tabela seguinte é apresentado o momento torsor correspondente a cada elemento da estrutura, relativamente ao nível do piso 0. É caracterizado na tabela as paredes de fachada, PA1, PA2, PA3 e PA4.

Tabela 4.6 - Resistência ao momento torsor de cada elemento da estrutura

Elementos da estrutura	Momento torsor resistente KN.m	(%)
Pilares	4142	17
PA1	3089	11
PA2	3082	11
PA3	3093	11
PA4	3089	11
Núcleo	10505	39

Através da análise da Tabela 4.6, é perceptível que os pilares não desenvolvem uma resistência torsional significativa no contexto global da estrutura e reflete ainda a forte resistência do núcleo. Os objetivos que tiveram na base de localização das paredes estão claros de acordo com análise da tabela, visto que, o seu contributo neste efeito torsional é fortemente sentido.

4.6 ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

De acordo com o capítulo 2, relativamente ao Eurocódigo 2 (CEN 2010), a análise dos efeitos de segunda têm como base o método baseado numa rigidez nominal. Posteriormente os efeitos de segunda ordem serão avaliados, tendo em conta duas abordagens mais simplificadas realizadas em ambiente de projeto, que afetam globalmente a estrutura em 1/3 e 1/5 da rigidez elástica inicial.

O método da rigidez nominal encontra-se calibrado para estruturas de betão armado e a caracterização da rigidez nominal de cada elemento da estrutura é um processo demorado e em certa medida complexo. Torna-se complexo porque o Eurocódigo 2 (CEN 2010) não é totalmente claro na rigidez nominal a considerar para certos elementos e não apresenta uma proposta em concreto relativamente à rigidez a considerar nas vigas. Relativamente aos pilares apresenta umas expressões capazes de caracterizar a rigidez nominal, mas do ponto de vista de aplicação em projeto, nomeadamente no estudo envolvido no presente trabalho, é praticamente inviável usar essa caracterização porque já devia estar a armadura dimensionada. No entanto, têm impacto no próprio dimensionamento resultando assim num processo iterativo moroso, impraticáveis neste tipo de edifícios com imensos elementos com diferentes variações de esforços. Um método utilizado para ultrapassar esta dificuldade é definir de forma simplificada uma rigidez nominal em função dos tipos de elementos. A rigidez nominal, EI , será estabelecida de acordo com a rigidez elástica inicial, $E_C I_C$.

4.6.1 CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL

4.6.1.1 Pilares

Face às dificuldades em caracterizar a rigidez nominal nos pilares de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010) para este tipo de estrutura, o autor recorreu ao trabalho desenvolvido por (Morais 2016) que através de uma proposta simplificada é possível aferir a rigidez nominal a considerar. Então, para uma taxa geométrica de armadura de 2%, com a colocação de 25% da armadura total em cada uma das faces, comum em projeto, é obtido uma rigidez nominal de 25% da rigidez inicial elástica.

$$EI = 0,25 E_C I_C \quad (4.5)$$

em que:

E_C – módulo de elasticidade do betão;

I_C – momento de inércia do elemento de contraventamento.

4.6.1.2 Paredes e Núcleo

Para avaliação da rigidez nominal das paredes e do núcleo, o Eurocódigo 2 (CEN 2010), propõe que a rigidez que se deve considerar deverá ser, aproximadamente, $0,40 E_{cd} I_C$, para elementos de contraventamento à flexão, onde:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \quad (4.6)$$

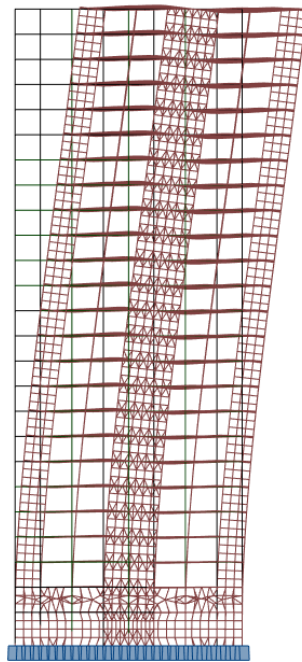


Figura 4.11 - Deformada da variante estrutural A

O núcleo e as paredes funcionam como elementos que estão à flexão. Então, como o valor de γ_{cE} , 1,2 isto reflete uma relação:

$$EI = 0,33 E_C I_C \quad (4.7)$$

4.6.1.3 Lajes Fungiformes

Relativamente às lajes fungiformes, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) não esclarece de forma explícita a rigidez nominal nas lajes fungiformes, nem existe disponível nenhum estudo que auxilie a caracterizar a rigidez nominal deste elemento.

É então realizado um estudo complementar por parte do autor para caracterizar de forma simplificada a rigidez nominal a considerar para diferentes espessuras de laje, tendo em conta diferentes taxas de armadura recorrentes em projeto na zona de ligação das lajes com o capitel. Esta avaliação apenas na zona de momentos negativos pode ser conservativa, porque poderá haver zonas de laje onde a secção não se encontre fendilhada. No entanto, esta proposta apesar de conservativa torna-se uma base segura e bastante plausível, obtendo-se assim uma rigidez nominal capaz de caracterizar este elemento da estrutura. A rigidez mobilizada é obtida através da relação entre a inércia bruta e a inércia fendilhada.

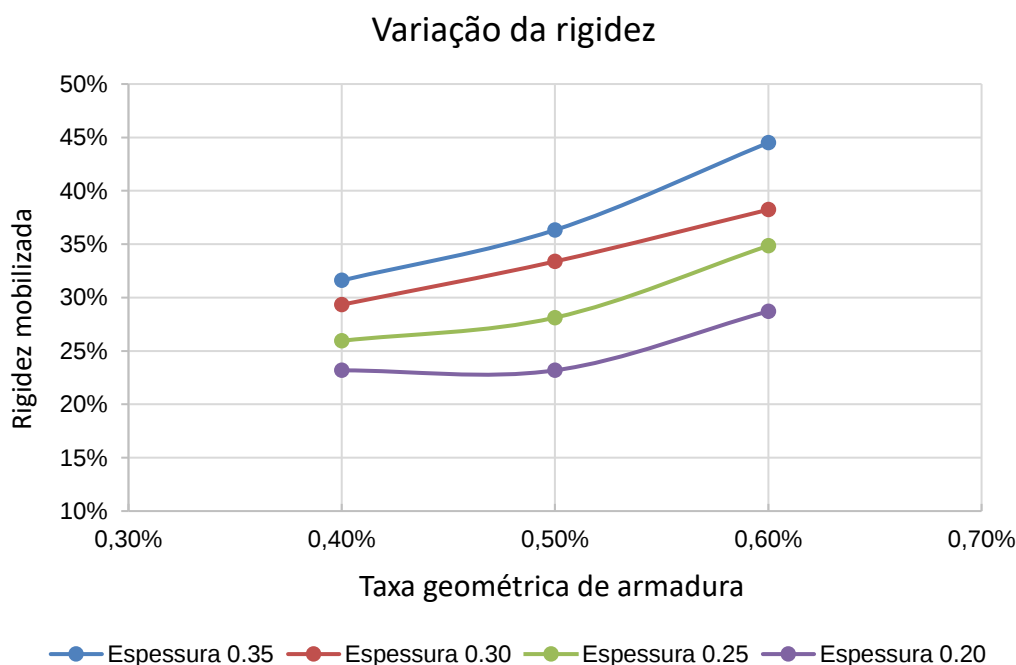


Figura 4.12 - Rigidez mobilizada na laje

Analisando o gráfico da Figura 4.12, verifica-se que, para a mesma taxa de armadura geométrica, um aumento da espessura da laje permite mobilizar maior rigidez nas lajes. Este ganho de rigidez com aumento da espessura da laje, torna-se bastante notório para taxas de armadura de 0,6%.

Contudo, de acordo com a espessura da laje do presente trabalho e para uma taxa de armadura de 0,40% a rigidez nominal para caracterizar a laje foi de 20%.

$$EI = 0,20 E_c I_c \quad (4.8)$$

4.6.2 QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

O efeito de segunda ordem é calculado com base no Eurocódigo 2 (CEN 2010), através de um coeficiente de amplificação que é caracterizado de acordo com a expressão (2.8), já apresentada no trabalho desenvolvido. Para o caracterizar é necessário a carga vertical global do edifício, $F_{V,Ed}$, e a carga crítica de encurvada do edifício, $F_{V,B}$. Como o edifício apresenta muros de contenção devido ao facto de apresentar dois pisos enterrados, toda esta avaliação deve ser realizada ao nível do piso 0.

Com base no modelo estabelecido com a rigidez nominal é possível com o programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, obter a carga crítica e carga vertical global do edifício considerando ações verticais da combinação em estado limite último como ação de base a sobrecarga.

Para a quantificação do edifício da variante estrutural A foram consideradas três alternativas, uma delas envolvendo uma rigidez nominal caracterizada à luz do Eurocódigo 2 (CEN 2010) com os critérios definidos na secção (4.6.1). Foi realizada também uma avaliação dos efeitos de segunda ordem considerando a rigidez nominal da estrutura afetada globalmente por 1/3 e 1/5 da rigidez inicial elástica. As duas últimas avaliações são considerações por vezes adotadas em projeto.

Numa estrutura que seja fortemente comandada por núcleos estes critérios são conservativos, porque o Eurocódigo 2 (CEN 2010), estabelece uma redução de 40% da rigidez elástica inicial e com estas duas últimas abordagens mencionadas o efeito de redução da rigidez é maior. No entanto, numa estrutura que seja fortemente comandada pelo efeito de pórtico, as abordagens simplificadas para a quantificação dos efeitos de segunda ordem podem não ser conservativas, porque efetuando uma caracterização pormenorizada da rigidez nominal à luz do Eurocódigo 2 (CEN 2010), o efeito de redução em certos elementos poderá ser muito maior.

4.6.2.1 Rigidez nominal de Eurocódigo 2 (CEN 2010)

Seguindo os passos anteriormente descritos, obtêm-se os respetivos fatores de carga da estrutura que origina os coeficientes de amplificação correspondentes em cada uma das direções x, y. São apresentadas na Figura 4.13, as deformadas relativas ao primeiro modo de encurvadura, para cada uma das direções. De acordo com a rigidez nominal representada na Tabela 4.7 para cada elemento, obtêm-se os fatores de carga, carga crítica de encurvadura e os coeficientes de amplificação apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.7 - Rigidez nominal do modelo de cálculo

Paredes	$0,33 E_c I_c$
Núcleo	$0,33 E_c I_c$
Pilares	$0,25 E_c I_c$
Lajes	$0,20 E_c I_c$

Tabela 4.8 - Fator de carga, carga global de encurvadura, carga global vertical e coeficiente de amplificação

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$ (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	4,02	317857	1277811	1,33
y	4,07		1296281	1.33

Face à simetria do edifício verifica-se que o coeficiente de amplificação é igual nas duas direções.

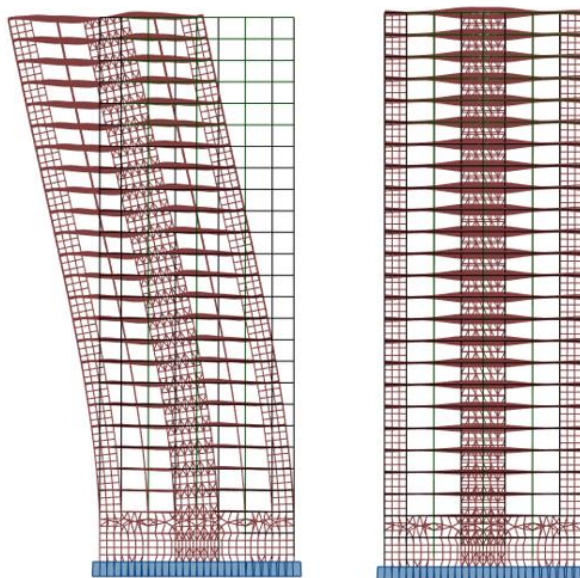


Figura 4.13 - Modos de encurvadura, segundo a direção x (esquerda) e direção y (direita)

Foi confirmado, a partir da deformada, que o modo de encurvadura associado a este valor é representativo da carga crítica global de encurvadura do edifício.

Após o cálculo do coeficiente de amplificação tendo em conta uma rigidez nominal da laje de 20% da rigidez elástica inicial, tendo como base a proposta concretizada, foi ainda analisado os efeitos de segundo ordem, apenas alterando a rigidez nominal da laje para 10% e 15% da rigidez inicial elástica, tendo como propósito aferir se o agravamento do coeficiente amplificação será substancialmente maior. É ainda apresentada na Tabela 4.9, o agravamento do coeficiente em comparação com a caracterização de 20% da rigidez elástica inicial.

Tabela 4.9 - Fator de carga, carga global de encurvadura, coeficiente de amplificação para diferentes valores rigidez nominal de laje fungiforme

Rigidez da laje	Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)	Agravamento do coeficiente de amplificação
0,10 $E_c I_c$	x	3,25	317857	1032587	1,45	9%
	x	3,29		1044284	1,44	
0,15 $E_c I_c$	X	3,66		1162775	1,38	3%
	y	3,71		1178115	1,37	

Analisando a Tabela 4.9 é possível identificar, tendo em consideração, 20% da rigidez elástica inicial da laje em comparação com 10% e 15% da rigidez elástica inicial, um agravamento das ações horizontais cerca de 9%, e de 3%. Pode ser aceitável em determinados projetos, havendo uma maior incerteza na caracterização da rigidez, caracterizar a laje com 10% da inércia. Esta decisão será de certa medida mais conservativa, uma vez que o efeito em termos de agravamento do β_2 , não é muito relevante. No entanto, neste trabalho manteve-se a inércia avaliada anteriormente de 20%.

No entanto, a Tabela 4.9, para situações de projeto, estabelece uma análise importante, porque permite verificar, mesmo que de forma simplificada, o agravamento do coeficiente de amplificação face à escolha da rigidez nominal a considerar nas lajes fungiformes. Este tópico é importante uma vez que atualmente ainda se verifica uma grande indefinição na caracterização da rigidez destas lajes.

De acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), foi realizado ainda uma avaliação simplificada considerando unicamente o núcleo como elemento de contraventamento. Considerando a inércia do núcleo 40% da rigidez inicial elástica é possível obter o coeficiente de amplificação.

Tabela 4.10 - Fator global de encurvadura e coeficiente de amplificação, considerando o núcleo como único elemento de contraventamento

Inércia do núcleo m^4	Rigidez nominal 0,40 $E_{cd} I_c$ (Kpa)	Carga global de encurvadura (KN)	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
37,14	4,09x10 ⁸	564170	317857	2,29

Isto evidencia o contributo do sistema de funcionamento de laje fungiforme também em termos de efeitos de segunda ordem, verificando-se assim a sua importância neste tipo de edifícios, tendo-se verificado um aumento substancial do coeficiente de amplificação. Estes valores mostram ainda que, neste tipo de edifícios e perante a rigidez dos núcleos, não seria razoável desprezar-se estes contributos e fazer-se um cálculo exclusivamente com a rigidez do núcleo.

4.6.2.2 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 33%

De acordo com esta abordagem, o modelo foi caracterizado globalmente tendo em conta apenas 33% da rigidez inicial elástica, Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Rigidez nominal a considerar no modelo

Paredes	$0,33 E_c I_c$
Núcleo	$0,33 E_c I_c$
Pilares	$0,33 E_c I_c$
Lajes	$0,33 E_c I_c$

Apresentado assim os seguintes valores relativos aos fatores de carga, carga global de encurvadura e coeficiente de amplificação, para ambas as direções x e y na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Fator de carga, carga global de encurvada e coeficiente de amplificação

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	5,00	317857	1588224	1,25
y	5,08		1615512	1,24

4.6.2.3 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 20%

Através desta abordagem é considerada uma rigidez global nominal da estrutura de 20% da rigidez elástica inicial. É apresentado assim na (Tabela 4.13) a caracterização da rigidez de forma mais explícita e na (Tabela 4.14) o valor relativamente ao fator de carga, carga global de encurvada e coeficiente de amplificação para cada uma das direções.

Tabela 4.13 - Rigidez nominal a considerar no modelo

Paredes	$0,20 E_c I_c$
Núcleo	$0,20 E_c I_c$
Pilares	$0,20 E_c I_c$
Lajes	$0,20 E_c I_c$

Tabela 4.14 - Fator de carga, carga global de encurvada e coeficiente de amplificação

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvatura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	3,04	317857	981228	1,50
y	3,09		964865	1,48

4.6.2.4 Considerações finais

Na tabela a seguir apresentada, é realizada uma síntese do coeficiente, β_2 , relativamente às diferentes avaliações consideradas para atender aos efeitos de segunda ordem.

Tabela 4.15 - Coeficiente de amplificação, variante estrutural A

Avaliação	Coeficiente de Amplificação (β_2)	
	Direção x	Direção y
Eurocódigo 2 (CEN 2010)	1,33	1,33
Rigidez nominal global de 33%	1,25	1,24
Rigidez nominal global de 20%	1,50	1,48

De acordo com as análises realizadas, pode-se verificar a que abordagem relativamente a considerar globalmente na estrutura para a rigidez nominal, 20% da rigidez elástica inicial, apresenta valores de coeficiente de amplificação mais conservativos. De salientar que abordagem resultante da atribuição aos elementos da estrutura cerca de 33% da rigidez face à rigidez inicial apresenta resultados menos conservativos face à outra abordagem simplificada em situações de projeto e de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), ou seja, a utilização desta abordagem terá que ser bastante pensada por parte do projetista face ao tipo de edifício em questão.

Os resultados, de acordo com análise aos efeitos de segunda ordem através do Eurocódigo 2 (CEN 2010) apresenta valores intermédios entre as duas abordagens simplificadas. Contudo, deverá ser a abordagem escolhida porque é regida por uma norma europeia e apresenta valores do coeficiente de amplificação, tendo em conta a rigidez nominal dos elementos bem conseguidos do ponto de vista estrutural.

4.7 ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

4.7.1 INTRODUÇÃO

A metodologia seguida para avaliação do faseamento construtivo, correspondeu em aplicar os dois métodos descrito no subcapítulo 3.3. Um método simplificado desenvolvido por Hugo Morais (Morais 2016) e outro recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*.

Relativamente à aplicação da construção faseada com recurso ao *software* foi desenvolvido um modelo correspondente a 25 etapas do faseamento construtivo. Este processo mostra-se bastante demorado, e subjacente a isso o ficheiro torna-se demasiado pesado em termos de memória e como consequência, elevado tempo de processamento. Foi envolvido nesta fase exclusivamente o peso próprio, posteriormente é que foram inseridas as restantes cargas permanentes, sobrecarga de habitação e sobrecarga de cobertura.

No que diz respeito ao método simplificado, este simula o faseamento com incremento da rigidez axial nos pilares até ao décimo sétimo piso, depois nos último cinco pisos ocorre uma amplificação da rigidez axial muito elevada. As considerações necessárias para incorporar este estudo no programa de cálculo utilizado encontram-se já explicadas no capítulo 3.

4.7.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados apresentados de seguida, dizem respeito a um modelo em que o faseamento construtivo não é envolvido, ou seja, modelo standard e envolve ainda mais dois modelos em que o faseamento construtivo é simulado na estrutura de acordo com o método simplificado e com recurso ao programa de calculo estrutural.

No que concerne aos resultados, serão apresentados os deslocamentos relativos para os três modelos, assim como os momentos na ligação laje-parede. Os resultados são referentes à combinação em estado limite último, como ação de base a sobrecarga.

4.7.2.1 Deslocamento relativo entre pisos

O gráfico apresentado na Figura 4.14, envolve os três modelos em análise (modelo standard, modelo de acordo com o método simplificado e por último o modelo envolvendo o faseamento com recurso ao *Robot Strucutral Analysis*). No eixo horizontal são apresentados os valores referentes aos deslocamentos relativos ao nível dos pisos e no eixo vertical o número de pisos do edifício.

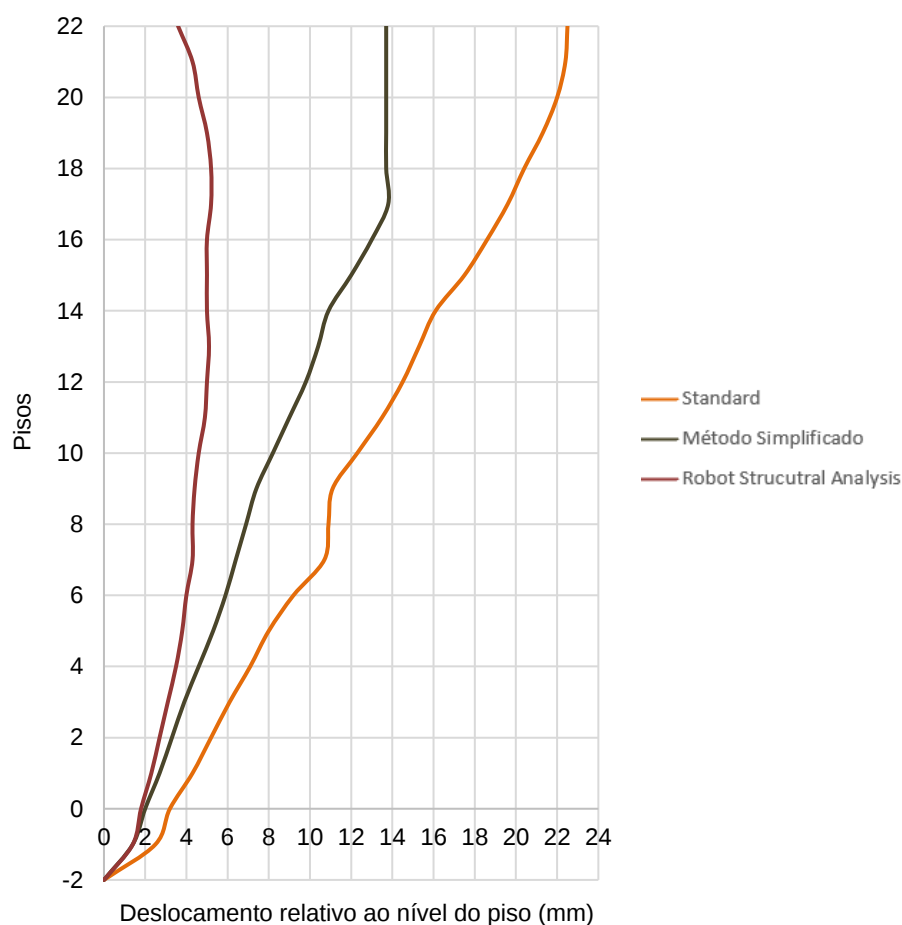


Figura 4.14 - Deslocamento relativo ao nível do piso dos três modelos

Através da análise dos deslocamentos dos três modelos, seria expectável maiores deslocamentos relativos entre pisos no modelo standard, o que se acabava por verificar. O método simplificado consegue que o maior deslocamento relativo se atinga quase ao nível do mesmo piso, comparado com o modelo em que faseamento foi realizado com recurso ao programa de cálculo estrutural.

Através da análise da Figura 4.14, verifica-se uma enorme diferença dos deslocamentos relativos entre o modelo standard e o modelo com faseamento através do programa de cálculo. O modelo com o método simplificado apesar de conseguir diminuir o deslocamento relativo entre pisos comparado com o modelo standard, não consegue reproduzir de forma aproximada os deslocamentos comparados com o modelo em que o faseamento foi introduzido através do *Robot Structural Analysis*. Estas diferenças são muito notórias em parte, devido ao modelo com faseamento através do programa de cálculo, estar com o faseamento contemplado piso a piso. Se o faseamento fosse representado de 5 em 5 pisos a curva do faseamento com recurso ao programa de cálculo estrutural, tendia a aproximar-se da curva simplificada, sendo esta constatação verificada no trabalho desenvolvido por (Reis 2014).

Uma alternativa ao método simplificado seria usar o coeficiente de 1,5 até ao décimo piso e a partir desse piso um coeficiente de 10, de acordo com a (Figura 4.14).

4.7.2.2 Momentos na ligação da laje, parede

Como consequência do faseamento construtivo está intrinsecamente ligada a variação de esforços que poderá ocorrer de acordo com esta análise. Assim, foi decidido estudar os momentos para a combinação em estado limite último considerando apenas as ações verticais anteriormente mencionadas, na ligação laje-parede com objetivo de perceber qual é influência do faseamento nos momentos de dimensionamento da armadura na zona de ligação destes elementos. Os momentos analisados são obtidos para os pisos onde se verificou maior deslocamento relativo ao nível do piso para cada modelo.

Uma vez que para o modelo standard o maior deslocamento relativo verificou-se no último piso, são avaliados os momentos para o último piso nos três modelos. No modelo aplicado o método simplificado para avaliar o deslocamento relativo, foi no décimo sétimo piso e por último, no modelo com análise da construção faseada com recurso ao *Robot Structural Analysis* verificou-se no décimo oitavo piso.

São apresentados nas tabelas seguintes os momentos para cada modelo de acordo com o piso em questão.

- Piso 22

Tabela 4.16 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 22

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	178
	Laje/PA2	182
	Laje/PA3	170
	Laje/PA4	176
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	135
	Laje/PA2	137
	Laje/PA3	128
	Laje/PA4	137
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	141
	Laje/PA2	143
	Laje/PA3	135
	Laje/PA4	144

- Piso 18

Tabela 4.17 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 18

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	164
	Laje/PA2	167
	Laje/PA3	156
	Laje/PA4	167
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	134
	Laje/PA2	136
	Laje/PA3	127
	Laje/PA4	136
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	164
	Laje/PA2	166
	Laje/PA3	156
	Laje/PA4	166

- Piso 17

Tabela 4.18 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 17

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	161
	Laje/PA2	164
	Laje/PA3	153
	Laje/PA4	164
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	131
	Laje/PA2	133
	Laje/PA3	125
	Laje/PA4	133
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	166
	Laje/PA2	165
	Laje/PA3	158
	Laje/PA4	168

Verifica-se maiores momentos na ligação laje, parede no modelo standard, consequência dos maiores deslocamentos verificados nesse modelo. No entanto, os momentos do modelo standard quando comparados como modelo mais exato com recurso ao programa, a diferença de valores não é muito significativa, diferenças inferiores a 25%.

Apesar das considerações anteriormente feitas relativamente aos deslocamentos, ao nível da avaliação dos momentos acabam-se por não se refletir na estrutura do caso de estudo, porque a laje é flexível. No entanto, é sempre importante avaliar estes efeitos, salientando o método mais exato com recurso ao programa de cálculo automático.

Eventualmente noutro tipo de estruturas, poderão surgir diferenças relevantes, nomeadamente quando o edifício apresenta elementos mais rígidos.

4.7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Particularmente nestes edifícios deve ser atendido o faseamento construtivo na questão da modelação, uma vez que, de acordo com as análises comparativas representadas na Figura 4.14, é verificada uma diferença substancial dos deslocamentos relativos entre os modelos.

A metodologia mais precisa, ou seja, que representa melhor o faseamento construtivo apresenta uma série de dificuldades ligadas ao manuseamento e tempo despendido nas análises do *software*. No entanto, esta dificuldade pode ser minimizada, em vez de se considerar uma construção por fases piso a piso, ser realizada uma consideração do faseamento de cinco em cinco pisos.

Este método simplificado aplicado neste caso dá resultados pouco adequados, não refletindo bem o problema do faseamento construtivo.

4.8 ANÁLISE SÍSMICA

O edifício desta dissertação situa-se no Porto e através do Anexo Nacional, do EC8-1 é possível obter o valor de a_{gR} , para ação sísmica tipo 1 e 2. O valor do coeficiente de importância, para ambos os casos é 1, associados a uma classe de importância II. Para a ação sísmica do tipo 1, encontra-se na zona sísmica 1.6 com uma aceleração de 0,35. Enquanto, para ação sísmica tipo 2, localiza-se numa zona sísmica 2.5 com uma aceleração de 0,8 m/s².

Através da análise do relatório geotécnico, e de acordo com o quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (CEN 2010), deve-se classificar o terreno como sendo do tipo B.

A estrutura desenvolvida neste trabalho é regular tanto em altura como em planta.

Relativamente à estrutura desenvolvida nesta dissertação, apresenta um núcleo central, conjugada com paredes com elevada localizadas na periferia do edifício, que conferem uma elevada rigidez torsional ao edifício minimiza assim o problema de torção no edifício. Na secção 4.5 do presente trabalho, foi analisado perante uma ação uniforme lateral e concluiu-se que o efeito conjunto do núcleo e paredes tinham uma participação de 76%. Assim, a estrutura classifica-se como sistema misto equivalente a paredes, porque a carga vertical é suportada pelas paredes e também por pilares, mas ação horizontal é maioritariamente suportada pelas paredes/núcleos.

Sendo a estrutura classificada como um sistema misto equivalente a paredes e dimensionada para uma classe de ductilidade média o valor de q_o é de 3. Relativamente, ao valor do coeficiente k_w está associado ao tipo de sistema da estrutura, neste caso toma o valor 1 de acordo com análise realizada na clausula 5.2.2.2 do Eurocódigo 8 (CEN 2010). Assim, o valor do coeficiente de comportamento é 3.

De acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), para incorporar ação sísmica no modelo no programa de calculo estrutural, a rigidez elástica da global da estrutura será afetada através de uma redução de 50%.

Relativamente análise sísmica de acordo com Eurocódigo 8 (CEN 2010), estabelece que se houver elementos que tenham um contributo na resistência sísmica acima de 15% devem ser considerados como elementos primários. No entanto, o Eurocódigo 8 (CEN 2010), não incorpora o sistema de lajes fungiformes como um elemento sismo resistente. Face a estas condições, foi feita uma abordagem da análise sísmica deste edifício em dois cenários. Cenário 1, onde todos os elementos são primários, incluindo as lajes fungiformes, denotar que este cenário 1 não cumpre o Eurocódigo 8 porque não há disposições para regulamentar a ductilidade nas ligações da laje aos pilares, Cenário 2, apenas as paredes e o núcleo são considerados elementos primários.

4.8.1 ESPETRO DE RESPOSTA

Com todos os parâmetros definidos é possível construir a Tabela 4.19, que define o espectro de resposta de projeto para ação sísmica tipo 1 e 2, correspondendo a um sismo próximo e afastado e apresentar o espectro na Figura 4.15.

Tabela 4.19 - Valores obtidos para o cálculo do espectro de resposta

	S	T_B	T_C	T_D	γ_I	a_{gr}	a_g
Ação tipo 1	1.35	0.10	0.60	2	1	0.35	0.35
Ação tipo 2	1.35	0.10	0.25	2	1	0.8	0.8

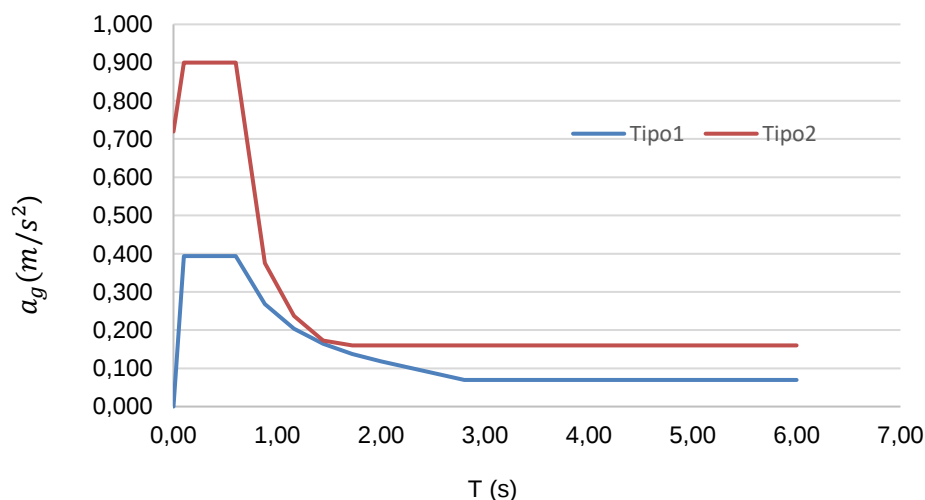


Figura 4.15 - Espectro de resposta de cálculo horizontal

4.8.2 CENÁRIO 1 – TODOS ELEMENTOS PRIMÁRIOS

4.8.2.1 Análise Modal

Relativamente a análise modal, foram considerados 25 modos de modo a obter uma participação da massa modal efetiva acumulada superior a 90%. Serão analisados os três primeiros modos em xx e em yy.

Tabela 4.20 - Frequência, taxa de participação da massa modal para cada direção, cenário 1

Modo	Frequência (Hz)	Taxa de participação de massa, direção x (%)	Taxa de participação de massa, direção y (%)
1	0,31	60,77	0
2	0,32	0,00	60,84
3	1,38	16,30	0,00
4	1,38	0,00	16,25
5	5,59	3,15	0,00
6	5,60	0,00	3,15

Verifica-se que a resposta da estrutura é essencialmente controlada pelo primeiro e segundo modo, sendo ambos modos de translação, segundo a direção X e Y, respetivamente. O terceiro modo tendo pouca participação de massa, é pouco relevante para análise. Através da observação da frequência do primeiro modo, pode ser um sinal indicativo que a estrutura desenvolvida no presente trabalho é de certa forma flexível, visto que, que as frequências não são altas. Na análise correspondente a taxa de participação é superior a 75% para cada direção.

É apresentado na (Figura 4.16), apenas a deformada para o primeiro modo segundo a direção x, porque como o edifício é simétrico nas duas direções, a deformada do segundo modo é igual à do primeiro.

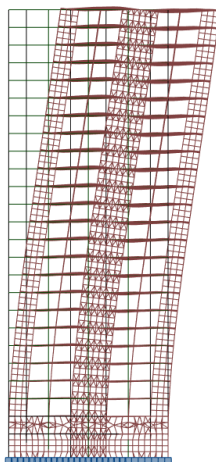


Figura 4.16 - 1º modo de vibração, translação segundo a direção x

4.8.2.2 Resultados globais

Relativamente aos resultados globais, o autor pretende analisar o corte basal para melhor interpretação da distribuição de resistências do edifício, nomeadamente pelas paredes, pelo núcleo e pelo sistema de pórtico pilar-laje fungiforme. No entanto, para envolver ação sísmica foi incorporado no modelo a combinação definida pela expressão:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (4.9)$$

Esta ação sísmica foi aplicada de acordo com a secção 2.3.3 do presente trabalho. De salientar, que apenas foi necessário avaliar uma combinação envolvendo o sismo, devido ao facto de a estrutura ser simétrica nas duas direções.

Foi envolvida a combinação sísmica, considerando a combinação direcional de 100% e 30% e para esta combinação foram obtidos os valores de corte global na direção relevante, neste caso na direção x, de 1423KN. A participação de força de cada conjunto de elementos é apresentada na Tabela 4.21 a seguir descrita.

Tabela 4.21 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura, cenário 1

Elementos da estrutura	Força de corte (KN)	(%)
Núcleo	799	56
Paredes	398	28
Pilares	226	16

Através da análise da Tabela 4.21 é possível verificar que o núcleo é o elemento que apresenta maior contributo no sistema sismo-resistente. Verifica-se ainda que o conjunto núcleo e paredes, resistem a 84% do corte basal, mostrando assim que o sistema estrutural escolhido anteriormente está coerente com o seu comportamento.

Em certa medida, fazendo uma comparação entre os resultados obtidos para avaliação do fator de participação dos elementos verticais (paredes, núcleo e pilares) é possível verificar que o núcleo se mantém como elemento dominante na resistência a ações horizontais, posteriormente as paredes e por último o funcionamento de pórtico entre os pilares e a laje, apesar de ligeiras diferenças nas taxas de participação. Mostrando assim, que aplicação de uma força estática na estrutura numa fase inicial de projeto é vantajoso para perceber melhor o funcionamento da estrutura com ações que serão envolvidas para o seu dimensionamento.

Na estrutura desenvolvida, a participação destes elementos é superior a 15%, sendo que todos os elementos verticais deveriam ser classificados como primários. Assim sendo, considerando a laje como um elemento primário é preciso efetuar duas considerações, nomeadamente limitar o drift entre pisos (de modo a não haver um aumento considerável dos esforços de punçoamento) e também obrigar à utilização de armaduras de punçoamento mesmo que não sejam necessárias segundo as verificações do EC2, de modo a obter ductilidade do ponto de vista do punçoamento.

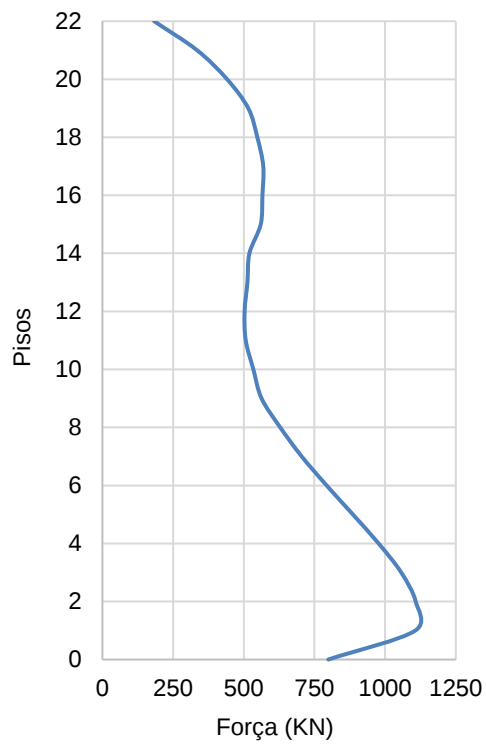


Figura 4.17 - Força de corte instalada no núcleo, cenário 1

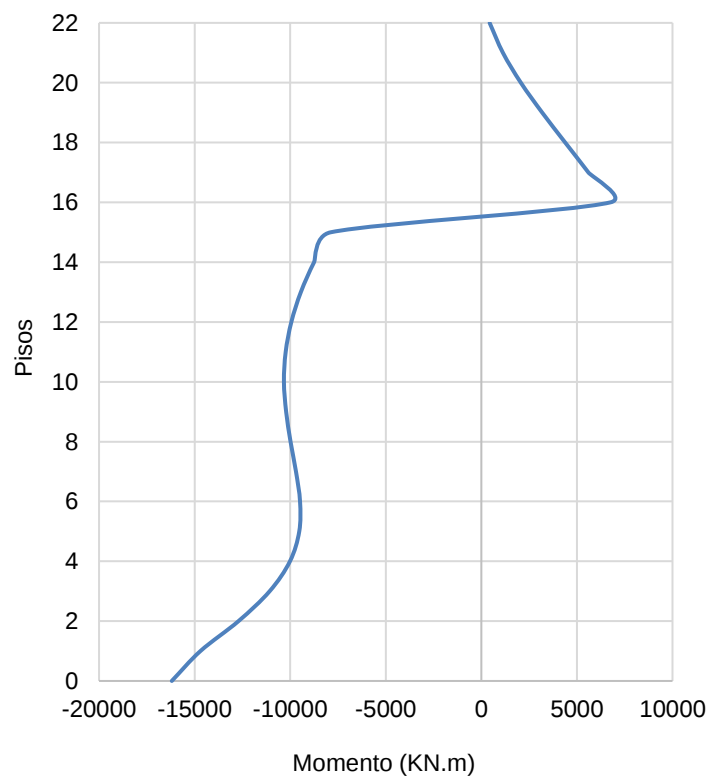


Figura 4.18 - Momentos instalados no núcleo, cenário 1

4.8.2.3 Drifts

Na (Figura 4.19) são apresentados os deslocamentos de cálculo entre a base e o topo de casa piso, determinados com recurso ao programa cálculo automático *Robot Structural Analysis* e posteriormente multiplicados pelo coeficiente de comportamento, com o objetivo de perceber se estes deslocamentos cumprem o limite imposto pela secção 4.4.3.2 do Eurocódigo 8 (CEN 2010), relativamente à limitação de deslocamento entre pisos. Caso esta limitação não seja ultrapassada, o requisito de limitação de danos encontra-se satisfeito.

O limite a ser cumprido diz respeito a edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, é expresso da seguinte forma:

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (4.10)$$

em que:

h – altura do edifício;

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

v – coeficiente de redução, que tem em consideração mais baixo período de retorno da ação sísmica.

Como o espectro da ação sísmica inserido no modelo, representa a envolvente da ação sísmica tipo 1 e tipo 2, foi usada como simplificação de acordo com o EC8, em que para edifícios de classe importância II, o coeficiente de redução é de 0,5.

Na figura seguinte são apresentados os drifts correspondentes à estrutura desenvolvida no presente trabalho.

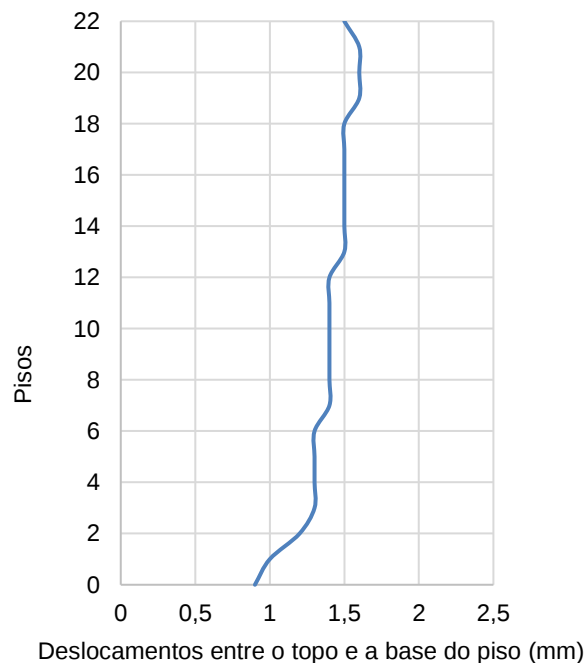


Figura 4.19 - Deslocamento entre a base e o topo de casa piso, drifts, cenário 1

Através da análise do gráfico da Figura 4.19, é possível observar que o maior deslocamento relativo entre pisos é de 1,6 milímetros. Efetuando a verificação de limitação de deslocamentos entre pisos é possível obter um valor para a multiplicação do coeficiente de redução com o deslocamento de 1,6 milímetros, de 0,8. Através da multiplicação de 0,005 com a altura entre pisos, é obtido o valor de 15 milímetros, sendo possível verificar que, a condição do limitado do deslocamento entre pisos é satisfeita assim como o requisito de limitação de dano.

4.8.2.4 Análise efeitos de 2ª ordem

De acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), é possível verificar se os efeitos de segunda ordem devido às ações sísmicas devem ser considerados através da seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.11)$$

em que:

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

θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado;

h – altura entre pisos.

Foi feito o estudo para as duas direções e verificou-se que os resultados são praticamente coincidentes, pelo que se apresenta unicamente apenas os resultados da direção x, na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x, cenário 1

Pisos	h (m)	d_r (m)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	θ
22	3	0,0015	7302	239	0,015
21	3	0,0016	15189	426	0,019
20	3	0,0016	23077	553	0,022
19	3	0,0016	30961	632	0,026
18	3	0,0015	38873	678	0,029
17	3	0,0015	46811	698	0,033
16	3	0,0015	54749	698	0,039
15	3	0,0015	62686	683	0,046
14	3	0,0015	70683	683	0,052
13	3	0,0015	78738	663	0,059
12	3	0,0014	86793	645	0,063
11	3	0,0014	94849	655	0,068
10	3	0,0014	102904	633	0,076
9	3	0,0014	111065	635	0,082
8	3	0,0014	119333	655	0,085
7	3	0,0014	127600	697	0,085
6	3	0,0013	135867	758	0,078
5	3	0,0013	144135	833	0,075
4	3	0,0013	152402	920	0,072
3	3	0,0013	160691	1014	0,069
2	3	0,0012	169076	1106	0,061
1	3	0,0010	177476	1193	0,050
0	3	0,0009	185899	1273	0,044

Analisando a tabela, podemos verificar que não é necessário incorporar efeitos de segunda ordem devido ação sísmica segundo a direção x, porque o valor do coeficiente de sensibilidade para todos os pisos permanece sempre inferior a 0,1

4.8.3 CENÁRIO 2 – PAREDES/NÚCLEOS ELEMENTOS PRIMÁRIOS

Neste cenário apenas serão apresentadas as tabelas de forma sucinta.

4.8.3.1 Análise Modal

Tabela 4.23 - Frequência, taxa de participação da massa modal para cada direção, cenário 2

Modo	Frequência (Hz)	Taxa de participação de massa, direção x (%)	Taxa de participação de massa, direção y (%)
1	0,27	10,57	49,09
2	0,27	49,09	10,57
3	1,30	0,77	16,55
4	1,30	16,55	0,77
5	3,19	0,08	6,03
6	3,19	6,03	0,08

Verifica-se que apenas considerando as paredes e o núcleo como elementos primários da estrutura a frequência baixa ligeiramente.

4.8.3.2 Resultados Globais

Será analisado para a direção dominante da combinação da ação sísmica as forças de corte, ou seja, na direção x, com uma força global de 1423 KN. Verifica-se que esta força é igual à força obtida no cenário 1, e isto deve-se ao facto de, relativamente ao modo dominante da resposta, primeiro modo, encontrar-se no período dos três segundos. Podemos observar através do espectro da Figura 4.15 que a aceleração espectral já está no patamar e, portanto, é constante, conduzindo a um nível de força igual nos dois modelos.

Tabela 4.24 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura, cenário 2

Elementos da estrutura	Força de corte (KN)	(%)
Núcleo	932	65
Paredes	491	35

Como era de esperar face ao cenário 1, a força de corte dos elementos apresentados na Tabela 4.24, aumentou, verificando um aumento de 14% nos núcleos e de 19% nas paredes face ao cenário anterior. Em suma, a força suportada pelo núcleo não se revela muito diferente da anterior. Se tivesse sido realizado um projeto com o modelo anterior, não seria imprudente desde que fossem tomadas as considerações nas zonas lajes mencionadas na secção 4.8.2.2 do presente trabalho. Constata-se que seria aceitável em projeto mesmo que se considerasse o Cenário anterior como todos os elementos primários, se fizesse um sobredimensionamento de resistência dos núcleos nestas ordem de grandeza de 15% a 20% face à análise da Tabela 4.24.

Assim sendo, as próximas duas figuras revelam o incremento de forças de corte e de momentos devido ação sísmica na direção mais predominante ao longo do núcleo.

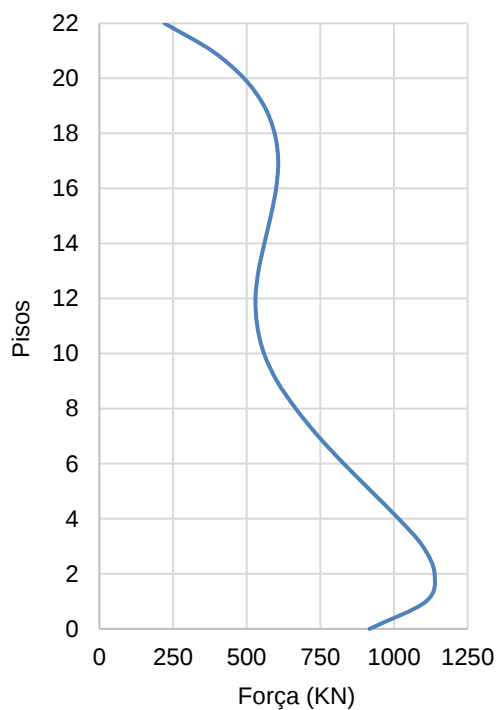


Figura 4.20 - Força de corte instalada no núcleo, cenário 2

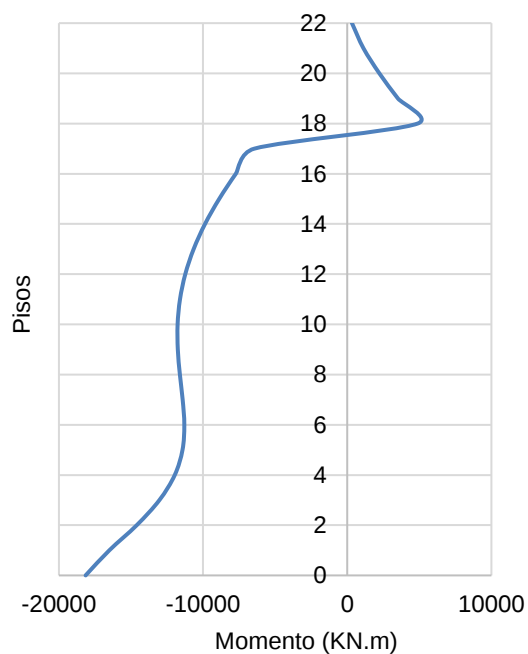


Figura 4.21 - Momentos instalados no núcleo, cenário 2

4.8.3.3 Drifts

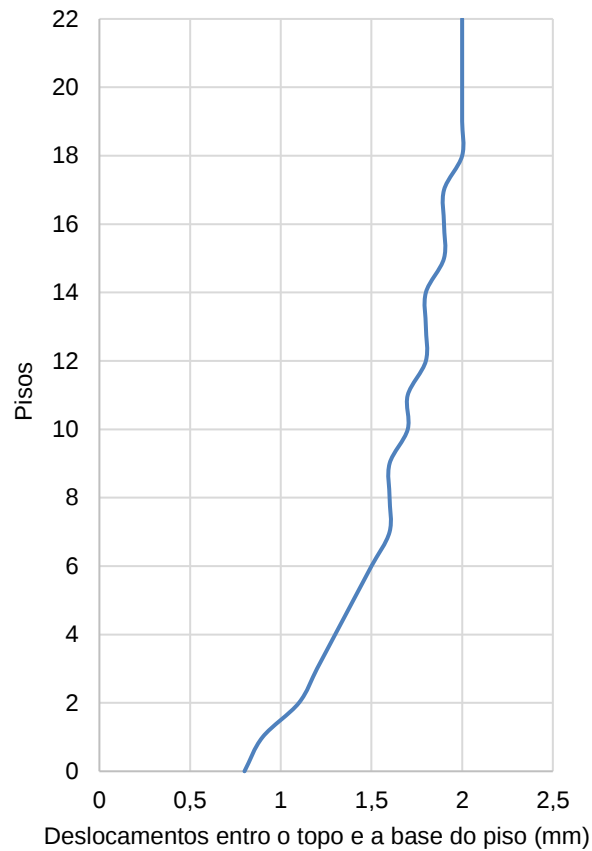


Figura 4.22 - Deslocamento entre a base e o topo de casa piso, drifts, cenário 2

Tal como expectável, devido à existência de menos elementos sísmo-resistentes, verifica-se um aumento dos drifts, sendo o máximo neste cenário de 2 milímetros. Contudo, através da expressão (4.11), verifica-se que o limite relativamente a edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, encontra-se controlado.

4.8.3.4 Efeitos de 2ª Ordem

Tabela 4.25 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x, cenário 2

Pisos	h (m)	d_r (m)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	θ
22	3	0,0020	7302	234	0,021
21	3	0,0020	15189	413	0,025
20	3	0,0020	23077	531	0,029
19	3	0,0020	30961	602	0,034
18	3	0,0020	38873	639	0,041
17	3	0,0019	46811	651	0,046
16	3	0,0019	54749	643	0,054
15	3	0,0019	62686	624	0,064
14	3	0,0018	70683	601	0,071
13	3	0,0018	78738	579	0,082
12	3	0,0018	86793	569	0,092
11	3	0,0017	94849	574	0,094
10	3	0,0017	102904	598	0,098
9	3	0,0016	111065	642	0,092
8	3	0,0016	119333	707	0,090
7	3	0,0016	127600	786	0,087
6	3	0,0015	135867	874	0,078
5	3	0,0014	144135	967	0,070
4	3	0,0013	152402	1062	0,062
3	3	0,0012	160691	1150	0,056
2	3	0,0011	169076	1236	0,050
1	3	0,0009	177476	1300	0,041
0	3	0,0008	185899	1370	0,036

Ao nível dos efeitos de segunda ordem foi necessário verificar o valor do coeficiente de sensibilidade porque considerando apenas as paredes e os núcleos como elementos principais também têm influência. No entanto, pode-se verificar através da análise da (Tabela 4.25), que não é necessário considerar.

4.8.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se concluir, que através do estudo da análise dos efeitos de segunda ordem devido ação sísmica, quer do deslocamento relativo entre pisos, drifts, que a estrutura apesar de ser um pouco flexível, apresenta uma rigidez suficiente para ter um controle quer dos efeitos de segunda ordem, quer dos drifts para satisfazer as disposições regulamentares.

5

VARIANTE ESTRUTURAL B

5.1 INTRODUÇÃO

Sendo agora alvo de análise a variante estrutural B, ou seja, o edifício é constituído por lajes maciças vigadas. Com esta solução de lajes, os apoios da laje deixam de ser os pilares comparativamente à solução anterior e passam a ser as vigas, resolve em parte o problema do punçoamento, aliviando a concentração de esforços nos encontros com os pilares. Assim, é usual para este tipo de solução de laje que a espessura da mesma seja inferior relativamente às diversas soluções de pavimentos.

De realçar, que neste capítulo serão apresentados os resultados de forma mais objetiva, porque certos elementos da estrutura, ações e o espectro de resposta devido ação sísmica, não mudaram relativamente à variante estrutural A.

5.2 DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

5.2.1 LAJE VIGADA

Seguindo a mesma ordem de pré-dimensionamento descrita na variante estrutural anterior foi calculada uma nova espessura para esta nova variante estrutural. Então através da expressão (4.1), é possível obter uma altura útil de 17 centímetros. No entanto, considerando o recobrimento o autor adotou uma espessura para a laje de 20 centímetros.

Utilizando a mesma verificação da espessura da laje em situações de pré-dimensionamento, foi possível verificar que, de acordo com o modelo no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, para a combinação “Deformada” descrita na expressão 4.3, a maior flecha da estrutura ao nível do piso foi de 1,7 centímetros, valor abaixo do limite máximo (1,9 centímetros), é possível constatar que a espessura da laje satisfaz a condição de deformação, conseguindo assim um bom pré-dimensionamento da espessura.

5.2.2 VIGAS

Relativamente ao pré-dimensionamento das vigas, é boa prática que sejam calculadas para a resistência em estado limite último.

Tendo em conta considerações correntes de projeto, para conseguir estruturas económicas, para o pré-dimensionamento de vigas é usual considerar o momento reduzido igual a 0,25 para conduzir a taxas de armadura de 1% a 1,5%.

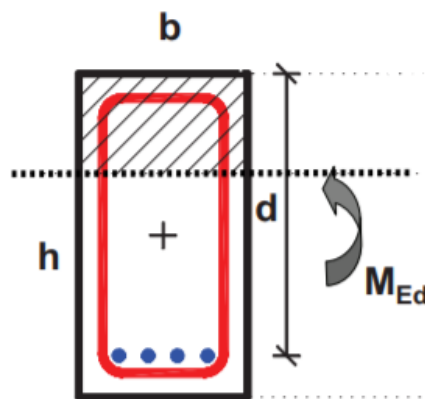


Figura 5.1 - Representação das distâncias na viga de acordo com o momento aplicado

Para o estado de limite último, com as ações do peso próprio, das restantes cargas permanentes e sobrecarga, foi estimado um momento de cálculo de 574 kN/m. Assim, através da expressão (5.1), obtemos o valor da altura, d , de 0,66m, que representa a distância da armadura de tração à face comprimida.

$$d \approx \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,25bf_{cd}}} \quad (5.1)$$

em que:

d – distância desde da fibra mais comprimida ao centro de gravidade das armaduras de tração

b – base da viga;

M_{Ed} – momento de calculo aplicado na viga;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Considerando um recobrimento ao eixo dos varões de 5 centímetros, perfaz uma altura da viga de 0,75 centímetros. Para obter proporções de secção retangular mais comuns é utilizada a seguinte consideração:

$$b \cong 0,4 d \quad (5.2)$$

Assim, as dimensões de pré-dimensionamento para a estrutura são:

Tabela 5.1 - Dimensões da viga

Viga	Base (m)	Altura (m)
	0,30	0,75

5.2.3 PILARES

Para a secção dos pilares foi verificado se as secções adotadas na variante anterior conseguiam resistir de acordo com o novo modelo. Face à sua resistência perante a nova variante estrutural, as secções mantêm-se iguais. Sendo então:

Tabela 5.2 - Secção dos pilares

Pisos	Pilar	Dimensões (m)
Piso -2 / 0	SA1	0,60x0,60
	SB1	0,85x0,85
	SC1	0,80x0,80
Piso 0 / 3	SA2	0,60x0,60
	SB2	0,80x0,80
	SC2	0,75x0,75
Piso 3 / 9	SA3	0,60x0,60
	SB3	0,75x0,75
	SC3	0,70x0,70
Piso 9 / 14	SA4	0,50x0,50
	SB4	0,60x0,60
	SC4	0,55x0,55
Piso 14 / 18	SA5	0,40x0,40
	SB5	0,45x0,45
	SC5	0,45x0,45
Piso 18 / 22	SA6	0,40x0,40
	SB6	0,40x0,40
	SC6	0,45x0,45

5.2.4 NÚCLEO

As dimensões do núcleo estão de acordo com a secção anterior relativa à variante estrutural A.

Tabela 5.3 - Dimensões do núcleo por piso

Núcleo	Largura (m)	Altura (m)	Espessura (m)
Piso -2 ao Piso 22	6	3	0.3

5.2.5 PAREDES DE FACHADA

Relativamente às paredes as dimensões adotadas estão de acordo com o modelo anterior, sendo as dimensões de acordo como mostra o Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Dimensões da parede de fachada ao nível do piso

Parede	Largura (m)	Altura (m)	Espessura (m)
Piso 0 ao Piso 22	3	3	0,3

5.3 AÇÕES

No que concerne às ações envolvidas no modelo, relativamente ao peso próprio, restantes cargas permanentes, sobrecarga de habitação, sobrecarga de cobertura e ação do vento estão descritas na secção 4.3 do capítulo anterior.

5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO

Seguindo a mesma lógica de verificação neste modelo face à variante estudada no capítulo anterior, foi feita uma estimativa da reação total na base da estrutura, relativa à ação do peso próprio, cargas permanentes, sobrecarga de habitação, de cobertura e ação do vento. Comparando os valores das reações do modelo obtidas no programa de cálculo automático com as estimativas feitas analiticamente, foi possível concluir a validação do modelo, podendo desta forma efetuar as análises a seguir efetuadas.

5.5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO PARA AÇÕES LATERAIS

De forma idêntica à variante estrutural A, é essencial ter boa compreensão dos efeitos relacionados com os efeitos de segunda ordem e também no contexto da resistência do edifício à ação lateral quer do vento como ação estática, quer ação sísmica. Foi realizada uma análise envolvendo, uma única ação lateral uniforme e posteriormente para se interpretar o comportamento da estrutura face a ações torsionais fez-se uma análise específica em que induziu à estrutura um momento torsor.

5.5.1 AÇÃO LATERAL UNIFORME

Para compreender o efeito relativamente a ações horizontais, nesta nova vertente estrutural, foi introduzido no modelo uma carga estática de 50KN ao nível do piso em cada uma das extremidades até ao piso zero, como mostra a seguinte figura.

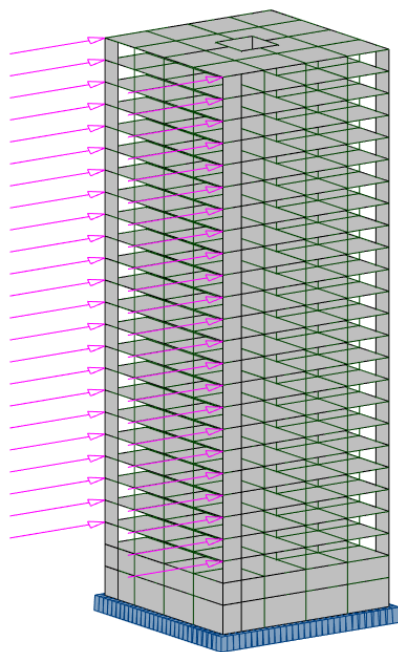


Figura 5.2 - Modelo, com ação estática horizontal representada na vertente estrutural B, 3D

Como realizado na vertente anterior, estes fatores de participação foram avaliados ao nível do piso 0, preconizando assim na tabela em termos de percentagem a força de corte de cada elemento vertical face à força de corte global ao nível do piso 0.

Tabela 5.5 - Fator de participação de cada elemento da estrutura

Elementos da estrutura	Fator de participação (%)
Pilares	33
Paredes	27
Núcleo	40

Através da análise da Tabela 5.5, é possível verificar que a percentagem dos pilares aumenta mesmo que ligeiramente, evidenciando assim que as vigas aumentam a eficiência do efeito de pórtico, fazendo que as paredes tenham menos participação nesta ação. Avaliando este fator de participação, reflete ainda a forte participação do núcleo, nas duas variantes analisadas, tal como expectável, dada a maior rigidez do mesmo.

5.5.2 AÇÃO LATERAL TORSIONAL

Relativamente a esta ação torsional, introduzida na estrutura, tem como objetivo compreender este efeito na nova variante estrutural comparativamente com a estrutura constituída por lajes fungiformes. Então, de forma igual à variante estrutural A, será introduzido no modelo no último piso em cada uma das extremidades um par de forças estáticas de 1000KN, em sentido contrário para gerar um momento torsor

de 27000KN.m, sendo apresentado na figura seguinte a representação das cargas no modelo para criar o efeito de torção no edifício.

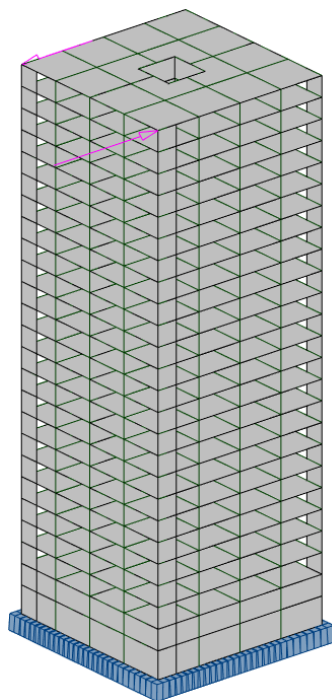


Figura 5.3 - Modelo, com ação estática no último piso na vertente estrutural B, 3D

De seguida, é possível visualizar na tabela o momento torsor absorvido por cada tipo de elemento vertical da estrutura ao nível do piso 0.

Tabela 5.6 - Resistência ao momento torsor de cada elemento da estrutura

Elementos da estrutura	Momento torsor resistente KN.m	(%)
Pilares	6331	23
PA1	3038	11
PA2	2685	10
PA3	2851	11
PA4	3660	14
Núcleo	8435	31

Através da análise da Tabela 5.6, o núcleo continua a ser o elemento vertical com maior capacidade de resistência ao efeito de torção presente no edifício, apesar de ter diminuído em relação à variante estrutural anteriormente analisada. Nota-se ainda um ligeiro aumento da resistência à torção por parte

dos pilares, isso deve-se ao facto do maior contributo do efeito de pórtico, ou seja, a rigidez dos pórticos aumentou devido às vigas neste novo sistema.

5.6 ANÁLISE DO EFEITOS DE 2ª ORDEM

Nesta variante estrutural, de forma idêntica à secção 4.6 do capítulo 4, serão analisados os efeitos de segunda ordem à luz do Eurocódigo 2 (CEN 2010), através do método baseado numa rigidez nominal. No entanto, serão ainda abordadas simplificações adotadas em projeto para atender estes efeitos, que afetam globalmente a estrutura em 1/3 da rigidez elástica inicial e 1/5. A rigidez nominal será estabelecida relativamente à rigidez inicial elástica $E_C I_C$.

5.6.1 CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL

A caracterização nominal da presente variante estrutural, será realizada da forma mais sucinta, visto que, os pilares, as paredes, o núcleo e as lajes, serão caracterizados com a mesma rigidez nominal anteriormente realizada para a vertente estrutural A.

5.6.1.1 Pilares

A rigidez nominal dos pilares foi caracterizada, considerando 25% da rigidez inicial elástica, com base no estudo realizado por (Morais 2016).

$$EI = 0,25 E_C I_C \quad (5.1)$$

5.6.1.2 Paredes e Núcleo

À luz do Eurocódigo 2 (CEN 2010), foi realizada a caracterização da rigidez nominal para o núcleo e paredes.

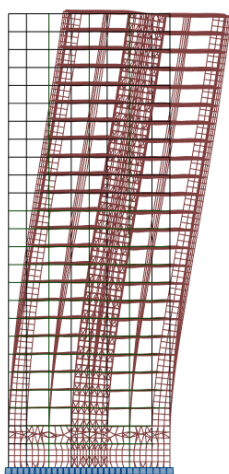


Figura 5.4 - Deformada da vertente estrutural B

Através da análise da deformada, é possível verificar que o núcleo e as paredes estão predominantemente à flexão, efetuando assim uma caracterização da rigidez nominal de 33% da rigidez inicial elástica.

$$EI = 0,33 E_c I_c \quad (5.2)$$

5.6.1.3 Lajes

O contributo da rigidez da laje nesta estrutura com a formação de pórticos viga e pilar, é menos relevante para avaliação da carga crítica. Neste sentido, poderia ser aceitável não se considerar esta rigidez e, portanto, avaliar-se a carga crítica da estrutura considerando exclusivamente o sistema de pórtico viga-pilar, núcleos e paredes.

No estudo que é realizado na presente dissertação, considerou-se um valor da rigidez nominal da laje à semelhança da laje fungiforme de 0,2. No entanto, foi feita uma avaliação do seu efeito em termos de carga crítica com variações desta rigidez nominal.

$$EI = 0,20 E_c I_c \quad (5.3)$$

5.6.1.4 Vigas

Visto que o Eurocódigo 2 (CEN 2010) não apresenta uma proposta para a caracterização da rigidez nominal a considerar nas vigas, o autor baseou-se no estudo realizado por (Morais 2016) para conseguir ultrapassar esta adversidade.

O estudo realizado por (Morais 2016), avalia a rigidez mobilizada nas vigas sujeitas à flexão simples variando a secção e as taxas de armaduras, como mostra a figura a seguir.

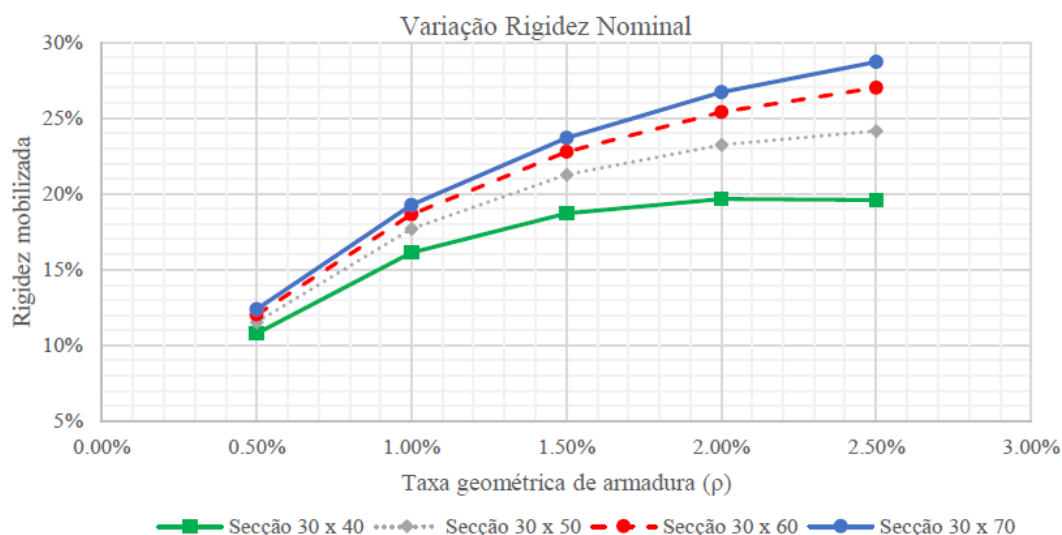


Figura 5.5 - Rigidez mobilizada, para diferentes secções e taxas de armadura, (Morais 2016)

Sendo a secção da viga do presente trabalho de 30 centímetros de largura e 75 centímetros de altura, considerando uma taxa de armadura de 1%, a rigidez nominal atribuída para as vigas foi de 20%.

$$EI = 0,20 E_c I_c \quad (5.3)$$

5.6.2 QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os efeitos de segunda ordem serão avaliados de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), através do coeficiente de amplificação das ações horizontais. De forma análoga à variante estrutural A, será primeiramente avaliada a carga vertical global do edifício, $F_{V,Ed}$, e a carga crítica de encurvadura, $F_{V,B}$, para a combinação em estado limite último como ação de base sobrecarga de habitação e de cobertura. Esta análise será realizada tendo em conta as reações ao nível do piso 0. Serão avaliados os efeitos de acordo com o Eurocódigo 2, com base no método expresso na secção 2.1 do presente trabalho e serão abordados ainda dois métodos simplificados normalmente utilizados em projeto. Estes métodos são similares na medida em que é efetuado uma redução da rigidez global da estrutura para serem avaliados os efeitos de segunda ordem.

5.6.2.1 Rigidez nominal Eurocódigo 2 (CEN 2010)

Para cada direção x e y, serão obtidos os fatores de carga correspondentes, sendo posteriormente calculada a carga crítica de encurvadura e o respetivo coeficiente de amplificação, β_2 . Além destes valores apresentados na Tabela 5.8, será expresso ainda o resultado obtido para a carga vertical global, $F_{V,Ed}$. Na Tabela 5.7 é apresentada a caracterização da rigidez nominal para cada elemento da estrutura.

Tabela 5.7 - Caracterização da rigidez nominal de cada elemento da estrutura

Paredes	$0,33 E_c I_c$
Núcleo	$0,33 E_c I_c$
Pilares	$0,25 E_c I_c$
Lajes	$0,20 E_c I_c$
Vigas	$0,20 E_c I_c$

Tabela 5.8 – Fator de carga, carga global vertical, carga global de encurvadura e coeficientes de amplificação

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (kN)	Carga global de encurvadura (kN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	6,22	338213	2105048	1,19
y	6,75		2283192	1.17

É explícito através deformada da (Figura 5.6), que o modo de encurvadura é representativo do valor de carga crítica global, visto que representa um modo global da estrutura.

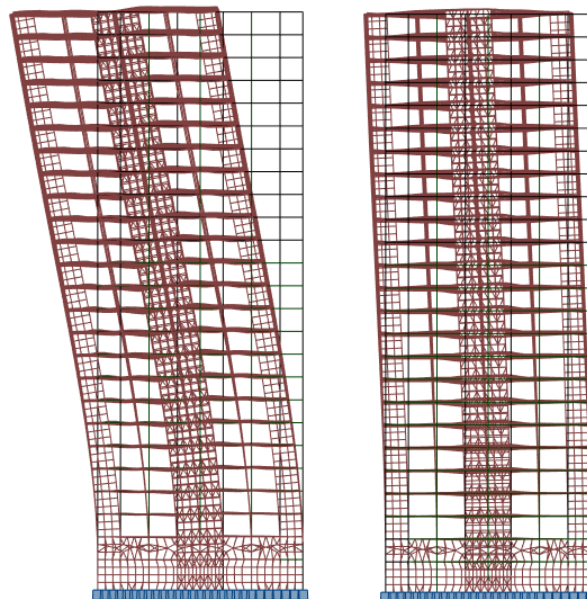


Figura 5.6 - Modos de encurvadura, segundo a direção x (esquerda) e direção y (direita)

Analogicamente à variante estrutural A, será abordado o efeito sentido na variação da rigidez nominal apenas nas lajes. Considerando para a laje uma redução da rigidez nominal para 10% da rigidez elástica inicial e para 15%, de modo a analisar a sensibilidade do agravamento do coeficiente de amplificação β_2 . O agravamento apresentado na (Tabela 5.9), será feito em relação à rigidez nominal de 20%.

Tabela 5.9 - Fator de carga, carga global de encurvadura, carga vertical global e coeficiente de amplificação para diferentes valores de rigidez nominal da laje vigada

Rigidez da laje	Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)	Agravamento do coeficiente de amplificação
0,10 $E_c I_c$	x	5,69	338213	1924632	1,21	2%
	y	6,25		2113010	1,19	
0,15 $E_c I_c$	X	5,98		2020864	1,20	1%
	y	6,52		2203793	1,18	

Através da análise da coluna relativamente ao agravamento do coeficiente de amplificação presente na (Tabela 5.9), mostra que para o tipo de edifício desenvolvido no presente trabalho, com sistema de lajes vigadas, a consideração da rigidez nominal de 10%, 15% e 20% não têm um agravamento do coeficiente de amplificação relevante. Em suma o contributo da rigidez das lajes é pouco relevante para a carga crítica e, portanto, é aceitável como simplificação considerar uma rigidez nominal das lajes relativamente baixa, por exemplo 10%.

5.6.2.2 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 33%

Um dos métodos simplificados para avaliar os efeitos de segunda ordem, considera uma rigidez nominal de 33% global na estrutura.

Tabela 5.10 - Rigidez nominal global da estrutura

Paredes	$0,33 E_c I_c$
Núcleo	$0,33 E_c I_c$
Pilares	$0,33 E_c I_c$
Lajes	$0,33 E_c I_c$
Vigas	$0,33 E_c I_c$

Caracterizada a rigidez nominal, é apresentado na (Tabela 5.11), os valores do coeficiente de amplificação, β_2 , tendo e conta a direção x e y.

Tabela 5.11 – Fator de carga, carga global de encurvadura e coeficiente de amplificação, para cada direção

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	8,19	338213	2768883	1,14
y	8,91		3013432	1,13

5.6.2.3 Abordagem simplificada - Rigidez nominal global de 20%

Nesta abordagem para atender aos efeitos de segunda ordem, é efetuada uma redução da rigidez elástica inicial de 80%.

Tabela 5.12 - Rigidez nominal global da estrutura

Paredes	$0,20 E_c I_c$
Núcleo	$0,20 E_c I_c$
Pilares	$0,20 E_c I_c$
Lajes	$0,20 E_c I_c$
Vigas	$0,20 E_c I_c$

Assim, na (Tabela 5.13), é caracterizado os parâmetros de avaliação relativamente ao fator de carga, carga vertical global, carga global de encurvada e o coeficiente de amplificação, β_2 .

Tabela 5.13 - Fator de carga, carga global de encurvadura e coeficiente de amplificação, para cada direção

Direção	Fator de Carga	Carga vertical global $F_{V,Ed}$, (KN)	Carga global de encurvadura (KN)	Coeficiente de Amplificação (β_2)
x	4,94	338213	1817199	1,25
y	5,37		1669234	1,23

5.6.2.4 Considerações finais

É apresentado uma tabela síntese relativamente ao coeficiente, β_2 , correspondente às diferentes avaliações consideradas para analisar os efeitos de segunda ordem.

Tabela 5.14 - Coeficiente de amplificação, variante estrutural B

Avaliação	Coeficiente de Amplificação (β_2)	
	Direção x	Direção y
EC2	1,19	1,17
Rigidez nominal global de 33%	1,14	1,13
Rigidez nominal global de 20%	1,25	1,23

Face aos resultados obtidos para esta variante, constata-se que a consideração da rigidez nominal nas lajes pode ser ignorada, contudo é prudente considerar 10% para avaliar os efeitos de segunda ordem.

5.7 ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

5.7.1 INTRODUÇÃO

Na variante estrutural B, constituída por lajes vigadas, o faseamento construtivo será avaliado conforme a funcionalidade que o programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* apresenta e será ainda avaliado por um método simplificado desenvolvido por (Reis 2014), explicitado na secção 3.3.

O faseamento na variante estrutural B, através do programa de cálculo automático foi realizado piso a piso, constituindo assim no global, 25 fases construtivas. Verifica-se, nesta variante, o mesmo que já se tinha verificado relativamente à variante estrutural A, ou seja, este processo é demasiado demorado e de difícil manuseamento. Assim, uma boa estratégia adotar seria representar o faseamento de 5 em 5 pisos. Relativamente, ao programa de cálculo a única ação envolvida para incluir a construção faseada foi o peso próprio.

Relativamente ao método simplificado, a estratégia na variante A foi utilizada na presente variante, com base no estudo de (Reis 2014). Foi realizado um incremento da rigidez axial nos pilares até o décimo sétimo piso não muito elevado. Já nos últimos cinco pisos, os pilares têm um aumento da rigidez axial muito elevado.

5.7.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados apresentados serão comparados com um modelo em que o faseamento não é envolvido na modelação da estrutura, para melhor interpretação da consequência do envolvimento deste processo no modelo ao nível dos deslocamentos relativos no piso e dos momentos da ligação entre a laje e a parede. Serão assim, analisados três modelos, sendo estes o modelo standard, com faseamento através do método simplificado e por último o modelo com a introdução do faseamento com recurso ao programa de cálculo. Os resultados avaliados são referentes à combinação em estado limite último.

5.7.2.1 Deslocamento relativo entre pisos

São apresentados os gráficos correspondentes aos três modelos mencionados anteriormente na Figura 5.7, em que no eixo horizontal é representado o deslocamento relativo entre pisos e no eixo vertical o respetivo piso.

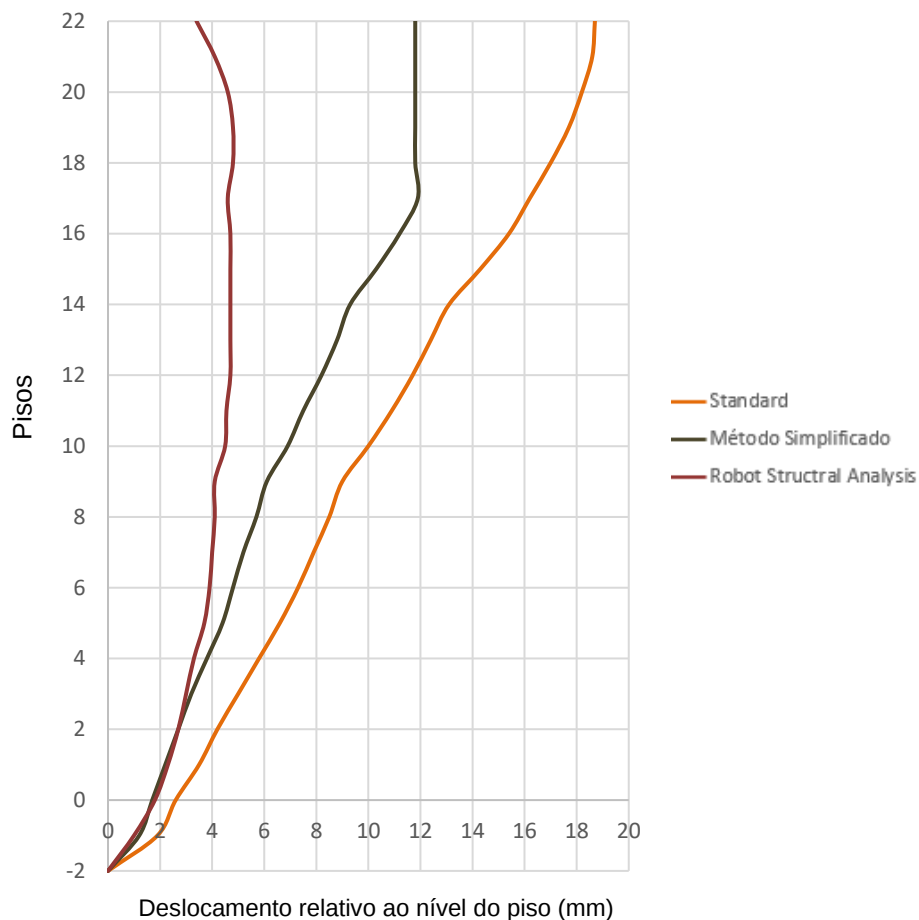


Figura 5.7 - Deslocamento relativo ao nível dos pisos dos três modelos

Através da análise do gráfico na (Figura 5.7) correspondente aos três modelos, o maior deslocamento relativo ao nível piso verifica-se no modelo standard. Como não é introduzido o faseamento neste modelo, o deslocamento que o piso apresenta, inclui a soma dos deslocamentos dos pisos anteriores, sendo por isso o último piso o mais gravoso.

Entre o modelo standard e o modelo mais exato com recurso ao *Robot Structural Analysis*, ocorrem diferenças significativas ao nível dos deslocamentos. Comparando os deslocamentos obtidos com o método simplificado, com o modelo em que o faseamento foi inserido através do programa de cálculo estrutural, o maior deslocamento relativo entre os dois verifica-se quase ao nível do mesmo piso. Contudo, o método simplificado apresenta deslocamentos relativos ao nível do piso maiores a partir do terceiro piso quando comparado com o método mais exato, sendo os deslocamentos relativos do método simplificado muito díspares.

5.7.2.2 Momentos na ligação da laje, parede

Serão apresentados nas próximas tabelas os momentos de ligação da laje-parede para os pisos onde se verifica maior deslocamento relativo ao nível do piso. Será avaliados os momentos para esse piso nos três modelos para perceber melhor qual as consequências que poderão estar subjacentes no dimensionamento da armadura.

A análise realizada para o piso 22 deve-se ao facto de o maior deslocamento relativo no modelo standard verificar-se nesse piso. Relativamente ao modelo envolvendo o método simplificado o piso 18 apresenta o maior deslocamento relativo ao nível do piso e por último o piso 19 diz respeito ao modelo com faseamento considerado através do programa de calculo estrutural.

- Piso 22

Tabela 5.15 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 22

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	149
	Laje/PA2	150
	Laje/PA3	140
	Laje/PA4	146
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	111
	Laje/PA2	112
	Laje/PA3	106
	Laje/PA4	109
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	105
	Laje/PA2	104
	Laje/PA3	105
	Laje/PA4	104

- Piso 19

Tabela 5.16 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 19

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	139
	Laje/PA2	148
	Laje/PA3	124
	Laje/PA4	136
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	110
	Laje/PA2	105
	Laje/PA3	99
	Laje/PA4	108
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	121
	Laje/PA2	110
	Laje/PA3	118
	Laje/PA4	128

- Piso 18

Tabela 5.17 - Momentos na ligação laje, parede para o piso 18

Modelo	Ligação	Momentos Negativos (KN.m)
Standard	Laje/PA1	137
	Laje/PA2	141
	Laje/PA3	121
	Laje/PA4	133
Faseamento através do método simplificado	Laje/PA1	110
	Laje/PA2	104
	Laje/PA3	99
	Laje/PA4	108
Faseamento através do <i>Robot Structural Analysis</i>	Laje/PA1	124
	Laje/PA2	130
	Laje/PA3	124
	Laje/PA4	123

Verifica-se maiores momentos na ligação laje-parede, no modelo standard, uma vez que os assentamentos observados são superiores. Os momentos verificados no modelo com recurso ao método simplificado apresentam-se inferiores comparativamente com o modelo mais exato. De salientar que de forma idêntica à variante estrutural A, as diferenças verificadas nos momentos de ligação da laje com a parede não são muito diferentes comparando os três modelos. Estas diferenças, como seria de esperar, são mais notórias nos pisos superiores. Assim, a estrutura do presente trabalho é sensível ao problema do faseamento construtivo.

5.7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em suma, é preferível recorrer ao programa de cálculo automático para ter em conta estes efeitos relativos à construção faseada. Verificando-se novamente que o método simplificado não apresenta resultados possíveis de serem considerados para esta análise.

5.8 ANÁLISE SÍSMICA

Relativamente à análise sísmica, as considerações necessárias para caracterizar a estrutura estão descritas na secção 4.8 do presente trabalho, visto que a estrutura é igual apenas foi alterado o sistema estrutural de lajes.

No modelo correspondente o módulo elasticidade foi reduzido em 50%, de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), para avaliar os efeitos devido ação sísmica.

Como mencionado na variante anterior à luz do Eurocódigo 8 (CEN 2010), estabelece que se houver elementos que tenham um contributo na resistência sísmica a cima de 15% devem ser considerados como elementos primários. Foi realizada a análise da estrutura, como todos os elementos fossem elementos primários.

5.8.1 ESPETRO DE RESPOSTA

É apresentado assim o espectro de resposta de acordo com os parâmetros definidos na (Tabela 4.18).

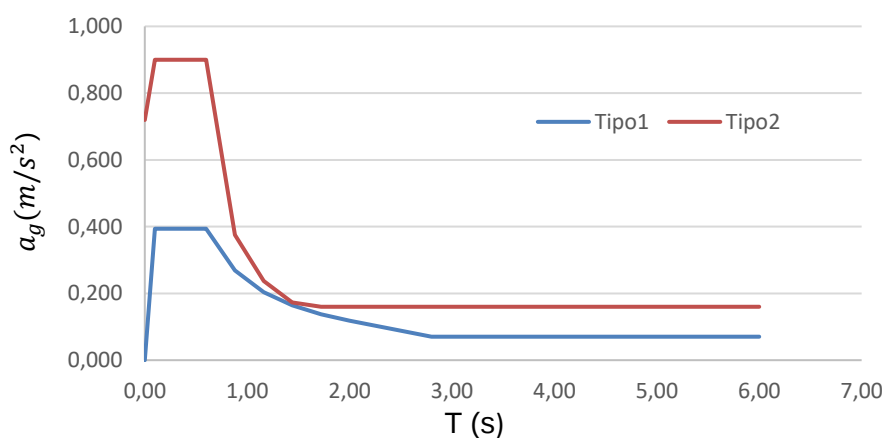


Figura 5.8 - Espectro de resposta de cálculo horizontal

5.8.2 ANÁLISE MODAL

Nesta variante foi também incorporado para análise modal 25 modos de vibração, conseguindo uma participação acumulada de massa superior a 90%. Os modos analisados, serão os principais modos da estrutura.

Tabela 5.18 - Frequência, taxa de participação da massa modal em cada direção

Modo	Frequência (Hz)	Taxa de participação de massa, direção x (%)	Taxa de participação de massa, direção y (%)
1	0,40	60,58	0
2	0,41	0,00	60,32
3	1,48	15,82	0,00
4	1,50	0,00	16,02
5	5,52	3,15	0,00
6	5,56	0,00	3,17

Verifica-se que a estrutura é controlada novamente pelos dois primeiros modos, sendo o primeiro e o segundo modo de translação. A deformada para o primeiro modo, segundo a direção x é apresentada na (Figura 5.9), visto ser o modo mais importante. Face à análise na variante estrutural A, o terceiro modo apresenta praticamente a mesma massa. Contudo, é pouco relevante devido à baixa taxa de participação de massa. O somatório dos quatro primeiros modos abrange mais de 75% da massa por direção.

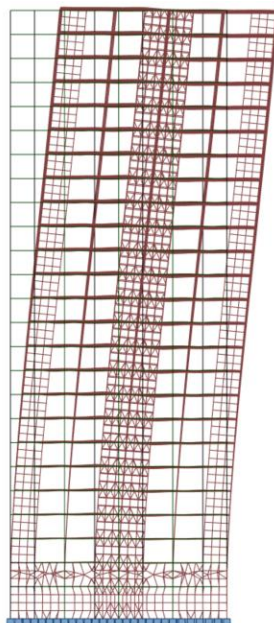


Figura 5.9 - 1º modo de vibração, translação segundo a direção x

5.8.3 RESULTADOS DA AÇÃO SÍSMICA

5.8.3.1 Resultados globais

Para atender aos resultados globais foi inserido no modelo a combinação tendo em conta 100% da participação do sismo segundo a direção x e 30% segundo a direção y, de acordo com a expressão (4.9).

Será analisado os valores de corte basal apenas para a direção com maior relevo, direção x, obtendo nessa direção uma força de corte basal global de 1815 KN. É apresentado na próxima Tabela 5.19 a força de corte mobilizada para cada elemento vertical (núcleo, paredes e pilares).

Tabela 5.19 - Força de corte de cada elemento vertical da estrutura

Elementos da estrutura	Força de corte (KN)	(%)
Núcleo	847	47
Paredes	438	24
Pilares	530	29

Analisando a Tabela 5.19, verifica-se que o núcleo se mantém como o elemento vertical capaz de mobilizar maior força de corte, face ação sísmica. Verifica-se comparando com o quadro (4.21), um aumento na mobilização da força de corte nos pilares, devido ao novo sistema estrutural de lajes. As paredes e o núcleo em conjunto têm resistência ao corte superior a 70%, realçando que o sistema estrutural foi corretamente identificado.

Esta análise reflete a importância da sensibilidade de efetuar um estudo da estrutura numa fase inicial de projeto para ter a capacidade de classificar corretamente a estrutura. De acordo com aplicação de uma força estática ao nível dos pisos para avaliar o edifício na secção 5.5 do presente capítulo, foi possível perceber de certa forma o comportamento do edifício. É perceptível, comparando os resultados obtidos para uma força estática aplicada ao nível do piso, que não existem muitas discrepâncias nos resultados obtidos para análise sísmica.

Verificando-se uma participação dos pilares superior a 15%, portanto todos os elementos devem ser considerados elementos primários. Deverão ser dimensionados também de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010).

De seguida são apresentados os diagramas dos esforços transversos e fletores ao longo do núcleo até ao piso 0.

.

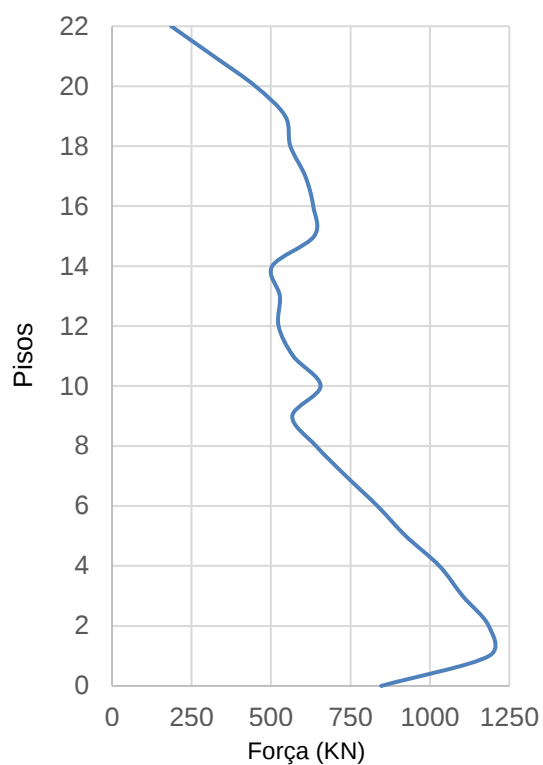


Figura 5.10 - Forças de corte instaladas no núcleo

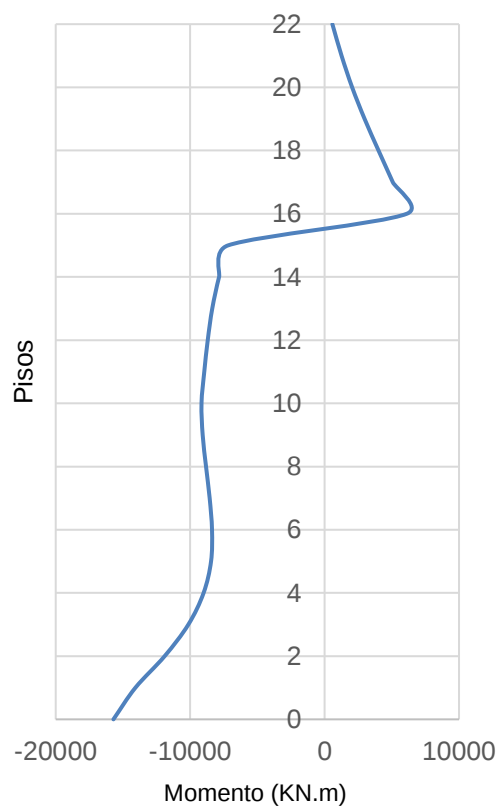


Figura 5.11 - Momentos instalados no núcleo

5.8.3.2 Drifts

Relativamente a esta análise, são apresentados os deslocamentos de cálculo entre a base e o topo de cada piso, de modo a verificar o limite imposto pela expressão (4.10). É estabelecido este limite para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura.

São apresentados na Figura 5.12 os deslocamentos de cálculo entre o topo e a base de cada piso obtidos até nível do piso 0.

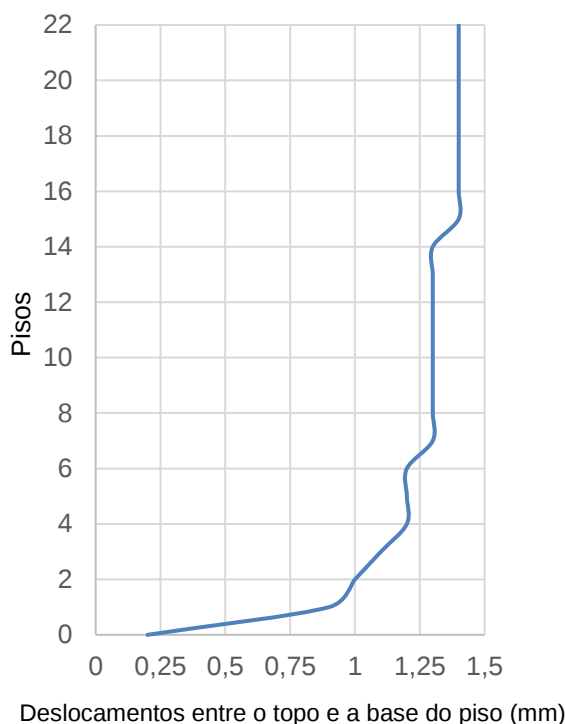


Figura 5.12 - Deslocamentos entre o topo e a base do piso (mm)

Foi verificado que o limite era cumprido de acordo com a expressão (4.11), tendo em conta que o deslocamento máximo obtido foi de 1,4 milímetros, inferior ao valor limite de 15 milímetros. Pode-se concluir que, a condição de deslocamento entre pisos é satisfeita assim como o requisito de limitação do dano.

5.8.3.3 Análise dos efeitos de 2ª ordem

Relativamente à análise dos efeitos de segunda ordem, foram avaliados de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010), através da expressão (4.12). Se o valor do coeficiente de sensibilidade for menor do que 0,1, não é necessário incluir este efeito no modelo.

De acordo com a norma, foi realizado o estudo para ambas as direções. No entanto, a tabela a seguir apresentada apenas envolve a direção mais condicionante, direção x.

Tabela 5.20 - Avaliação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, direção x

Pisos	h (m)	d_r (m)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	θ
22	3	0,0014	7790	280	0,013
21	3	0,0014	16166	504	0,015
20	3	0,0014	24541	665	0,017
19	3	0,0014	33045	778	0,020
18	3	0,0014	41578	854	0,023
17	3	0,0014	50136	903	0,026
16	3	0,0014	58566	928	0,029
15	3	0,0014	66987	937	0,033
14	3	0,0013	75471	939	0,035
13	3	0,0013	84014	942	0,039
12	3	0,0013	92595	949	0,042
11	3	0,0013	101138	966	0,045
10	3	0,0013	109851	1049	0,045
9	3	0,0013	118670	1119	0,046
8	3	0,0013	127727	1203	0,046
7	3	0,0013	136784	1295	0,046
6	3	0,0012	146709	1393	0,042
5	3	0,0012	154634	1490	0,042
4	3	0,0012	163559	1580	0,041
3	3	0,0011	172506	1664	0,038
2	3	0,0010	181549	1734	0,035
1	3	0,0009	190606	1782	0,032
0	3	0,0002	199687	1805	0,007

Analisando os valores do coeficiente de sensibilidade na última coluna da (Tabela 5.20), é possível concluir que não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica, uma vez que os resultados obtidos são todos inferiores a 0,1.

5.8.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Podemos concluir que a estrutura encontra-se bem conseguida de acordo com esta variante estrutural constituída por lajes vigadas. Os parâmetros de maior foco de análise, demonstram que estrutura apresenta uma rigidez equilibrada, capaz de satisfazer as disposições dos parâmetros avaliados.

6

CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Perante esta tipologia de edifícios altos, revelou-se interessante a solução de dois sistemas estruturais de pavimentos, uma solução de lajes fungiforme e uma solução de lajes vigadas. Foi analisado o impacto destas soluções do ponto de vista do projeto envolvendo os aspetos particulares que tem essencialmente a ver com o faseamento construtivo, efeitos de segunda ordem e em certa medida com efeito da ação sísmica. O faseamento construtivo e os efeitos de segunda ordem são os focos centrais do presente trabalho.

Relativamente ao faseamento construtivo, foram abordadas duas estratégias para incorporar este processo no modelo. Uma das abordagens realizadas teve como base um método simplificado desenvolvido por (Reis 2014) em que, através do aumento da rigidez axial dos pilares através de um coeficiente K consegue simular a construção faseada. Outra abordagem, sendo esta a mais exata, foi utilizada uma opção que o programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* apresenta. No entanto, esta última abordagem foi concebida piso a piso, constatando adversidades relativamente ao manuseamento, ao tempo necessário para inserir o faseamento, e posteriormente o tempo que o programa necessita para calcular a estrutura.

No que diz respeito ao caso de estudo, verifica-se que para as duas variantes o método simplificado não é aceitável para esta estrutura de acordo com os resultados apresentados relativamente aos deslocamentos relativos ao nível do piso e aos momentos na ligação laje-parede. Analisando os momentos fletores relativamente ao modelo standard e ao modelo com faseamento através do programa de cálculo, no presente estudo a diferença verificada entre os modelos não era relevante, embora os assentamentos diferenciais não fossem desprezáveis, o que sucede devido à estrutura ser flexível.

É sempre relevante incorporar esta análise para este tipo de edifícios altos, porque pode correr-se o risco de subdimensionar a estrutura e também do ponto de vista económica ter consequências.

Relacionado com o edifício alto desenvolvido no estudo, está associado os efeitos de segunda ordem. Os resultados relativamente aos efeitos de segunda ordem estão dependentes da rigidez lateral da estrutura, sendo necessário neste tipo de edifícios, ter uma rigidez lateral adequada para conseguir controlar os efeitos de segunda ordem.

Para avaliar este efeito, foi utilizado o método baseado numa rigidez nominal de acordo com o Eurocódigo 2 e ainda duas estratégias usualmente usadas em projeto que passa por considerar 20% da rigidez elástica inicial e outra 33%. Relativamente ao método baseado numa rigidez nominal, a norma europeia não é totalmente clara para certos elementos que rigidez considerar, o que em projeto cria dificuldades. No entanto, é o único método que permite uma abordagem consistente para este problema.

Para ultrapassar esta dificuldade foi necessário recorrer a estudos realizados, para considerar a rigidez nominal nos pilares e nas vigas. Relativamente às lajes, foi estudado de forma simplificada a rigidez a considerar para as lajes fungiformes para diferentes espessuras considerando taxas de armadura diferentes. Para perceber bem, a influência da rigidez das lajes foi ainda incorporada no estudo uma avaliação considerando uma rigidez nominal nas lajes de 10% e 15% da rigidez elástica inicial.

Analisando a variante estrutural A, constituída por lajes fungiformes a variação a rigidez nominal na laje não traduz um agravamento significativo no coeficiente de amplificação. Conclui-se assim, que a consideração de 10% da rigidez das lajes se traduz em resultados conservativos, no entanto sem uma penalização excessiva nos resultados finais e da economia da solução de projeto. De acordo com as outras abordagens simplificadas, o coeficiente de amplificação para a caracterização da rigidez de 20% da rigidez inicial elástica, obtêm um valor do coeficiente de amplificação mais conservativo em relação eu Eurocódigo 2. A abordagem considerando 33% da rigidez elástica inicial, o valor do coeficiente de amplificação é um pouco menor do que o coeficiente obtido pelo método do Eurocódigo 2.

A variante estrutural B diz respeito a um pavimento constituído por lajes vigadas. Neste caso, a influência da rigidez da laje no coeficiente de amplificação de acordo com a Eurocódigo 2, foi insignificante. Este facto indica que para este sistema estrutural, na análise dos efeitos de segunda ordem, a rigidez da laje pode ser desprezada. Contudo, é conservativo em situações de projeto considerar 10% para caracterizar a sua rigidez. Relativamente às abordagens simplificadas, salientar que as diferenças do coeficiente de amplificação comparativamente com o coeficiente avaliado de acordo com o EC2, são menos relevantes do que o cenário A.

Pode-se concluir que é aconselhável realizar uma análise de acordo com o Eurocódigo 2 utilizando estudos para considerar a rigidez nominal os elementos, uma vez que se verificou que as simplificações usadas não penalizaram de forma severa o coeficiente de amplificação.

Sendo ação sísmica alvo de análise no estudo, de acordo com o Eurocódigo 8 foi caracterizada a estrutura para obter o espectro de resposta para ação sísmica tipo 1 e tipo 2, para depois inserir no modelo a envolvente desta ação com recurso a uma folha de cálculo. Introduzida esta ação no modelo, foi necessário criar a combinação de ação sísmica para realizar quatro análises de resultados (análise modal, forças de corte basal, drifts e efeitos de segunda ordem).

Foi estudado, na variante estrutural A, dois tipos de cenários. Cenário 1, contempla todos elementos como primários e o cenário 2, apenas o núcleo e as paredes são considerados elementos primários. No entanto, o primeiro cenário do ponto de vista do Eurocódigo 8 não é aplicável, uma vez que as lajes fungiformes não são englobadas na norma. No entanto, no estudo foi feita esta análise para perceber que impacto provoca a consideração das lajes fungiformes como elementos primários.

Assim sendo, na análise modal foi verificado que a frequência baixa entre o cenário 1 e o cenário 2, mas essa diferença no modo principal é pouco significativa. Relativamente à força de corte basal, no cenário 1, o núcleo e as paredes são os elementos que mobilizam maior força. No entanto, o sistema de pilares mobiliza uma força resistente superior a 15%, podendo ser considerado sistema primário, sendo propostas algumas simplificações para tal ser possível. No cenário 2, o que acontece é que o núcleo e as paredes mobilizam maior força relativamente ao cenário anterior, sendo já expectável que a força dos pilares fosse distribuída por estes dois elementos. Em projeto seria aceitável fazer uma análise com o modelo anterior, considerando um sobre dimensionamento das paredes e do núcleo entre 15% a 20%. No que diz respeito aos drifts, nos dois cenários cumprem o limite imposta pela norma, verificando o limite de dano na estrutura. Da mesma forma para análise dos efeitos de segunda ordem devido ação sísmica nos dois cenários pode ser efetuada a dispensa destes efeitos porque o valor de teta é menor do

que 0,1. Estas duas verificações bastavam ser efetuadas para o segundo cenário, porque verificando para o cenário 2, o primeiro cenário estaria automaticamente validado.

Relativamente à variante estrutural B, todos elementos foram considerados primários. Relativamente à análise modal, em comparação com a variante A, o modo principal (primeiro modo) aumenta de frequência ligeiramente, evidência de certa forma o contributo do novo sistema estrutural, uma vez que o efeito pórtico pilar-viga é mais rígido que para pórticos pilar-laje. Observa-se também um aumento do corte basal, fruto do aumento da rigidez. Relativamente ao núcleo, mantêm-se como elemento vertical capaz de mobilizar maior força de corte e as paredes nesta variante em comparação com os pilares desenvolvem menor força de corte, uma vez que o efeito pórtico permite absorver uma maior carga. Tal como na variante A, a análise relativamente aos efeitos de segunda ordem e aos drifts cumprem os limites impostos.

Apesar da estrutura nas duas variantes apresentarem alguma flexibilidade, ambas os edifícios contemplam uma rigidez equilibrada capaz de cumprir os parâmetros avaliados.

Perante as metodologias incorporadas nos dois sistemas de laje (laje fungiforme e laje vigada), relativamente aos efeitos de segunda ordem e ao faseamento construtivo, em termos amplos são aplicáveis. Porventura, a solução de laje vigada pode apresentar vantagens, uma vez que têm maior rigidez lateral. Contudo, os dois sistemas de laje podem ser usados, sendo duas soluções interessantes para este tipo de edifícios de acordo com os vãos apresentados. A principal vantagem da utilização de uma laje fungiforme constante refere-se essencialmente ao método construtivo, uma vez que a cofragem e preparação de armaduras é bastante mais simples do que no caso de laje vigada.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Foi realizado um estudo de acordo com duas soluções estruturais de laje, tendo em conta um edifício de betão armado de 25 pisos. No entanto, é um estudo limitado do ponto de vista de soluções estruturais de pavimentos, podendo ser interessante alargar o estudo de soluções de pavimentos para outra gama de edifícios. São apresentados possíveis estudos a serem realizados:

- Realizar um estudo para um edifício entre 30 a 50 pisos, envolvendo pavimentos e pilares com soluções metálicas ou mistas, vigas metálicas e núcleos em betão armado e analisar o faseamento construtivo, porque a deformabilidade da estrutura iria ser diferente. Analisar ainda os efeitos de segunda ordem, porque a parcela da fluência passa a ter comportamento diferente, porque as parcelas de aço não têm afetação do efeito fluência.
- Complementarmente um estudo adicional concentrado apenas na rigidez nominal para caracterizar os elementos da estrutura, relativamente aos efeitos de segunda ordem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, Á. F. (2011) *Método dos elementos finitos*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- CEN (2009) *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*, Caparica, Instituto Português da Qualidade.
- CEN (2009) *Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas Parte 1-1: Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, Caparica, Instituto Português da Qualidade.
- CEN (2010) *Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas Parte 1 -4 - Acções gerais, Acções do vento*, Caparica, Instituto Português da Qualidade.
- CEN (2010) *Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Caparica, Instituto Português da Qualidade.
- CEN (2010) *Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para Resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, Caparica, Instituto Português da Qualidade.
- Delgado, R., Silva, B., Borges, P. (2004) *Influência do Faseamento Construtivo nos Esforços das Estruturas de Edifícios*. p. 42.
- Kim, H. S., et al. (2012), "Column shortening analysis of tall buildings with lumped construction sequences." *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 21(10): 764-776.
- Morais, H. F. P. (2016) *Consideração dos Efeitos Globais de 2ª Ordem em Estruturas de Edifícios com Sistemas de Contraventamento em Pórtico ou Sistemas Mistos Pórtico-Parede*, Tese Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Reis, J. P. L. A. G. (2014) *Estudo dos efeitos do faseamento construtivo em edifícios altos com diferentes soluções estruturais*, Tese Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Wilson, E. L. (2002) *Three dimensional static and dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering*, California.

