

Instituto Politécnico de Viseu

Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu

Davide da Costa Amaral

Dimensionamento de um edifício em betão armado
sujeito à ação sísmica

Tese de Mestrado

Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol

Professor José Avelino Loureiro Moreira Padrão



Fevereiro de 2014

RESUMO

As estruturas durante o seu período de vida podem estar sujeitas às mais diversas ações. Uma das ações que maior risco traz à sua segurança estrutural é a ação sísmica. Além de esta poder envolver perda material também pode tirar vidas humanas pelo que a sua segurança deve estar corretamente acautelada.

Neste trabalho abordam-se aspetos regulamentares relevantes para a análise sísmica de edifícios em betão armado, em particular com o recurso a duas análises elásticas lineares, segundo o Eurocódigo 8 (2010).

Será efetuado um estudo de um caso prático onde é apresentada a aplicação das metodologias lineares de análise sísmica a um edifício de betão armado.

ABSTRACT

During its service life structures may be subjected to diverse actions. One of the actions that mostly increases risk to structural safety is the seismic action. In addition to material losses, human casualties may also be involved, thus structural safety must be properly maintained.

This study focuses on standard issues relevant to seismic analysis of reinforced concrete buildings, using two linear elastic analysis, according to Eurocode 8 (2010).

The study of a practical example is presented, in which the application of the linear seismic analysis methodologies to a reinforced concrete building is performed.

PALAVRAS CHAVE

Eurocódigo 8
Análise sísmica
Estruturas de Betão Armado
Análise numérica

KEY WORDS

Eurocode 8
Seismic analysis
Structures Concrete
Numerical analysis

AGRADECIMENTOS

Não poderia, nesta ocasião, deixar de agradecer a todos aqueles que, pelo apoio e estímulo, tornaram possível a realização desta Dissertação.

Em especial, aos meus orientadores Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol e Professor José Avelino Loureiro Moreira Padrão pela disponibilidade demonstrada, pelo apoio, críticas e sugestões relevantes efetuadas durante a orientação.

Aos meus familiares, que me apoiaram em todos os momentos, nos sorrisos e nos desânimos, com o otimismo que só eles sabem transmitir.

A todos quantos, direta ou indiretamente, com a sua ajuda e boa vontade, tornaram possível a realização deste trabalho.

A todos o meu muito obrigado.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
PALAVRAS CHAVE.....	v
KEY WORDS.....	vii
AGRADECIMENTOS.....	ix
ÍNDICE GERAL	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS.....	xvii
ABREVIATURAS E SIGLAS	xix
1. Introdução.....	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Organização do trabalho	2
2. Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8.....	3
2.1 Ação dos sismos sobre os edifícios.....	3
2.1.1 Sismo.....	3
2.1.2 Critérios de conceção de edifícios	5
2.1.3 Resposta sísmica de estruturas	5
2.1.4 Análise e dimensionamento de estruturas	7
2.2 Aspectos fundamentais do EC8 no dimensionamento sísmico de edifício	8
2.2.1 Requisitos fundamentais	8
2.2.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade	8
2.2.3 Estado limite último	9
2.2.4 Estado de limitação de dano	9
2.2.5 Definição da ação sísmica	10
2.2.6 Combinações da ação sísmica com outras ações.....	13
2.2.7 Critérios de regularidade estrutural	13

INDICE GERAL

2.2.7.1	Critérios de regularidade em planta	14
2.2.7.2	Critérios de regularidade em altura.....	15
2.2.8	Classificação de sistemas estruturais	16
2.2.9	Classes de ductilidade	17
2.2.10	Coeficiente de comportamento.....	18
2.2.11	Métodos de análise estrutural	20
2.2.11.1	Método das forças laterais.....	20
2.2.11.2	Análise modal por espectro de resposta.....	21
2.2.12	Verificações de segurança.....	22
3.	Estudo de um caso prático	25
3.1	Introdução.....	25
3.2	Apresentação do edifício a estudar	26
3.2.1	Caracterização do edifício	26
3.2.2	Descrição da estrutura.....	26
3.2.3	Simplificações adotadas no modelo estrutural	30
3.3	Definição das ações.....	30
3.3.1	Cargas permanentes	30
3.3.2	Restantes cargas permanentes	30
3.3.3	Sobrecargas	31
3.3.4	Definição da ação sísmica	31
3.4	Condições de regularidade e classificação da estrutura	32
3.4.1	Critérios de regularidade em planta	32
3.4.1.1	Excentricidade estrutural e raio de torção.....	33
3.4.2	Critérios de regularidade em altura.....	37
3.5	Tipo de sistema estrutural	38
3.6	Coeficiente de comportamento.....	38
3.7	Análise elástica linear Bidimensional por força lateral	41
3.8	Análise elástica linear tridimensional modal.....	48
3.9	Conclusões.....	54
4.	Conclusões	55
4.1	Conclusões gerais	55
4.2	Desenvolvimentos futuros.....	56

Referências 57
APÊNDICE 61

INDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Forma do espectro de resposta elástica doEC8 (2010)	10
Figura 2.2 - Espectros de cálculo do Tipo 1 doEC8 (2010) para terrenos do tipo A ao E (5% de amortecimento)	12
Figura 2.3 - Espectros de cálculo do Tipo 2 do EC8 (2010) para terrenos do tipo A ao E (5 % de amortecimento)	12
Figura 3.1 - Planta do edifício	27
Figura 3.2 - Alçado do edifício na direção x	27
Figura 3.3 – Dimensões da parede da caixa de elevador (iguais em todos os pisos)	30
Figura 3.4 - Centro de gravidade segundo a direção x e y	33
Figura 3.5 - Associação de pórticos em comboio para a direção xx	34
Figura 3.6 - Associação de pórticos em comboio para a direção yy	35
Figura 3.7 – Identificação do centro de massa e de rigidez em planta do piso 1	36
Figura 3.8 – Espectro de cálculo ($q=3,25$)	40
Figura 3.9 - Espectro de cálculo ($q=2,98$)	40
Figura 3.10 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 1 na direção x	43
Figura 3.11 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 2 na direção x	43
Figura 3.12 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 1 na direção y	43
Figura 3.13 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 2 na direção y	44
Figura 3.14 – Modelo 3D analisado no SAP2000	48
Figura 3.15 – Modos de vibração	50
Figura A.1 - Planta e corte A - A da estrutura	61
Figura A.2 - Modelo tridimensional da estrutura realizado pelo SAP2000	62
Figura A.3 – Deslocamentos combinados	69
Figura A.4 – Forças de inércia combinadas	70
Figura A.5 – Força de corte basal combinada	71
Figura A.6 - Primeiro modo de vibração – SAP2000	72
Figura A.7 – Segundo modo de vibração – SAP2000	72
Figura A.8 – Etiquetagem dos elementos e nós da estrutura – SAP2000	73

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico, EC8 (2010)	14
Quadro 2.2 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em planta	18
Quadro 2.3 - Valores aproximados de α_u/α_1 para os edifícios regulares em planta (Ruivo, 2010)	19
Quadro 3.1 - Principais características e propriedades dos materiais utilizados	28
Quadro 3.2 - Dimensões das vigas (iguais em todos os pisos)	28
Quadro 3.3 - Dimensões dos pilares	29
Quadro 3.4 - Espessura das lajes	29
Quadro 3.5 – Valores adotados para as restantes cargas permanentes	31
Quadro 3.6 - Valores característicos das sobrecargas a considerar no edifício	31
Quadro 3.7 - Valores de referência para a localidade de Viseu	32
Quadro 3.8 - Inércia de cada pórtico na direção x	34
Quadro 3.9 - Inércia de cada pórtico na direção y	35
Quadro 3.10 - Cálculo do raio de torção (r_x e r_y)	36
Quadro 3.11 - Verificação da regularidade em planta na direção y	37
Quadro 3.12 - Verificação da regularidade em planta na direção x	37
Quadro 3.13 – Proporção do esforço de corte basal absorvido pelas paredes	38
Quadro 3.14 - Método utilizado na análise elástica linear (força lateral)	41
Quadro 3.15 - Cálculo do peso total do edifício	42
Quadro 3.16 - Cálculo das forças horizontais equivalentes	42
Quadro 3.17 - Forças de inércia em x no pórtico 2 para o sismo do tipo 1 e 2	43
Quadro 3.18 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção x	44
Quadro 3.19 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção x	45
Quadro 3.20 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y	45
Quadro 3.21 – Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y	46
Quadro 3.22 - Efeitos de torção para a direção segundo x e y	46
Quadro 3.23 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y, com o efeito de torção	47
Quadro 3.24 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y, com o efeito de torção	47
Quadro 3.25 - Método utilizado na análise linear modal	48
Quadro 3.26 - Períodos e frequências	49
Quadro 3.27 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção x	51
Quadro 3.28 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção x	51

Quadro 3.29 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y	52
Quadro 3.30 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y	53
Quadro 3.31 - Resultante da força de corte basal no pilar 20, das duas análises efetuadas	54
Quadro A. 1 - Massa dos pisos – SAP2000	71
Quadro A. 2 - Rigidez da estrutura – SAP2000.....	72
Quadro A.3 - Período da estrutura – SAP2000	73
Quadro A.4 – Corte basal	74
Quadro A.5 – Forças nos nós.....	74
Quadro A.6 – Forças nos nós.....	75
Quadro A.7 – Deslocamentos dos nós	77
Quadro A.8 - Fatores de participação modais - Percentagens.....	78
Quadro A.9 – Fatores de participação modais.....	78
Quadro A.10 – Massas e Rigidezes modais	78
Quadro A.11 – Períodos e frequências modais.....	79

ABREVIATURAS E SIGLAS

EC1	Eurocódigo 1
ESTGV	Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu

ABREVIATURAS E SIGLAS

1. Introdução

1.1 Considerações gerais

A conceção sísmica de estruturas tem atualmente um importante destaque nas preocupações de sociedade civil em Portugal e em outras regiões do globo onde se pode vir a verificar uma atividade sísmica significativa. Este destaque é devido à ocorrência de eventos de que resultaram avultadas perdas materiais e humanas num passado mais ou menos remoto como foi o caso do sismo de 1755 em Lisboa.

Sendo um dos fenómenos mais destrutivos da natureza, há vários anos que as ações dos sismos têm sido consideradas no dimensionamento de estruturas já que representam um grande risco de rotura das mesmas e conseqüentemente de perdas de vidas humanas e de avultados danos materiais. Este risco resulta do movimento do solo provocado pelo sismo, que de alguma forma deve ser considerado nos projetos de estruturas.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho consiste na análise de uma estrutura de um edifício através de duas análises elástica linear: (1) Força lateral (2D); (2) modal (3D). Com o auxílio do programa SAP2000 pretende-se obter a reação do corte basal de um elemento estrutural do edifício de forma a comparar os resultados obtidos.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se dividido em quatro capítulos.

- Capítulo 1 encontra-se a introdução geral à dissertação, mostrando o seu enquadramento geral e apresenta os objetivos a alcançar;
- Capítulo 2 refere, após explicitar o âmbito do Eurocódigo 8, Parte 1, alguns conceitos teóricos necessários para compreender as prescrições da EN1998-1, apresentando seguidamente as mesmas de uma forma resumida;
- Capítulo 3 aplica-se a normativa apresentada no capítulo anterior a um exemplo prático, o qual consiste na análise de um elemento estrutural de um edifício de habitação em betão armado com 5 pisos elevados.
- Capítulo 4 apresenta as conclusões.

2. Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

2.1 Ação dos sismos sobre os edifícios

2.1.1 Sismo

Um sismo pode ocorrer quando menos se espera e pode ter um efeito destrutivo catastrófico, nomeadamente a destruição quase completa de alguns centros urbanos, designadamente, edifícios, vias de comunicação, condutas de abastecimento de gás e água e redes de eletricidade. A este efeito destrutivo está associado um menor ou maior número de vítimas, mortos e feridos. Como tal e atendendo à crescente preocupação por parte da população em geral a comunidade científica tem vindo a desenvolver cada vez mais trabalho nesta área ao longo destes últimos anos.

Importa então antes de avançar para assuntos mais específicos responder a algumas questões, nomeadamente, o que são os sismos.

Um sismo pode resultar: (1) de uma perturbação momentânea do estado de equilíbrio de uma falha geológica no interior da terra (afastamento, colisão ou escorregamento de duas placas); (2) de uma atividade vulcânica (rotura de rochas devido ao movimento ascendente do magma, aumento da pressão do gás ou movimento do magma no interior do vulcão); (3) de deslocamentos de gases no interior da terra. Quando os deslocamentos ocorrem no interior da terra é libertada uma grande quantidade de energia provocando vibrações ou ondas sísmicas que se propagam a grande velocidade. As ondas sísmicas ao passarem por um determinado

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

ponto da superfície terrestre provocam vibrações no solo com deslocamentos rápidos capazes de induzir, em altura, forças de inércia ou deslocamentos diferenciais suficientemente importantes para as estruturas aí fundadas. Este tipo de manifestações num dado local depende fundamentalmente: (1) da magnitude do sismo; (2) do tipo de rotura na falha; e (3) da distância à falha; bem (4) como da capacidade de propagação das ondas sísmicas no solo, e.g., os solos mais brandos que têm períodos próprios mais altos quando comparados com os dos solos mais duros tendem a amplificar as ondas do movimento sísmico de períodos mais altos e atenuar as menos altas (Guedes, 2011) e (Lopes 2008).

Apesar de todos os avanços da ciência e da tecnologia a previsão de um sismo ainda não é possível. Contudo podem identificar-se algumas zonas geográficas propícias à ocorrência de sismos importantes no futuro, isto devido aos registos efetuados no passado. Assim, a principal forma de prever um sismo é avaliar a sua probabilidade de ocorrência num determinado período de tempo. A avaliação do risco sísmico em termos probabilísticos tem como base registos históricos relativos à sismicidade numa determinada zona geográfica. Para sistematizar esta informação ou estes registos a zona geográfica ou o território é subdividido em zonas de sismicidade. Esta divisão é obtida sobretudo através da envolvente de zonas de fronteira das distintas placas tectónicas e suas falhas. Assim o fenómeno da ação sísmica num determinado local pode ser dividido em dois processos, o que diz respeito ao: (1) fenómeno de ocorrência; e (2) da propagação das ondas. O primeiro processo define a distribuição, o local e a magnitude dos sismos ao longo do tempo e o segundo a capacidade de propagação das ondas em função do tipo de terreno (Lopes, 2008).

Do ponto de vista regulamentar o EC8 (2010) incorpora um zonamento sísmico para o território português para cada um dos tipos de ação sísmica: (1) Sismo do Tipo I (interplaca); e (2) Sismo do Tipo II (intraplaca).

O Sismo do Tipo 1 é caracterizado por uma magnitude, M , elevada ($M > 6$), uma maior duração (> 30 s); uma frequência baixa (1 Hz); uma distância epicentral grande; localização afastado; epicentro no mar; a importância da componente vertical, V , comparativamente à componente horizontal, H , é menos relevante ($V = 0,45 H$) (Rouxinol, 2012).

O Sismo do Tipo 2 é caracterizado por uma magnitude moderada, uma pequena duração (7 a 14 s); uma frequência alta (3 a 3,5 Hz); uma distância epicentral pequena; localização próxima; epicentro na terra; a importância da componente vertical, V , comparativamente à componente horizontal, H , é mais relevante ($V = 0,90 H$) (Rouxinol, 2012).

2.1.2 Critérios de conceção de edifícios

As estruturas dos edifícios devem ser concebidas para possuir um comportamento adequado face às cargas verticais e horizontais a que poderá vir a estar sujeita. Uma boa conceção sísmica terá de garantir um adequado comportamento dinâmico da estrutura.

Citando Guedes (2011), para que seja atingida a resistência sísmica de um determinado edifício, em qualquer direção horizontal, é necessário ter em conta alguns conceitos básicos no que diz respeito à forma do edifício e ao tipo de edifício. O principal critério que conduz a um bom funcionamento da estrutura quando sujeita à ação sísmica é a sua simplicidade estrutural. Este critério tem como principal objetivo garantir que o edifício é concebido com formas simples e regulares tanto em planta como em altura nem que para isso seja necessário dividir a estrutura

O efeito do comportamento assimétrico de estruturas, usualmente referidas como tendo torção, é inconveniente do ponto de vista da resposta à ação sísmica. Isto deve-se ao facto de os pilares mais afastados do centro de rotação sofrerem esforços / deslocamentos mais elevados o que pode dificultar o seu dimensionamento e a adequada pormenorização. Para evitar este efeito é fundamental dotar as estruturas com rigidez tanto quanto possível distribuída simetricamente em duas direções ortogonais, no sentido de fazer coincidir, ao nível dos pisos, o centro de massa com o de rigidez.

Citando Guedes (2011), a redundância estrutural é outro critério bastante importante e tem como principal objetivo garantir que há possibilidade de haver encaminhamento de esforços para outros elementos caso haja a plastificação de um outro elemento, garantindo assim que após a primeira plastificação o edifício não sofrerá grandes danos estruturais.

2.1.3 Resposta sísmica de estruturas

Em geral a resposta sísmica de um edifício depende de determinadas condições externas e internas do edifício em estudo (Oliveira, 1989). A relação do edifício em estudo com outros adjacentes e a topografia local são, e.g., condições externas, e tudo aquilo que se relaciona com o edifício, como a ligação entre os diversos elementos estruturais, os graus de redundância, a uniformidade em planta, a simetria, a retangularidade, a continuidade e a regularidade em altura são, e.g., condições internas (Bhatt, 2007).

Tal como referido em Guedes (2011), um sismo é caracterizado pela atuação de vibrações no solo, as quais são transmitidas às estruturas originando forças de inércia que provocam a deformação da estrutura durante um sismo conduzindo a transformação de energia cinética em energia potencial de deformação da estrutura e vice-versa. Este tipo de transformação vai reduzindo-se após a atuação do sismo até se anular, i.e., o edifício cessa de oscilar. Este

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

fenómeno deve-se à existência de um amortecimento viscoso na estrutura havendo assim dissipação total da energia (Guedes, 2011).

A análise dinâmica de um qualquer edifício pode ser realizada através da determinação dos modos de vibração da estrutura considerada para modelar o edifício. Estes modos de vibração correspondem geralmente aos graus de liberdade de translação ao nível de cada um dos pisos e regra geral são normalizados em relação à unidade ou à matriz de massa. Para a sua determinação recorre-se ao problema clássico de valores e vetores próprios estabelecido utilizando a matriz massa e a matriz de rigidez da estrutura. Normalmente ao primeiro modo de vibração, associado à frequência angular própria mais baixa, corresponde-lhe uma amplitude de vibração modal da resposta ao sismo mais alta. Esta amplitude de vibração modal da resposta ao sismo é obtida resolvendo um sistema de equações diferenciais desacopladas. A multiplicação desta amplitude com o modo de vibração representa os deslocamentos ao nível de cada piso sendo assim possível caracterizar a deformada final da estrutura.

A característica dinâmica mais importante de um edifício que mais influência o seu comportamento dinâmico quando sujeito a uma ação sísmica é a sua frequência fundamental ou período fundamental correspondente. (Lopes, 2008). Para um edifício representado por um oscilador linear de um grau de liberdade de rigidez K e massa M a frequência fundamental é dada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.1)$$

Os edifícios mais baixos, sendo mais rígidos, exibem um período fundamental menor / frequência fundamental maior e consequentemente vibram mais rapidamente e os edifícios mais altos, sendo mais flexíveis, exibem um período fundamental maior / frequência fundamental menor e consequentemente vibram mais devagar (Lopes, 2008). Assim, uma determinada estrutura reage de maneira distinta a um sismo. Além da duração e da amplitude máxima do sismo, duas características óbvias de um sismo, o seu conteúdo em frequência também é muito importante para o caracterizar, i.e., quando as frequências do sismo e do edifício são próximas a deformação do edifício atinge um piso ou dito de outra maneira entra em ressonância com uma das principais frequências do sismo.

Atendendo à característica, conteúdo em frequência de um sismo, um qualquer edifício pode ser associado a um dos tipos de sismos, definidos no EC8 (2010), que mais o condiciona. Fica claro que um edifício de poucos pisos apresentando uma frequência fundamental alta (período fundamental baixo) será mais sensível a um sismo do tipo 2, cujas características foram enunciadas na secção 2.1.1, e se implementado num solo rochoso (amplificam as frequências altas), e um edifício de vários pisos apresentando uma frequência fundamental baixa (período fundamental alto) será mais sensível a um sismo do tipo 1, cujas características foram

enunciadas na secção 2.1.1, e se implementado num solo de fundação mole (amplificam as frequências baixas) (Lopes, 2008).

2.1.4 Análise e dimensionamento de estruturas

A escolha de um método de análise sísmica é um passo importante no dimensionamento das estruturas já que cada método exige uma modelação da estrutura diferente.

O EC8 (2010) apresenta quatro tipos de análise sísmica cuja aplicação depende das características estruturais das construções. As análises podem ser elásticas lineares ou não lineares. A primeira subdivide-se em “análise por forças laterais” e “análise modal por espectro de resposta” e a segunda em análise estática não linear (*pushover*) e análise temporal não linear (dinâmica).

Citando Guedes (2011), para intensidades sísmicas elevadas a resposta dinâmica de uma estrutura (variação da ação ao longo do tempo) pode levar a que sejam ultrapassados os limites elásticos dos materiais levando a que se inicie uma resposta em regime não linear. Geralmente são efetuadas análises não lineares em estudos de investigação e no estudo de estruturas de grau de importância elevado para ter em conta os efeitos não lineares. Usualmente são efetuadas análises lineares no estudo de estruturas correntes e para ter em conta a resposta em regime plástico são utilizados coeficientes de comportamento. Os coeficientes de comportamento dependem essencialmente do material, do tipo de sistema estrutural (porticado, com elementos de contraventamento, etc.), da regularidade em altura e em planta, da classe de ductilidade pretendida e da redundância estrutural. Para ter em conta estes fatores o EC8 apresenta algumas regras simplificadas.

Citando Guedes (2011), as análises “por forças laterais” são usadas em edifícios com comportamento dinâmico governado pelo primeiro modo de vibração, ou seja, edifícios regulares em planta e em altura. Para tal são utilizadas forças estáticas ao nível de cada piso. A distribuição das forças pelos pisos é feita tendo em conta a massa de cada piso e o modo como a estrutura se deforma. Segundo o EC8 (2010) os valores das forças aumentam em altura tal como os deslocamentos e as acelerações, correspondentes ao primeiro modo de vibração, aumentam em altura. Na análise modal por espectro de resposta calculam-se os esforços e os deslocamentos máximos através das respostas máximas obtidas para cada um dos modos de vibração. O valor máximo dos esforços e dos deslocamentos são obtidos por combinação recorrendo a um dos métodos de combinação.

2.2 Aspectos fundamentais do EC8 no dimensionamento sísmico de edifício

2.2.1 Requisitos fundamentais

Citando Guedes (2011), a versão atual da norma Europeia de dimensionamento sísmico, EC8, está dividida em 10 capítulos, onde os quatro primeiros são comuns à generalidade dos edifícios e os capítulos cinco a nove, baseiam-se em regras específicas para edifícios de betão, edifícios de aço, edifícios mistos aço-betão, edifícios de madeira, edifícios de alvenaria, respetivamente, e o capítulo 10 aborda o isolamento de base.

O EC8 (2010) tem no seu âmbito geral a preocupação e o objetivo primordial de evitar perdas de vidas humanas. No entanto tem mais duas claras preocupações/exigências que se prendem com o desempenho da estrutura durante o sismo. Uma destas exigências é a limitação dos danos após um abalo sísmico e outra é para com as estruturas mais importantes, como hospitais, edifícios da proteção civil, etc. que são obrigadas a manter os serviços primários plenamente operacionais.

Neste subcapítulo e principalmente para estruturas de betão armado serão referidos algumas regras importantes no dimensionamento sísmico de estruturas.

O EC8 (2010) tem por finalidade assegurar que em caso de ocorrência de um sismo: (1) as vidas humanas são protegidas; (2) os danos são limitados; e (3) as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais (Rouxinol, 2012).

Atendendo ao EC8 (2010) as estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de maneira a que os seguintes requisitos sejam satisfeitos: (1) o requisito de **não** ocorrência de **colapso** (NCR), i.e., a estrutura deve ser projetada e construída para resistir à ação sísmica sem colapso local ou global; e (2) o requisito de **limitação de danos** (DLR), i.e., os edifícios devem ser projetados e construídos para resistir à ação sísmica sem ocorrência de danos e sem limitações de utilização (Rouxinol, 2012).

2.2.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

O EC8 (2010) apresenta classes de importância para os edifícios para a diferenciação das fiabilidades associadas aos requisitos de NCR e de DLR. As classes de importância são 4 e vão desde os edifícios agrícolas, para menor classe de importância, até os edifícios de importância vital (bombeiros, hospitais, etc.) para a maior classe de importância. A cada uma destas classes de importância faz corresponder coeficientes de importância para obter os diferentes níveis de fiabilidade multiplicando-os pela ação sísmica de referência. A diferenciação da fiabilidade é definida por três classes de consequências que vão desde

consequência elevada em termos de vidas humanas, para a maior classe de consequência, até consequência baixa em termos de vidas humanas, para a menor classe de importância (Rouxinol, 2012).

2.2.3 Estado limite último

Para verificar se o sistema estrutural apresenta resistência e capacidade de dissipação de energia de acordo com o regulamento no EC8 (2010), este estabelece que o estado limite último (associado ao colapso) e o estado de limitação de danos (associado ao dano) devem ser satisfeitos. Para tal o estado limite último é satisfeito se se garantir a resistência e a capacidade de dissipação de energia, dependendo estas duas quantidades a conferindo à estrutura da extensão em que se recorre ao seu comportamento não linear. O compromisso entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia da estrutura é conferido pelo coeficiente de comportamento, q , associado à classe de ductilidade. Por exemplo, as estruturas com um comportamento de baixa dissipação de energia apresentam um coeficiente de comportamento inferior a 1,5 e 1,5 a 2,0 em estruturas de betão e estruturas em aço e aço-betão, respetivamente. Já as estruturas com comportamento dissipativo apresentam coeficientes de comportamento superiores a 1,5 ou 2,0, respetivamente. Para obter este comportamento dissipativo são dimensionadas zonas específicas da estrutura, denominadas de zonas dissipativas ou zonas críticas. Outra verificação para satisfazer o estado limite último tem a ver com a estabilidade ao derrubamento e ao deslizamento sob a ação sísmica de cálculo. Ainda outra verificação tem a ver com os elementos de fundação e terreno de fundação devem resistir aos esforços resultantes da resposta da superestrutura sem ocorrência de deformações permanentes. Por fim, os efeitos de segunda ordem devem ser verificados. A verificação do comportamento dos elementos não estruturais, i.e., se têm efeito desfavorável na resposta dos elementos estruturais, se apresentam risco para as pessoas, também é incluída no estado limite último (Rouxinol, 2012).

2.2.4 Estado de limitação de dano

Para verificar se o sistema estrutural apresenta um grau adequado de fiabilidade em relação aos danos inaceitáveis, o EC8 (2010) indica umas regras que limitam os deslocamentos entre pisos traduzidas por inequações que devem ser satisfeitas em relação a um determinado valor limite igual a 0,005, 0,0075 e 0,010, consoante se trate de (1) um edifício com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, (2) um edifício com elementos não estruturais dúcteis, e (3) edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais, respetivamente. Tratando-se de estruturas importantes é necessário verificar se o sistema estrutural possui uma resistência e uma rigidez suficiente para manter em funcionamento os serviços (Rouxinol, 2012).

2.2.5 Definição da ação sísmica

Citando Fernandes (2008), encontrando-se uma grande diferença de casualidade sísmica nos diversos países europeus e das respetivas fontes sismo-genéticas, a ação sísmica é definida na parte 1 do EC8 (2010) por um conjunto de parâmetros cujos valores numéricos podem ser ajustados pelas autoridades de cada país de acordo com as condições específicas do seu território. A amplitude da proteção probabilística que pode ser atribuída às diferentes categorias de edifícios constitui um problema de otimização da distribuição de recursos e da economia global, variando, por conseguinte, de país para país, dependendo da importância relativa do risco sísmico em relação a riscos de outra natureza. Assim, o EC8 na sua parte 1, cláusula 2.1.(2) e (3), introduz um fator de importância a atribuir aos edifícios, variável consoante o nível de segurança que se pretende no dimensionamento de cada obra específica. Os diferentes níveis de fiabilidade são obtidos modificando a ação sísmica de referência ou os efeitos da ação, através deste coeficiente de importância. A posição da estrutura num cenário pós-sísmico, a importância económica da interrupção das atividades afetas àquela estrutura e o seu valor histórico são variáveis de extrema relevância na definição deste coeficiente. Ainda que as disposições desta norma sejam aplicáveis a todas as categorias de edifícios, a sua aplicabilidade à verificação e reforço de monumentos e edifícios históricos é reduzida, sendo neste caso necessárias abordagens alternativas que tenham em conta a especificidade dos monumentos em causa. O movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta de aceleração, também designado por “espectro de resposta elástico”, ilustrado na Figura 2.1 e traduzido pela expressão (2.2), prescritas na cláusula 3.2.2.2 do EC8 (2010). (Fernandes, 2008).

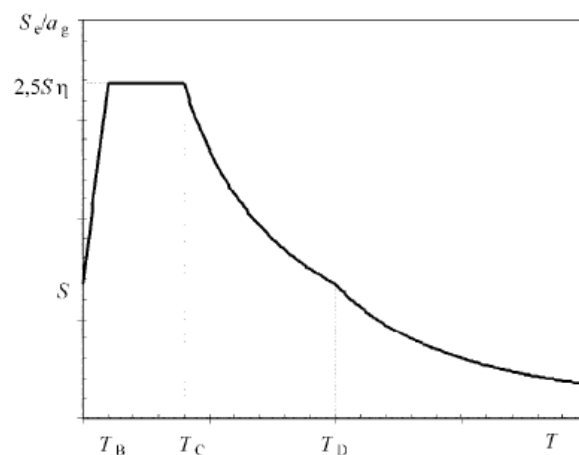


Figura 2.1 - Forma do espectro de resposta elástica do EC8 (2010)

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \Leftarrow 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & \Leftarrow T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g & \Leftarrow T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g & \Leftarrow T_D \leq T \end{cases} \quad (2.2)$$

Em que:

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

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

S - Coeficiente de solo;

q - Coeficiente de comportamento;

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

A forma espectral é condicionada pelos valores atribuídos ao conjunto de variáveis anteriormente indicadas, o que permite obter o espectro de resposta mais adaptado a cada situação nacional concreta. As variáveis T_B , T_C , T_D e S constam dos Anexos Nacionais, específicos para cada país (Fernandes, 2008).

Estes parâmetros são função do tipo de terreno, existindo cinco tipos distintos de condições de terreno, descritos adequadamente no Anexo Nacional. A cada tipo de terreno corresponde uma configuração espectral distinta (Fernandes, 2008).

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

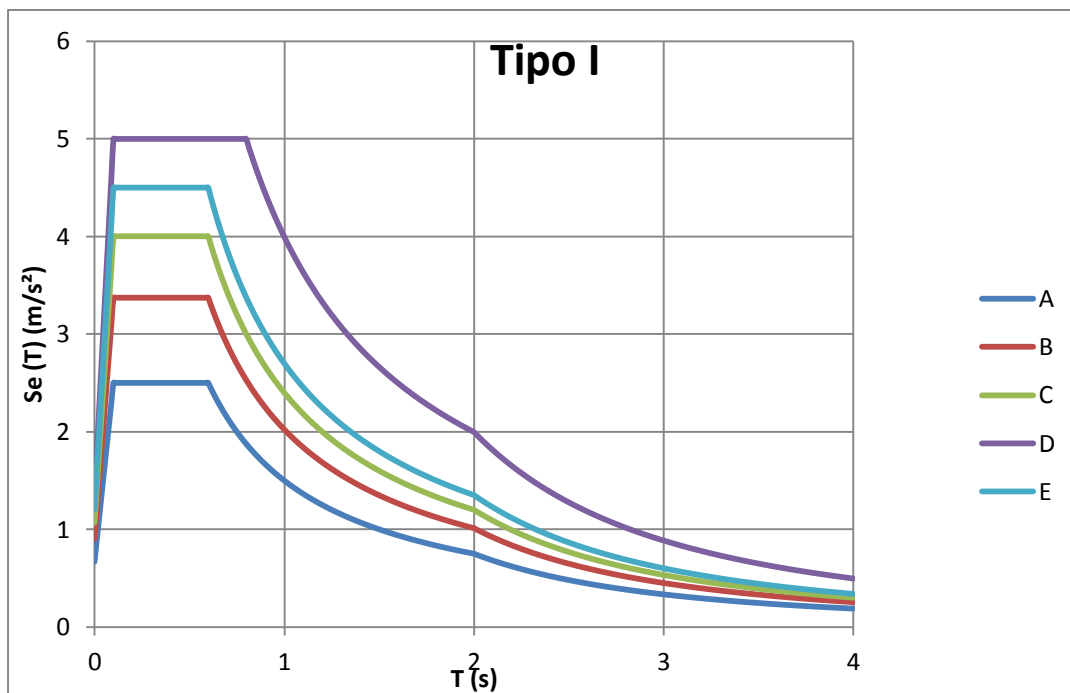


Figura 2.2 - Espectros de cálculo do Tipo 1 do EC8 (2010) para terrenos do tipo A ao E (5% de amortecimento)

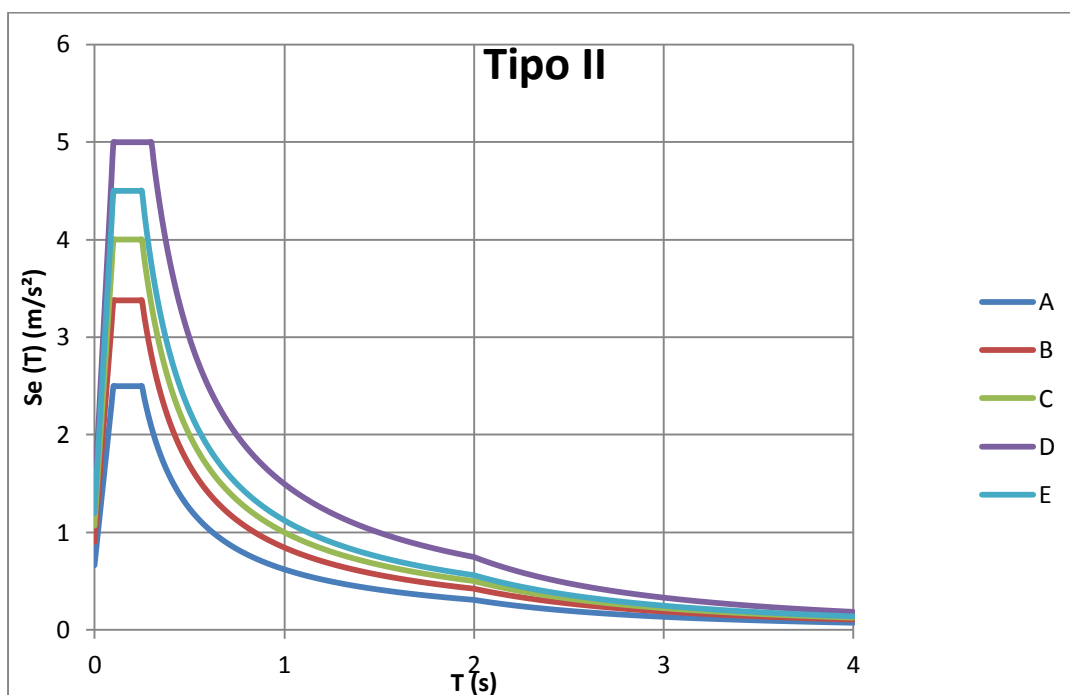


Figura 2.3 - Espectros de cálculo do Tipo 2 do EC8 (2010) para terrenos do tipo A ao E (5% de amortecimento)

A parte 1 do EC8 (2010) prevê duas configurações espectrais distintas recomendadas para situações de diferente sismo-génese. O espectro tipo 1 corresponde a situações em que o evento sísmico condicionante apresenta uma magnitude superior a 5,5 / 6, correspondendo o espectro de tipo 2 a magnitudes inferiores àquele valor. O espectro tipo 1 associa-se

tipicamente a cenários de sismos afastados (interplacas), enquanto que ao espectro tipo 2 se associa o cenário de sismo próximo (intraplaca), (Fernandes, 2008).

2.2.6 Combinações da ação sísmica com outras ações

De acordo com o EC1 (2009), no dimensionamento sísmico de estruturas, o efeito das ações em causa é contabilizado através da seguinte combinação de ações (Lopes, 2007),

$$E_d = \sum_j G_{kj} + A_{Ed} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (2.3)$$

Na análise sísmica o regulamento impõe que as forças de inércia sejam avaliadas através da combinação,

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Em que:

$G_{k,j}$ - Valor característico da ação permanente j

$\Psi_{E,i}$ - Coeficiente de combinação da ação variável i

$Q_{k,i}$ - Valor característico da ação variável i

A_{Ed} - Valor de cálculo de uma ação sísmica

Quanto à ação de um sismo é necessário ter em conta que nem todas as cargas variáveis irão estar presentes em toda a estrutura. Sendo assim o EC8 (2010) propõe um fator $\Psi_{E,i}$ que poderá, dependendo do tipo de ação, reduzir ou não a ação vertical.

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (2.5)$$

Em que Ψ_{2i} está apresentado no EC0 (2010) e φ está disposto no EC8 (2010) quadro 4.2.

2.2.7 Critérios de regularidade estrutural

Para proceder à análise estrutural de edifícios sob o efeito da ação sísmica, o EC8 (2010) admite várias simplificações ao nível do modelo estrutural e do método de análise permitido. A escolha das várias alternativas está subjacente ao tipo de estrutura que se pretende analisar, nomeadamente, à sua regularidade estrutural, tanto em planta como em altura (Lopes, 2007). As simplificações possíveis apresentam-se de seguida:

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

Quadro 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico, EC8 (2010)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise elástica linear	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Os valores do coeficiente de comportamento são definidos no EC8 (2010) (Quadro 5.1 da cláusula 5.2), sendo que os valores reduzidos deste coeficiente para edifícios não regulares em altura são obtidos multiplicando os valores de referência por 0,8.

2.2.7.1 Critérios de regularidade em planta

Como refere Bhatt (2009), segundo o EC8, para um edifício ser considerado como regular em planta tem que satisfazer as condições seguintes:

- O edifício deve apresentar uma distribuição simétrica da rigidez e da massa segundo dois eixos ortogonais;
- Cada piso deve ser limitado em planta por uma linha poligonal convexa. Se existirem cantos ou esquinas reentrantes, a regularidade em planta é satisfeita se a área entre a linha delimitadora do piso e a linha poligonal envolvente ao piso não exceda 5% da área do piso;
- A rigidez em planta dos pisos deve ser suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais para que a deformação dos pisos tenha pequena influência na distribuição das forças ao longo dos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza λ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \quad (2.6)$$

em que L_{\max} e L_{\min} são respetivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;

- Em cada piso e para cada direção ortogonal em análise, X e Y, a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem respeitar as duas condições seguintes (expressas em relação à direção Y):

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (2.7)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.8)$$

em que:

e_{ox} - Excentricidade estrutural e_{0x} dada pela distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x - Raio de torção dado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y ;

l_s - Raio de giração da massa do piso em planta dado pela raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso;

- O centro de rigidez nos edifícios com um só piso é o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários;
- Nos edifícios com vários pisos, a classificação da regularidade estrutural em planta e a análise aproximada dos efeitos de torção podem ser simplificadas se as seguintes condições forem respeitadas:
 - ✓ Os sistemas de resistência às ações laterais como as paredes resistentes, os pórticos ou os núcleos não tenham interrupção em altura desde as fundações até ao topo do edifício;
 - ✓ As deformadas de cada sistema resistente perante ações horizontais não devem ser muito diferentes. Esta condição é satisfeita nos sistemas de pórticos e nos sistemas de paredes resistentes, não sendo normalmente verificada nos sistemas mistos;
- Em pórticos e em sistemas com paredes esbeltas onde a deformação predominante é a devida à flexão, a posição do centro de rigidez e o raio de torção de todos os pisos pode ser calculado em função dos momentos de inércia das secções dos elementos verticais. Se a deformação por corte for relevante pode-se utilizar um momento de inércia equivalente da secção para ter em conta este efeito.

2.2.7.2 Critérios de regularidade em altura

Como apresentado em (Bhatt, 2007), segundo o EC8 (2010), para um edifício ser classificado como sendo regular em altura é necessário que respeite várias condições pelo que apenas se apresentam as principais a seguir:

- Os sistemas de resistência às ações laterais como as paredes resistentes, os pórticos e os núcleos, não devem sofrer interrupções desde as fundações até ao topo do edifício;

- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes, ou irem sendo reduzidas gradualmente em altura sem variações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;

2.2.8 Classificação de sistemas estruturais

Tal como enuncia Ruivo (2010), as estruturas de betão estrutural podem ser concebidas em três sistemas estruturais: pórtico, paredes e misto, podendo o sistema misto ser classificado ainda como misto equivalente a sistema porticado ou misto equivalente a paredes. O EC8 (2010) apresenta as seguintes definições para cada sistema estrutural.

- **Sistema de Paredes** – Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- **Sistema Porticado** – Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- **Sistema Misto** – Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.
- **Sistema Misto Equivalente a Sistema Porticado** – Sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- **Sistema Misto Equivalente a Paredes** – Sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

Para além desta classificação, ainda se podem classificar as estruturas como flexíveis à torção e de pêndulo invertido. O primeiro diz respeito a sistemas mistos ou em parede em que a rigidez de torção é baixa. São exemplos deste tipo os sistemas estruturais constituídos por pórticos flexíveis em junção com paredes estruturais colocadas junto do centro de rigidez dos pavimentos em planta, pelo que não se desenvolve resistência suficiente à sua rotação. O sistema em pêndulo invertido consiste em sistemas nos quais uma percentagem igual ou superior a 50% da massa total está concentrada no terço superior da estrutura, ou sistemas nos quais a dissipação de energia acontece sobretudo na base de um único elemento estrutural. A este tipo de sistema estrutural estão ligados os menores valores de coeficiente de comportamento, devido à sua reduzida capacidade de dissipação de energia (Ruivo, 2010).

2.2.9 Classes de ductilidade

Segundo Ruivo (2010), as características do comportamento sísmico de uma estrutura estão relacionadas com o nível de ductilidade que essa estrutura apresenta. Este fundamento é traduzido no EC8 pela classificação das estruturas consoante o comportamento não-linear que se pretende ter disponível, atribuindo-se Classes de Ductilidade. Estas refletem-se na extensão com que são aplicados os princípios do projeto por capacidades resistentes (Ruivo, 2010).

Definem-se assim três classes de ductilidade: Baixa (DCL), Média (DCM) e Alta (DCH), que se descrevem de seguida:

- **Classe de ductilidade baixa (DCL)** – o dimensionamento sísmico considerado de baixa ductilidade é apenas recomendado para as zonas de baixa sismicidade, nas quais não ocorre catividade sísmica relevante. As estruturas classificadas nesta classe deverão responder predominantemente em “regime elástico”, uma vez que a sua baixa ductilidade não permite tirar partido do comportamento após cedência das armaduras. Como tal, a resistência às ações depende quase totalmente da resistência dos elementos estruturais e não da sua capacidade de dissipação de energia.
- **Classes de ductilidade média (DCM)** – as estruturas pertencentes a esta classe de ductilidade dispõem de boa capacidade de resposta inelástica e de dissipação de energia. Os elementos das estruturas seguem um conjunto de requisitos de dimensionamento e pormenorização para assegurar o seu comportamento dúctil.
- **Classe de ductilidade alta (DCH)** – a classe de ductilidade mais alta prevista no EC8 contempla estruturas capazes de desenvolver elevados níveis de plasticidade. Os elementos das estruturas desta classe seguem portanto prescrições mais estritas e rigorosas que os da classe anterior.

Tendo em conta o nível de sismicidade que se verifica em Portugal continental e nos Açores, a classe de ductilidade baixa não deverá, em geral, vir a ser implementada. Por outro lado, tendo em conta a complexidade e a dificuldade de dimensionamento e de construção associadas à classe de ductilidade alta, deverá ser a classe de ductilidade média a que terá maior expressão em Portugal (Ruivo, 2010).

De referir que nas estruturas de ductilidade alta são adotados coeficientes de comportamento muito elevados, o que poderá indicar uma maior economia na construção devido à diminuição dos esforços e quantidades de armadura longitudinal. Porém, tendo em conta as elevadas garantias de ductilidade necessárias, haverá um aumento significativo das áreas das secções e das quantidades de armadura transversal, dificuldades de pormenorização e execução não sendo garantido que a adoção desta classe de ductilidade conduza a uma construção mais económica (Ruivo 2010).

2.2.10 Coeficiente de comportamento

A equação que define o valor do coeficiente de comportamento da estrutura às ações sísmicas horizontais é:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.9)$$

Em que:

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

k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante no caso de sistemas estruturais com paredes, este coeficiente varia entre 0,5 para sistemas de paredes e 1 para sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos.

O coeficiente de comportamento a utilizar numa estrutura depende da regularidade em altura e em planta, do seu sistema estrutural, do nível de ductilidade que apresenta e da redundância estrutural. Para ter em conta estes fatores o EC8 (2010) apresenta algumas regras simplificadas. Indica-se à partida um valor base para o coeficiente de comportamento de referência, q_0 , que depende do tipo de estrutura em causa, de acordo com o Quadro 2.2. Esta classificação reflete a influência da redundância estrutural, dos efeitos da torção, da regularidade em planta e da classe de ductilidade do edifício (Ruivo, 2010).

Quadro 2.2 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em planta

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

Caso o edifício em análise não possa ser considerado regular em altura, deverão reduzir-se em 20% os valores do Quadro 2.2, sendo estes valores designados no Quadro 2.1 por valor reduzido do coeficiente de comportamento (Romãozinho, 2008).

Relativamente aos fatores α_u e α_1 , estes são definidos na cláusula 5.2.2.2 (4) do EC8-1 da seguinte forma (Romãozinho, 2008):

α_1 - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de dimensionamento é multiplicada para se atingir a resistência de flexão em algum elemento da estrutura;

α_u - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de dimensionamento é multiplicada de modo a que se formem rotulas plásticas num número de secções suficientes para se ter a instabilidade geral da estrutura (Ruivo, 2010).

De Gomes (2009) a razão α_u/α_1 representa a relação entre o valor pelo qual a força sísmica horizontal de cálculo tem que ser multiplicada para que se forme o mecanismo de colapso da estrutura e o valor pelo qual essa mesma força tem que ser multiplicada para que se atinja pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura. A determinação do valor de α_u pressupõem a realização de uma análise não-linear estática, contudo o EC8 (2010) indica alguns valores de α_u/α_1 Para os diversos sistemas estruturais que permite contornar a necessidade dessa análise.

A razão α_u/α_1 pode ser determinada através de análises e cálculos específicos, concretamente por meio de uma análise estática não linear global. Se não existirem este tipo de estudos, o EC8 dispõe de valores aproximados que podem ser usados para o caso de edifícios com regularidade em planta e que se indicam no Quadro 2.3 (Ruivo, 2010).

Quadro 2.3 - Valores aproximados de α_u/α_1 para os edifícios regulares em planta (Ruivo, 2010)

Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos	α_u / α_1
Edifícios de um só piso	1,1
Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	1,2
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	1,3
Sistema de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes	α_u / α_1
Sistemas paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1,0
Outros sistemas de parede não acopladas	1,1
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1,2

O coeficiente k_w , que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, deve ser considerado como segue:

$$k_w = \begin{cases} 1,0, & \text{para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, & \text{mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} & \end{cases} \quad (2.10)$$

em que α_0 é o valor predominante do quociente altura/largura das paredes.

2.2.11 Métodos de análise estrutural

A escolha de um método de análise estrutural é um passo importante no dimensionamento das estruturas, já que cada método pede uma modelação da estrutura diferente. O EC8 (2010) permite a utilização de diversos métodos de análise conforme a complexidade, regularidade (em planta e em altura) e importância da estrutura em causa (Gomes, 2009).

2.2.11.1 Método das forças laterais

O método das forças laterais consiste numa análise estática linear da estrutura. É um método simples mas a sua utilização é restringida a estruturas cuja resposta seja maioritariamente condicionada pelo primeiro modo de vibração, condição que o EC8 (2010) garante ser cumprida se o período de vibração do primeiro modo de vibração da estrutura for menor que 2,0 s ou que $4 \cdot T_c$ e se for cumprido o critério de regularidade em altura (Gomes, 2009).

Este método consiste na determinação das forças de corte na base (corte basal) devido à ação sísmica, sendo essas forças equilibradas por forças ao nível dos pisos, de intensidade crescente em altura, que representam as forças de inércia desenvolvidas pelo sismo. O passo seguinte consiste na determinação dos esforços em cada elemento recorrendo aos diversos métodos existentes para o efeito (Gomes, 2009).

A metodologia de cálculo proposta pelo EC8 (2010) consiste em primeiro lugar determinar o corte basal, F_b , devido à ação sísmica através da expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2.11)$$

em que:

$S_d(T_1)$ - valor da ordenada no espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 - período de vibração fundamental na direção considerada;

m - massa total da estrutura acima da fundação;

λ - fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ e se o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos.

O período de vibração fundamental da estrutura pode ser calculado recorrendo a vários métodos, e.g. o método de Rayleigh. O EC8 apresenta também uma forma de calcular esse período de forma simplificada recorrendo a uma expressão que relaciona o tipo de estrutura com a altura do edifício (Gomes, 2009).

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (2.12)$$

em que:

C_t - Coeficiente que vale 0,075 para estruturas em pórtico e 0,05 para outro tipo de estruturas;

H - altura do edifício, em metros, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida

A distribuição das forças sísmicas horizontais, aplicadas a cada direção em análise ao nível de cada piso, pode ser feita a partir das coordenadas modais de cada piso no modo de vibração fundamental, obtidas pelo método de Rayleigh, ou assumindo uma distribuição linear dos deslocamentos horizontais de cada piso (Gomes, 2009).

As equações que permitem determinar a força a atuar ao nível de cada piso são:

- Usando as coordenadas modais:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2.13)$$

em que:

F_i - força horizontal a atuar no piso i ;

F_b - corte basal devido à ação sísmica determinado na expressão (2.11);

s_i, s_j - deslocamentos dos pisos correspondentes às massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j - massas dos pisos, calculadas de acordo com a combinação da ação sísmica com as restantes ações aplicadas à estrutura, ver expressão (2.4).

- Assumindo uma distribuição linear dos deslocamentos em altura:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.14)$$

Em que:

z_i, z_j - alturas dos pisos correspondentes às massas m_i e m_j ;

2.2.11.2 Análise modal por espectro de resposta

Como enuncia Silva (2007), este método deve ser aplicado a todos os edifícios que não satisfaçam as condições de aplicabilidade referidas anteriormente para os métodos estáticos lineares e pode ser aplicado a todo o tipo de estruturas (Silva, 2007).

Os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura devem ser considerados. Para que essa exigência seja satisfeita deve ser verificada uma das seguintes condições (Silva, 2007):

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

- A soma das massas dos modos de vibração considerados deve corresponder a pelo menos 90% da massa total da estrutura.
- Todos os modos de vibração com massas superiores a 5% da massa total da estrutura devem ser considerados.

No caso de modelos espaciais, essas condições devem ser verificadas para todas as direções principais ou em alternativa, o número mínimo de modos de vibração a considerar, quando se recorre a modelos espaciais, deve satisfazer as seguintes condições (Silva, 2007):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.15)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (2.16)$$

Em que:

k - número de modos considerados;

n - número de pisos acima do solo;

T_k - período de vibração do modo k .

O EC8 define que dois modos (i e j) de vibração podem ser considerados independentes entre eles, se os seus períodos de vibração respeitarem a condição (Silva, 2007):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.17)$$

Nessa situação, o máximo valor do efeito ação sísmica considerada, E_E , pode ser definido como a raiz do somatório dos quadrados dos efeitos da ação sísmica, E_{Ei} , nos diferentes modos de vibração i (Silva, 2007).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.18)$$

Caso, os modos não sejam considerados como independentes, o EC8 (2010) preconiza o recurso à Combinação Quadrática Completa (Silva, 2007).

2.2.12 Verificações de segurança

Face às duas exigências de desempenho referidas anteriormente (não colapso e limitação de danos) surgem então duas verificações de projeto relativas ao estado limite último e ao estado de limitação de danos (Hugo, 2007).

Em relação ao Estado Limite Último, o EC8 (2010) considera garantidas as condições de segurança dos elementos estruturais quando o valor de cálculo do efeito da ação sísmica for inferior à resistência de cálculo correspondente, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado (Guedes, 2011).

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.19)$$

Em que:

θ - Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

d_r - Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado;

V_{tot} - Força de corte sísmica total no piso considerado;

h - Altura entre pisos;

Se este valor estiver entre 0,1 e 0,2 os efeitos de segunda ordem podem ser introduzidos de uma forma simplificada multiplicando os esforços sísmicos por $1/(1-\theta)$. Se estiver entre 0,2 e 0,3 é necessário recorrer a análises não lineares. De acordo com o EC8, o coeficiente de sensibilidade nunca poderá ser superior a 0,3, Guedes (2011).

No caso de pórticos simples (ligações rígidas) é necessário também ter em conta que os pilares terão de ter uma resistência superior à das vigas uma vez que não se pretende que se formem rótulas plásticas nestes elementos. Assim é necessário garantir que não ocorra mecanismo de piso flexível (soft-storey), ou seja, viga forte pilar fraco, garantindo assim a formação de plasticidade nos elementos dissipativos (vigas). Para isso o EC8 (2010) obriga a que a seguinte condição seja garantida (Guedes, 2011).

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \quad (2.20)$$

Em que ΣM_{Rc} e $1,3 \Sigma M_{Rb}$ são a soma dos momentos resistentes, num determinado nó, dos pilares e vigas, respetivamente. O EC8 (2010) permite que esta condição não seja garantida para os nós no topo da estrutura (Guedes, 2011).

No que respeita à verificação de segurança no estado de limitação de danos a cláusula 4.4.3.2 do EC8 (2010) obriga a que as seguintes expressões sejam satisfeitas:

- Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (2.21)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

2 - Conceção de estruturas segundo o Eurocódigo 8

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (2.22)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,01h \quad (2.23)$$

em que:

d_r - Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

h - Altura entre pisos;

v - Coeficiente de redução que tem em conta o período mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

3. Estudo de um caso prático

3.1 Introdução

O presente capítulo apresenta a aplicação das metodologias lineares de análise sísmica descritas no capítulo anterior a um edifício de betão armado. Os casos em estudo consistem num edifício pré-dimensionado na disciplina de Projeto de Estruturas de Edifícios da licenciatura de engenharia civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu (ESTGV), o qual foi considerado para a realização do estudo apresentado nesta dissertação.

No projeto sísmico, as estruturas dos edifícios são classificadas em regulares e não regulares, tendo esta distinção implicações no modelo estrutural, no método de análise e no valor do coeficiente de comportamento. Para tal é tido em conta o quadro 4.1 do EC8 (2010). Para o projeto em estudo serão realizados os dois tipos de análise elástica linear abordados anteriormente.

O programa SAP2000 (2010) é utilizado para efetuar duas análises elásticas lineares: Força Lateral 2D e Modal 3D.

Inicialmente foi feita uma análise a um caso simples para facilitar a interpretação dos resultados do programa SAP2000 (2010), ver apêndice.

3.2 Apresentação do edifício a estudar

3.2.1 Caracterização do edifício

A estrutura a analisar refere-se a um edifício de habitação coletivo e comércio a construir na zona de Viseu.

O edifício é constituído por cave, rés-do-chão para comércio, 4 pisos de habitação e sótão, servidos por escadas e um elevador. O edifício apresenta uma planta retangular (22,0×16,0 m²), simétrica segundo a maior dimensão.

A cave do edifício será utilizada como garagem, o rés-do-chão por dois estabelecimentos comerciais, os pisos 1, 2, 3 e 4 constituídos por duas habitações (iguais e simétricas) e o último piso para arrumos.

3.2.2 Descrição da estrutura

O edifício em estudo tem a configuração em planta e em alçado que se mostra na Figura 3.1 e Figura 3.2. A estrutura será analisada nas duas direções em planta, segundo os eixos x e y. Por isso se definem os elementos resistentes em plantas verticais paralelos ao eixo x e y. Na direção x nos alinhamentos A, B, D e E a estrutura é constituída por pórticos com pilares nos alinhamentos 1, 2, 4, 5 e 6 e vigas em todos os pisos. Nos alinhamentos C.a e C.b existem pilares nos eixos 4, 5 e 6 e vigas em todos os pisos e uma parede da caixa do elevador, como indicado na planta.

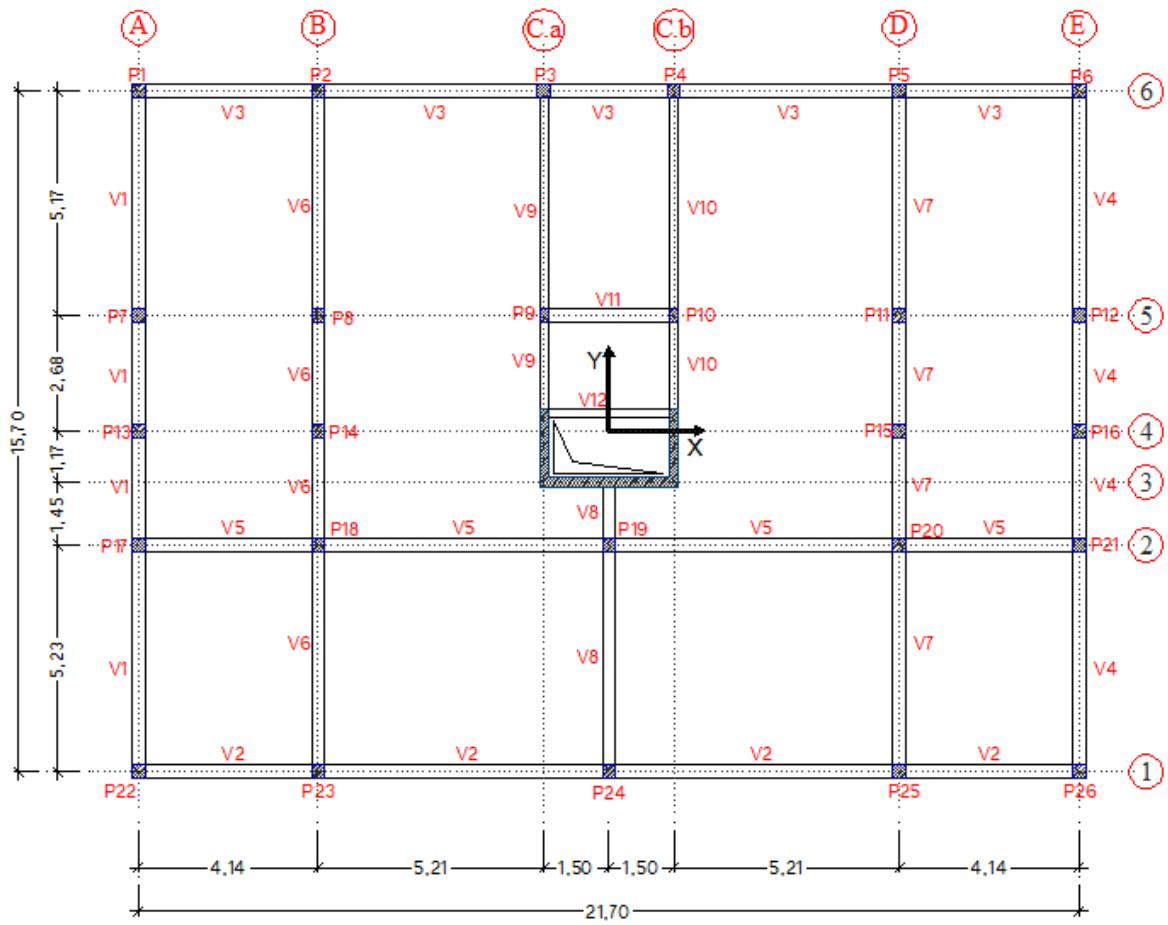


Figura 3.1 - Planta do edifício

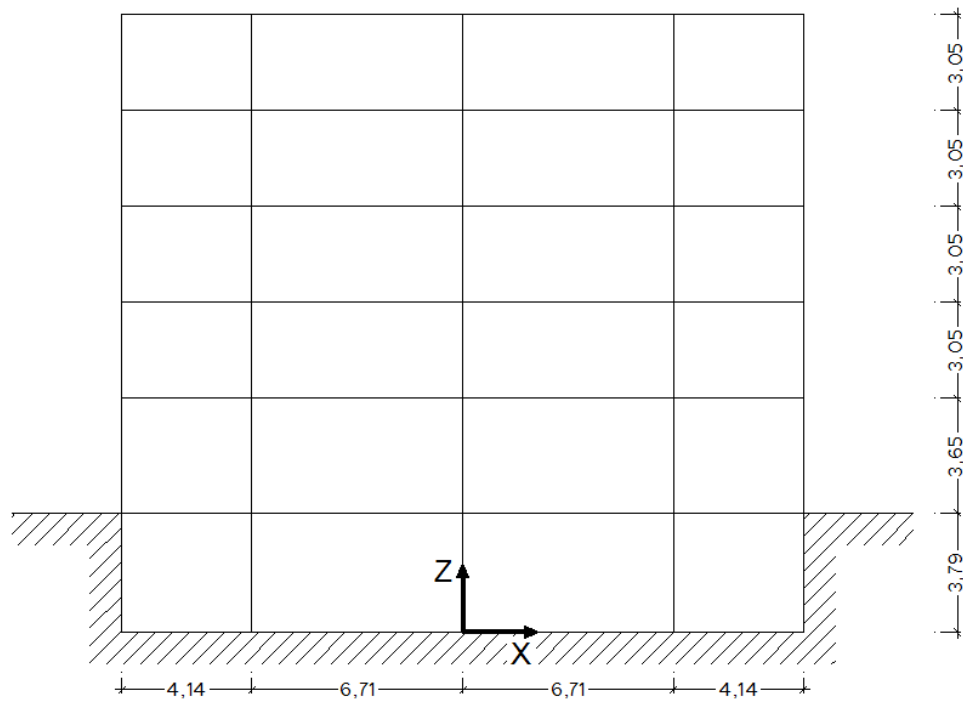


Figura 3.2 - Alçado do edifício na direção x

3 - Estudo de um caso prático

No presente edifício utilizou-se para os elementos estruturais um betão da classe de resistência C20/25, assim como aço A400 ER em todos os elementos de betão armado. Seguidamente e atendendo ao EC2 (2010) apresentam-se no Quadro 3.1 as principais características de resistência e de deformação do betão e as principais propriedades do aço para betão armado utilizados na estrutura do edifício.

Quadro 3.1 - Principais características e propriedades dos materiais utilizados

Material	Características e propriedades		
	Betão C 20/25	f_{ck}	20
f_{ctm}		2,2	MPa
E_{cm}		30	GPa
$\nu_{Não\ fend}$		0,2	--
ν_{Fend}		0	---
f_{yk}		400,0	MPa
Aço A400 ER	f_{yd}	348,0	MPa
	E_s	200,0	GPa
	ϵ_{yd}	1,74	%

As dimensões das secções transversais das vigas, dos pilares e a espessura das lajes são apresentadas no Quadro 3.2, no Quadro 3.3 e no Quadro 3.4. As espessuras das paredes da caixa de elevadores são exibidas na Figura 3.3.

Quadro 3.2 - Dimensões das vigas (iguais em todos os pisos)

Viga	b (m)	h (m)
1	0,30	0,60
2	0,30	0,60
3	0,30	0,60
4	0,30	0,60
5	0,30	0,55
6	0,30	0,55
7	0,30	0,55
8	0,30	0,65
9	0,30	0,50
10	0,30	0,50
11	0,30	0,20

Quadro 3.3 - Dimensões dos pilares

	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5	
P1	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P2	0,30	0,65	0,30	0,45	0,30	0,45	0,30	0,30	0,30	0,30
P3	0,30	0,35	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,20	0,30	0,20
P4	0,30	0,35	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,20	0,30	0,20
P5	0,30	0,65	0,30	0,45	0,30	0,45	0,30	0,30	0,30	0,30
P6	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P7	0,35	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30
P8	0,55	0,30	0,40	0,30	0,40	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30
P9	0,30	0,40	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,20	0,30	0,20
P10	0,30	0,40	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,20	0,30	0,20
P11	0,55	0,30	0,40	0,30	0,40	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30
P12	0,35	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30
P13	0,30	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30
P14	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30
P15	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30
P16	0,30	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30
P17	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P18	0,65	0,30	0,45	0,30	0,45	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P19	0,70	0,30	0,45	0,30	0,45	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P20	0,65	0,30	0,45	0,30	0,45	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P21	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P22	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
P23	0,30	0,75	0,30	0,50	0,30	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30
P24	0,30	0,80	0,30	0,55	0,30	0,55	0,30	0,30	0,30	0,30
P25	0,30	0,75	0,30	0,50	0,30	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30
P26	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

Quadro 3.4 - Espessura das lajes

Laje	H (m)
Piso 1	0,2
Piso 2	0,2
Piso 3	0,2
Piso 4	0,2
Piso 5	0,2

3 - Estudo de um caso prático

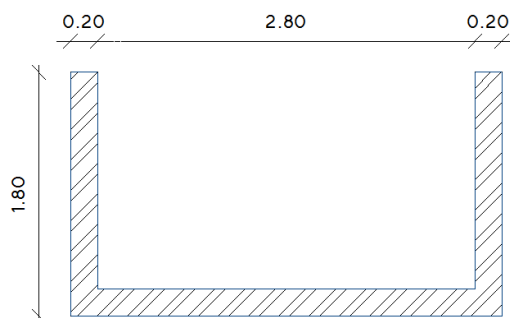


Figura 3.3 – Dimensões da parede da caixa de elevador (iguais em todos os pisos)

3.2.3 Simplificações adotadas no modelo estrutural

Atendendo à cláusula 4.3.6 do EC8 (2010) e à secção 3.5 adiante apresentada, que faz satisfazer a cláusula 4.3.6.1 (4), não foram consideradas as paredes de alvenaria no modelo estrutural.

3.3 Definição das ações

Para proceder à definição das ações e combinações de ações a utilizar no projeto estrutural, recorreu-se ao disposto no EC0 (2009) e no EC1 (2009), assim como, nas Tabelas Técnicas (FARINHA e REIS, 1993) e recorreu-se a medições efetuadas nas respetivas plantas de arquitetura. Assim sendo, determinaram-se os valores para as ações na estrutura, para cada tipo de carga.

3.3.1 Cargas permanentes

No que diz respeito ao peso próprio dos elementos estruturais de betão armado, considera-se, atendendo ao Quadro A.1. do EC1 (2009), o valor de 25 kN/m^3 para o peso volúmico, i.e., para a determinação das cargas permanentes (CP).

3.3.2 Restantes cargas permanentes

Os valores para as restantes cargas permanentes (RCP) são os indicados no Quadro 3.5 para os vários tipos de piso.

Quadro 3.5 – Valores adotados para as restantes cargas permanentes

Piso	Tipo de RCP	Valor
1, 2, 3 e 4	Revestimento do teto em estuque sobre rede cerâmica, incluindo reboco e esboço.	0,4 kN/m ²
	Betonilha (argamassa de cimento), com espessura de 4 cm.	0,8 kN/m ²
	Betão leve (LC 1,0), camada de 6 cm.	0,6 kN/m ²
	Ladrilho cerâmico, incluindo argamassa de assentamento.	0,7 kN/m ²
	Taco de madeira.	0,2 kN/m ²
	Paredes exteriores.	10,95 kN/m
5	Revestimento do teto em estuque sobre rede cerâmica, incluindo reboco e esboço.	0,4 kN/m ²
	Betão leve (LC 1,0), camada de 6 cm.	0,6 kN/m ²
	Ladrilho cerâmico, incluindo argamassa de assentamento.	0,7 kN/m ²
Cobertura	Telha lusa.	0,5 kN/m ²
	Valor que tem em conta eventuais acréscimos de carga que poderão existir nesta zona (Camadas isolantes ou impermeabilizantes, etc.)	3,0 kN/m ²

3.3.3 Sobrecargas

Os valores para as sobrecargas (Q) são os indicados no Quadro 3.6 para os vários tipos de piso.

Quadro 3.6 - Valores característicos das sobrecargas a considerar no edifício

Piso	Tipo de Sobrecarga	Valor (kN/m ²)
1, 2, 3 e 4	Compartimentos destinados a atividades domésticas e residências (habitações).	2,0
	Paredes divisórias.	1,94
5	Sobrecargas em arrumos	2,0
Cobertura	Sobrecargas em coberturas não acessíveis	0,4

3.3.4 Definição da ação sísmica

Para o edifício em estudo será considerada, a ação sísmica de um sismo do tipo 1 e do tipo 2. De acordo com o EC8 (2010) os parâmetros para a definição da ação sísmica são os seguintes:

3 - Estudo de um caso prático

- Tipo de terreno A;
- Classe de importância II.

Numa análise dinâmica linear por espectro de resposta, a ação sísmica é como o nome indica, definida através de um espectro de resposta. O EC8 (2010) define dois tipos de espectros: espectro elástico e espectro de cálculo. Para a análise a efetuar foi utilizado o espectro de cálculo que é definido, como referido no capítulo anterior, na função (2.2).

Tendo em conta a função (2.2) e os valores considerados no Documento Nacional de Aplicação no EC8 (2010) para a localidade de Viseu, foi possível obter o espectro de cálculo para as ações do tipo 1 e 2. O Quadro 3.7 demonstra os valores utilizados.

Quadro 3.7 - Valores de referência para a localidade de Viseu

	γ_I	a_{gr} (m/s ²)	a_g (m/s ²)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Sismo Tipo 1	1	0,35	0,35	1	0,1	0,6	2
Sismo Tipo 2	1	0,8	0,8	1	0,1	0,25	2

3.4 Condições de regularidade e classificação da estrutura

3.4.1 Critérios de regularidade em planta

No capítulo 2, descreveram-se os critérios segundo os quais uma estrutura é classificada como regular em planta atendendo ao EC8 (2010). Efetuam-se agora essas verificações:

- O edifício apresenta uma distribuição simétrica da rigidez e da massa segundo um eixo ortogonal, neste caso o eixo Y;
- Cada piso é limitado em planta por uma linha poligonal convexa, não se verificando a existência de recuos em relação a essa linha (cantos ou esquinas reentrantes);
- A rigidez dos pisos em planta é suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais. Deste modo, a deformação dos pisos tem pequena influência na distribuição das forças ao longo dos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza λ do edifício em planta (L_{max}/L_{min}) é igual a 1,382, i.e., é inferior a 4;
- As condições relativas à excentricidade estrutural, e_0 , e ao raio de torção, r , em ambas as direções, X e Y, são analisadas na subsecção seguinte.

3.4.1.1 Excentricidade estrutural e raio de torção

O raio de giração da massa do piso em planta é dado pela raiz quadrada da relação entre (1) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (2) a massa do piso. Para um piso de forma retangular com dimensões l e b e massa uniformemente distribuída em planta é dado por (Rouxinol, 2008) e EC8 (2010):

$$l_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} = \sqrt{\frac{22^2 + 16^2}{12}} = 7,85m \quad (3.1)$$

No cálculo do raio de torção é necessário numa primeira fase calcular a inércia de cada pórtico nas respetivas direções. A inércia apresentada no Quadro 3.8 e no Quadro 3.9 corresponde ao piso 1, visto que para os pisos superiores a inércia das paredes vai aumentando dado que a dimensão das paredes vai ser constante e a inércia dos pórticos vai diminuindo uma vez que a dimensão dos pilares e vigas vão reduzindo de espessura.

A localização do centro de massa, foi obtido, através das dimensões em planta do edifício, sendo as dimensões apresentadas, consideradas ao eixo das vigas exteriores do edifício. Apresenta-se um esquema ilustrativo, do método de cálculo utilizado na determinação do centro de massa respetivo.

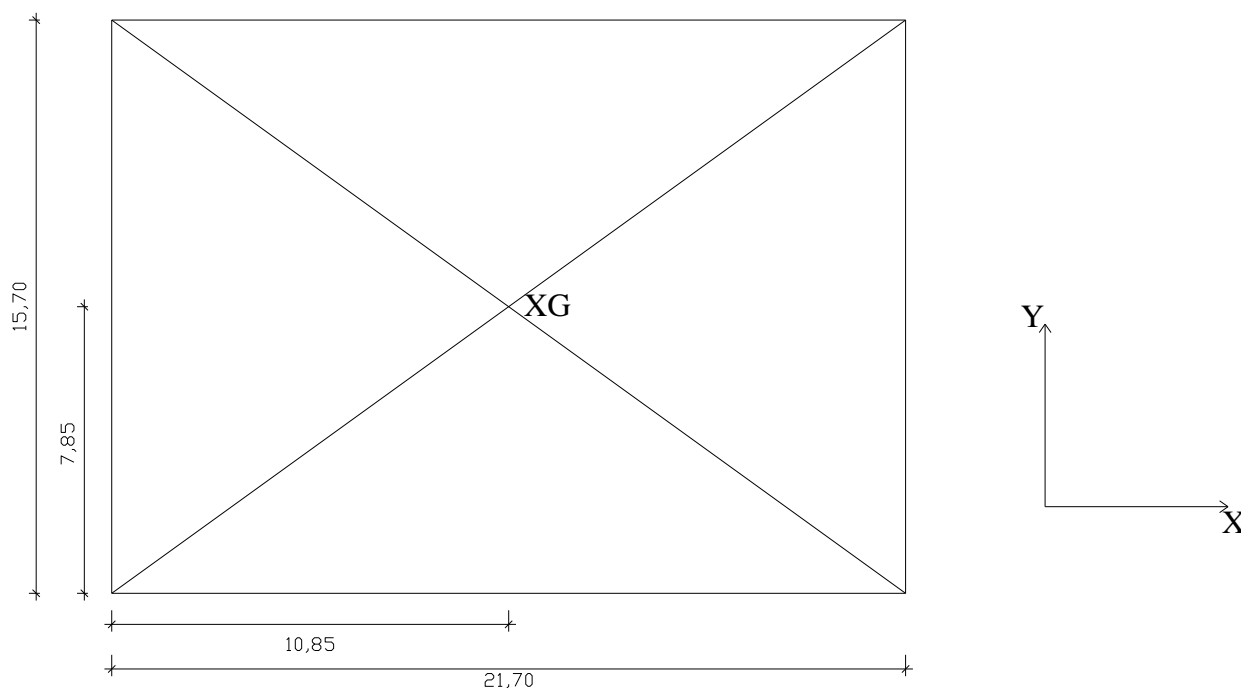


Figura 3.4 - Centro de gravidade segundo a direção x e y

Para a determinação do centro de rigidez do edifício considerou-se, em ambas as direções (Figura 3.5 e Figura 3.6), uma associação de pórticos em comboio sujeita a uma carga de 1000 kN ao nível de cada piso. A determinação do corte basal em cada um dos pórticos a respeito

3 - Estudo de um caso prático

de uma determinada associação de pórtico em comboio permite o cálculo da percentagem de corte basal total que cada um dos pórticos mobiliza ou o valor da inércia relativa de cada pórtico, ver o Quadro 3.8 e o Quadro 3.9, onde são indicados os valores das inércias relativas de cada pórtico e as respectivas distâncias à origem do sistema de eixo utilizado (Rouxinol, 2012).

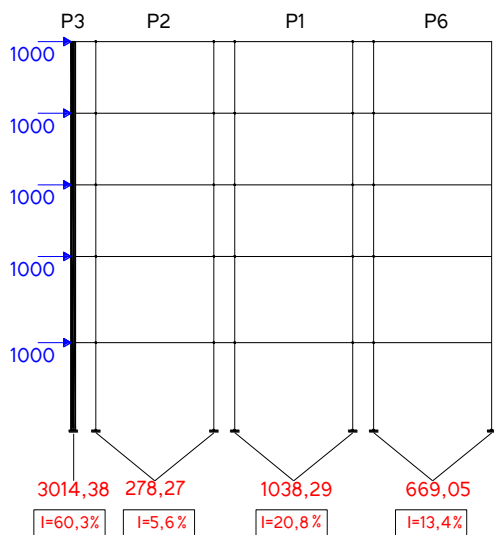


Figura 3.5 - Associação de pórticos em comboio para a direção xx

Quadro 3.8 - Inércia de cada pórtico na direção x

Direção XX		
Pórtico	Inércia (%)	Distância (m)
Paredes	60,3%	6,68
2	5,6%	5,25
1	20,8%	0
6	13,4%	15,70

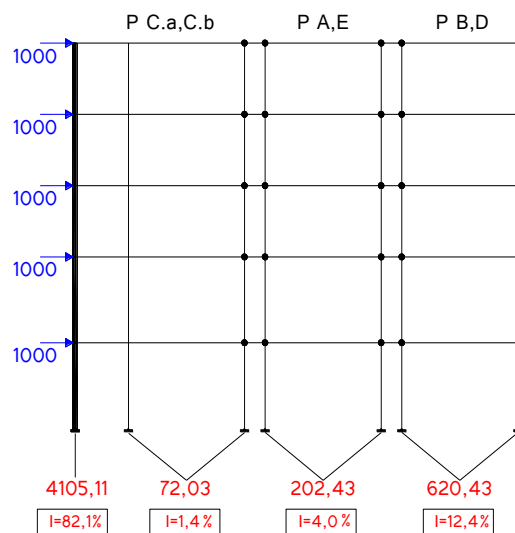


Figura 3.6 - Associação de pórticos em comboio para a direção yy

Quadro 3.9 - Inércia de cada pórtico na direção y

Direção YY		
Pórtico	Inércia (%)	Distância (m)
Paredes	82,1%	10,85
C.a	0,7%	9,35
C.b	0,7%	12,35
A	2,0%	0
E	2,0%	21,70
B	6,2%	4,14
D	6,2%	17,56

Escrevendo as expressões para a determinação do centro de Rigidez para cada uma das direções, tem-se

$$y = \frac{60,3 \times 6,68 + 5,6 \times 5,25 + 20,8 \times 0 + 13,4 \times 15,70}{I_t} = 6,42 \text{ m}$$

$$x = \frac{82,1 \times 10,85 + 0,7 \times (9,35 + 12,35) + 2,0 \times (0 + 21,7) + 6,2 \times (4,14 + 17,56)}{I_t} = 10,85 \text{ m} \quad (3.2)$$

com $I_t = 100,0$.

A Figura 3.7 representa, para o piso 1, a localização do centro de massa e do centro de rigidez da estrutura calculados através da inércia de cada pórtico.

3 - Estudo de um caso prático

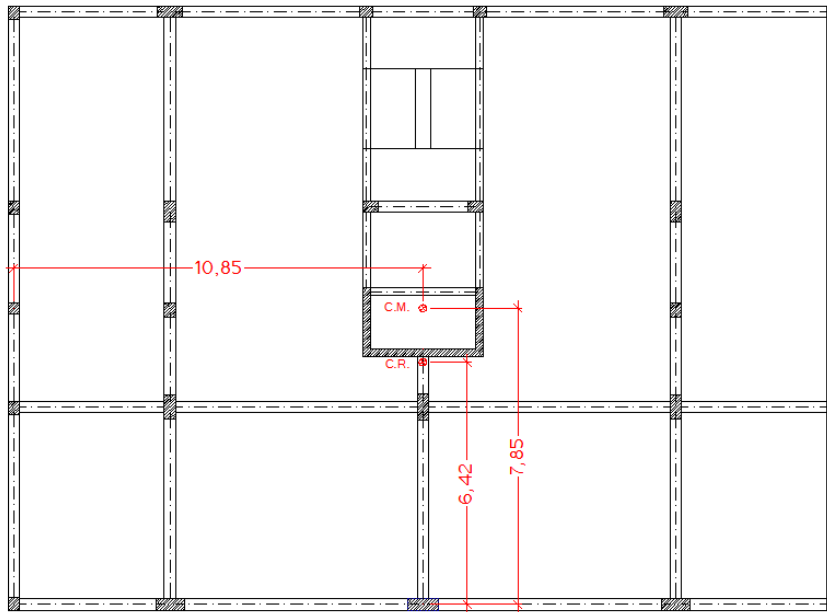


Figura 3.7 – Identificação do centro de massa e de rigidez em planta do piso 1

Os valores das excentricidades estruturais correspondem à distância, segundo a direção xx e a direção yy, entre centro de rigidez e o centro de massa,

$$\begin{aligned} e_{ox} &= x_{CM} - x_{CR} = 10,85 - 10,85 = 0 \text{ m} \\ e_{oy} &= y_{CM} - y_{CR} = 7,85 - 6,42 = 1,43 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.2)$$

Os valores dos raios de torção, r_x e r_y são dados por,

$$\begin{aligned} r_x &= \sqrt{\frac{\sum (y_i^2 \cdot I_{y_i}) + \sum (x_j^2 \cdot I_{x_j})}{\sum I_{x_i}}} = \frac{4,3918}{0,2366} = 4,309 \text{ m} \\ r_y &= \sqrt{\frac{\sum (y_i^2 \cdot I_{y_i}) + \sum (x_j^2 \cdot I_{x_j})}{\sum I_{y_i}}} = \frac{4,3918}{0,5061} = 2,946 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Quadro 3.10 - Cálculo do raio de torção (r_x e r_y)

e_{0x} (m)	e_{0y} (m)	r_x (m)	r_y (m)	$0,3 \times r_x$ (m)	$0,3 \times r_y$ (m)
0,0	1,43	4,309	2,946	1,293	0,884

Quadro 3.11 - Verificação da regularidade em planta na direção y

Direção YY			
	e_{0x}	$0,3 \times r_x$	Verificação
$e_{0x} \leq 0,3 \times r_x$	0,00	1,293	OK
	r_x	l_s	Verificação
$r_x \geq l_s$	4,309	7,85	KO

Quadro 3.12 - Verificação da regularidade em planta na direção x

Direção XX			
	e_{0y}	$0,3 \cdot r_y$	Verificação
$e_{0y} \leq 0,3 \cdot r_y$	1,43	0,884	OK
	r_y	l_s	Verificação
$r_y \geq l_s$	2,946	7,85	KO

Como se pode verificar dos Quadro 3.11 e Quadro 3.12 o edifício em estudo não cumpre com os critérios de regularidade em planta enunciados no ponto 4.2.3.2(6) do EC8 (2010). A classificação da regularidade estrutural em planta e a análise aproximada dos efeitos de torção é simplificada uma vez que se trata de um edifício com vários pisos e são cumpridos os seguintes requisitos: (1) os sistemas de resistência às ações laterais da estrutura, nomeadamente os pórticos e os núcleos não apresentam interrupção em altura desde as fundações até ao topo do edifício; e (2) as deformadas de cada sistema resistente perante ações horizontais não são muito diferentes.

Pode-se então concluir que o edifício em estudo não é regular em planta uma vez que não cumpre com todos os critérios, pelo que a análise elástica linear por força lateral fica comprometida.

3.4.2 Critérios de regularidade em altura

No capítulo 2, descreveram-se alguns dos critérios propostos no EC8 (2010) segundo os quais uma estrutura é classificada como regular em altura. Efetuam-se agora essas verificações para o edifício em estudo.

- Os sistemas de resistência às ações laterais, nomeadamente os pórticos e o núcleo (caixa de elevador), não sofrem interrupções desde as fundações até ao topo do edifício.

3 - Estudo de um caso prático

- A rigidez lateral e a massa de cada piso apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício.
- Não existem pisos recuados logo não é necessário verificar as condições relativas a este tipo de situação.

Pode-se então concluir que o edifício em estudo é regular em altura.

3.5 Tipo de sistema estrutural

Para definir o tipo de sistema estrutural em estudo, é necessário ter em atenção o referido anteriormente na secção 2.2.8.

Assim sendo, será necessário avaliar qual a percentagem de resistência ao esforço de corte basal que é assegurada pelo núcleo de elevadores (sistema de paredes). Para este efeito, definiu-se, no modelo de cálculo dimensional em SAP2000 (2010), um caso de análise com base numa força horizontal de 1000 kN aplicada em cada piso, para as duas direções ortogonais xx e yy dos respetivos pórticos em associação de comboio, ver Figura 3.5 e Figura 3.6.

Seguidamente, analisaram-se os respetivos modelos para cada uma das direções, retirando-se do programa de cálculo, para cada uma destas, o valor total do corte basal e o valor da força de corte que corresponde ao nó que simula a fundação do núcleo de elevadores, chegando-se aos seguintes valores e tipo de sistema estrutural, ver Quadro 3.13.

Quadro 3.13 – Proporção do esforço de corte basal absorvido pelas paredes

Forças de corte na base do edifício (kN)					
Fx			Fy		
Total	Paredes X	%	Total	Paredes Y	%
5000	4105,11	82,1%	5000	3014,38	60,3%

Como se pode verificar do Quadro 3.13, a estrutura analisada, é do tipo sistema misto equivalente a parede para ambas as direções. Quanto à classe de ductilidade o edifício será de ductilidade média (DCM).

3.6 Coeficiente de comportamento

O valor a adotar para o coeficiente de comportamento, q , é indicado na cláusula 5.2.2.2 do EC8 (2010) cujo conceito foi introduzido anteriormente na secção 2.2.10.

Assim sendo, é necessário definir inicialmente o valor do coeficiente de comportamento de referência, q_0 , a adotar.

De acordo com o Quadro 2.2, para a estrutura do edifícios do tipo sistema misto equivalente a parede e de classe de ductilidade DCM, q_0 é dado pela seguinte expressão,

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (3.4)$$

O quociente α_u/α_1 também depende da classificação da estrutura. Para estruturas do tipo misto equivalente a parede não regulares em planta a cláusula 5.2.2.2 (6) do EC8 (2010)

permite que se considere $\alpha_u/\alpha_1 = \frac{1,0+1,2}{2} = 1,1$. Assim,

$$q_0 = 3,0 \times 1,1 = 3,3 \quad (3.5)$$

Como a estrutura é classificada como do tipo sistema misto equivalente a parede, o coeficiente k_w , como se refere no EC8 (2010), será considerado igual a:

$$k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1 \Leftrightarrow k_w = \frac{1+1,71}{3} = 0,903 \leq 1 \quad (3.6)$$

com, $\alpha_0 = \frac{\sum h_{w,i}}{\sum l_{w,i}} = \frac{3 \times 3,65}{2 \times 1,70 + 3,0} = 1,71$ atendendo à cláusula 5.2.2.2 (12) do EC8 (2010).

Assim o valor do coeficiente de comportamento será é,

$$q = q_0 \times k_w = 3,3 \times 0,903 = 2,98 \quad (3.7)$$

Tratando-se simplesmente do limite superior do valor de referência ou valor básico do coeficiente de comportamento, situação de sistemas que satisfazem os critérios de regularidade em planta, $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$, i.e., $q = q_0 \times k_w = (3,0 \times 1,2) \times 0,903 = 3,25$. Ou seja, atendendo ao quadro 4.1 do EC8 (2010), deverá utilizar-se o valor de referência para a análise elástica linear por força lateral ($q = 3,25$) e deverá utilizar-se o valor reduzido para a análise elástica linear modal ($q = 2,98$).

A figura XX apresenta os espectros de cálculo para os dois tipos de ação sísmica.

3 - Estudio de un caso práctico

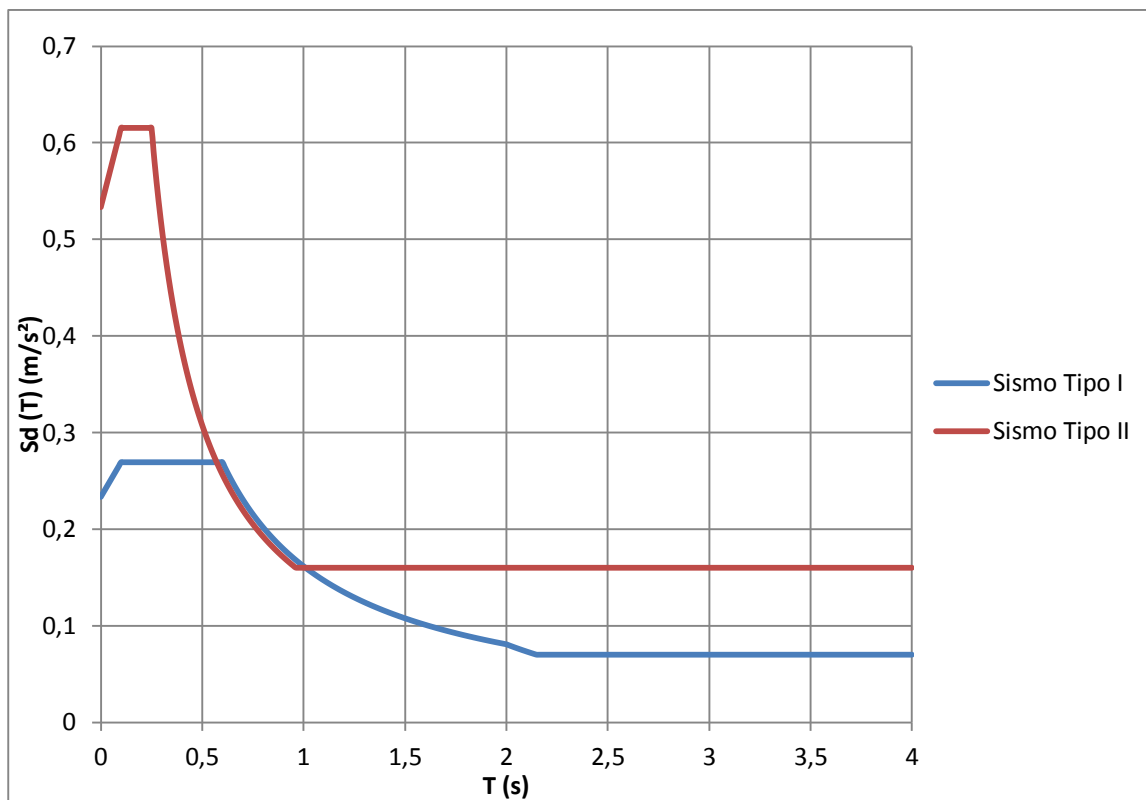


Figura 3.8 – Espectro de cálculo (q=3,25)

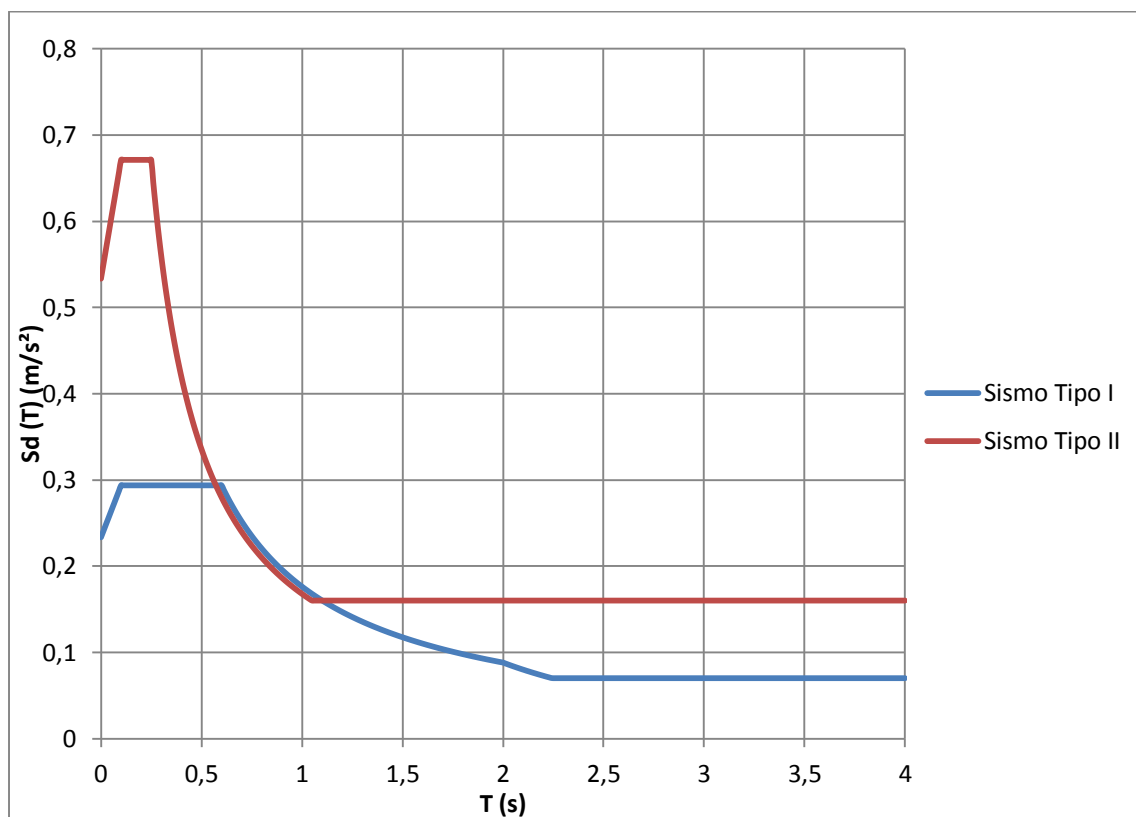


Figura 3.9 - Espectro de cálculo (q=2,98)

3.7 Análise elástica linear Bidimensional por força lateral

Como referido na secção 3.4.1, apesar de o edifício não cumprir o critério de regularidade em planta vai ser feito na mesma um estudo utilizando o modelo plano. O método utilizado nesta análise será o método das forças laterais previsto na cláusula 4.3.3.2 do EC8 (2010) e referenciado anteriormente na secção 2.2.11.1, ver Quadro 3.14.

Quadro 3.14 - Método utilizado na análise elástica linear (força lateral)

Modelo	Análise elástica linear	Coefficiente de comportamento
Plano	Força lateral	Valor de referência

O cálculo do somatório das forças estáticas equivalentes faz-se pela equação (4.5) do EC8 (2010). O cálculo do período T_1 (período do modo fundamental de vibração da estrutura na direção em estudo) pode ser feito por qualquer método adequado, *e.g.* o método de Rayleigh. Neste caso para calcular o período T_1 usa-se a equação (4.6) do EC8 (2010), aplicável a edifícios de altura até 40 m.

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} = 0,05 \times 15,85^{3/4} = 0,397 \text{ s} \quad (3.8)$$

Para calcular a aceleração espectral $S_d(T_1)$ utiliza-se o ramo da função do espectro de resposta de projeto (2.2) correspondente Um dos valores que é necessário conhecer para aplicar esta equação é o coeficiente de comportamento, que se calculou anteriormente na secção 3.6 e para esta análise o valor a utilizar é o de referência que vale 3,25.

Atendendo ao Quadro 3.7 as acelerações espectrais para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2 são respetivamente

$$S_{d,1} = 0,35 \times 1,0 \times \frac{2,5}{3,25} = 0,269 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,2} = 0,80 \times 1,0 \times \frac{2,5}{3,25} \times \frac{0,25}{0,397} = 0,388 \text{ m/s}^2 \geq 0,2 \times 0,80 = 0,16 \text{ m/s}^2 \quad (3.9)$$

A partir daqui pode calcular-se a força de corte basal pela equação (4.5) do EC8 (2010). Para isso é preciso calcular previamente o peso total do edifício (P_{Tot}) associado às cargas permanentes e parcela quase permanente das sobrecargas, ver Quadro 3.15.

3 - Estudo de um caso prático

Quadro 3.15 - Cálculo do peso total do edifício

Piso	Ação permanente (G) (kN)	Ações variáveis (Q) (kN)	ϕ	ψ	P (kN)
5	3062,4	817,7	1	0	3062,37
4	4228,3	1342,3	0,5	0,3	4429,66
3	4252,3	1342,3	0,5	0,3	4453,68
2	4277,5	1342,3	0,5	0,3	4478,84
1	4354,3	1342,3	0,5	0,3	4555,69
Σ					20980,24

As forças de inércia nos diferentes pisos podem calcular-se pela equação (4.11) do EC8 (2010), ver Quadro 3.16, com as forças de corte sísmica na base F_b dadas, respetivamente, para o sismo do tipo 1 e do tipo 2, por:

$$F_{b,1} = S_d(T_1) \times m \times \lambda = 0,269 \times \frac{20980,24}{9,81} \times 0,85 = 489,42 \text{ kN}$$

$$F_{b,2} = 0,388 \times \frac{20980,24}{9,81} \times 0,85 = 704,13 \text{ kN}$$
(3.10)

Quadro 3.16 - Cálculo das forças horizontais equivalentes

Piso	Altura acima do solo z (m)	Peso Pi (kN)	Pi.z (kNm)	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
				Fi (kN)	Fi (kN)
5	15,85	3062,37	48538,61	121,64	175,00
4	12,80	4429,66	56699,65	142,09	204,43
3	9,75	4453,68	43423,37	108,82	156,56
2	6,70	4478,84	30008,24	75,20	108,19
1	3,65	4555,69	16628,26	41,67	59,95
Σ		20980,24	195298,14	489,42	704,13

No programa SAP2000 são inseridos dois pórticos, onde se insere o pilar 20, (um para o sismo do tipo 1 e outro para o sismo do tipo 2 na direção x com as forças que lhes correspondem, i.e., as forças do Quadro 3.16 distribuídas pelos pórticos atendendo à excentricidade e_{ai} preconizada na cláusula 4.3.2 (1)P do EC8 (2010), cujos valores se representam no Quadro 3.17. Na direção y atendendo à simetria não é feita aquela distribuição e representam-se as respetivas forças horizontais equivalentes aplicadas em cada piso, ver, Figura 3.12 e Figura 3.13.

Quadro 3.17 - Forças de inércia em x no pórtico 2 para o sismo do tipo 1 e 2

	Sismo 1	Sismo 2
Piso 1	2,26	3,26
Piso 2	4,09	5,88
Piso 3	5,91	8,51
Piso 4	7,72	11,11
Piso 5	6,61	9,51

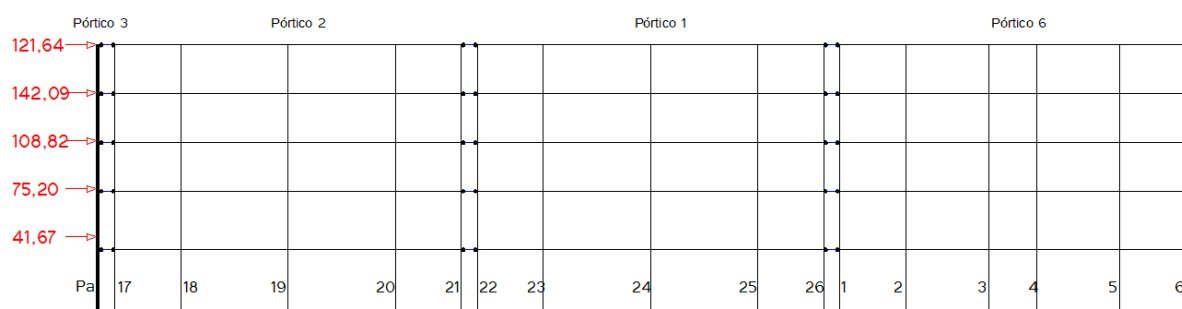


Figura 3.10 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 1 na direção x

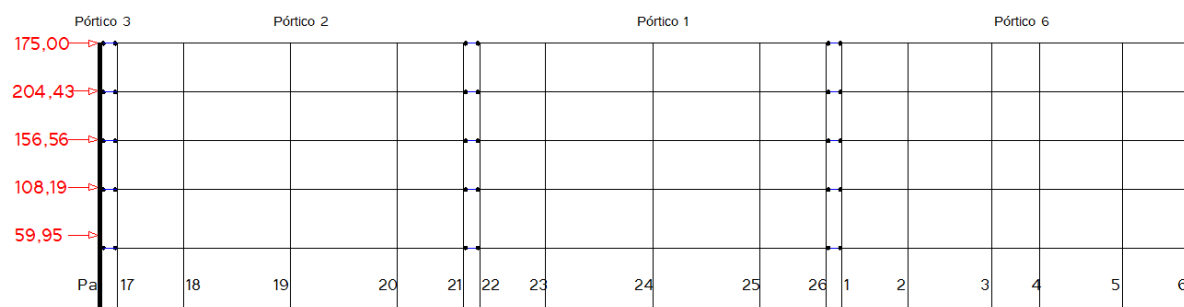


Figura 3.11 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 2 na direção x

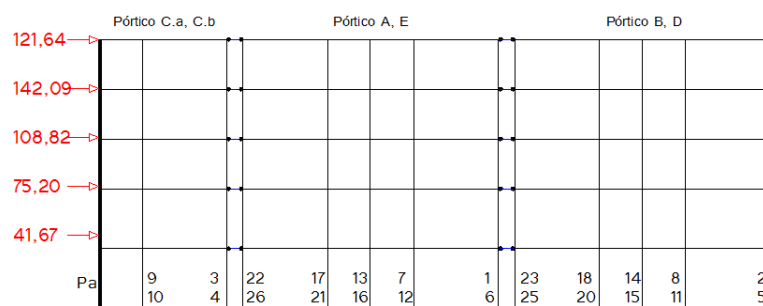


Figura 3.12 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 1 na direção y

3 - Estudo de um caso prático

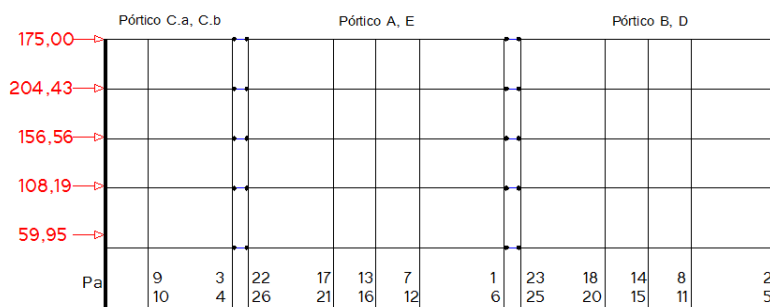


Figura 3.13 - Força horizontal equivalente por piso para o sismo do tipo 2 na direção y

O pilar analisado é o P20 que está apresentado na Figura 3.1. Após aplicação das forças equivalentes nos respetivos pórticos retira-se o valor das forças de corte basal que atuam na base da estrutura em resposta aos deslocamentos que a ação sísmica impõe. O Quadro 3.18, Quadro 3.19, Quadro 3.20 e Quadro 3.21 mostra a resultante da força de corte basal no pilar P20.

Quadro 3.18 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção x

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Pa	Sismo_T1_dx	-277,68	0,00	0,00	0,00	-1840,40	0,00
17	Sismo_T1_dx	-3,83	0,00	-56,22	0,00	-7,89	0,00
18	Sismo_T1_dx	-7,40	0,00	30,18	0,00	-15,01	0,00
19	Sismo_T1_dx	-7,35	0,00	0,00	0,00	-15,41	0,00
20	Sismo_T1_dx	-7,40	0,00	-30,18	0,00	-15,01	0,00
21	Sismo_T1_dx	-3,83	0,00	56,22	0,00	-7,89	0,00
22	Sismo_T1_dx	-4,61	0,00	-74,77	0,00	-8,85	0,00
23	Sismo_T1_dx	-32,94	0,00	25,76	0,00	-83,40	0,00
24	Sismo_T1_dx	-35,25	0,00	0,00	0,00	-95,45	0,00
25	Sismo_T1_dx	-32,94	0,00	-25,76	0,00	-83,40	0,00
26	Sismo_T1_dx	-4,61	0,00	74,77	0,00	-8,85	0,00
1	Sismo_T1_dx	-4,49	0,00	-71,58	0,00	-8,69	0,00
2	Sismo_T1_dx	-24,27	0,00	35,66	0,00	-57,72	0,00
3	Sismo_T1_dx	-7,04	0,00	14,28	0,00	-12,96	0,00
4	Sismo_T1_dx	-7,04	0,00	-14,28	0,00	-12,96	0,00
5	Sismo_T1_dx	-24,27	0,00	-35,66	0,00	-57,72	0,00
6	Sismo_T1_dx	-4,49	0,00	71,58	0,00	-8,69	0,00

Quadro 3.19 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção x

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Pa	Sismo_T2_dx	-399,49	0,00	0,00	0,00	-2647,79	0,00
17	Sismo_T2_dx	-5,51	0,00	-80,88	0,00	-11,36	0,00
18	Sismo_T2_dx	-10,64	0,00	43,42	0,00	-21,59	0,00
19	Sismo_T2_dx	-10,57	0,00	0,00	0,00	-22,17	0,00
20	Sismo_T2_dx	-10,64	0,00	-43,42	0,00	-21,59	0,00
21	Sismo_T2_dx	-5,51	0,00	80,88	0,00	-11,36	0,00
22	Sismo_T2_dx	-6,64	0,00	-107,57	0,00	-12,73	0,00
23	Sismo_T2_dx	-47,40	0,00	37,06	0,00	-119,98	0,00
24	Sismo_T2_dx	-50,71	0,00	0,00	0,00	-137,32	0,00
25	Sismo_T2_dx	-47,40	0,00	-37,06	0,00	-119,98	0,00
26	Sismo_T2_dx	-6,64	0,00	107,57	0,00	-12,73	0,00
1	Sismo_T2_dx	-6,46	0,00	-102,98	0,00	-12,51	0,00
2	Sismo_T2_dx	-34,91	0,00	51,30	0,00	-83,04	0,00
3	Sismo_T2_dx	-10,13	0,00	20,55	0,00	-18,65	0,00
4	Sismo_T2_dx	-10,13	0,00	-20,55	0,00	-18,65	0,00
5	Sismo_T2_dx	-34,91	0,00	-51,30	0,00	-83,04	0,00
6	Sismo_T2_dx	-6,46	0,00	102,98	0,00	-12,51	0,00

Quadro 3.20 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pa	Sismo_T1_dy	-402,10	0,00	-67,92	0,00	-735,09	0,00
9 / 10	Sismo_T1_dy	-3,62	0,00	-28,05	0,00	-6,61	0,00
3 / 4	Sismo_T1_dy	-3,16	0,00	-17,57	0,00	-5,78	0,00
22 / 26	Sismo_T1_dy	-4,28	0,00	-16,22	0,00	-7,82	0,00
17 / 21	Sismo_T1_dy	-4,28	0,00	-9,17	0,00	-7,82	0,00
13 / 16	Sismo_T1_dy	-2,71	0,00	-4,83	0,00	-4,96	0,00
7 / 12	Sismo_T1_dy	-4,28	0,00	-2,02	0,00	-7,82	0,00
1 / 6	Sismo_T1_dy	-4,28	0,00	4,95	0,00	-7,82	0,00
23/ 25	Sismo_T1_dy	-6,78	0,00	13,50	0,00	-12,39	0,00
18 / 20	Sismo_T1_dy	-25,76	0,00	24,80	0,00	-47,10	0,00
14 / 15	Sismo_T1_dy	-6,33	0,00	19,30	0,00	-11,58	0,00
8 / 11	Sismo_T1_dy	-15,99	0,00	32,21	0,00	-29,23	0,00
2 / 5	Sismo_T1_dy	-5,87	0,00	51,02	0,00	-10,74	0,00

3 - Estudo de um caso prático

Quadro 3.21 – Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pa	Sismo_T2_dy	-578,50	0,00	-97,72	0,00	-1057,58	0,00
9 / 10	Sismo_T2_dy	-5,20	0,00	-40,35	0,00	-9,51	0,00
3 / 4	Sismo_T2_dy	-4,55	0,00	-25,28	0,00	-8,32	0,00
22 / 26	Sismo_T2_dy	-6,15	0,00	-23,34	0,00	-11,25	0,00
17 / 21	Sismo_T2_dy	-6,15	0,00	-13,19	0,00	-11,25	0,00
13 / 16	Sismo_T2_dy	-3,90	0,00	-6,95	0,00	-7,13	0,00
7 / 12	Sismo_T2_dy	-6,15	0,00	-2,91	0,00	-11,25	0,00
1 / 6	Sismo_T2_dy	-6,15	0,00	7,12	0,00	-11,25	0,00
23/ 25	Sismo_T2_dy	-9,75	0,00	19,42	0,00	-17,83	0,00
18 / 20	Sismo_T2_dy	-37,06	0,00	35,68	0,00	-67,76	0,00
14 / 15	Sismo_T2_dy	-9,11	0,00	27,76	0,00	-16,66	0,00
8 / 11	Sismo_T2_dy	-23,00	0,00	46,35	0,00	-42,05	0,00
2 / 5	Sismo_T2_dy	-8,45	0,00	73,40	0,00	-15,45	0,00

Para ter em conta com os efeitos acidentais da torção e atendendo ao Quadro 3.18, Quadro 3.19, Quadro 3.20 e Quadro 3.21 que mostram os esforços no pilar em estudo obtido através de um modelo plano sob a ação das forças horizontais equivalentes. Estes esforços devidos à ação sísmica devem agora ser multiplicados pelo valor do coeficiente δ (equação (4.12) do EC8 (2010)) relativo ao efeito da torção global no edifício.

Quadro 3.22 - Efeitos de torção para a direção segundo x e y

	x	L	δ
Direção yy	6,71	21,7	1,186

Para se obterem os esforços na secção da base no plano do pilar devidos à ação sísmica, os valores anteriores devem ser multiplicados por $\delta = 1,186$ para a direção yy, para ter em conta o efeito de torção, obtendo-se os valores representados no Quadro 3.23 e Quadro 3.24.

Quadro 3.23 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y, com o efeito de torção

	F1 (kN)	δ	F1 x δ
Pa	-402,10	1,186	-476,70
9 / 10	-3,62		-4,29
3 / 4	-3,16		-3,75
22 / 26	-4,28		-5,07
17 / 21	-4,28		-5,07
13 / 16	-2,71		-3,21
7 / 12	-4,28		-5,07
1 / 6	-4,28		-5,07
23 / 25	-6,78		-8,04
18 / 20	-25,76		-30,54
14 / 15	-6,33		-7,51
8 / 11	-15,99		-18,95
2 / 5	-5,87		-6,96

Quadro 3.24 - Resultantes da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y, com o efeito de torção

	F1 (kN)	δ	F1 x δ
Pa	-578,50	1,186	-685,83
9 / 10	-5,20		-6,17
3 / 4	-4,55		-5,40
22 / 26	-6,15		-7,29
17 / 21	-6,15		-7,29
13 / 16	-3,90		-4,62
7 / 12	-6,15		-7,29
1 / 6	-6,15		-7,29
23 / 25	-9,75		-11,56
18 / 20	-37,06		-43,94
14 / 15	-9,11		-10,80
8 / 11	-23,00		-27,27
2 / 5	-8,45		-10,02

3.8 Análise elástica linear tridimensional modal

A segunda análise consiste na realização da análise modal através de um modelo espacial, ver Quadro 3.25.

Quadro 3.25 - Método utilizado na análise linear modal

Modelo	Análise elástica linear	Coefficiente de comportamento
Espacial	Modal	Valor reduzido

O edifício foi modelado no programa de cálculo automático, SAP 2000 (2010). A modelação deste edifício tem duas particularidades que se destacam: (1) a não consideração da interação solo/estrutura, pois é considerado um encastramento perfeito dos apoios na base ao nível da soleira; (2) e a modelação dum diafragma rígido ao nível dos pisos para que os deslocamentos no topo de cada pilar sejam iguais.

Para esta modelação a análise utilizada foi uma análise linear elástica com espectro de resposta, ver Figura 3.14.

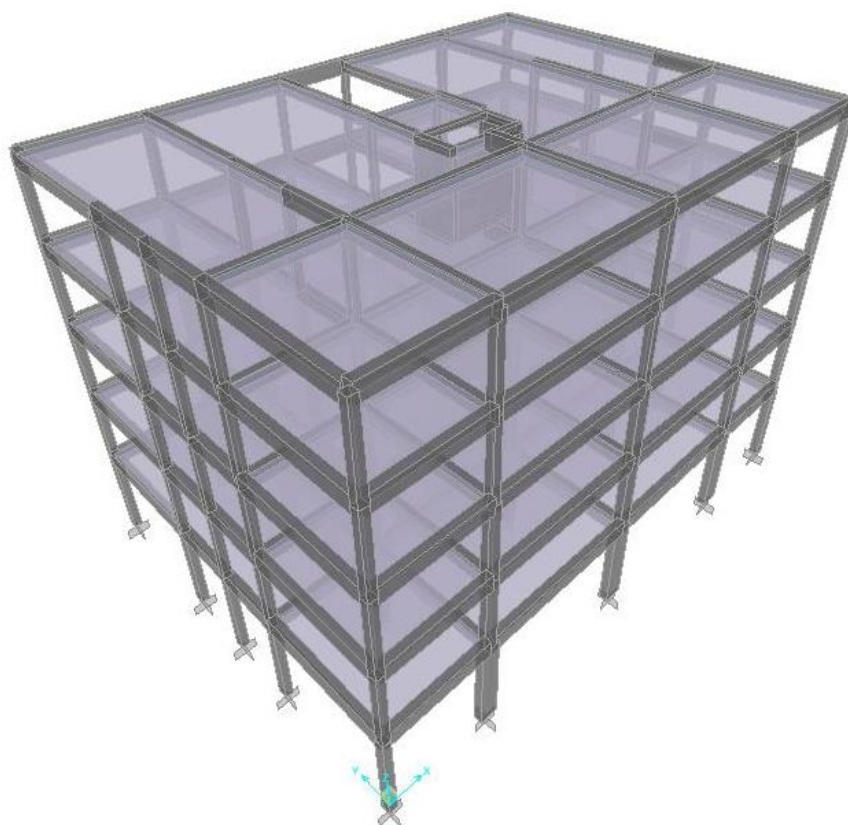


Figura 3.14 – Modelo 3D analisado no SAP2000

Os períodos e as frequências obtidas da estrutura são apresentados no Quadro 3.26.

Quadro 3.26 - Períodos e frequências

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	1,231	0,81233
2	0,835	1,1974
3	0,818	1,2227
4	0,449	2,2264
5	0,264	3,7848
6	0,256	3,913
7	0,230	4,3565
8	0,204	4,8923
9	0,186	5,3654
10	0,186	5,367
11	0,186	5,3886
12	0,186	5,3904

Como se pode observar na Quadro 3.26, a frequência fundamental é 1,264 Hz, e os três primeiros modos de vibração apresentam frequências próximas. Os modos de vibração principais estão apresentados na Figura 3.15.

3 - Estudo de um caso prático

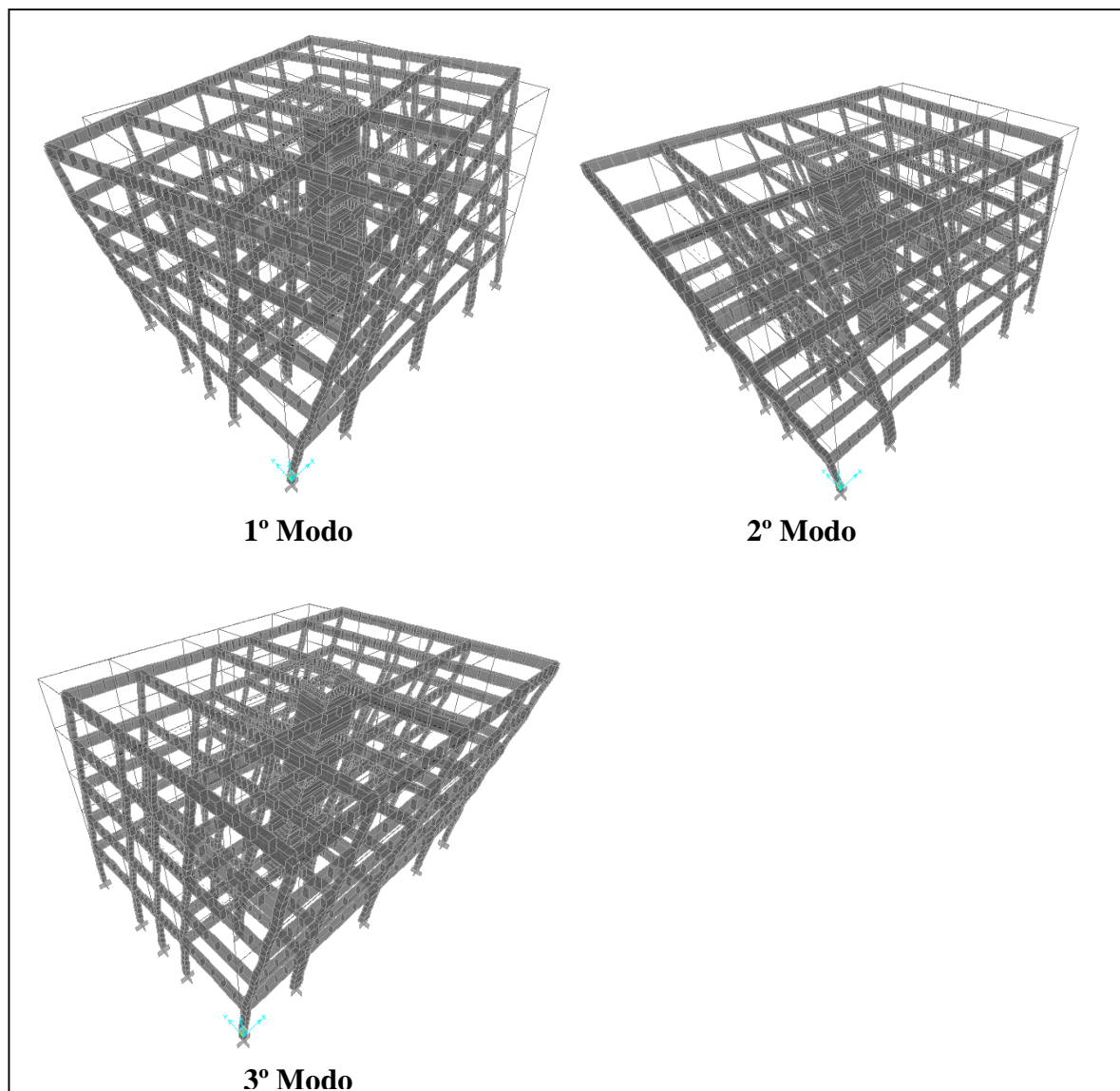


Figura 3.15 – Modos de vibração

Relativamente ao coeficiente de comportamento para esta análise o seu valor reduzido do valor de referência já calculado na secção 3.6 é de 2,98.

O espectro de resposta definido na secção 3.3.4 e representado na Figura 3.9, é inserido no programa SAP2000 (2010).

Após aplicação dos espectros de resposta nas respetivas direções obteve-se o valor das forças de corte basal que atuam na base da estrutura em resposta aos deslocamentos que a ação sísmica impõe. Estas forças dependem, para além do sismo e das componentes que o caracterizam nos espectros de resposta, das massas acima do solo, ou seja, das forças gravíticas que vibram e também da frequência fundamental do edifício.

A resultante da força de corte basal do pilar P20 representa-se no Quadro 3.27, Quadro 3.28, Quadro 3.29 e Quadro 3.30.

Quadro 3.27 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção x

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Sismo_T1_dx	3,406	1,438	47,892	2,8831	6,4719	0,1131
17	Sismo_T1_dx	2,443	1,723	31,994	3,2289	5,0784	0,1131
13	Sismo_T1_dx	0,799	1,197	7,512	2,1701	2,6984	0,0846
19	Sismo_T1_dx	0,759	1,727	3,257	3,2357	2,8591	0,1131
1	Sismo_T1_dx	2,599	1,39	42,941	2,8249	5,0172	0,1131
23	Sismo_T1_dx	24,145	1,197	18,303	2,5601	60,5518	0,3747
18	Sismo_T1_dx	4,729	4,325	18,345	9,7536	9,6657	0,3082
43	Sismo_T1_dx	0,896	1,669	2,435	3,078	3,3913	0,1442
49	Sismo_T1_dx	0,884	3,039	2,534	6,4188	4,1166	0,2419
55	Sismo_T1_dx	13,966	1,055	16,414	2,2403	33,1615	0,3082
Pa	Sismo_T1_dx	1,341	4,987	64,871	20,2321	4,7176	0,3311
9	Sismo_T1_dx	2,288	0,23	9,53	0,4092	6,7277	0,1442
3	Sismo_T1_dx	3,995	0,129	6,828	0,2724	7,3868	0,1131
24	Sismo_T1_dx	25,889	8,23E-09	1,2E-05	1,59E-08	69,3336	0,408
19	Sismo_T1_dx	4,32	2,31E-08	1,46E-06	5,38E-08	9,4701	0,3414
Pa	Sismo_T1_dx	192,394	5,24E-09	1,18E-06	1,31E-08	1184,215	0,5288
Pa	Sismo_T1_dx	1,341	4,987	64,871	20,2321	4,7176	0,3311
10	Sismo_T1_dx	2,288	0,23	9,53	0,4092	6,7277	0,1442
4	Sismo_T1_dx	3,995	0,129	6,828	0,2724	7,3868	0,1131
25	Sismo_T1_dx	24,145	1,197	18,303	2,5601	60,5518	0,3747
20	Sismo_T1_dx	4,729	4,325	18,345	9,7536	9,6657	0,3082
15	Sismo_T1_dx	0,896	1,669	2,435	3,078	3,3913	0,1442
11	Sismo_T1_dx	0,884	3,039	2,534	6,4188	4,1166	0,2419
5	Sismo_T1_dx	13,966	1,055	16,414	2,2403	33,1615	0,3082
26	Sismo_T1_dx	3,406	1,438	47,892	2,8831	6,4719	0,1131
21	Sismo_T1_dx	2,443	1,723	31,994	3,2289	5,0784	0,1131
16	Sismo_T1_dx	0,799	1,197	7,512	2,1701	2,6984	0,0846
12	Sismo_T1_dx	0,759	1,727	3,257	3,2357	2,8591	0,1131
6	Sismo_T1_dx	2,599	1,39	42,941	2,8249	5,0172	0,1131

Quadro 3.28 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção x

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Sismo_T2_dx	3,478	1,571	47,138	3,1483	6,5793	0,1234
17	Sismo_T2_dx	2,524	1,865	30,695	3,505	5,2068	0,1234
13	Sismo_T2_dx	0,876	1,295	7,253	2,3543	2,8216	0,0923

3 - Estudo de um caso prático

19	Sismo_T2_dx	0,871	1,892	3,461	3,538	3,0406	0,1234
1	Sismo_T2_dx	2,803	1,531	43,029	3,0987	5,3657	0,1234
23	Sismo_T2_dx	24,767	1,311	17,793	2,799	61,5621	0,4086
18	Sismo_T2_dx	4,859	4,746	17,569	10,6706	9,8808	0,336
43	Sismo_T2_dx	0,994	1,827	2,497	3,365	3,5475	0,1572
49	Sismo_T2_dx	1,04	3,322	2,83	7,0086	4,3747	0,2638
55	Sismo_T2_dx	15,197	1,154	16,432	2,4475	35,5292	0,336
Pa	Sismo_T2_dx	1,491	5,608	62,446	22,188	4,9439	0,361
9	Sismo_T2_dx	2,445	0,243	9,13	0,4366	7,0326	0,1572
3	Sismo_T2_dx	4,217	0,14	6,656	0,2959	7,7952	0,1234
24	Sismo_T2_dx	26,561	1,71E-08	2,72E-05	3,47E-08	70,4597	0,4449
19	Sismo_T2_dx	4,444	4,74E-08	3,33E-06	1,18E-07	9,68	0,3723
Pa	Sismo_T2_dx	240,071	1,08E-08	2,64E-06	2,88E-08	1246,774	0,5766
Pa	Sismo_T2_dx	1,491	5,608	62,446	22,188	4,9439	0,361
10	Sismo_T2_dx	2,445	0,243	9,13	0,4366	7,0326	0,1572
4	Sismo_T2_dx	4,217	0,14	6,656	0,2959	7,7952	0,1234
25	Sismo_T2_dx	24,767	1,311	17,793	2,799	61,5621	0,4086
20	Sismo_T2_dx	4,859	4,746	17,569	10,6706	9,8808	0,336
15	Sismo_T2_dx	0,994	1,827	2,497	3,365	3,5475	0,1572
11	Sismo_T2_dx	1,04	3,322	2,83	7,0086	4,3747	0,2638
5	Sismo_T2_dx	15,197	1,154	16,432	2,4475	35,5292	0,336
26	Sismo_T2_dx	3,478	1,571	47,138	3,1483	6,5793	0,1234
21	Sismo_T2_dx	2,524	1,865	30,695	3,505	5,2068	0,1234
16	Sismo_T2_dx	0,876	1,295	7,253	2,3543	2,8216	0,0923
12	Sismo_T2_dx	0,871	1,892	3,461	3,538	3,0406	0,1234
6	Sismo_T2_dx	2,803	1,531	43,029	3,0987	5,3657	0,1234

Quadro 3.29 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 1, na direção y

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Sismo_T1_dy	0,015	4,369	25,952	8,6754	0,0187	4,61E-10
17	Sismo_T1_dy	0,005503	4,787	4,943	9,1838	0,0067	4,61E-10
13	Sismo_T1_dy	0,000906	3,443	5,863	6,3054	0,0011	3,45E-10
19	Sismo_T1_dy	0,000955	5,083	3,27	9,5439	0,0012	4,61E-10
1	Sismo_T1_dy	0,009741	4,31	22,436	8,603	0,0119	4,61E-10
23	Sismo_T1_dy	0,068	5,512	35,37	11,9956	0,0833	1,53E-09
18	Sismo_T1_dy	0,07	20,089	21,209	45,9609	0,0852	1,26E-09
43	Sismo_T1_dy	0,006193	8,045	7,953	14,8035	0,0075	5,88E-10

49	Sismo_T1_dy	0,00161	14,193	14,97	30,3053	0,002	9,86E-10
55	Sismo_T1_dy	0,053	4,835	30,482	10,4664	0,0645	1,26E-09
Pa	Sismo_T1_dy	0,348	81,151	0,71	402,5853	0,4239	1,35E-09
9	Sismo_T1_dy	0,035	4,262	18,732	8,0064	0,0428	5,88E-10
3	Sismo_T1_dy	0,003233	2,608	16,929	5,6417	0,0039	4,61E-10
24	Sismo_T1_dy	4,33E-08	6,664	49,022	13,7496	8,99E-08	1,66E-09
19	Sismo_T1_dy	1,32E-09	29,62	117,5	62,9122	3,11E-09	1,39E-09
Pa	Sismo_T1_dy	1,85E-07	7,139	101,059	14,5347	3,97E-07	2,16E-09
Pa	Sismo_T1_dy	0,348	81,151	0,71	402,5853	0,4239	1,35E-09
10	Sismo_T1_dy	0,035	4,262	18,732	8,0064	0,0428	5,88E-10
4	Sismo_T1_dy	0,003233	2,608	16,929	5,6417	0,0039	4,61E-10
25	Sismo_T1_dy	0,068	5,512	35,37	11,9956	0,0833	1,53E-09
20	Sismo_T1_dy	0,07	20,089	21,209	45,9609	0,0852	1,26E-09
15	Sismo_T1_dy	0,006193	8,045	7,953	14,8035	0,0075	5,88E-10
11	Sismo_T1_dy	0,00161	14,193	14,97	30,3053	0,002	9,86E-10
5	Sismo_T1_dy	0,053	4,835	30,482	10,4664	0,0645	1,26E-09
26	Sismo_T1_dy	0,015	4,369	25,952	8,6754	0,0187	4,61E-10
21	Sismo_T1_dy	0,005503	4,787	4,943	9,1838	0,0067	4,61E-10
16	Sismo_T1_dy	0,000906	3,443	5,863	6,3054	0,0011	3,45E-10
12	Sismo_T1_dy	0,000955	5,083	3,27	9,5439	0,0012	4,61E-10
6	Sismo_T1_dy	0,009741	4,31	22,436	8,603	0,0119	4,61E-10

Quadro 3.30 - Resultante da força de corte basal para o sismo Tipo 2, na direção y

	Caso	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Sismo_T2_dy	0,028	4,474	26,348	8,85	0,0335	9,99E-10
17	Sismo_T2_dy	0,006522	4,888	4,735	9,3542	0,0079	9,99E-10
13	Sismo_T2_dy	0,000923	3,494	5,603	6,3963	0,0011	7,47E-10
19	Sismo_T2_dy	0,0021	5,167	3,26	9,6939	0,0026	9,99E-10
1	Sismo_T2_dy	0,022	4,417	22,7	8,78	0,0265	9,99E-10
23	Sismo_T2_dy	0,083	5,687	33,892	12,2804	0,1005	3,31E-09
18	Sismo_T2_dy	0,067	20,665	20,3	46,9586	0,0814	2,72E-09
43	Sismo_T2_dy	0,005926	8,181	7,577	15,0398	0,0072	1,27E-09
49	Sismo_T2_dy	0,001548	14,534	14,429	30,9031	0,0019	2,14E-09
55	Sismo_T2_dy	0,06	4,988	29,193	10,7145	0,0725	2,72E-09
Pa	Sismo_T2_dy	0,349	93,205	1,044	419,2412	0,4242	2,92E-09
9	Sismo_T2_dy	0,035	4,346	18,056	8,1479	0,043	1,27E-09
3	Sismo_T2_dy	0,003504	2,683	16,265	5,7662	0,0043	9,99E-10

3 - Estudo de um caso prático

24	Sismo_T2_dy	9,48E-08	6,818	46,871	14,0158	1,97E-07	3,6E-09
19	Sismo_T2_dy	2,98E-09	30,569	111,956	64,4327	7,01E-09	3,02E-09
Pa	Sismo_T2_dy	4,08E-07	7,459	96,738	14,9968	8,95E-07	4,67E-09
Pa	Sismo_T2_dy	0,349	93,205	1,044	419,2412	0,4242	2,92E-09
10	Sismo_T2_dy	0,035	4,346	18,056	8,1479	0,043	1,27E-09
4	Sismo_T2_dy	0,003504	2,683	16,265	5,7662	0,0043	9,99E-10
25	Sismo_T2_dy	0,083	5,687	33,892	12,2804	0,1005	3,31E-09
20	Sismo_T2_dy	0,067	20,665	20,3	46,9586	0,0814	2,72E-09
15	Sismo_T2_dy	0,005926	8,181	7,577	15,0398	0,0072	1,27E-09
11	Sismo_T2_dy	0,001548	14,534	14,429	30,9031	0,0019	2,14E-09
5	Sismo_T2_dy	0,06	4,988	29,193	10,7145	0,0725	2,72E-09
26	Sismo_T2_dy	0,028	4,474	26,348	8,85	0,0335	9,99E-10
21	Sismo_T2_dy	0,006522	4,888	4,735	9,3542	0,0079	9,99E-10
16	Sismo_T2_dy	0,000923	3,494	5,603	6,3963	0,0011	7,47E-10
12	Sismo_T2_dy	0,0021	5,167	3,26	9,6939	0,0026	9,99E-10
6	Sismo_T2_dy	0,022	4,417	22,7	8,78	0,0265	9,99E-10

3.9 Conclusões

Os resultados obtidos nas duas análises efetuadas estão representados no Quadro 3.31 para o pilar 20.

Quadro 3.31 - Resultante da força de corte basal no pilar 20, das duas análises efetuadas

Análise elástica linear	Sismo tipo 1				Sismo tipo 2			
	Direção x		Direção y		Direção x		Direção y	
	xx	yy	xx	yy	xx	yy	xx	yy
Força lateral (2D)	7,40	0	0	30,54	10,64	0	0	43,94
Modal (3D)	4,729	4,325	0,070	20,089	4,859	4,746	0,067	20,665

Atendendo aos valores superiores do modelo plano de força lateral conclui-se que este será o mais conservativo.

4. Conclusões

4.1 Conclusões gerais

Ao longo da presente dissertação procurou-se analisar as prescrições do EC8 (2010) aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado. Deste modo, para além de se fazer referência aos conceitos teóricos subjacentes ao EC8 (2010), aplicou-se a metodologia a um edifício regular em betão armado.

Na realização deste trabalho foram abordados as simplificações admitidas no quadro 4.1 do EC8 (2010), mais propriamente foram feitas duas análises elásticas lineares para a mesma estrutura utilizando modelos diferentes de forma a comparar os resultados obtidos. No primeiro caso abordou-se o método de análise por forças laterais através de um modelo plano, no segundo caso foi realizada uma análise modal através de um modelo espacial.

Atendendo ao trabalho desenvolvido os resultados obtidos permitiram concluir que o modelo plano de força lateral será o mais conservativo.

De forma a poder atestar os resultados obtidos no SAP2000 (2010) é apresentado em apêndice um exemplo simples, no qual se pode verificar que os processos desenvolvidos nesse mesmo programa são os adequados.

4.2 Desenvolvimentos futuros

Atendendo ao facto de que este trabalho apenas se restringiu à análise sísmica de um edifício implementado na cidade de Viseu e sabendo que se trata de uma zona de fraca sismicidade, propõe-se como desenvolvimento futuro estender esta análise a outras cidades do país, nomeadamente, Aljezur, Lagoa, Lagos, Portimão, Vila do Bispo, ou ilhas, nomeadamente, as ilhas de São Miguel, Terceira, São Jorge, Pico e Faial nos Açores de forte intensidade sísmica ou outras de intensidade sísmica intermédia. Entretanto este estudo também poderia ser complementado tendo em conta os diferentes tipos de solos. Estender o estudo a outro tipo de análise, designadamente, análise elástica linear modal através de um modelo plano e análise elástica linear por forças laterais através de um modelo tridimensional, com modelos cujas satisfações das condições de regularidade em planta e em altura fossem similares. Evidentemente estas duas análises complementadas com as duas realizadas ao longo deste trabalho: análise elástica linear plana por força lateral e análise elástica linear tridimensional modal. Entretanto esta análise poderia ser complementada utilizando-se modelos com diferentes números de pisos. A simplificação na modelação realizada ao nível dos pisos de cave, onde se considera o edifício a nascer apenas ao nível da soleira do edifício quando de facto nasce ao nível da base dos pilares da cave mais negativa também poderia ser interessante para averiguar as diferenças de resultados nos valores dos esforços. A simplificação na modelação realizada ao nível da não consideração das paredes em alvenaria de enchimento também poderia ser interessante estudar utilizando o programa FIBERBLOC2D proposto em Estevão (2012). O estudo a edifícios construídos por outros materiais, especialmente, metálicos, também poderia ter a sua importância nomeadamente para avaliar a diferença de custo da construção.

REFERÊNCIAS

BHATT, C.A.F. 2007. Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa.

CHOPRA, A. K. 2001, “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, 2nd Edition, Prentice Hall.

CLOUGH, R. W., Penzien, J. 1993, “Dynamics of Structures”, 2nd Edition, McGraw-Hill.

COELHO, F.M.L. 2010. Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa.

Computers and Structures, Inc., [2004] “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE”.

DIAS, C.M.M. 2008. Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ESTEVÃO, J. M. C. 2012, “Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento”, Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa

EuroCódigo 0, 2009, “Bases para o projeto de estruturas”, Norma Europeia EN1990, Instituto Português da Qualidade

EuroCódigo 1, 2009, “Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, Norma Europeia EN1991-1-1, Instituto Português da Qualidade

EuroCódigo 2, 2010, “Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Norma Europeia EN1992-1-1, Instituto Português da Qualidade

Eurocódigo 8, 2010, “Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, Norma Europeia EN1998-1, Instituto Português da Qualidade

FARINHA, J. S. B., REIS, A. Correia dos 1993, “Tabelas Técnicas”, Edição P.O.B.

FERNANDES, A. I. C. 2008, “Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes no contexto do Eurocódigo 8”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto

GOMES, J.M.M.A. 2009. Dimensionamento Sísmico de Edifícios Hospitalares Segundo o Eurocódigo 8. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

GUEDES, A.M.S. 2011. Dimensionamento e Comportamento Sísmico de Sistema Metálicos Duais. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20111118_acosta_exemplo2_4666122694eca7534c519c.pdf, Junho 2013

LOPES, M. 2008. Sismos e Edifícios. Edições Orion, Amadora.

LOPES, H. M. P. 2007, “Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP. Dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa

OLIVEIRA, C.S. 1989. “Efeitos dos Sismos Sobre as Construções – Parte 2”, Revista Engenharia e Arquitectura, nº14/15, Lisboa.

POTTER, C. 2011. Seismic Analysis of a Typical Masonry Building from Barcelona's Eixample District. Master's Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya.

ROMÃOZINHO, M.F.B.O.R. 2008. Dimensionamento para a Acção do Ec8. Análise das prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado com recurso a um exemplo prático. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa.

ROUXINOL, G 2001. Análise Sísmica - Distribuição de Forças Horizontais.

Rouxinol 2012, “Apontamentos das aulas da unidade curricular de Dinâmica de Estruturas”, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, Viseu

ROUXINOL, G. A. F. 2007, “Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria”, Tese de doutoramento, FCTUC, Coimbra

RUIVO, L. C. B. F. 2010, “Análise da eficiência sísmica de estruturas de edifícios”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa

SAP2000 Computers & Structures, Inc. (2010), “Structural and Earthquake Engineering Software”, Version 14.2.4, Walnut Creek and New York, United States of America.

SILVA, P. M. N. A. da 2007, “Reforço sísmico de edifícios de betão armado”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa

APÊNDICE

Com o propósito de mostrar como é realizada a modelação tridimensional de uma estrutura em betão armado através do programa SAP2000 apresenta-se um pequeno exemplo académico similar aos referidos em Chopra (2001) ou Clough (1993). Trata-se de uma estrutura em betão armado, com um terreno de fundação identificado como solo do tipo A e sujeita a uma aceleração de referência máxima à superfície de um terreno do tipo A de $1,7 \text{ m/s}^2$ correspondente a uma ação sísmica do tipo 2, de classe de resistência C16/20, de classe de importância II, de coeficiente de comportamento de 3,6, de dois pisos e um tramo em ambas as direções, composta por uma laje armada na direção y de 20 cm de espessura e apoiada em duas vigas de direção x, espaçadas de 4 metros, apoiadas em pilares encastrados na base e no topo, ver Figura A.1. O primeiro piso tem uma utilização de escritório e o segundo é um terraço não acessível. Atendendo ao EC0 (2009) e ao EC1 (2009), os valores das sobrecargas e dos coeficientes ψ_2 do primeiro e segundo piso são $3,0 \text{ kN/m}^2$ e 0,3 e $0,4 \text{ kN/m}^2$ e 0, respetivamente. Para o valor das restantes cargas permanentes considerou-se $1,5 \text{ kN/m}^2$. Atendendo ao EC8 (2010), os valores de φ para calcular os coeficientes de combinação ψ_E do primeiro e segundo piso são 0,5 e 1,0 respetivamente. A Figura A.2 ilustra o modelo tridimensional da estrutura realizado pelo SAP2000.

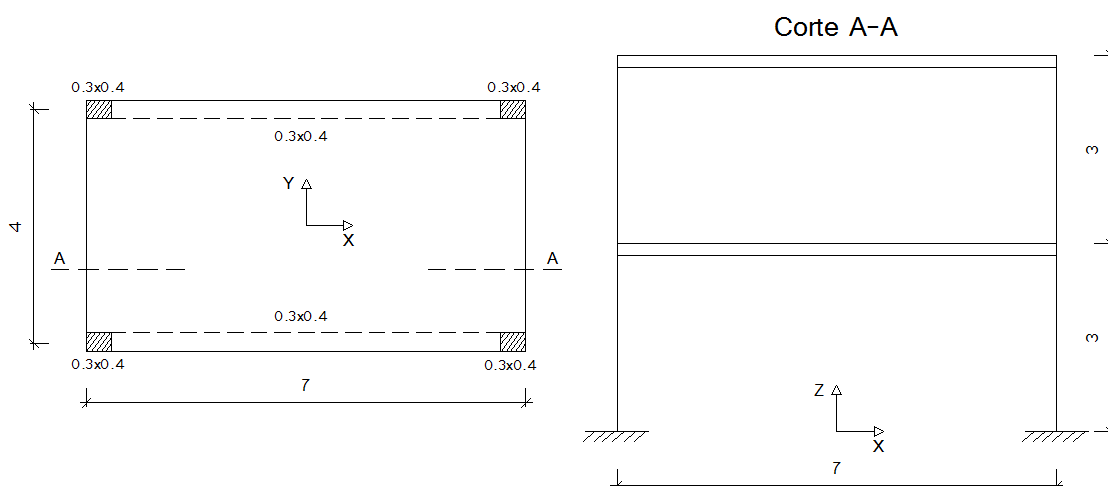


Figura A.1 - Planta e corte A - A da estrutura



Figura A.2 - Modelo tridimensional da estrutura realizado pelo SAP2000

Para determinar as N frequências naturais angulares w_i e os N modos de vibração naturais ϕ_i onde $i = 1, 2, 3, \dots, N$, sendo N o número de graus de liberdade de translação da estrutura, é necessário resolver o problema de valores e vetores próprios seguinte,

$$[k] - w^2 [m] = 0 \quad (3.11)$$

onde,

- $[k]$ - Matriz de rigidez do sistema (kN/m)
- $[m]$ - Matriz massa do sistema (t)
- w - uma das frequências naturais angulares (rad/s)

Os elementos da matriz massa do sistema m_i são todos nulos com exceção dos pertencentes à diagonal da matriz cujos valores são determinados, atendendo à cláusula 3.2.4 do EC8 (2010), pela seguinte expressão

$$m_i = \frac{1}{9,81} \left[\sum_{j=1}^{nG,i} G_{k,i,j} + \varphi_i \sum_{k=1}^{nQ,i} \psi_{2,i,k} Q_{k,i,k} \right] \quad (3.12)$$

onde,

- $G_{k,i,j}$ - valor característico da ação permanente j do piso i
- $Q_{k,i,k}$ - valor característico da ação variável k do piso i
- φ_i - coeficiente para calcular $\psi_{E,i,k}$ do piso i para a ação variável k definido no quadro 4.2 do EC8 (2010)
- $\psi_{2,i,k}$ - coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável k do piso i
- nG,i - número de ações permanentes do piso i
- nQ,i - número de ações variáveis do piso i

Considerando as dimensões dos elementos indicadas na Figura A.1, os valores das ações permanentes e variáveis podem ser calculados da seguinte maneira

- Ações Permanentes

Laje :

$$G_{k,1,1} = G_{k,2,1} = 7,0 \times 4,0 \times 0,2 \times 25,0 = 140,0 \text{ kN}$$

Pilares 1.º Piso:

$$G_{k,1,2} = 4 \times (3,0 \times 0,4 \times 0,3 \times 25,0) = 36,0 \text{ kN}$$

Pilares 2.º Piso:

$$G_{k,2,2} = \frac{1}{2} G_{k,1,2} = 18,0 \text{ kN}$$

Vigas :

$$G_{k,1,3} = G_{k,2,3} = 2 \times (7,0 \times 0,4 \times 0,3 \times 25,0) = 42,0 \text{ kN}$$

Rest. Carga Permanente :

$$G_{k,1,4} = G_{k,2,4} = 1,5 \times (7,0 \times 4,0) = 42,0 \text{ kN}$$

- Ações Variáveis

$$Q_{k,1,1} = 3,0 \times (7,0 \times 4,0) = 84,0 \text{ kN}$$

$$Q_{k,2,1} = 0,4 \times (7,0 \times 4,0) = 11,2 \text{ kN} \quad (3.13)$$

Substituindo estes resultados na equação (3.12) tem-se,

$$m_{11} = \frac{1}{9,81} [(140,0 + 36,0 + 42,0 + 42,0) + 0,5 \times (0,3 \times 84,0)] = 27,788 \text{ t} \quad (3.14)$$

$$m_{22} = \frac{1}{9,81} [(140,0 + 18,0 + 42,0 + 42,0) + 1,0 \times (0 \times 11,2)] = 24,669 \text{ t}$$

e representando na forma matricial,

$$[m] = \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

Os elementos da matriz de rigidez são calculados admitindo um sistema equivalente em paralelo uma vez que se consideram, ao nível do mesmo piso, deslocamentos horizontais iguais qualquer que seja o ponto pertencente ao plano definido pela laje de piso. Assim, a rigidez de flexão é dada por $EI = 29 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,4^3 / 12 = 46400,0 \text{ kNm}^2$ e os elementos da matriz de rigidez são dados por,

APENDICE

$$\begin{aligned}
 k_{11} &= 8 \times \frac{12EI}{L^3} = 8 \times \frac{12 \times 46400}{3^3} = 164977,778 \text{ kN/m} \\
 k_{21} &= -4 \times \frac{12EI}{L^3} = -82488,889 \text{ kN/m} \\
 k_{12} &= k_{21} \\
 k_{22} &= 4 \times \frac{12 \cdot EI}{L^3} = 82488,889 \text{ kN/m}
 \end{aligned} \tag{3.16}$$

cuja representação matricial é

$$[k] = \begin{bmatrix} 164977,778 & -82488,889 \\ -82488,889 & 82488,889 \end{bmatrix} \tag{3.17}$$

Substituindo a matriz massa e a matriz de rigidez na expressão (3.11) e calculando as duas raízes da equação característica,

$$\begin{vmatrix} 164977,778 - 27,788 \times w^2 & -82488,889 \\ -82488,889 & 82488,889 - 24,669 \times w^2 \end{vmatrix} = 0 \Leftrightarrow \begin{cases} w_1^2 = 1233,468 \\ w_2^2 = 8047,375 \end{cases} \tag{3.18}$$

as frequências naturais angulares são dadas por $w_1 = 35,12 \text{ rad/s}$ e $w_2 = 89,71 \text{ rad/s}$. As frequências naturais são $f_1 = 5,59 \text{ Hz}$ e $f_2 = 14,28 \text{ Hz}$ e os períodos naturais $T_1 = 0,179 \text{ s}$ e $T_2 = 0,070 \text{ s}$.

Para determinar cada um dos modos de vibração, ao sistema homogêneo de equações, agora linearmente dependentes (o determinante da matriz para cada uma daquelas raízes é nulo), é acrescentada uma terceira equação fixando por exemplo um valor unitário a uma das variáveis ϕ_{ij} , seja $\phi_{1j} = 1,0$, e é substituída uma das raízes de (3.18), a que diz respeito ao modo de vibração em estudo, em (3.19),

$$\begin{bmatrix} 164977,778 - 27,788 \times w^2 & -82488,889 \\ -82488,889 & 82488,889 - 24,669 \times w^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{1j} \\ \phi_{2j} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{3.19}$$

Resolvendo o sistema de três equações e duas incógnitas, os modos de vibração podem ser obtidos da seguinte maneira,

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 1,0 \\ \frac{82488,889}{82488,889 - 24,669 \times 1233,057} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1,000 \\ 1,584 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 1,0 \\ \frac{82488,889}{82488,889 - 24,669 \times 8047,375} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,711 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.20)$$

Normalizando os modos de vibração em relação à unidade tem-se,

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \phi'_{11} \\ \phi'_{21} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 1,000 / 1,584 \\ 1,584 / 1,584 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,631 \\ 1,000 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} \phi'_{12} \\ \phi'_{22} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,711 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.21)$$

Para normalizar os modos de vibração em relação à matriz de massa é necessário determinar previamente M_i^* , assim,

$$\begin{aligned} M_1^* &= \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1,000 \quad 1,584\} \begin{bmatrix} m_{11} & 0 \\ 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1,000 \\ 1,584 \end{Bmatrix} = \\ &= \phi_{11}^2 \times m_{11} + \phi_{21}^2 \times m_{22} = 89,684 \text{ t} \\ M_2^* &= 40,259 \text{ t} \end{aligned} \quad (3.22)$$

e

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \phi_{11}^* \\ \phi_{21}^* \end{Bmatrix} &= \frac{1}{\sqrt{M_1^*}} \begin{Bmatrix} 1,000 \\ 1,584 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,106 \\ 0,167 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} \phi_{12}^* \\ \phi_{22}^* \end{Bmatrix} &= \frac{1}{\sqrt{M_2^*}} \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,711 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,158 \\ -0,112 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.23)$$

peço que a massa modal nesta situação toma valor unitário,

$$\begin{aligned} M_1 &= \{\phi_1^*\}^T [m] \{\phi_1^*\} = \{0,106 \quad 0,167\} \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,106 \\ 0,167 \end{Bmatrix} = 1 \\ M_2 &= \{\phi_2^*\}^T [m] \{\phi_2^*\} = \{0,158 \quad -0,112\} \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,158 \\ -0,112 \end{Bmatrix} = 1 \end{aligned} \quad (3.24)$$

Os fatores de participação modal determinados através dos modos de vibração normalizados em relação à unidade são dados por

APENDICE

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{42,203}{35,733} = 1,181 \quad (3.25)$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = 0,255$$

com,

$$\begin{aligned} L_1 &= \{\phi_1'\}^T [m] \{1\} = \{0,631 \quad 1,000\} \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \\ &= 42,203 \\ L_2 &= 10,248 \end{aligned} \quad (3.26)$$

e

$$\begin{aligned} M_1 &= \{\phi_1'\}^T [m] \{\phi_1'\} = \{0,631 \quad 1,000\} \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,631 \\ 1,000 \end{Bmatrix} = \\ &= 35,733 \\ M_2 &= 40,259 \end{aligned} \quad (3.27)$$

Os fatores de participação modal determinados através dos modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa são dados por

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{7,065}{1,0} = 7,065 \quad (3.28)$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = 1,628$$

com,

$$\begin{aligned} L_1 &= \{\phi_1^*\}^T [m] \{1\} = \{0,106 \quad 0,167\} \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \\ &= 7,065 \\ L_2 &= 1,628 \end{aligned} \quad (3.29)$$

e M_1 e M_2 com os valores de (3.24).

As massas modais efetivas determinadas através dos modos de vibração normalizados em relação à unidade são dadas por,

$$M_{eff,1} = \frac{L_1^2}{M_1} = \frac{42,203^2}{35,733} = 49,844$$

$$M_{eff,2} = \frac{L_2^2}{M_2} = 2,609$$
(3.30)

e a soma das massas modais efetivas deverá ser igual à soma da diagonal da matriz massa,

$$m_{11} + m_{22} = 27,788 + 24,669 = 52,457$$

$$M_{eff,1} + M_{eff,2} = 49,844 + 2,609 = 52,453$$
(3.31)

Assim, o primeiro modo de vibração representa 95,02 % (49,844 / 52,453) da massa total da estrutura e o segundo modo de vibração representa 4,98 % (2,609 / 52,453) da massa total da estrutura.

As massas modais efetivas determinadas através dos modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa são dadas por,

$$M_{eff,1} = \frac{L_1^2}{M_1} = \frac{7,065^2}{1,0} = 49,914$$

$$M_{eff,2} = \frac{L_2^2}{M_2} = 2,650$$
(3.32)

cuja soma representa a massa total da estrutura (52,564) e cujas percentagens são iguais às determinadas anteriormente.

As amplitudes modais para a ação sísmica, i.e., as amplitudes das equações de movimento resultantes da resolução do sistema de equações diferenciais não homogêneas desacopladas são dadas por

$$A_i(t) = \frac{1}{w_i^2} \Gamma_i S_d(T)$$
(3.33)

i.e., para os modos de vibração normalizados em relação à unidade,

$$A_1(t) = \frac{1}{w_1^2} \Gamma_1 S_d(T_1) = \frac{1}{1233,468} \times 1,181 \times 1,181 = 1,131 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_2(t) = \frac{1}{8047,375} \times 0,255 \times 1,166 = 0,037 \times 10^{-3} \text{ m}$$
(3.34)

e para os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa,

$$A_1(t) = \frac{1}{w_1^2} \Gamma_1 S_d(T_1) = \frac{1}{1233,468} \times 7,065 \times 1,181 = 6,764 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_2(t) = \frac{1}{8047,375} \times 1,628 \times 1,166 = 0,236 \times 10^{-3} \text{ m}$$
(3.35)

APENDICE

onde, atendendo ao valor dos períodos naturais da estrutura de $T_1 = 0,179$ s e $T_2 = 0,070$ s, os valores espectrais da aceleração de dimensionamento, $S_d(T)$, obtidos através do espectro de dimensionamento ou de cálculo, i.e., do espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica (redução feita através da introdução de um coeficiente de comportamento da estrutura, q), ver função (3.36), §3.2.2.5(4)P do EC8 (2010),

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \Leftarrow 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & \Leftarrow T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g & \Leftarrow T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g & \Leftarrow T_D \leq T \end{cases} \quad (3.36)$$

são dados, para T_1 , por

$$S_d(T = 0,179 \text{ s}) = a_g S \frac{2,5}{q} = 1,181 \text{ m/s}^2 \quad (3.37)$$

e para T_2 , por

$$S_d(T = 0,070 \text{ s}) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 1,166 \text{ m/s}^2 \quad (3.38)$$

com $a_g = \gamma_1 a_{gR} = 1,0 \times 1,7 = 1,7 \text{ m/s}^2$ (a uma classe de importância II corresponde um coeficiente de importância γ_1 de 1,0 – ver §4.2.5 e Quadro NA.II em §NA-4.2.5(5)P do EC8 (2010)), $q = 3,6$, $S_{\max} = 1,0$, $T_B = 0,1$ s, $T_C = 0,25$ s, $T_D = 2,0$ s - Quadro NA-3.3 em §NA-3.2.2.2(2)P do EC8 (2010) - e o valor do parâmetro S dado pela seguinte função,

$$S = \begin{cases} S_{\max} & \Leftarrow a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \\ S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) & \Leftarrow 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \\ 1,0 & \Leftarrow a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (3.39)$$

i.e., $S = 1,0$ (segundo ramo da função (3.39)).

Os deslocamentos modais, i.e., os deslocamentos associados a cada um dos modos de vibração, de cada um dos pisos, são determinados pelo produto da amplitude modal a respeito de um modo de vibração pelo modo de vibração respetivo,

$$\{Y_i(t)\} = A_i(T) \times \{\phi_i\} \quad (3.40)$$

assim, para os modos de vibração normalizados em relação à unidade vem,

$$Y_1(t) = A_1(T) \times \{\phi_1\} = 1,131 \begin{Bmatrix} 0,631 \\ 1,000 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 0,714 \\ 1,131 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m} \quad (3.41)$$

$$Y_2(t) = 0,037 \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,711 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 0,037 \\ -0,026 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m}$$

e para os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa,

$$Y_1(t) = A_1(T) \times \{\phi_1\} = 6,764 \begin{Bmatrix} 0,106 \\ 0,167 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 0,717 \\ 1,130 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m} \quad (3.42)$$

$$Y_2(t) = 0,236 \begin{Bmatrix} 0,158 \\ -0,112 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 0,037 \\ -0,026 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m}$$

Obviamente, a resolução do problema a partir dos modos de vibração normalizados quer em relação à unidade quer em relação à matriz de massa, esta última muito utilizada em programas comerciais, dá resultados similares.

Os deslocamentos modais podem agora ser combinados quer através do método da “raiz quadrada da soma dos quadrados”, i.e., $E_E = \sqrt{\sum E_{E,i}^2}$ - §4.3.3.3.2 (2) do EC8 (2010) – quer através do método da “combinação quadrática completa” utilizando-se mais este método quando não é satisfeita a inequação $T_j \leq 0,9T_i$ ($T_j \leq T_i$) - §4.3.3.3.2 (1) do EC8 (2010), para determinar os deslocamentos correspondentes à máxima resposta – ao nível de cada um dos pisos: y_1 para o piso um e y_2 para o piso dois. Atendendo a estas cláusulas $T_j = T_2$, $T_i = T_1$ e $0,070 \leq 0,9 \times 0,179 = 0,161$, i.e., a inequação é satisfeita, ou seja, as frequências dos dois modos de vibração estão suficientemente afastadas e o primeiro método enunciado anteriormente pode ser considerado para o efeito. Assim e considerando indistintamente os valores de (3.41) ou (3.42), ver Figura A.3,

$$y_1 = \sqrt{0,714^2 + 0,037^2} = 0,715 \text{ mm} \quad (3.43)$$

$$y_2 = \sqrt{1,131^2 + 0,026^2} = 1,131 \text{ mm}$$

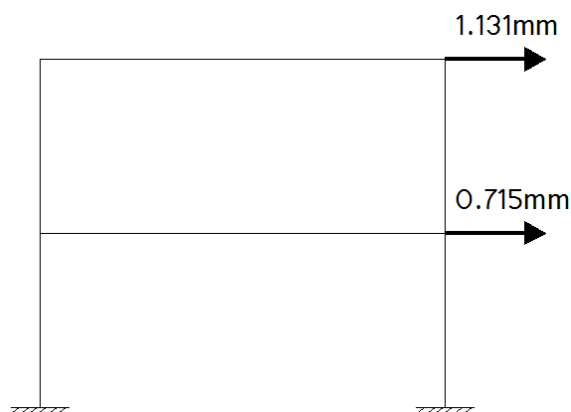


Figura A.3 – Deslocamentos combinados

APENDICE

As forças de inércia modais, i.e., as forças associados a cada um dos modos de vibração, de cada um dos pisos, são determinadas pelo produto da amplitude da aceleração ($w^2 y$), segunda derivada da função resposta em deslocamento, a respeito de um modo de vibração pela massa. Escrevendo este produto tem-se,

$$F_{Li} = w_i^2 [m] \{Y_i(t)\} \quad (3.44)$$

ou seja, as forças de inércia a respeito do primeiro modo de vibração são,

$$\{F_{1,1}\} = 1233,468 \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,714 \\ 1,131 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 24,473 \\ 34,415 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad (3.45)$$

e a respeito do segundo modo de vibração,

$$\{F_{1,2}\} = 8047,375 \begin{bmatrix} 27,788 & 0 \\ 0 & 24,669 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,037 \\ -0,026 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 8,274 \\ -5,162 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad (3.46)$$

As forças de inércia modais podem agora ser combinadas de maneira a determinar as forças de inércia correspondentes à máxima resposta – ao nível de cada uma dos pisos: $f_{1,1}$ para o piso um e $f_{1,2}$ para o piso dois – considerando o primeiro método enunciado anteriormente, ver Figura A.4,

$$\begin{aligned} f_{1,1} &= \sqrt{24,476^2 + 8,274^2} = 25,837 \text{ kN} \\ f_{1,2} &= \sqrt{34,415^2 + 5,162^2} = 34,800 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.47)$$

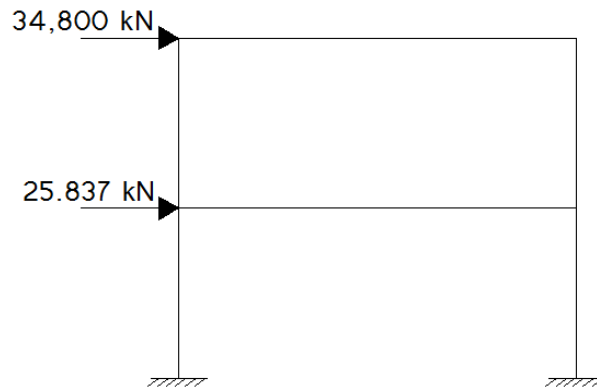


Figura A.4 – Forças de inércia combinadas

A força de corte basal de cada modo de vibração, $V_{b,i}$, é dada por,

$$\begin{aligned} V_{b,1} &= 24,473 + 34,415 = 58,888 \text{ kN} \\ V_{b,2} &= 8,274 - 5,162 = 3,112 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.48)$$

e combinando-as através do primeiro método enunciado anteriormente para obter a força de corte basal máxima, ver Figura A.5, tem-se,

$$V_b = \sqrt{V_{b,1}^2 + V_{b,2}^2} = 58,970 \text{ kN} \quad (3.49)$$

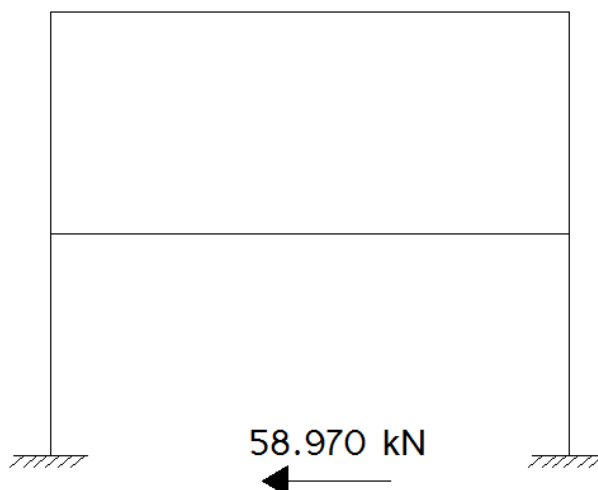


Figura A.5 – Força de corte basal combinada

O valor do momento fletor de um qualquer dos 4 pilares de cada modo de vibração, M_i , é dado por,

$$M_i = (Y_{i,j+1} - Y_{i,j}) \frac{6EI}{h^2} \quad (3.50)$$

pele que substituindo os respetivos valores

$$M_1 = \frac{6 \times 46400}{3^2} \times \begin{Bmatrix} 0,714 - 0 \\ 1,131 - 0,714 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 22,086 \\ 12,900 \end{Bmatrix} \text{ kNm} \quad (3.51)$$

$$M_2 = \frac{6 \times 46400}{3^2} \times \begin{Bmatrix} 0,037 - 0 \\ -0,026 - 0,037 \end{Bmatrix} \times 10^{-3} = \begin{Bmatrix} 1,145 \\ -1,949 \end{Bmatrix} \text{ kNm}$$

que combinados, através do primeiro método enunciado anteriormente, para determinar os seus máximos ao nível de cada pisos: M_{piso1} para o piso um e M_{piso2} para o piso dois, vem,

$$M_{piso1} = \sqrt{22,086^2 + 1,145^2} = 22,116 \text{ kNm} \quad (3.52)$$

$$M_{piso2} = \sqrt{12,900^2 + 1,949^2} = 13,046 \text{ kNm}$$

A modelação tridimensional da estrutura através do programa SAP2000 permitiu explorar todas as potencialidades do programa, nomeadamente, a montante (*input*), a introdução dos dados geométricos, das características dos materiais, dos espectros de resposta, etc. e verificar, a jusante (*output*), os resultados. Com este propósito os Quadros A.1 e A.2 apresentam as massas ao nível dos pisos e os coeficientes de rigidez da estrutura.

Piso	Massa (t)
1º	27,797463
2º	24,677132

Quadro A. 1 - Massa dos pisos – SAP2000

Quadro A. 2 - Rigidez da estrutura – SAP2000

	Rigidez (kN/m)
k11	164977,777778
k12	-82488,888889
k21	-82488,888889
k22	82488,888889

As Figura A.6 e Figura A.7 mostram os dois modos de vibração obtidos utilizando o programa SAP2000.

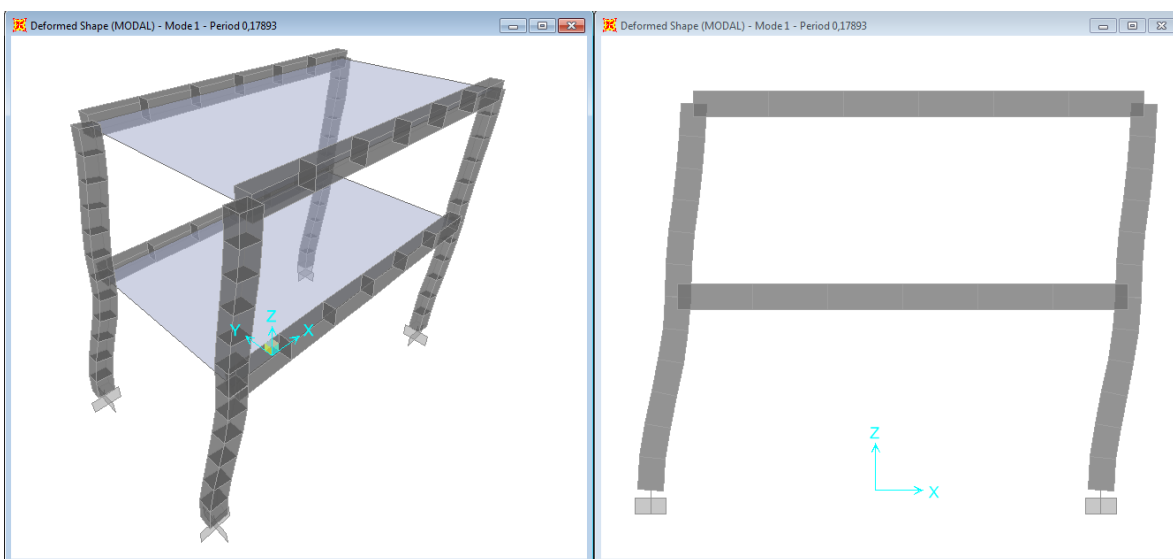


Figura A.6 - Primeiro modo de vibração – SAP2000

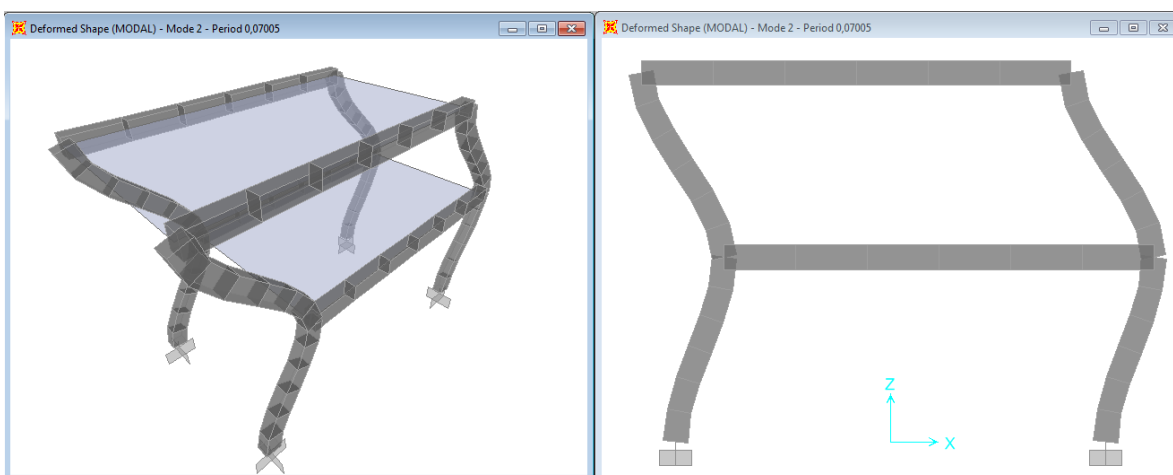


Figura A.7 – Segundo modo de vibração – SAP2000

O Quadro A.3 apresenta os valores dos períodos de vibração da estrutura obtidos utilizando o programa SAP2000. Pode verificar-se que os valores são iguais aos obtidos na análise anterior.

Quadro A.3 - Período da estrutura – SAP2000

Modo	Período (s)
1	0,178930
2	0,070050

A Figura A.8 mostra a numeração dos elementos e nós da estrutura do programa SAP2000 para mais facilmente se acompanhar a leitura dos quadros seguintes resultantes dos *output's* do SAP2000.

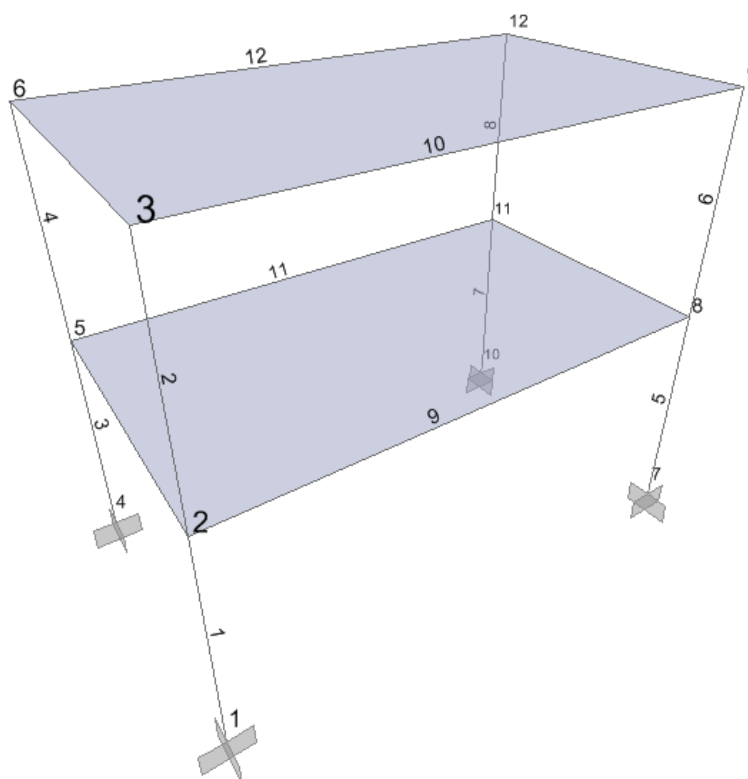


Figura A.8 – Etiquetação dos elementos e nós da estrutura – SAP2000

O Quadro A.4 na linha que diz respeito ao sismo mostra o valor da força de corte basal combinada igual 58,974 kN cujo valor é igual ao obtido em (3.49). Este valor pode também ser obtido multiplicando por 4 o valor do esforço transversal combinado de um pilar inferior igual a 14,744 kN, indicado no Quadro A.5. Procedendo de igual forma para o piso dois a força de corte é dada por $4 \times 8,688 = 34,752$ kN (esta força não foi determinada na análise anterior) e fazendo a diferença entre estas duas forças de corte combinadas entre o primeiro e o segundo piso obtém-se o valor da força de inércia combinada, i.e., $58,976 - 34,752 = 24,224$ kN. Esta força é muito similar à determinada na primeira expressão de (3.47) sendo o valor da segunda expressão igual ao valor da força de inércia combinada de 34,752 determinada anteriormente.

APENDICE

Quadro A.4 – Corte basal

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m
MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-8707,135	0,000	0,000	0,0000	-13060,7020
MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-12998,897	0,000	0,000	0,0000	-19498,3462
sismo	LinRespSpec	Max		58,974	0,000	0,000	0,0000	88,4612

Quadro A.5 – Forças nos nós

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	F1 KN	F2 KN	F3 KN
1	1	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-2176,784	0,000	0,000
1	2	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	2176,784	0,000	0,000
1	1	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-3249,724	0,000	0,000
1	2	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	3249,724	0,000	0,000
1	1	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
1	2	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
2	2	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-1272,284	0,000	0,000
2	3	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	1272,284	0,000	0,000
2	2	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	5560,036	0,000	0,000
2	3	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-5560,036	0,000	0,000
2	2	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
2	3	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
3	4	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-2176,784	0,000	0,000
3	5	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	2176,784	0,000	0,000
3	4	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-3249,724	0,000	0,000
3	5	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	3249,724	0,000	0,000
3	4	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
3	5	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
4	5	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-1272,284	0,000	0,000
4	6	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	1272,284	0,000	0,000
4	5	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	5560,036	0,000	0,000
4	6	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-5560,036	0,000	0,000
4	5	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
4	6	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
5	7	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-2176,784	0,000	0,000
5	8	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	2176,784	0,000	0,000
5	7	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-3249,724	0,000	0,000
5	8	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	3249,724	0,000	0,000
5	7	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
5	8	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
6	8	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-1272,284	0,000	0,000
6	9	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	1272,284	0,000	0,000
6	8	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	5560,036	0,000	0,000
6	9	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-5560,036	0,000	0,000
6	8	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
6	9	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
7	10	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-2176,784	0,000	0,000
7	11	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	2176,784	0,000	0,000
7	10	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-3249,724	0,000	0,000
7	11	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	3249,724	0,000	0,000
7	10	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
7	11	sismo	LinRespSpec	Max		14,744	0,000	0,000
8	11	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	-1272,284	0,000	0,000

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	F1 KN	F2 KN	F3 KN
8	12	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	1272,284	0,000	0,000
8	11	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	5560,036	0,000	0,000
8	12	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-5560,036	0,000	0,000
8	11	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
8	12	sismo	LinRespSpec	Max		8,688	0,000	0,000
9	2	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
9	8	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
9	2	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
9	8	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
9	2	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
9	8	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
10	3	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
10	9	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
10	3	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
10	9	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
10	3	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
10	9	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
11	5	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
11	11	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
11	5	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
11	11	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
11	5	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
11	11	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
12	6	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
12	12	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000	0,000	0,000
12	6	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
12	12	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000	0,000	0,000
12	6	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000
12	12	sismo	LinRespSpec	Max		0,000	0,000	0,000

O Quadro A.6 apresenta o valor dos momentos fletores combinados de cada pilar em cada piso. Verifica-se que os valores são similares aos determinados por (3.52).

Quadro A.6 – Forças nos nós

Frame	Joint	OutputCase	StepType	StepNum	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
1	1	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
1	2	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
1	1	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
1	2	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
1	1	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
1	2	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
2	2	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
2	3	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
2	2	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
2	3	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
2	2	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
2	3	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
3	4	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
3	5	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000

APENDICE

Frame	Joint	OutputCase	StepType	StepNum	M1	M2	M3
					KN-m	KN-m	KN-m
3	4	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
3	5	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
3	4	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
3	5	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
4	5	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
4	6	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
4	5	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
4	6	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
4	5	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
4	6	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
5	7	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
5	8	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
5	7	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
5	8	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
5	7	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
5	8	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
6	8	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
6	9	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
6	8	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
6	9	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
6	8	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
6	9	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
7	10	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
7	11	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-3265,1755	0,0000
7	10	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
7	11	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	-4874,5865	0,0000
7	10	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
7	11	sismo	Max		0,0000	22,1153	0,0000
8	11	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
8	12	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	-1908,4267	0,0000
8	11	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
8	12	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	8340,0536	0,0000
8	11	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
8	12	sismo	Max		0,0000	13,0313	0,0000
9	2	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
9	8	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
9	2	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
9	8	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
9	2	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
9	8	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
10	3	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
10	9	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
10	3	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
10	9	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
10	3	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
10	9	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
11	5	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
11	11	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
11	5	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
11	11	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
11	5	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
11	11	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000

Frame	Joint	OutputCase	StepType	StepNum	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
12	6	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
12	12	MODAL	Mode	1,000000	0,0000	0,0000	0,0000
12	6	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
12	12	MODAL	Mode	2,000000	0,0000	0,0000	0,0000
12	6	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000
12	12	sismo	Max		0,0000	0,0000	0,0000

O Quadro A.7 apresenta o valor dos deslocamentos combinados de cada um dos pisos. Verifica-se que os valores são similares aos determinados em (3.43).

Quadro A.7 – Deslocamentos dos nós

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	U1 m	U2 m	U3 m
1	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000000	0,000000	0,000000
1	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000000	0,000000	0,000000
1	sismo	LinRespSpec	Max		0,000000	0,000000	0,000000
2	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,105555	0,000000	0,000000
2	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,157584	0,000000	0,000000
2	sismo	LinRespSpec	Max		0,000715	0,000000	0,000000
3	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,167250	0,000000	0,000000
3	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-0,112030	0,000000	0,000000
3	sismo	LinRespSpec	Max		0,001131	0,000000	0,000000
4	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000000	0,000000	0,000000
4	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000000	0,000000	0,000000
4	sismo	LinRespSpec	Max		0,000000	0,000000	0,000000
5	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,105555	0,000000	0,000000
5	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,157584	0,000000	0,000000
5	sismo	LinRespSpec	Max		0,000715	0,000000	0,000000
6	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,167250	0,000000	0,000000
6	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-0,112030	0,000000	0,000000
6	sismo	LinRespSpec	Max		0,001131	0,000000	0,000000
7	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000000	0,000000	0,000000
7	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000000	0,000000	0,000000
7	sismo	LinRespSpec	Max		0,000000	0,000000	0,000000
8	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,105555	0,000000	0,000000
8	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,157584	0,000000	0,000000
8	sismo	LinRespSpec	Max		0,000715	0,000000	0,000000
9	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,167250	0,000000	0,000000
9	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-0,112030	0,000000	0,000000
9	sismo	LinRespSpec	Max		0,001131	0,000000	0,000000
10	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,000000	0,000000	0,000000
10	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,000000	0,000000	0,000000
10	sismo	LinRespSpec	Max		0,000000	0,000000	0,000000
11	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,105555	0,000000	0,000000
11	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	0,157584	0,000000	0,000000
11	sismo	LinRespSpec	Max		0,000715	0,000000	0,000000
12	MODAL	LinModal	Mode	1,000000	0,167250	0,000000	0,000000
12	MODAL	LinModal	Mode	2,000000	-0,112030	0,000000	0,000000
12	sismo	LinRespSpec	Max		0,001131	0,000000	0,000000

APENDICE

O Quadro A.8 apresenta o valor dos períodos naturais e a percentagem da massa total da estrutura que cada um dos modos de vibração representa. Verifica-se que os valores são similares aos determinados nos parágrafos a seguir às equações (3.18) e (3.31).

Quadro A.8 - Fatores de participação modais - Percentagens

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1,000000	0,178932	0,95024	0,00000	0,00000	0,95024	0,00000
MODAL	Mode	2,000000	0,070053	0,04976	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000

O Quadro A.9 apresenta o valor do fator de participação modal quando determinado a partir de modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa. Verifica-se que os valores são similares aos determinados em (3.28).

Quadro A.9 – Fatores de participação modais

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX KN-s2	UY KN-s2	UZ KN-s2	RX KN-m-s2	RY KN-m-s2
MODAL	Mode	1,000000	0,178932	-7,061420	0,000000	0,000000	0,000000	-33,566016
MODAL	Mode	2,000000	0,070053	-1,615841	0,000000	0,000000	0,000000	3,446227

O Quadro A.10 apresenta os valores das massas modais e das rigidezes modais determinados a partir dos modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa. Os valores das massas modais são unitários tal como determinado em (3.24) e determinando propositadamente as rigidezes modais, ver equações (3.53), verifica-se que também são similares.

$$\begin{aligned}
 K_1 &= \{\phi_1^*\}^T [k] \{\phi_1^*\} = \{0,106 \quad 0,167\} \begin{bmatrix} 164977,778 & -82488,889 \\ -82488,889 & 82488,889 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,106 \\ 0,167 \end{Bmatrix} = 1233,790 \\
 K_2 &= \{\phi_2^*\}^T [k] \{\phi_2^*\} = \{0,158 \quad -0,112\} \begin{bmatrix} 164977,778 & -82488,889 \\ -82488,889 & 82488,889 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,158 \\ -0,112 \end{Bmatrix} = 8072,690
 \end{aligned}
 \tag{3.53}$$

Quadro A.10 – Massas e Rigidezes modais

OutputCase	StepType	StepNum	RZ KN-m-s2	ModalMass KN-m-s2	ModalStiff KN-m
MODAL	Mode	1,000000	0,000000	1,0000	1233,05718
MODAL	Mode	2,000000	0,000000	1,0000	8044,66274

O Quadro A.11 apresenta os valores dos períodos naturais, das frequências naturais, das frequências angulares naturais e dos valores próprios. Obviamente, caso contrário não se teriam já verificado as quantidades anteriores, verifica-se que são similares aos obtidos na análise anterior.

Quadro A.11 – Períodos e frequências modais

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1,000000	0,178932	5,5887E+00	3,5115E+01	1,2331E+03
MODAL	Mode	2,000000	0,070053	1,4275E+01	8,9692E+01	8,0447E+03