

EDIFÍCIOS ALTOS – PROBLEMAS  
ASSOCIADOS E ANÁLISE ESTRUTURAL  
DE UM CASO PRÁTICO



## Agradecimentos

Gostaria de expressar a minha sincera gratidão a todos aqueles que de alguma forma contribuíram na elaboração da presente dissertação. Em especial:

- Ao meu orientador, Engenheiro Tiago Domingues, pela disponibilidade e dedicação prestada neste trabalho, bem como pelos conhecimentos e sabedoria transmitidos;
- À IPERFORMA, Arquitetura e Engenharia, S.A., por me ter recebido sempre tão bem e por me terem facultado o projeto em estudo, livros e informações que serviram de base para realização deste trabalho;
- À Joana Guedes, ao Manuel Estrela e à Juliana Oliveira, pela amizade, ajuda, ensinamentos, conselhos e apoio fantástico que me deram desde o princípio da dissertação até à conclusão da mesma;
- À camaradagem do ISEP, em especial ao Rui Gavina pela bibliografia disponibilizada, ao Luís Moreira pelas valiosas traduções e ao Daniel Reis pelo companheirismo demonstrado ao longo do percurso académico;
- Aos meus amigos, por não se esquecerem de mim, apesar dos tempos de convívio que tive de abdicar para poder abraçar este compromisso.

Principalmente, o meu obrigado aos meus Pais, pelo apoio e confiança transmitidos, que contribuíram mais uma vez para que eu pudesse concluir mais uma fase da minha vida. A força e o amor que sempre depositaram em mim foram indispensáveis na realização deste trabalho. Ao meus irmãos, pelo exemplo que sempre foram para mim e pela amizade que nunca nos separará.



**Palavras-Chave:** Edifícios Altos, Vento, Sismos, Sistemas Estruturais, Faseamento Construtivo.

## Resumo

Com a presente dissertação pretende-se analisar alguns dos problemas associados aos edifícios altos, na fase de projeto, bem como compilar um conjunto de informações e conhecimentos científicos sobre a área abordada. São descritas algumas soluções de sistemas estruturais possíveis de idealizar para edifícios altos.

Posteriormente, tendo por base um projeto de estruturas de um edifício com 25 pisos localizado em Luanda, capital de Angola, o objetivo consistiu em analisar estática e dinamicamente o seu comportamento quando solicitado fundamentalmente pelas ações do vento e dos sismos. A análise estrutural foi realizada com recurso a dois *softwares* de cálculo automático, nomeadamente, o *Cypecad* e o *Robot Structural Analysis Professional* e pelos métodos preconizados no Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes e o Eurocódigo 8 – “Projeto de estruturas para resistência aos sismos”.

Aborda-se a temática do faseamento construtivo, assunto que revela algumas limitações dos programas de cálculo utilizados, sendo descrito um método simplificado para prever os seus efeitos em termos de dimensionamento final.

Os resultados obtidos permitiram avaliar o bom comportamento da estrutura no que respeita ao cumprimento dos estados limites últimos e de serviço.

Conclui-se que o sistema estrutural adotado no modelo em estudo se encontra bem dimensionado relativamente ao colapso e à limitação de danos.



**Keywords:** Tall Buildings, Wind, Earthquakes, Structural Systems, Construction Stages.

## **Abstract**

The goal of this dissertation is to analyse some of the common problems associated with the design of tall buildings as well as to compile a set of information and scientific knowledge on the addressed area. Some tall building structural design solutions are also described.

The case study was based on a 25 floors structural design of a building located in Luanda, Angola's capital, with the objective of analysing the static and dynamic behaviour when prompted mainly by the wind and seismic actions. The structural analysis was performed using two automatic calculation software particularly *CYPECAD* and *Robot Structural Analysis Professional* and by the methods recommended by the “*Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes*” and Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance”.

The dissertation also includes an approach to the construction stages thematic and the limitations of the calculation programs used when it comes to predict its effects on the structure in terms of final dimensioning.

The results obtained allowed to evaluate the structural behaviour concerning the satisfaction of the Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS) criteria.

The main conclusion is that the structural system adopted in the case study is properly designed without collapsing and with no drift limits.



Índice de Texto

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice de Texto.....	ix
Índice de Figuras.....	xiv
Índice de Tabelas.....	xviii
Índice de Gráficos.....	xx
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Relevância do tema.....	1
1.2 Estrutura do trabalho.....	1
1.3 Objetivos do trabalho.....	3
1.4 Metodologias.....	4
<b>2 ANÁLISE DA FORMA E TECNOLOGIA DE EDIFÍCIOS EM ALTURA.....</b>	<b>5</b>
2.1 Preâmbulo.....	5
2.2 Breve história da construção em altura.....	6
2.2.1 Período vernacular (1880-1930).....	7
2.2.2 Período internacional (pós-guerra: 1950-80).....	9
2.2.3 Período pós-moderno (1970-1990).....	10
2.2.4 Período ecologista – “ <i>High Tec</i> ” (pós-1990).....	12
2.3 Aspectos fundamentais na concepção de Edifícios em Altura.....	13

---

2.3.1	Função.....	13
2.3.2	Economia.....	13
2.3.3	Ambiente.....	15
2.3.4	Segurança .....	18
2.4	Alguns exemplos de Edifícios Altos .....	19
2.4.1	<i>Burj Khalifa</i> , Dubai.....	20
2.4.1.1	Sistema da estrutura resistente.....	21
2.4.1.2	Sistema estrutural do piso .....	23
2.4.1.3	Sistema de fundação .....	23
2.4.2	<i>Shanghai World Financial Center</i> .....	24
<b>3</b>	<b>AÇÕES, SISTEMAS ESTRUTURAIS E PROBLEMAS ASSOCIADOS A EDIFÍCIOS ALTOS .....</b>	<b>27</b>
3.1	Preâmbulo .....	27
3.2	Ações .....	28
3.2.1	Ações verticais.....	28
3.2.2	Ações horizontais.....	30
3.2.2.1	Ação do vento.....	31
3.2.2.2	Ação sísmica .....	35
3.2.2.3	Sistemas de proteção dinâmica .....	42
3.2.3	Ações indiretas .....	45
3.2.3.1	Assentamentos do terreno.....	46

---

3.2.3.2	Efeitos de 2. <sup>a</sup> ordem.....	46
3.2.3.3	Fluência e retração .....	48
3.3	Análise da concepção estrutural de Edifícios em Altura.....	49
3.3.1	Considerações estruturais dos Edifícios em Altura.....	50
3.4	Classificação dos sistemas estruturais.....	51
3.4.1	Sistema porticados.....	52
3.4.1.1	Pórticos associados a paredes .....	52
3.4.2	Sistemas núcleo resistente .....	53
3.4.3	Sistemas tubulares.....	55
3.4.3.1	Estrutura tubular de periferia.....	56
3.4.3.2	Sistema em Tubo Celular .....	58
3.4.3.3	Sistema Tubo dentro de Tubo.....	60
3.4.4	Sistemas com treliças.....	60
3.4.4.1	Sistema por Treliças alternadas.....	62
3.4.4.2	Sistema Tubo por Treliças.....	62
3.4.4.3	Sistema de contraventamento “ <i>Outrigger</i> ”.....	63
<b>4</b>	<b>CASO DE ESTUDO DE UM EDIFÍCIO ALTO. ANÁLISE DO SEU</b>	
	<b>COMPORTAMENTO .....</b>	<b>69</b>
4.1	Introdução .....	69
4.2	Descrição estrutural do caso prático.....	70
4.3	Modelação estrutural com recurso a software.....	74

---

4.4	Bases de cálculo.....	77
4.5	Ações permanentes e sobrecarga de serviço.....	77
4.6	Ação do vento.....	79
4.6.1	Determinação dos efeitos da ação do vento.....	79
4.6.2	Método estático simplificado .....	81
4.6.2.1	Análise de resultados .....	86
4.7	Ação sísmica.....	91
4.7.1	Método estático simplificado preconizado pelo RSA .....	95
4.7.1.1	Análise de resultados .....	101
4.7.2	Análise modal com espectro de resposta proposto pelo EC8.....	102
4.7.2.1	Análise de resultados .....	109
4.7.3	Limitação de danos preconizado pelo RSA e EC8.....	110
4.8	Efeitos de 2ª ordem .....	114
4.9	Análise dos esforços para as diferentes combinações de ações .....	116
<b>5</b>	<b>FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....</b>	<b>121</b>
5.1	Importância do faseamento construtivo no dimensionamento de edifícios altos	121
5.2	Efeito de “arco” no caso prático em estudo.....	123
5.3	Método simplificado utilizado neste projeto .....	124
<b>6</b>	<b>SÍNTESE FINAL.....</b>	<b>132</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>135</b>
<b>8</b>	<b>DESENVOLVIMENTOS E PERSPETIVAS FUTURAS .....</b>	<b>136</b>

---

9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	137
10	ANEXOS .....	141

---

## Índice de Figuras

Fig. 2.2 – <i>Home Insurance Building</i> .....	8
Fig. 2.3 – 860-880 <i>Lake Shore Drive</i> .....	10
Fig. 2.4 – Edifício pós-moderno Chicago.....	11
Fig. 2.5 – Ilustrações do dia e da noite do Edifício Verde - <i>One Bryant Park</i> .....	17
Fig. 2.6 – Ilustração de propostas de processos de fuga, atualmente em análise [3].....	19
Fig. 2.7 – Os dez edifícios mais altos do mundo concluídos até 2010 [1].....	20
Fig. 2.8 - <i>Burj Khalifa</i> , Dubai, Emirados Árabes Unidos .....	21
Fig. 2.9 – Esquema do sistema da super estrutura da torre [5].....	22
Fig. 2.10 – Fundação da torre [5].....	23
Fig. 2.11 – <i>Shanghai World Financial Center</i> , em <i>Shanghai, China</i> [6].....	24
Fig. 2.12 – Esquema do sistema estrutural reformulado do SWFC .....	26
Fig. 2.13 – Amortecedor de massa sintonizado [7] .....	26
Fig. 3.1 – Subsistemas verticais [8] .....	30
Fig. 3.3 – Ilustração da transferência da ação do vento em Edifícios Altos [8].....	31
Fig. 3.4 – Direções do escoamento do vento quando atua num pilar [11] .....	32
Fig. 3.5 – Efeito do vento nas edificações [8] .....	33
Fig. 3.6 – Ensaio de modelos em miniatura do <i>Burj Dubai</i> com recurso ao túnel do vento .....	34
Fig. 3.7 – Configurações de plantas que se recomenda para a conceção de um edifício [10] .....	38
Fig. 3.8 – Representação de uma simulação de uma força sísmica numa parede [19].....	40
Fig. 3.9 – Espectro de resposta da ação sísmica em função da altura das edificações [19] ..	41

---

Fig. 3.10 – Vários exemplos de dispositivos que se podem usar para isolar a sapata da restante estrutura [19].....	44
Fig. 3.11 – Amortecedor de massa sintonizado no topo do Edifício <i>Taipei 101</i> [10] .....	45
Fig. 3.12 – Efeito $P-\Delta$ numa estrutura.....	47
Fig. 3.13 – Exemplo simplificado do efeito da fluência .....	48
Fig. 3.14 – Rigidez relativa da união viga padieira com núcleo [8] .....	54
Fig. 3.15 – Tipos de núcleos estruturais [9].....	54
Fig. 3.16 – Empenamento da secção do núcleo [9] .....	55
Fig. 3.17 – <i>One Shell Plaza</i> , em <i>Houston</i> – sistema tubo em betão armado.....	56
Fig. 3.18 – Sistema estrutural tubular [25] .....	57
Fig. 3.19 – Efeito “ <i>Shear Lag</i> ” no sistema tubular, adotado de [26].....	58
Fig. 3.20 – <i>Sears Tower</i> de Chicago [26] .....	59
Fig. 3.21 – Efeito “ <i>Shear Lag</i> ” num tubo celular.....	59
Fig. 3.22 – Tubo dentro de Tubo [23].....	60
Fig. 3.23 – Tipos de contraventamento comuns [8].....	61
Fig. 3.24 – Travamento realizado pelo diagonal [8] .....	61
Fig. 3.25 – Sistema Treliças alternadas [24].....	62
Fig. 3.26 – <i>John Hancock de Chicago</i> .....	63
Fig. 3.27 – Banco de Hong-Kong .....	63
Fig. 3.28 – Sistema de contraventamento “ <i>Outrigger</i> ” .....	64
Fig. 3.29 – (a) Sistema “ <i>Outrigger</i> ”; (b) Deformada do edifício quando solicitada ao vento com “ <i>Outrigger</i> ” [2] .....	65
Fig. 3.30 – Comparação de várias combinações de sistemas estruturais [8] .....	66

---

Fig. 3.31 – Seis categorias de sistemas estruturais utilizados nas grandes construções em altura nos últimos 50 anos, adaptado de [1].....	67
Fig. 4.1 – Maquete da “Torre de Luanda” .....	70
Fig. 4.2 – Planta do piso -1 que se repete até ao piso 2 com a forma de um trapézio mais largo.....	71
Fig. 4.3 – Ilustração da forma trapezoidal da planta a partir do piso 3 até ao 22.....	71
Fig. 4.4 – Exemplo de um corte de um viga que suporta a laje fungiforme aligeirada.....	72
Fig. 4.5 – Modelo tridimensional da “Torre de Luanda” com recurso ao programa <i>CYPECAD</i> .....	76
Fig. 4.6 – Modelo tridimensional da “Torre de Luanda” com recurso ao programa <i>RSAP76</i>	
Fig. 4.7 – Representação das pressões estáticas em cada piso com o pormenor da altura de influência.....	82
Fig. 4.8 – Valores característicos da pressão dinâmica, $w_k$ para a zona A em função da altura [30].....	83
Fig. 4.9 – Referencial da posição dos eixos adotados .....	85
Fig. 4.10 – Esquema representativo da relação entre a excentricidade e o centro de massa .....	87
Fig. 4.11 – Deformada para ação do vento na direção X(sem escala).....	88
Fig. 4.12 – Deformada para ação do vento na direção Y(sem escala).....	88
Fig. 4.13 – Exemplos da deformada de uma consola de acordo com três modos de vibração .....	93
Fig. 4.14 – Sistema de eixos de um piso de 3 graus de liberdade (representação em planta) .....	95
Fig. 4.15 – Forma do espetro de cálculo para análise elástica .....	104

Fig. 4.16 – Ilustração do deslocamento relativo entre pisos .....	110
Fig. 4.17 – Localização dos pilares a vermelho em que foram analisados os deslocamentos .....	112
Fig. 4.18 – Planta das quatro fachadas, em que os pilares extremos foram alvo de estudo .....	116
Fig. 5.1 – Deformada de uma estrutura de 30 pisos, com/sem faseamento construtivo [31] .....	121
Fig. 5.2 – Deformadas de um piso N depois da betonagem com/sem faseamento construtivo .....	124
Fig. 5.3 – Relação da maior ou menor proximidade de um ou outro limite do $N_{sd}$ , real	126
Fig. 5.4 – Esquema simplificado das deformações ocorridas após a betonagem de um determinado piso n.....	130
Fig A. 1 – Deformada do 1º modo de vibração para sismo próximo – 3D <i>CYPECAD</i> (translação em y) .....	146
Fig A. 2 – Deformada do 2º modo de vibração para sismo próximo – 3D – <i>CYPECAD</i> (translação em x) .....	147
Fig A. 3 – Deformada do 3º modo de vibração para sismo próximo – 3D – <i>CYPECAD</i> (rotação em z).....	148

---

**Índice de Tabelas**

Tabela 2.1 – Valores médios de incorporação de energia e produção de CO <sub>2</sub> no período de vida útil[4].....	15
Tabela 2.2 – Top 10 dos edifícios completos mais altos do mundo [1] .....	20
Tabela 3.1 – Alguns princípios básicos nas fases iniciais de conceção de um edifício [19]..	37
Tabela 3.2 – Relações de distribuição em planta entre a massa (M) e rigidez (R) [8] .....	39
Tabela 3.3 – Contagem de cada sistema utilizado de acordo com a Fig. 3.31. ....	68
Tabela 4.1 – Ações permanentes e variáveis, consideradas no projeto.....	78
Tabela 4.2 – Valores do coeficiente sísmico de referência $\beta_0$ .....	98
Tabela 4.3 – Valores do coeficiente de sismicidade, $\alpha$ .....	98
Tabela 4.4 – Coeficiente de comportamento, segundo art.º 8.º REBAP [22] .....	99
Tabela 4.5 – Valores da frequência própria fundamental obtidas por três processos.....	99
Tabela 4.6 – Coeficientes sísmicos e de referência.....	100
Tabela 4.7 – Resumo dos resultados obtidos para as duas ações dinâmicas .....	102
Tabela 4.8 – Dados adotados para definir o espectro .....	105
Tabela 4.9 – Valores obtidos da análise dinâmica do sismo através de dois processos ....	107
Tabela 4.10 – Massa total deslocada para cada programa de cálculo automático .....	107
Tabela 4.11 – Valores da distorção entre pisos nos 4 pilares extremos.....	113
Tabela 4.12 – Axiais dos pilares da fachada sul para cada combinação de ação.....	117
Tabela A. 1 – Valores da ação vento por piso para a direção X.....	142
Tabela A. 2 – Valores da ação vento por piso para a direção Y.....	143
Tabela A. 3 – Valores parciais da carga permanente.....	144
Tabela A. 4 – Valores das forças estáticas equivalentes, piso a piso.....	145

Tabela A. 5 – Distorção do pilar P1 por piso para a direção x e y.....	149
Tabela A. 6 – Distorção do pilar P5 por piso para a direção x e y.....	150
Tabela A. 7 – Distorção do pilar P9 por piso para a direção x e y.....	151
Tabela A. 8 – Distorção do pilar P13 por piso para direção x e y.....	152
Tabela A. 9 – Comparação de esforços axiais descarregados pelos pisos 10 e 20 segundo dois modelos de cálculo.....	155
Tabela A. 10 – Valores das cargas aplicadas nos pilares (majoradas) para ter em conta os efeitos do faseamento construtivo na variação do esforço axial dos pilares, $N_{sd_2}$ .....	156

**Índice de Gráficos**

Gráfico 2.1 – Crescimento em altura da primeira grande era dos “arranha-céus” americanos, adaptado de Smith, B. S. e Coull A [2].....	6
Gráfico 2.2 – Gráfico da altura económica. O máximo lucro admissível é a diferença entre o rendimento médio e o custo-médio [4] .....	14
Gráfico 4.1 – Funções de densidades espectrais da velocidade do vento e da aceleração sísmica [13].....	80
Gráfico 4.2 – Forças aplicadas para cada direção em função da altura ao solo .....	86
Gráfico 4.3 – Perceção humana da vibração de construções devido ao vento [31] .....	90
Gráfico 4.4 – Forças estáticas equivalentes (kN) .....	101
Gráfico 4.5 – Espectro de cálculo para sismo afastado e próximo .....	106
Gráfico 4.6 – Comparação entre a frequência e o período do programa <i>CYPECAD</i> .....	109
Gráfico 4.7 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Sul para cada combinação de ação.....	117
Gráfico 4.8 – Comportamento dos 3 pilares ao longo da fachada Norte para cada combinação de ação .....	118
Gráfico 4.9 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Este para cada combinação de ação .....	119
Gráfico 4.10 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Oeste para cada combinação de ação .....	119
Gráfico 5.1 – Evolução em altura das cargas aplicadas nos pilares (majoradas) para ter em conta os efeitos do faseamento construtivo na variação do esforço axial dos pilares, Nsd, real2 .....	131

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 Relevância do tema**

As motivações que levaram a realizar esta tese estão relacionadas com o fascínio pela beleza arquitetónica dos edifícios altos e pelo desafio da compreensão da complexa análise estrutural.

Por todo o mundo existem bons exemplos de edifícios altos, que comprovam toda a sua magnificência e que demonstram o quanto é arrojado concebe-los. Porém, a sua conceção só foi possível perante a existência de materiais que melhoraram significativamente os seus comportamentos mecânicos, bem como um melhor conhecimento do comportamento aos sismos, aos ventos e dos solos.

No âmbito desta temática faz-se uma sistematização de conteúdos sobre edifícios altos com a finalidade de proporcionar ao leitor um conjunto de informações úteis e atrativas pela área científica abordada.

## **1.2 Estrutura do trabalho**

A estrutura da presente dissertação encontra-se organizada por dez capítulos principais, com um preâmbulo no início de cada capítulo para explicar o seu motivo ou para justificar as metodologias adotadas.

Este Capítulo 1 apresenta uma introdução ao que se pretende desenvolver nesta dissertação, bem como os seus objetivos e a forma como se encontra organizado.

No Capítulo 2 são apresentados de uma forma sintética diversos conteúdos relevantes relacionados com edifícios altos. Particularmente, faz-se referência à evolução histórica dos edifícios altos, aos aspetos fundamentais dos edifícios em altura, tais como a sua função, a

economia, o ambiente e a segurança. Referem-se dois exemplos de edifícios altos, em que se pretende revelar algumas informações relativas ao dimensionamento dos seus projetos estruturais, bem como tecnologias para resistir às ações dinâmicas.

No Capítulo 3 são expostos os conceitos de maior relevância que são objeto de estudo. São definidas as ações horizontais, verticais e indiretas que serão analisadas no capítulo posterior. Aborda-se outras temáticas relacionadas com os assuntos aqui tratados, como é o caso de sistemas de proteção dinâmica que servem para dissipar os efeitos das ações horizontais e apresenta-se de uma forma sistemática várias soluções de sistemas estruturais resistentes que se pode adotar para cada situação em estudo.

No Capítulo 4 é explicado a descrição do caso em estudo e os programas de cálculo utilizados na modelação estrutural do objeto em análise. Neste capítulo, analisa-se o caso de estudo para as diversas ações que podem condicionar a estabilidade e resistência da estrutura. São enunciados os métodos prescritos nas normas (RSA e EC8) para cada ação em estudo, tendo em vista a análise do seu comportamento na verificação da segurança para os estados limites últimos e de serviço. Faz-se várias considerações das análises efetuadas, bem como análises comparativas dos resultados obtidos, através dos métodos utilizados (RSA e EC8) e dos programas usados.

No Capítulo 5 é abordada a temática do faseamento construtivo, assunto que releva algumas limitações dos programas de cálculo usados.

No Capítulo 6 é apresentado a síntese das principais evidências atingidas no caso em estudo.

No Capítulo 7 é feito a apreciação global da dissertação e as conclusões julgadas mais pertinentes deste estudo.

No Capítulo 8 apresenta-se algumas recomendações e sugestões para trabalhos futuros.

Posteriormente, no Capítulo 9, apresentam-se as referências bibliográficas que serviram de base para a realização desta dissertação.

Por último, os Anexos apresentam as tabelas dos resultados efetuados e ainda as imagens relativas a deformadas.

### 1.3 Objetivos do trabalho

O objetivo principal desta dissertação é analisar os problemas estruturais associados a um edifício alto com 25 pisos situado junto ao porto de Luanda em Angola. Tendo por base um projeto de estruturas executado, o objetivo passa por analisar os fenómenos mais significativos que ocorrem no modelo proposto e verificar se o sistema estrutural existente cumpre os estados limites últimos e de serviço. Os fenómenos estudados são essencialmente as ações dinâmicas como o vento ou os sismos, que podem causar problemas estruturais quando interagem com as mesmas. Outras ações específicas são analisadas nesta dissertação, tais como os efeitos de 2ª ordem e o faseamento construtivo. A primeira é uma ação indireta e pode tornar-se significativa para edifícios altos e por essa razão foi naturalmente estudada. O faseamento construtivo é um fenómeno que é considerado problemático para edifícios altos, devido à limitação dos *softwares* não contemplarem os efeitos derivados do faseamento construtivo, provenientes das deformações dos elementos estruturais já terem ocorrido nos primeiros pisos betonados e não num único cálculo global como este sobrestima.

Como solução para resistir às ações induzidas pelo vento ou os sismos, neste trabalho são apresentados vários sistemas estruturais de contraventamento que são os grandes responsáveis pela segurança das estruturas tridimensionais de edifícios altos. Entre eles, destacam-se sistemas porticados, com núcleo resistente, tubulares e com treliças. Para

além destes sistemas, refere-se também a possibilidade de usar sistemas de proteção dinâmica para dissipar esses efeitos.

#### **1.4 Metodologias**

As metodologias usadas na análise estrutural foram com recurso a software de cálculo automático, nomeadamente, *Cypecad & Robot Structural Analysis Professional* e pelos métodos prescritos no regulamento nacional em vigor, Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e também pelo Eurocódigo 8 – “Projeto de estruturas para resistência aos sismos” (EC8).

Através dos programas, fez-se a modelação estrutural do modelo proposto, por forma a estudar estática e dinamicamente o seu comportamento às ações que interagem com o mesmo. Deste modo, podendo obter resultados com maior celeridade, rigor e mais próximo do real.

A ação do vento foi analisada por um método estático simplificado proposto pelo RSA e por uma análise dinâmica dos *softwares* obteve-se as deformadas da resposta máxima do edifício para cada direção onde atua o vento. Em suma, também se utilizou alguns critérios internacionais na análise do vento para estados limites últimos e de serviço.

A ação sísmica foi analisada para várias metodologias diferentes, de forma a compreender melhor os seus efeitos. Primeiro analisou-se pelo método estático simplificado, preconizado pelo RSA e de seguida fez-se um cruzamento entre a análise dinâmica efetuada pelos programas de cálculo automático e o método da análise modal com espectro de resposta, do EC8. Quanto ao faseamento construtivo, foi usado um método simplificado para prever os efeitos diferidos nos pilares e núcleos, derivado dos programas de cálculo não o contemplarem no seu dimensionamento final.

## 2 ANÁLISE DA FORMA E TECNOLOGIA DE EDIFÍCIOS EM ALTURA

### 2.1 Preâmbulo

Este capítulo é dedicado de uma forma genérica a diversas temáticas relevantes relacionadas com os edifícios em altura.

Numa primeira parte, subcapítulo 2.2, faz-se uma breve introdução à história da construção em altura, desde o começo da era dos “arranha-céus” até ao presente, realçando os principais mentores e figuras notáveis.

No subcapítulo 2.3 apresenta-se alguns dos aspetos fundamentais dos edifícios em altura, nomeadamente a sua função, a economia, o ambiente e a segurança.

No subcapítulo 2.4 refere-se dois exemplos de edifícios altos com uma arquitetura muito arrojada e projetos estruturais nunca antes concebidos.

## 2.2 Breve história da construção em altura

Os edifícios altos modernos são construídos com materiais como aço, vidro, betão armado e granito. Até ao século XIX, os edifícios com seis ou mais andares eram raros, dado existir um grande número de escadas a vencer. Era pouco prático para os habitantes, e a pressão da água era geralmente insuficiente a partir de 50 m de altura.

Na Gráfico 2.1 apresenta-se um gráfico com a evolução em altura dos edifícios altos Americanos, durante o período compreendido entre 1850 e 1930 [2].

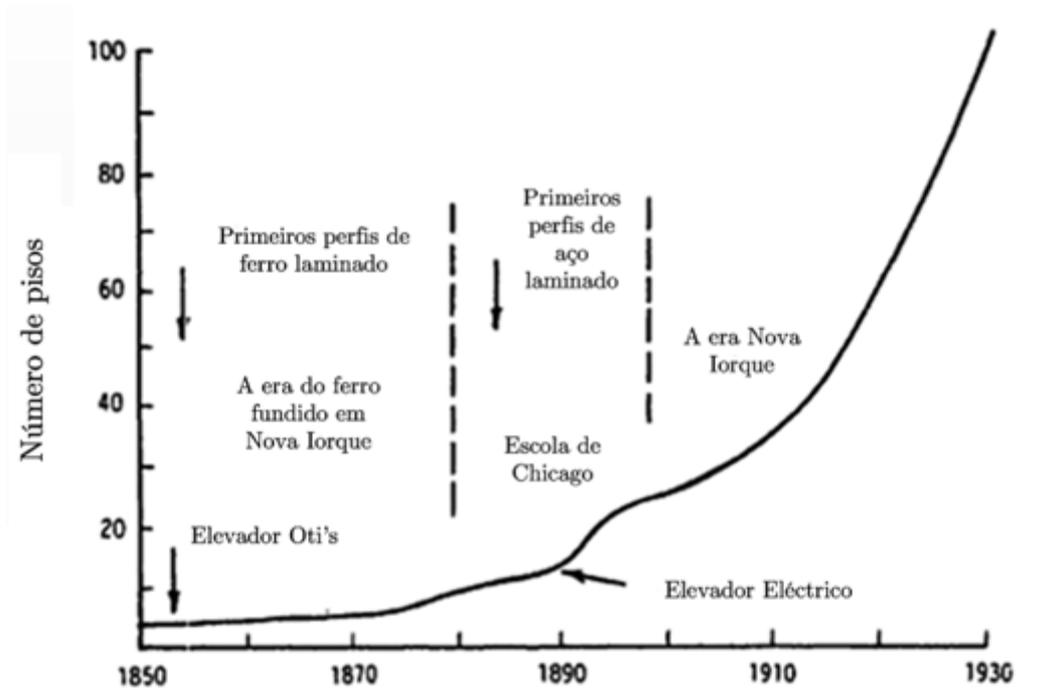


Gráfico 2.1 – Crescimento em altura da primeira grande era dos “arranha-céus” americanos,

adaptado de Smith, B. S. e Coull A [2]

Segundo Romano [3], a história da construção em altura iniciou-se, nos finais do século XIX, em Chicago. Na arquitetura e no urbanismo, a Escola de Chicago representa um conjunto de ideais e pensamentos sobre o futuro das cidades e do planeamento urbano. As formas, as estruturas e as tecnologias destes edifícios, foram variando de modo a

responderem às exigências de cada momento. Desde então, os edifícios altos passariam a caracterizar-se como símbolo do progresso industrial nas grandes cidades do mundo desenvolvido, respondendo a fenómenos de pressão demográfica e económica.

Em 1871, um grande incêndio destruiu toda a zona central de Chicago. Com a reconstrução, iniciou-se um século de arquitetura que se dividiu conforme os seguintes períodos [3]:

### **2.2.1 Período vernacular (1880-1930)**

De acordo com Cruz [4], este período caracteriza-se pela necessidade de iluminação e ventilação natural, que ditava a geometria.

Na época, o edifício característico de Nova Iorque era a torre alta e elegante, com uma planta organizada em torno de um núcleo compacto de circulações e equipamento. A torre era a mais rentável forma de edificar, numa cidade em que os lotes eram pequenos e não havia limitação de altura. Em contraste, em Chicago os lotes eram maiores e a altura era limitada, pelo que o edifício mais típico era uma caixa (paralelepípedo) penetrada ao centro ou nas traseiras por um grande pátio de luz.

A primeira escola de Chicago durou desde 1880 a 1910 e representava um estilo de construção que passou a utilizar o ferro na estrutura, ao invés da madeira, sendo produzido em série. Por um lado criou uma fachada constante, isto é, sem muitas variações, mais ou menos tal como conhecemos hoje: janelas iguais, aspeto de bloco no edifício. Nestes trabalhos, destacaram-se alguns projetistas que constituíram a vanguarda da arquitetura mundial por alguns anos, tais como: *Baron Jenney, Daniel Burnham, William Holabird, Martin Roche e Louis Sullivan*.

*Le Baron Jenney* (1832-1907), o precursor deste movimento, teve o mérito de aplicar a esses edifícios os seus conhecimentos de estruturas metálicas, viabilizando tecnicamente o

crescimento dos edifícios em altura. Este novo processo baseava-se na distribuição das cargas para as estruturas metálicas, mais esbeltas, deixando para as paredes apenas a função de criar uma barreira entre o ambiente exterior e interior, libertando-as de quaisquer tarefas estruturais. O primeiro edifício alto foi o *Home Insurance Building* construído em 1884-1885, (Fig. 2.1) considerado o primeiro edifício de estrutura completamente metálica de Chicago.



Fig. 2.1 – *Home Insurance Building*

Neste edifício, a estrutura de aço suporta todo o peso das paredes, em vez das paredes suportarem as cargas de todo o edifício, que era o método usual. Este desenvolvimento conduziu “ao formulário de esqueleto Chicago” da construção.

*William Holabird* (1854-1923) e *Martin Roche* (1855-1927) construíram em 1889 o *Tacoma Building*, de dozes pisos, recorrendo a uma estrutura mista de paredes resistentes e estruturas em ferro.

*Daniel H. Burnham* (1846-1912) e *John Root* (1850-1891) construíram, em 1891, o *Monadnock Building*, de 16 pisos, que comparam a um pilar egípcio.

*Louis Sullivan* (1856-1924) em 1890-91, construiu o *Wainwright Building*, projetando o edifício baseando-se na existência de muitos pisos iguais, pelo que *Sullivan* pensou tratar toda a zona intermédia do edifício como um elemento unitário, enfatizando a verticalidade, que se contrapõe às zonas de embasamento e átrio, em que domina a horizontalidade, surgindo assim o verticalismo típico de *Sullivan* e, é considerado conseqüentemente por alguns como o primeiro edifício alto verdadeiro.

Existiram igualmente outras invenções ou aplicações que contribuíram para o incremento destes edifícios: O Ordenamento do Território contribuiu para a invenção do elevador e do telefone, que permitiram o funcionamento de hotéis, escritórios e edifícios comerciais em altura [3].

### **2.2.2 Período internacional (pós-guerra: 1950-80)**

Associado ao conceito arquitetónico conhecido por “Segunda Escola de Chicago”. *Mies Van der Rohe* foi o fundador deste paradigma que se iniciou com a construção do *860-880 Lake Shore Drive* (Fig. 2.2). Com o desenvolvimento de aptidões tecnológicas de climatização, iluminação, transporte vertical e comunicação e o advento do modernismo, os edifícios passaram a ser mais independentes, indiferentes às especificidades do seu território, e mais semelhantes entre si.



Fig. 2.2 – 860-880 *Lake Shore Drive*

O exterior deste edifício é constituído por três elementos independentes: estrutura, prumos e janelas. O esqueleto estrutural é constituído por pilares e vigas soldados nas interceções, tornando-se um único elemento solidário, reticulado. Os prumos de aço de grande banzo, perfis tipo H, são depois soldados ao exterior do esqueleto estrutural. Finalmente são assentes as janelas pelo interior dos prumos.

Este período produziu edifícios muito semelhantes entre si, assentes na globalização das tecnologias, das formas, dos materiais e das estéticas, afastando os edifícios do relacionamento com o meio urbano [3].

### **2.2.3 Período pós-moderno (1970-1990)**

Nos anos 70, a rotura com o modernismo foi realizada através da evolução dos conceitos arquitetónicos e da evolução das tecnologias da informação (computadores). A crescente

participação dos computadores e das redes de comunicação desenvolveu a procura de um novo tipo de escritórios. Muitas empresas optaram por espaços muito grandes e amplos. A planta mais popular, conta com cerca de 13m de espaço livre da janela ao núcleo central. O arquiteto *William Pendersen*, um dos mais prestigiados projetistas dos anos 80, afirmou que “o edifício ideal, do ponto de vista funcional, tem uma planta quadrada com o lado de 43 a 52m [3].

Tipicamente estes edifícios tendem a ser mais apertados, como é exemplo o edifício de *AT&T* em Chicago. (Fig. 2.3)



Fig. 2.3 – Edifício pós-moderno Chicago

Os tratamentos das fachadas remetem para referências históricas, recuperando-se o uso de materiais tradicionais, como a pedra em painéis, grandes superfícies de vidro, normalmente espelhadas e coloridas, aço inox, etc. No entanto, a sua característica mais marcante, é a

heterogeneidade de expressões, que contrasta com a unidade formal do movimento moderno [3].

#### **2.2.4 Período ecologista – “*High Tec*” (pós-1990)**

Nos períodos Internacional e Pós-Moderno a geometria ignorava completamente as realidades do vento e da otimização de recursos energéticos, conduzindo a sobrecustos de estrutura e manutenção importantes. O período Ecologista veio deste modo dar relevância aos edifícios caracterizados pela maior sensibilização ambiental dos intervenientes, regressando a alguns conceitos básicos já desenvolvidos na fase vernacular de relação com o seu meio envolvente [4].

A geometria e forma do edifício passam a ser condicionadas pela relação com a luz natural, os ventos e os enquadramentos paisagísticos. Todas as operações do edifício que possam ser feitas por processo natural, nomeadamente climatização e iluminação, passando a minimizar a mecanização. A preocupação dos promotores e entidades licenciadoras com o ambiente e a sustentabilidade energética traduzem-se nos programas dos edifícios, beneficiando com a significativa diminuição de custos de operação.

Sobre este ponto de vista, a maioria dos edifícios em altura são ainda muito pouco sustentáveis desde logo por causa do seu impacto na paisagem, da densificação que promovem e dos grandes consumos de recursos [3].

Perante esta evolução da construção em altura até ao presente, tecnicamente, pode-se definir um edifício alto como tendo no mínimo 20 pisos e uma altura de, pelo menos 5 vezes a sua largura. [3]

## **2.3 Aspectos fundamentais na concepção de Edifícios em Altura**

Os edifícios altos são uma realidade que depende da função, economia, ambiente, segurança e da estrutura (este tema é abordado com mais profundidade no capítulo 3)[3].

### **2.3.1 Função**

As funções do edifício ditam a geometria global do mesmo. Nomeadamente, no que respeita à função de utilização, a concepção de um edifício de escritórios parte da unidade de área mínima de um escritório e através da sua multiplicação em planta e altura e das condicionantes de luminosidade e ventilação, permitindo alcançar a geometria do final do edifício em função dos objetivos do promotor. Na maior parte das vezes, os limites são impostos por regras urbanísticas, valor máximo ou ótimo de investimento. As limitações tecnológicas, só se fazem sentir quando as últimas não existem [4].

### **2.3.2 Economia**

Um edifício em altura nasce por vontade de um promotor que está disponível para o pagar e na expectativa de obter lucros. Este investimento de grande escala só tem retorno se o mercado o aceitar e pagar para o ocupar. A sua localização, geometria, altura, compartimentação e imagem são função da procura do mercado [3].

A localização dos edifícios altos situa-se normalmente nas partes nobres de uma cidade, o que potencia grande procura, razão pela qual estes edifícios tendem a subdividir o valor do solo por um maior número de pisos, de forma a rentabilizar o investimento das instituições económicas [3].

Na maior parte das situações, o edifício alto é um negócio imobiliário associado ao arrendamento e valorização de espaço. Desta forma é frequente que os promotores desenvolvam um programa de projeto que maximize o retorno financeiro.

Um projeto desta envergadura é normalmente condicionado pela equação adequada da dimensão, condicionantes urbanísticos, localização, geometria do lote e o seu custo, disponibilidade financeira, estética e capacidade tecnológica.

Um dos princípios para avaliar o programa financeiro é a altura económica da edificação. A altura económica determina o número de pisos que um empreendimento deve ter de forma a maximizar o retorno investido. Existe uma cota a partir da qual o sobrecusto de crescer mais um piso não é compensado pelo acréscimo de lucro da sua venda ou aluguer. Maior altura significa mais fundações e estrutura, mais meios de transporte vertical e equipamentos mecânicos que ocupam áreas da planta e significam menor área disponível para vender. Deste modo, a maior altura significa, para uma dada parcela de terreno, a diminuição do rácio área útil/área bruta e aumento não linear do custo unitário por metro quadrado de área útil [3, 4] (Gráfico 2.2).

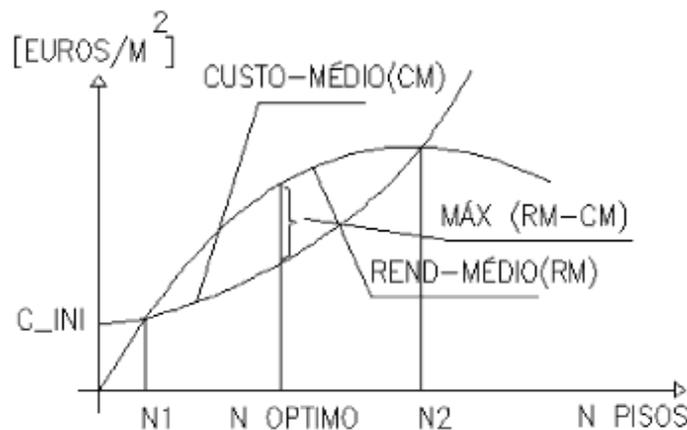


Gráfico 2.2 – Gráfico da altura económica. O máximo lucro admissível é a diferença entre o rendimento médio e o custo-médio [4]

Sendo:

- CUSTO-MÉDIO (CM) – custo por  $m^2$  de área útil
- $C_{INI}$  – Custo inicial do investimento por  $m^2$  de área útil
- REND –MÉDIO(RM) – Rendimento médio por  $m^2$  de área útil

- MÁX (RM-CM) – máximo lucro por m<sup>2</sup> de área útil
- N OPTIMO – Número de pisos ótimo
- N1 - Número de pisos mínimo sem perder dinheiro
- N2 – Número de pisos máximo sem perder dinheiro
- TAXA DE RETORNO – MÁX(RM-CM)/CM

### 2.3.3 Ambiente

A cultura atual dominante no mundo civilizado é controlada pelas preocupações ecologistas, razão pela qual foram generalizadas regras de economia na exploração dos recursos naturais e na produção de poluentes. Dados publicados pela comissão europeia, referem que sensivelmente metade da energia consumida na europa corresponde a edifícios(Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Valores médios de incorporação de energia e produção de CO<sub>2</sub> no período de vida útil[4]

Tipo de Edifício	Energia incorporada (GJ/m <sup>2</sup> )	Emissões de dióxido de carbono (Kg CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup> )
Escritórios	10-18	500-1000
Habitação	9-13	800-1200
Industrial	7-12	400-700

É importante equacionar as tecnologias e os materiais a incorporar nos edifícios, de forma a minimizar os impactos ambientais e os consumos energéticos.

Desde as crises petrolíferas que os países mais frios (e que apresentam consumos de climatização mais elevados), consideram importante a equação energética estar bem resolvida nos empreendimentos, de forma a minimizar os custos de manutenção e o impacto ambiental. Assim, a mecanização que permite manter o ambiente artificial dentro

do edifício, teve que ser revista de forma a aproveitar a componente natural da envolvente do mesmo.

O conceito de sustentabilidade alargou-se para a minimização de utilização de recursos não-renováveis com a respetiva reciclagem prevista e equacionada e a maximização de recursos renováveis, na manutenção do empreendimento durante a sua vida útil [4].

Atualmente, considera-se que uma edificação deverá integrar-se no ambiente ecológico que a rodeia e na medida do possível contribuir para a produção de energia e ecologia local. O projeto de edifícios altos “Verdes” está associado à combinação de estratégias passivas de baixo consumo energético, com princípios de desenho bioclimáticos, tais como [3]:

- Implantação e orientação do edifício;
- Forma do edifício;
- Localização dos núcleos verticais (circulações verticais, redes);
- Ventilação natural;
- Iluminação natural;
- Sombreamento solar;
- Difusores de vento;
- Átrios e Pátios ao ar livre;
- Espaços de transição;
- Fachadas e coberturas integrantes de vegetação;
- Escolha de materiais (reduzir, reutilizar, reciclar);
- Impacte do ciclo de vida;

O local da construção deverá ser estudado e analisado em função de determinados parâmetros. Alguns desses parâmetros são [4]:

- Avaliação do impacto da construção, implementação do plano ambiental, minimização de desperdícios, uso eficiente da energia e recursos (menos poluição), reciclagem de materiais, minimização de transportes e tratamento e limpeza final do local;
- Determinação das condições paisagísticas, microclimas locais, radiação solar, temperatura, humidade relativa, evaporação, vento, precipitação;
- Implementação de paisagismo vertical;
- Efeitos locais do vento, minimizando o impacto nos peões e zonas envolventes;
- Sombreamento nos edifícios adjacentes;
- Níveis de ruído;
- Determinação do que deverá ser construído para limitação da incorporação energética, produção de resíduos e de CO<sub>2</sub> ao longo do período de vida útil.

O ideal de desenho ecológico pode assim ser definido como o entendimento e a escolha cuidada de materiais e energia, nos sistemas construídos e na sua envolvente, reduzindo o indesejável impacto e integrando os edifícios ao longo de todo o seu período de vida útil [3].

Na Fig 2.5 apresenta-se um exemplo de um Edifício Verde – *One Bryant Park*, que se situa no centro de Nova Iorque. Este foi concebido para ser um dos edifícios altos mais amigos do ambiente no mundo.



Fig. 2.4 – Ilustrações do dia e da noite do Edifício Verde - *One Bryant Park*

#### 2.3.4 Segurança

Em princípio um acidente num edifício alto terá consequências mais graves, que em outro edifício mais baixo. Deste modo, toda a conceção de segurança, assenta na prevenção dos sinistros e na educação específica de proteção civil dos utentes.

O espaço de edifícios altos deve ter disposições que minimizem o risco para sinistros tipificados (exemplo do risco de incêndio e sísmico). No caso de sinistros não tipificados, como são os atos terroristas, a prevenção deve recair mais na proteção civil e menos no edifício [4].

Aspetos de conceção importantes a ter em conta, na minimização dos sinistros devido a incêndio ou sismo [4]:

- Localização;
- Compartimentação;
- Elementos corta-fogo (portas, paredes, câmaras, laje, etc.);
- Utilização de materiais não combustíveis;
- Automatismos e múltiplas saídas de emergência (evacuação na cobertura, meios exteriores, etc)
- Pisos de refúgio;
- Grupos de emergência e circuitos de iluminação dedicados;
- Bombas e reservas de águas;
- Acessos de meios de intervenção.

A segurança num edifício alto deve ser estudada nas primeiras fases do projeto de arquitetura e devem ser considerados vários caminhos de evacuação seguros, nomeadamente para outros edifícios ou no exterior da fachada recorrendo a mecanismos que evacuem rapidamente os utentes para locais seguros. A segurança neste tipo de

tipificações merece uma reflexão futura mais profunda de forma a conseguir responder a todas adversidades que possam nela ocorrer [3]. (Fig. 2.5)

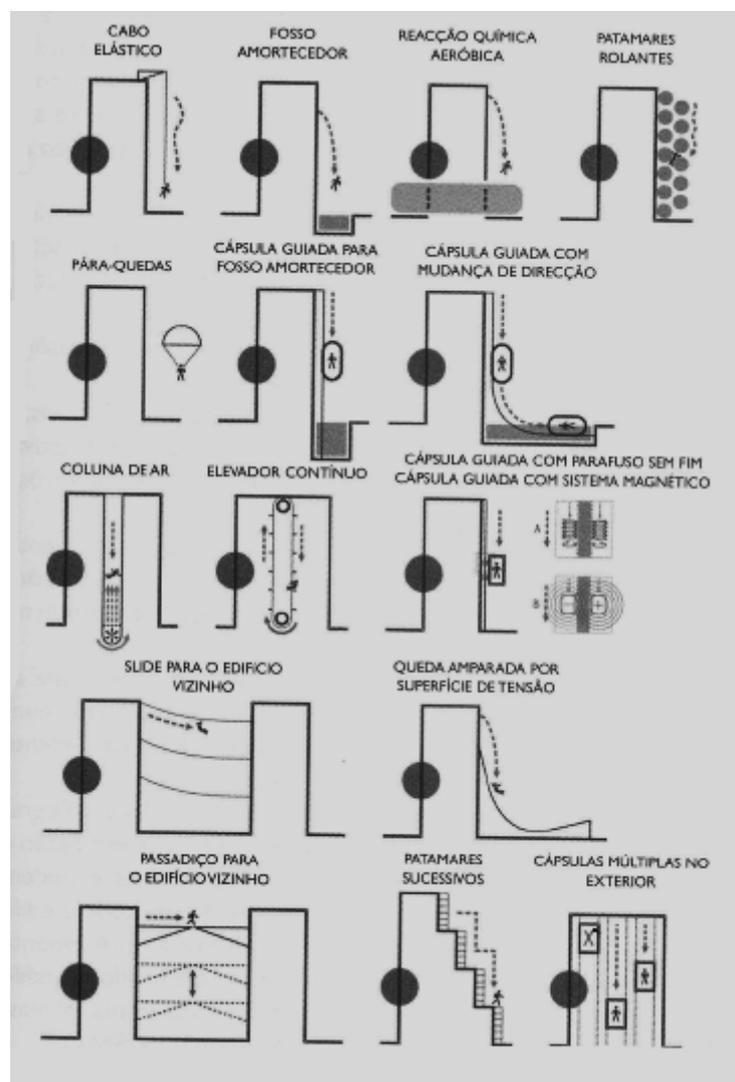


Fig. 2.5 – Ilustração de propostas de processos de fuga, atualmente em análise [3]

## 2.4 Alguns exemplos de Edifícios Altos

O aço, o betão, o vidro, materiais por excelência da conquista dos céus, melhoraram significativamente os seus desempenhos mecânicos. O conhecimento dos seus comportamentos, bem como dos ventos, dos sismos, dos solos, é agora também, mais profundo. Hoje, os edifícios altos são uma vista cada vez mais comum onde a terra seja escassa, como nos centros de grandes cidades, por causa da relação elevada do espaço

alugável por a área de terra. Os “arranha-céus”, como templos e palácios no passado, são considerados símbolos do poder económico de uma cidade. A seguir apresenta-se na Fig. 2.6 os dez edifícios altos mais altos do mundo e na Tabela 2.2 algumas das suas características.

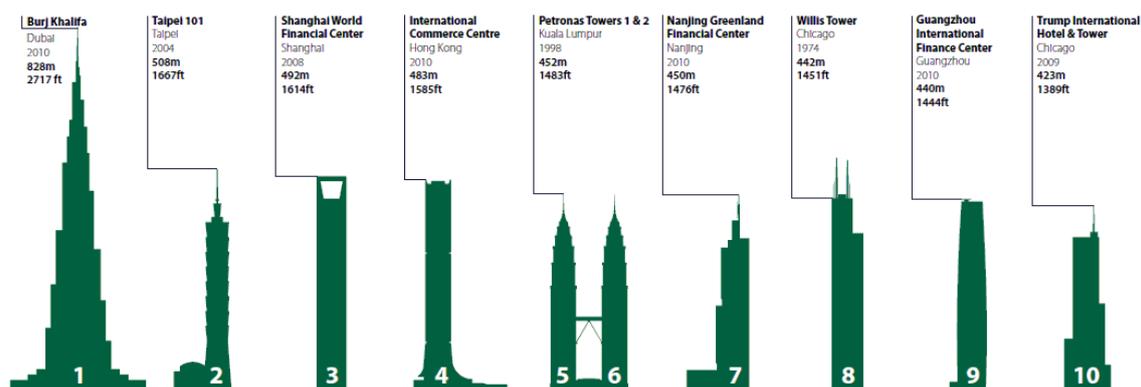


Fig. 2.6 – Os dez edifícios mais altos do mundo concluídos até 2010 [1]

#	Nome do Edifício	Cidade	Altura(m)	Ano	Material	Utilidade
1	Burj Khalifa	Dubai	828	2010	Betão armado	Hotel/Residencial/escritórios
2	Taipei 101	Taipei	508	2004	Compósitos	Escritórios
3	Shanghai World Financial Center	Shanghai	492	2008	Compósitos	Escritórios/Hotel
4	International Commerce Centre	Hong Kong	484	2010	Compósitos	Escritórios/Hotel
5	Petrona Tower 1	Kuala Lumpur	452	1998	Compósitos	Escritórios
6	Petrona Tower 2	Kuala Lumpur	452	1998	Compósitos	Escritórios
7	Nanjing Greenland Financial Center	Nanjing	450	2010	Compósitos	Escritórios/Hotel
8	Willis Tower	Chicago	442	1974	Aço	Escritórios
9	Guangzhou Internatioanl Finance Center	Guangzhou	438	2010	Compósitos	Escritórios/Hotel
10	Trump International Hotel & Tower	Chicago	423	2009	Betão	Hotel/Residencial

Tabela 2.2 – Top 10 dos edifícios completos mais altos do mundo [1]

#### 2.4.1 *Burj Khalifa*, Dubai

Proprietário: *Emaar Properties PJSC*

Edifício Tipo: Escritório/Hotel/Residencial

Data de Conclusão: janeiro de 2010

Área total: 309.473 metros quadrados

Altura total/Pisos: 828m/163

Arquiteto: *Skidmore, Owings & Merrill LLP*

Engenharia de Estruturas: *Skidmore, Owings & Merrill LLP* [6]

Engenharia Mecânica, Elétrica e Hidráulica(MEH): *Skidmore, Owings & Merrill LLP*

Contratante: *Samsung Engineering and Construction; Arabtec; Besix*



Fig. 2.7 - *Burj Khalifa*, Dubai, Emirados Árabes Unidos

Segundo *Abdelrazaq* [5], a altura sem precedentes do *Burj Dubai* torna-o na maior estrutura já construída pelo homem. Foram necessárias várias técnicas de projeto, construção de sistemas e práticas de construção, novas aplicações desenvolvidas, a fim de criar um edifício prático e eficiente. O projeto da Torre do *Burj Dubai* é inspirado das geometrias da flor do deserto, que é indígena da região, e os sistemas de padrões consagrados na arquitetura islâmica. A massa da torre está organizada em torno de um núcleo central com três alas. O edifício "Y" plano de forma fornece a quantidade máxima de perímetro para janelas em espaços de convivência e quartos, sem desenvolver uma grande quantidade de área utilizável interna.

A seguir faz-se uma breve referência dos sistemas estruturais incorporados no *Burj*.

#### **2.4.1.1 Sistema da estrutura resistente**

A super estrutura da torre consiste em paredes de betão armado de alta resistência, com núcleo rígido ligado ao exterior por pilares de betão armado através de uma série de

painéis de parede de betão armado. As paredes do núcleo variam da espessura de 50cm a 130cm. As paredes do núcleo são normalmente ligadas através de uma série de 80cm a 110cm de betão armado ou por ligações de vigas mistas em todos os pisos. Devido à limitação da altura da viga de ligação, são providenciadas em determinadas áreas vigas de ligação para os sistemas de paredes de núcleo central. (Fig. 2.8)

Estas vigas de ligação são normalmente constituídas por chapas de aço ou perfis de aço estrutural em I, com rebites de corte embutida na secção de betão. A largura das vigas de ligação são normalmente da mesma espessura da parede adjacente do núcleo. Todo o edifício foi projetado em betão armado de alta resistência da base até ao piso 156, e é constituído por uma estrutura porticada de aço do piso 156 até ao topo da torre formando o pináculo do edifício [5].

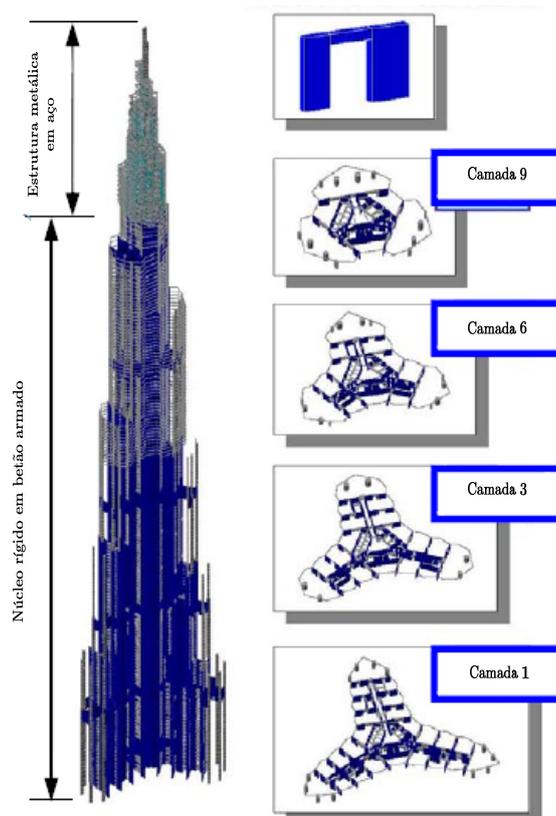


Fig. 2.8 – Esquema do sistema da super estrutura da torre [5]

#### **2.4.1.2 Sistema estrutural do piso**

O sistema construtivo do piso residencial e hotel da torre é constituído por lajes de betão armado com 20cm a 30cm de espessura, armado nos dois sentidos com um comprimento de 9 metros entre os pilares exteriores e a parede-núcleo. No contorno do piso, o sistema estrutural é composto por lajes com 22,5cm a 25cm armadas nas duas direções [5].

#### **2.4.1.3 Sistema de fundação**

A fundação da torre consiste num ensoleiramento geral de betão armado de alto desempenho com espessura de 3 metros e 70 centímetros, apoiada sobre 194 estacas por furação, com 1,5m de diâmetro cada e que se estendem abaixo da base do ensoleiramento com uma profundidade na ordem dos 45m de comprimento. Todas as estacas utilizam betão autocompactável com uma relação água/cimento não superior a 0,30. Tanto o fundo como as laterais da fundação são envolvidos por uma membrana de impermeabilização [5].

(Fig. 2.9)



Fig. 2.9 – Fundação da torre [5]

#### 2.4.2 *Shanghai World Financial Center*

Cliente: Companhia Edifício Mori

Edifício Tipo: Escritório/Hotel

Data de Conclusão: agosto de 2008

Área total: 377.300 metros quadrados

Altura total/Pisos: 492m/101

Arquiteto: *Kohn Pedersen Fox* Associados / *Irie Miyake* Arquitetos e Engenheiros

Engenheiro de Estruturas: *Leslie E. Robertson* e Associados

Engenharia MEH: *Kenchiku Setubi Sekkei Kenkyusho*

Contratante: Corporação China Estado Engenharia de Construção / Construtora Shanghai General



Fig. 2.10 – *Shanghai World Financial Center*, em *Shanghai, China* [6]

O *Shanghai World Financial Center* (SWFC), com 101 andares, é o símbolo da prosperidade do comércio e da cultura chinesa, que evidenciam a emergência da cidade como uma capital global. Localizado no distrito *Pudong* de Xangai, o SWFC é uma cidade vertical, com 62 pisos de escritórios, instalações para conferências, lojas e espaços urbanos, restaurantes e um hotel de cinco estrelas com 174 quartos, sendo o mais alto do mundo da

sua espécie (se encontra entre os andares 79 e 93). Acima do hotel, de 94 até 100 andares, situa-se um espaço observatório para visitantes, tratando-se do maior espaço de acesso público construído no mundo. O edifício é moldado pela interseção de dois arcos de volta e um prisma com base quadrada, formas que representam antigos símbolos chineses do céu e da terra. A característica mais ousada da obra, é o portal de 50 metros de largura (no topo da torre), que alivia a enorme pressão do vento [6].

A torre tem a sua história marcada por imprevistos e mudanças. Tendo iniciado em 1997, a obra paralisou após a execução das fundações, devido à crise financeira asiática e foi retomada em 2003, com alterações significativas no projeto estrutural. Nomeadamente a altura da edificação foi aumentada de 460m para 492m, bem como a sua base, que antes media 55,8m, passou a ter 58m. Perante estas alterações, a torre ficou exposta a uma carga horizontal 15% superior (o momento total de vento na base aumentou em 25% depois das alterações [7]), provocada pela ação do vento em sua nova superfície. Para ganhar mais rigidez, foi necessário alterar a antiga estrutura, composta por um robusto pórtico externo e um núcleo interno com pilares-paredes em betão armado, que foi convertida numa robusta treliça externa com o acréscimo de diagonais metálicas, que conectam as vigas treliçadas, dispostas a cada 12 pavimentos [6]. (Fig. 2.11)

As fundações que já estavam concluídas quando as obras foram retomadas tiveram que ser minimamente reforçadas.

Esta conceção contribui em diversas formas:

- Redução do peso do edifício em mais de 10%;
- Minimizou nos custos da estrutura, relativamente ao anterior;
- Construção mais rápida;
- Reduziu significativamente os materiais.

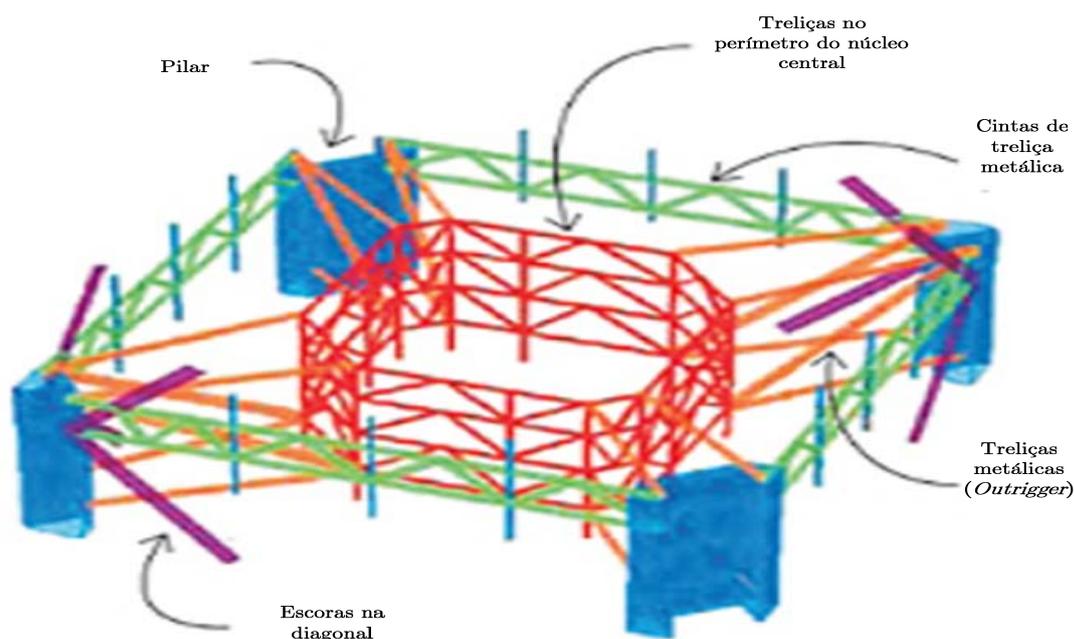


Fig. 2.11 – Esquema do sistema estrutural reformulado do SWFC

A resposta do edifício perante as ações horizontais e verticais é garantida pelo conjunto estrutural formado pelo núcleo de pilares-parede, rigidificadores ou também conhecidos por “*outriggers*” e pelas cintas de treliça externa, que faz com que o edifício suporte bem os esforços provocados pelo vento e sismo. Mas para garantir o conforto dos usuários e evitar as vibrações estruturais, foi instalado dois amortecedores de massa sintonizados antivento no topo do edifício, em que promovem a redução até 40% das acelerações horizontais provocadas por um vento intenso [7]. (Fig. 2.12)

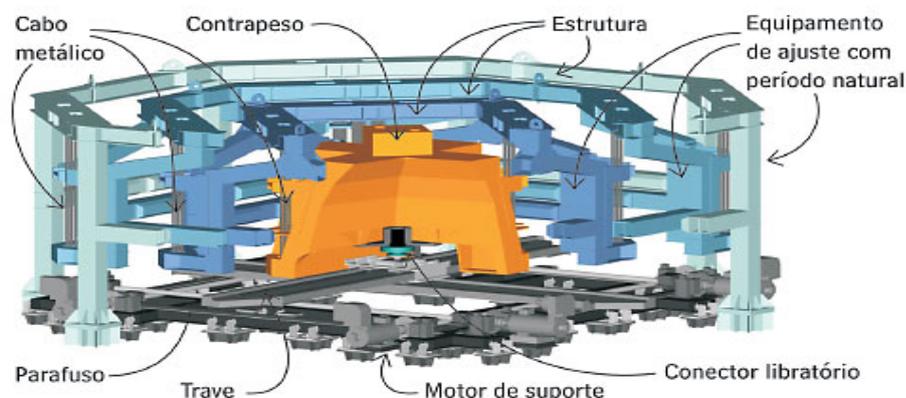


Fig. 2.12 – Amortecedor de massa sintonizado [7]

## **3 AÇÕES, SISTEMAS ESTRUTURAIS E PROBLEMAS ASSOCIADOS A EDIFÍCIOS ALTOS**

### **3.1 Preâmbulo**

Este capítulo retrata os principais problemas que se podem encontrar no dimensionamento da generalidade dos edifícios, dando azo aos problemas associados a edifícios altos e apresentando soluções viáveis para a conceção estrutural dos mesmos, tendo como pressuposto que a sua contribuição seja fundamental para um projeto bem sucedido.

No subcapítulo 3.2 são descritos os tipos de ações que atuam nos edifícios correntes e nos edifícios altos, mencionando a sua natureza e o modo de interferência com os edifícios em geral. Neste subcapítulo, aborda-se as ações verticais e tem-se especial atenção para os problemas das ações horizontais, necessários para uma melhor compreensão dos subcapítulos posteriores. Faz-se também uma breve referência ao emprego de sistemas de proteção dinâmica, de forma a atenuar os efeitos das ações horizontais. Ainda neste âmbito, refere-se as ações indiretas, uma vez que ganham relevância para edifícios de grande altura.

No subcapítulo 3.3 faz-se uma introdução da importância da análise da conceção estrutural dos sistemas resistentes e apresenta-se alguns conceitos básicos de materiais e critérios para avaliação do tipo de sistema em função da altura.

No subcapítulo 3.4 realiza-se uma breve sistematização do modo de análise de diferentes classificações de sistemas estruturais, permitindo ao leitor um leque de informações para a escolha do mais adequado para cada situação. Refere-se também alguns sistemas resistentes mais utilizados pelo homem nos últimos 50 anos para edifícios altos.

## 3.2 Ações

Segundo Martins e Carneiro [8], as ações são definidas como qualquer agente (forças, deformações) que produza tensões e deformações na estrutura e qualquer fenômeno (químico, biológico) que afete os materiais, normalmente reduzindo a sua resistência. Estas ações que ocorrem desde o início da construção até ao fim do período da vida útil do edifício provocam danos e degradações.

As ações em edifícios correntes podem ser classificadas em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais, sendo estas últimas de fraca probabilidade, visto que resultam de explosões, choques de veículos e incêndios.

Quando se trata de edifícios de grande altura são as ações horizontais, como o vento e os sismos, que ganham um papel importante por serem as mais gravosas para a sua estrutura.

Outras ações específicas que levantam problemas neste tipo de edifícios são as ações indiretas, nomeadamente:

- Faseamento construtivo;
- Variação da temperatura e retração em altura (em pilares e paredes);
- Fluência;
- Efeitos de 2ª ordem:
  - Imperfeições geométricas;
  - Efeito  $P\Delta$ ;
- Assentamentos do terreno.

A ação do faseamento construtivo é a que merece maior destaque dado que, terá um importante foco no caso de estudo do capítulo 5.

### 3.2.1 Ações verticais

As ações verticais ou gravitacionais são principalmente, as ações permanentes e as ações variáveis. As ações permanentes resultam de dois grupos de ações, sendo o primeiro

composto exclusivamente pelo peso próprio dos elementos estruturais (vigas, pilares, lajes, escadas), e o segundo grupo de ações denomina-se por restante carga permanente, sendo composto pelos materiais não estruturais, nomeadamente alvenarias e revestimentos. Enquanto que nas ações variáveis como a ação da neve, as sobrecargas (carga distribuída por metro quadrado nos andares, devido às pessoas, móveis), assumem valores com variação significativa durante a vida da estrutura.

Num edifício, as ações verticais são suportadas pelas lajes que as transferem às vigas, que por sua vez, as transmitem aos elementos verticais, nomeadamente pilares e caixa de elevadores/escadas. Os pilares conduzem as ações verticais diretamente para as fundações. Todavia, também é comum o caso de lajes, que descarregam diretamente nos pilares (lajes fungiformes), como poderemos observar no caso prático do capítulo 4.

Como medida para sustentar as ações verticais, temos vários sistemas estruturais que podem ser adotados para edifícios altos, tais como [8]:

- Os sistemas em pórticos planos ou tridimensionais;
- Os sistemas em pórticos treliçados;
- Painéis tipo parede (toda a estrutura em paredes resistentes) e pórtico-parede;
- Os sistemas com núcleos rígidos em betão armado ou em aço e os pilares isolados;
- Os sistemas tubulares. (Fig. 3.1)

Dentro dos diversos sistemas apresentados, os núcleos resistentes são os únicos elementos capazes de resistir, isoladamente, a todos os tipos de ações atuantes no edifício. Um núcleo resistente trata-se de elementos tridimensionais de paredes, formando uma secção transversal aberta, cuja função arquitetónica é de abrigar caixas de elevadores e escadas [9].

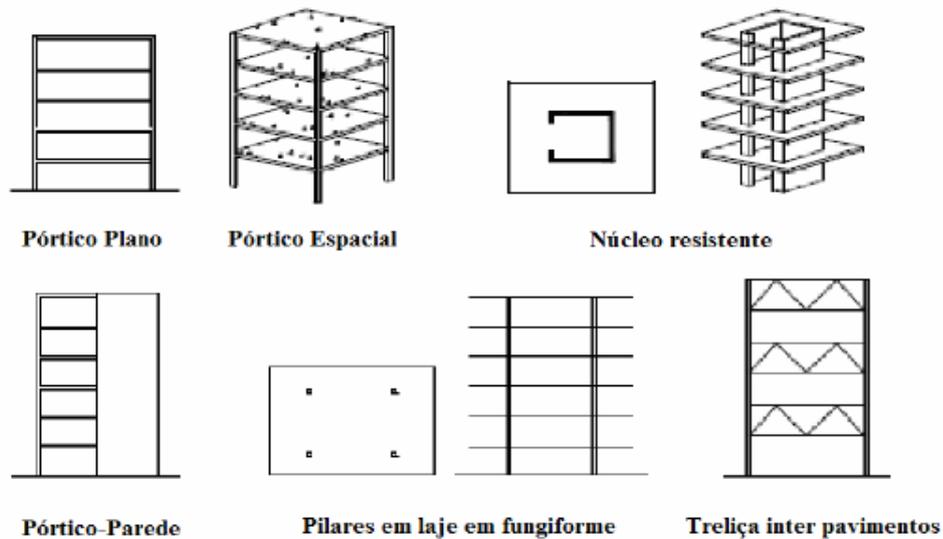


Fig. 3.1 – Subsistemas verticais [8]

Estes sistemas podem ser consultados com maior detalhe no subcapítulo 3.4

### 3.2.2 Ações horizontais

À medida que os edifícios crescem em altura, as estruturas vão tendo de suportar cargas cada vez maiores, do peso próprio e das ações horizontais que também vão aumentando. Contudo, o verdadeiro desafio é a sua capacidade de lidar com fenómenos dinâmicos como o vento ou os sismos. São diversos os problemas criados por estas ações dinâmicas nas estruturas, particularmente na [10]:

- Estabilidade;
- Resistência;
- Integridade e funcionamento dos equipamentos;
- Saúde e conforto humano.

Embora tanto o vento como as forças sísmicas sejam essencialmente ações dinâmicas, há uma diferença fundamental na maneira pela qual elas são induzidas numa estrutura. Cargas de vento, aplicadas como cargas externas, são caracteristicamente proporcionais à

superfície exposta de uma estrutura, enquanto as forças sísmicas são forças internas, produzidas pela resistência da inércia da estrutura a movimentos sísmicos [11].

Os sistemas resistentes a ações horizontais são, no caso de edifícios elevados e em geral, dimensionados segundo critérios de rigidez. O sistema deve impedir as deformações e as acelerações excessivas sob ações de natureza dinâmica [8].

### 3.2.2.1 Ação do vento

Em Ferreira [12], refere-se a ação do vento como um dos maiores problemas associados aos edifícios altos, uma vez que assumem uma relevância fundamental que podem conduzir a fenómenos dinâmicos extremos como a ressonância. A ressonância dá-se quando a ação dinâmica aplicada a uma estrutura tem uma frequência semelhante à frequência natural da mesma dando origem a amplitudes indesejáveis de oscilações, podendo daí resultar desconforto aos utilizadores, quebra de vidros e até mesmo problemas estruturais.

A ação do vento, traduz-se numa pressão sobre as paredes da fachada que são transferidas aos elementos de contraventamento pelas lajes, trabalhando como membranas horizontais, em cada nível. (Fig. 3.2)

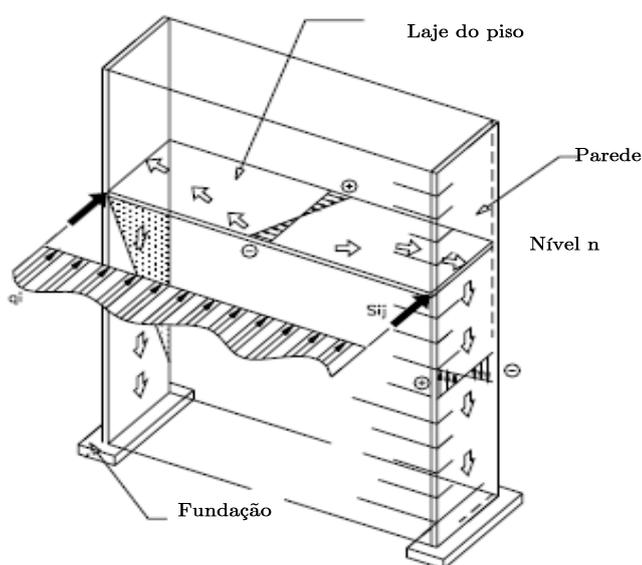


Fig. 3.2 – Ilustração da transferência da ação do vento em Edifícios Altos [8]

O seu efeito na estrutura é analisado considerando forças concentradas ao nível dos andares correspondentes às respectivas áreas de influência da fachada, por piso.

Em edifícios altos, esta ação toma máxima importância em termos de momentos derrubadores para estados limites últimos e em termos de conforto para os ocupantes, para estados limites de serviço [12]. De acordo com as indicações do “*Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers*”, o deslocamento horizontal máximo do edifício não deve exceder  $h/500$ , sendo  $h$  a altura do edifício, de forma a evitar a fendilhação de paredes e vibrações desagradáveis para os ocupantes [14].

O comportamento estrutural resultante da ação dinâmica, é analisado para dois sentidos de escoamentos [14]:

- No sentido longitudinal ao vento (barlavento);
- No sentido transversal ao vento. (Fig. 3.3)

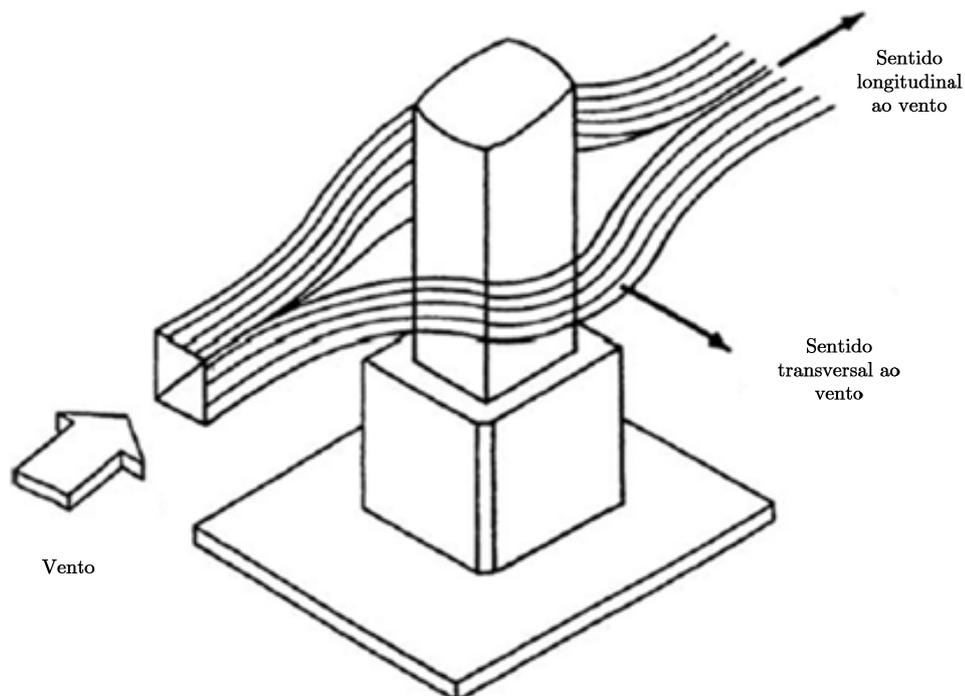


Fig. 3.3 – Direções do escoamento do vento quando atua num pilar [11]

A resposta no sentido longitudinal ao vento, é devida essencialmente ao caráter turbulento atmosférico do escoamento nesta direção, derivado das variações de pressão que seguem linearmente as variações da velocidade de vento, mas também inclui efeitos de interação entre o escoamento e a estrutura. A direção longitudinal pode no entanto ser a mais condicionante, provocando momentos fletores muito elevados para estados limites últimos. Quando o escoamento está a atuar no sentido transversal ao vento, apresenta um comportamento bem mais complexo, do que quando comparado com a resposta na direção do vento. Este efeito é conhecido por desprendimento de vórtices e é a principal causa de vibrações e conseqüente desconforto para os ocupantes. Desta forma, em grande parte das situações para projetos de edifícios altos, é na direção perpendicular ao vento que se origina a resposta mais desfavorável para os edifícios, pois muitas vezes as acelerações transversais são maiores que as longitudinais [12]. (Fig. 3.4)

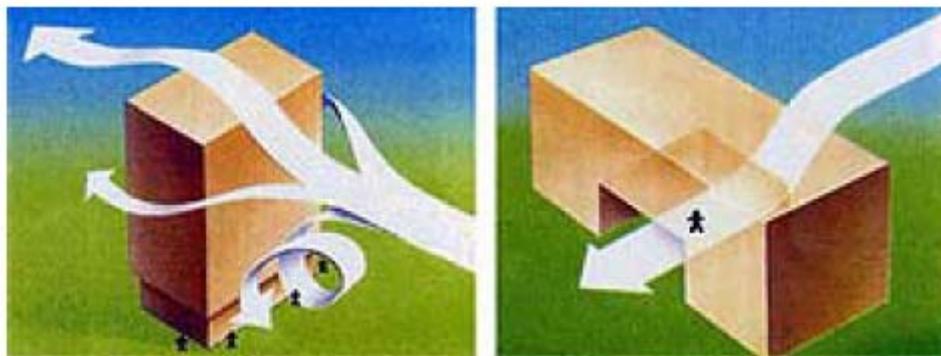


Fig. 3.4 – Efeito do vento nas edificações [8]

De uma forma genérica, um paralelepípedo vertical induz maiores vórtice do que um cónico. O projeto, do *Shanghai World Financial Center*, (já anteriormente mencionado), onde um buraco de 48m é aberto no topo de um edifício de 94 pisos, de modo a diminuir a pressão do vento, é um exemplo interessante da articulação da forma e da estrutura às condicionantes naturais do vento.

Um instrumento de projeto fundamental para a concepção e verificação estrutural de edifícios especialmente altos, é o túnel de vento, já que para estes fenômenos os modelos matemáticos de cálculo, para além de serem muito complexos, não são suficientes nem eficazes. Um túnel de vento é uma instalação que tem por objetivo simular o efeito do movimento de ar sobre, ou ao redor de modelos à escala, tais como: coberturas, estrutura de edifícios, pontes, torres de energia, estádios, estruturas flexíveis, entre outros. Os ensaios são realizados por motivos de segurança e de integridade da estrutura e pelo conforto dos ocupantes [3]. (Fig. 3.5)

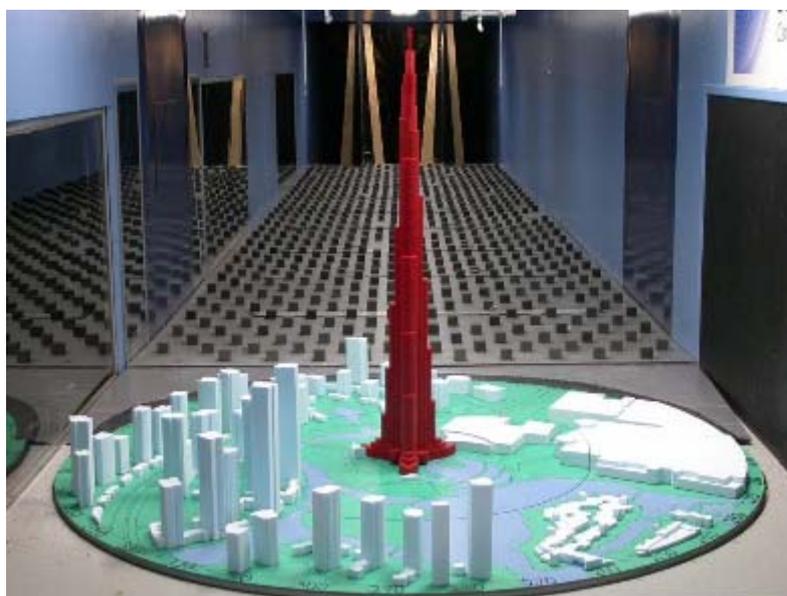


Fig. 3.5 – Ensaio de modelos em miniatura do *Burj Dubai* com recurso ao túnel do vento

Os ensaios do túnel do vento sobre o efeito das ações de vento nas edificações, permitem uma realização mais apurada de [15]:

- prognósticos de pressões, tensões, deformações, deslocamentos e características das vibrações;
- avaliação de requisitos estruturais para a otimização de projetos na resistência às forças do vento;
- influência do vento em ventilação e climatização de edificações;

- monitorização da resposta do vento em estruturas reais.

Segundo Graziano, F.P. [16], o túnel do vento possibilita também a análise das parcelas estáticas e dinâmicas que compõem o efeito do vento, o que significa conhecer melhor como a estrutura responderá, e portanto, como será solicitada. Graziano, refere-se em especial, às situações em que os esforços transversais são relevantes para o dimensionamento da estrutura, seja edifícios altos, pontes, coberturas de estádios ou outras. Proporciona a distribuição das pressões na envolvente, pressões internas na edificação, forças e momento nas fundações, frequências de ressonância, amplitude de vibração da estrutura, entre outros efeitos. Em suma, esse tipo de ensaio é solicitado pelo projetista sempre que há incerteza em relação aos efeitos do vento sobre a estrutura, e quando a mesma a justifica.

A resposta de um edifício à ação do vento depende da intensidade do vento, do tamanho e da forma da edificação, da massa, da rigidez e da capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural. Neste sentido, existem mecanismos de amortecimento para atenuar a redução destes deslocamentos para um edifício alto. Estes mecanismos podem ser consultados no subcapítulo 3.2.2.3, a seguir à ação sísmica, uma vez que estes dispositivos dinâmicos podem servir para ambas as ações.

### **3.2.2.2 Ação sísmica**

A ação sísmica está associada a movimentos tectónicos da crosta terrestre que originam deformações, roturas e enrugamentos da camada superficial, que envolve o globo terrestre, onde predominam as rochas de tipo granítico. Este efeito natural, provoca libertação de energia que origina vibrações que se propagam sob a forma de ondas de diversos tipos, através da crosta terrestre. Contudo, os sismos representam um dos fenómenos naturais mais imprevisíveis e de elevado poder destrutivo que se abatem sobre as estruturas [17].

Desta forma, torna-se fundamental ter atenção, aquando da análise e realização do projeto de edifícios, certos cuidados que condicionam o comportamento dum estrutura perante o movimento sísmico, bem como cumprir três objetivos essenciais [11]:

- Garantir a segurança das vidas humanas;
- Minimizar as perdas materiais e económicas;
- Assegurar o funcionamento de instalações de proteção civil para a função após um sismo.

Segundo o Eurocódigo 8 [18], para que uma estrutura apresente um bom comportamento sísmico devem ser respeitados certos princípios a nível de conceção estrutural, tais como:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade em altura;
- Simetria e regularidade;
- Graus de redundância;
- Resistência e rigidez bidirecionais;
- Resistência e rigidez à torção;
- Comportamento de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundações adequadas;
- Não existência de cantos reentrantes ou o posicionamento favorável de elementos de elevada rigidez.

Nesta dissertação, apenas se destacaram os princípios mais relevantes.

No que diz respeito à simplicidade estrutural, uniformidade em planta ou em altura e simetria, recomenda-se certas configurações que garantam a existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas. (Tabela 3.1)

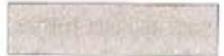
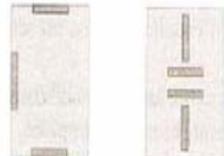
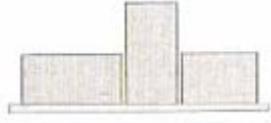
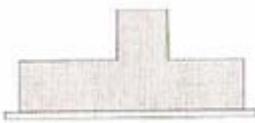
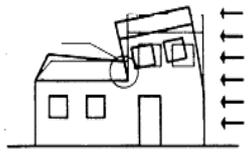
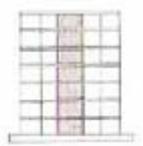
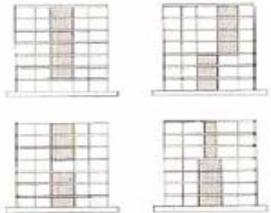
Uniformidade em Planta			
Favorecer	Evitar	Deformada	Observações
			A forma ideal é a compacta. Partes salientes ou reentrâncias geram esforços.
			Formas assimétricas produzem oscilações diferenciais e torção. Separar em formas simples com juntas adequadas.
			Formas alongadas levam as oscilações diferenciais nas extremidades.
			Disposição simétrica dos elementos de contraventamento. Disposição junto à periferia para aumentar a rigidez à torção.
Uniformidade em Altura			
			A forma ideal é a regular. Fracionar em formas simples com juntas adequadas.
			Elementos de contraventamento contínuos até à fundação. Não fazer redução ou interrupção dos elementos de contraventamento.

Tabela 3.1 – Alguns princípios básicos nas fases iniciais de conceção de um edifício [19]

Na Fig. 3.6 pode-se visualizar diversas plantas com formas diferentes e com orientações de critérios de dimensões que se devem ter em conta para um bom funcionamento e distribuição dos elementos estruturais.

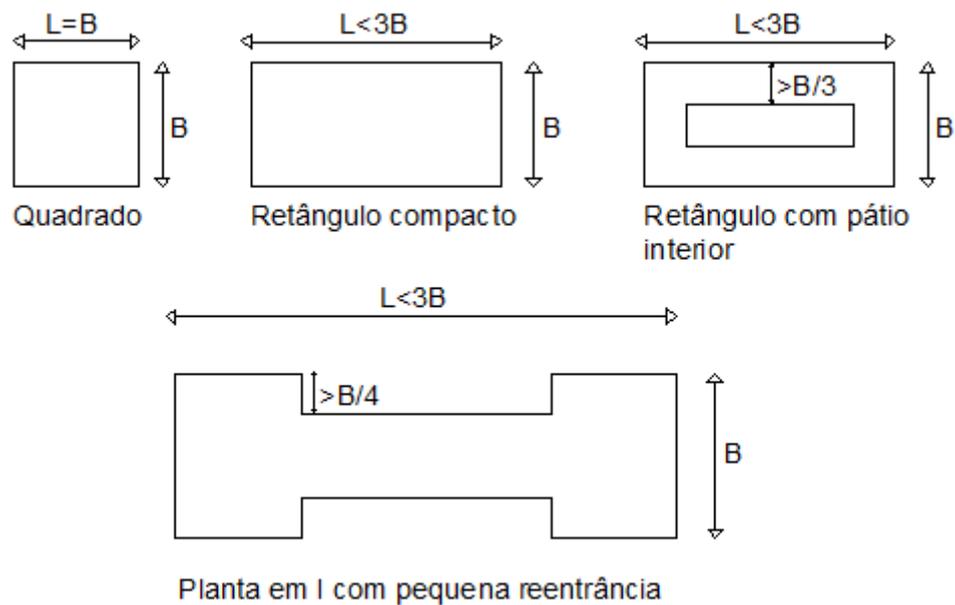


Fig. 3.6 – Configurações de plantas que se recomenda para a concepção de um edifício [10]

Segundo Oliveira, C. S. [20], a importância dos graus de redundância permite um melhor comportamento geral de uma estrutura, pois quanto maior for o grau de redundância, maior a possibilidade de redistribuição de esforços numa estrutura. Como exemplo, pode referir-se que a existência de várias fiadas de pórticos numa mesma direção permite um melhor comportamento. Um número reduzido de fiadas irá permitir mais facilmente a formação de mecanismos de torção que surgirão logo que um dos pórticos entre em regime não-linear. Como regra de simples aplicação, poder-se-á considerar um mínimo de 4 pórticos em cada direção.

Se o edifício tiver apresentar em planta uma configuração simétrica e uma disposição simétrica dos elementos estruturais, é apropriado para se obter uniformidade. Também é

recomendável um eficaz equilíbrio entre a disposição da massa e da rigidez no edifício, quer em planta quer em altura (Tabela 3.2).

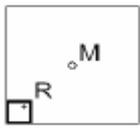
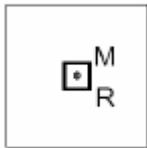
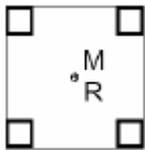
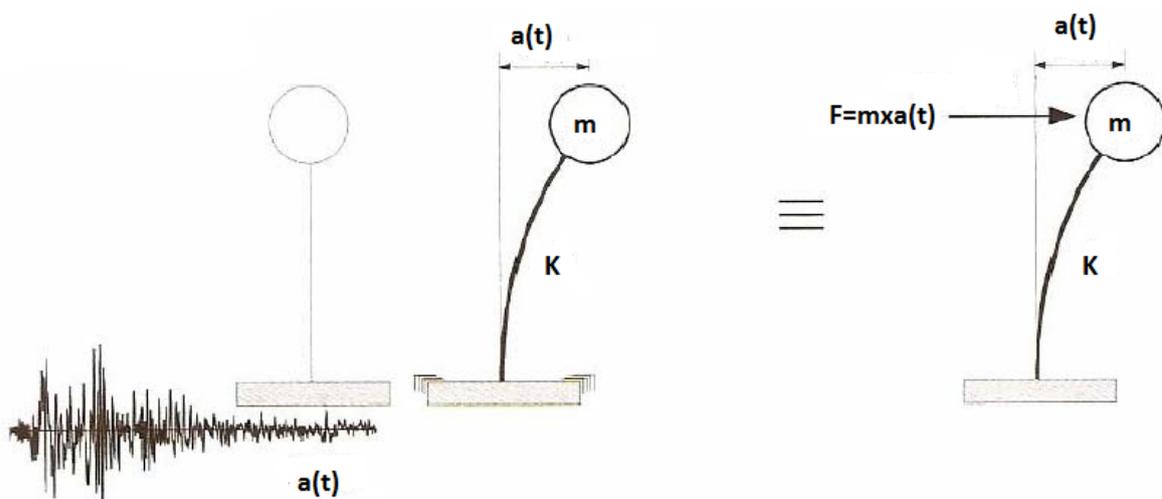
Forma em Planta	Prós	Contras
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma da planta totalmente simétrica.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baixo módulo de torção;</li> <li>• Alta excentricidade.</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma totalmente simétrica;</li> <li>• Módulo torção adequado;</li> <li>• Sem excentricidade.</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma totalmente simétrica;</li> <li>• Alto módulo de torção;</li> <li>• Sem excentricidade.</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma totalmente simétrica.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baixo módulo de Torção;</li> <li>• Alta excentricidade.</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma totalmente simétrica;</li> <li>• Alto módulo de torção;</li> <li>• Sem excentricidade.</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem excentricidade.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Módulo de torção muito baixo;</li> <li>• Forma parcialmente assimétrica.</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem excentricidade.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Módulo de torção muito baixo;</li> <li>• Forma totalmente assimétrica.</li> </ul>

Tabela 3.2 – Relações de distribuição em planta entre a massa (M) e rigidez (R) [8]

Por último as fundações têm um papel muito preponderante na segurança contra as ações sísmicas, uma vez que é a partir daquelas, que se faz a ligação da superestrutura ao solo. Sem um bom funcionamento das fundações durante a ocorrência de um sismo, será extremamente difícil que a superestrutura se comporte bem. Desta forma, para garantirem um melhor comportamento, as fundações de pilares e paredes deverão ser ligadas entre si de forma a garantir um funcionamento de conjunto e evitar assentamentos diferenciais [20].

Relativamente ao comportamento de um edifício durante um sismo, trata-se de um problema de vibração, ou seja, os movimentos sísmicos do solo não danificam o edifício por impacto, ou por pressão aplicada externamente, como o vento, mas sim por forças de inércias geradas internamente causadas pela vibração da massa do edifício. Os movimentos de uma ação sísmica estão caracterizados como deslocamentos, velocidades, acelerações com diferentes direções, magnitude, duração e sequência. A resposta do edifício aos movimentos depende da massa do edifício, da aceleração do solo, da natureza da fundação e das características dinâmicas da estrutura [11] (Fig. 3.7).



$a(t)$  – aceleração sísmica em função da duração;  $m$  – Massa;  $K$  – Rigidez;  $F$  - Força

Fig. 3.7 – Representação de uma simulação de uma força sísmica numa parede [19]

Quando existe um movimento acelerado da base, este pode ser representado por uma força horizontal equivalente, numericamente igual ao produto da aceleração da base multiplicada pela massa da edificação. Os valores máximos prováveis ao nível das massas oscilantes de um grau de liberdade, quando excitados na base por um sismo, podem ser refletidos em espectros de resposta. Os espectros de resposta definem gráficos de uma função em que as abcissas situam a frequência própria do oscilador e a ordenada o deslocamento, velocidade ou aceleração máxima ao nível da massa oscilante. (Fig. 3.8)

A frequência, que corresponde ao inverso do período, representa a grandeza física que indica o número de ocorrências de um ciclo em determinado intervalo de tempo, logo quanto mais rígida for a estrutura, maior será a sua frequência.

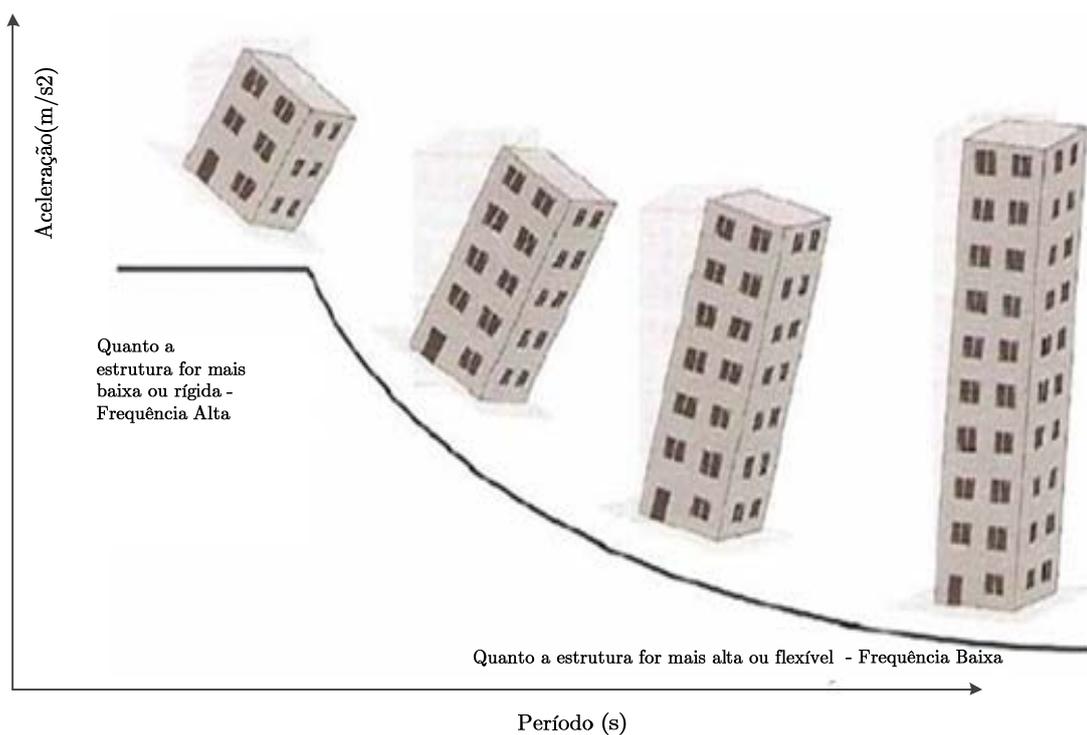


Fig. 3.8 – Espectro de resposta da ação sísmica em função da altura das edificações [19]

À medida que se aumenta o número de andares, os edifícios tendem a ter períodos fundamentais maiores o que significa, pelo espectro de resposta, ter um melhor desempenho

frente a ação sísmica [19]. Em suma, para edifícios altos em que a massa é relativamente grande, para minimizar a perda de energia sísmica que corresponde a uma menor intensidade das vibrações no edifício, deve-se utilizar amortecedores nas fundações, ou melhorar a ductilidade da própria estrutura [8].

### **3.2.2.3 Sistemas de proteção dinâmica**

Para resolver certos problemas derivados das ações dinâmicas nos edifícios em geral, sem a necessidade de aumentar a sua capacidade resistente, existem diversos dispositivos que melhoram o comportamento dinâmico das estruturas. Esses mecanismos têm como função amortecer a estrutura, quando esta é excitada pela ação sísmica proveniente do solo ou por pressões exteriores do vento na envolvente do edifício. O amortecimento numa estrutura tem essencialmente quatro origens a saber: estrutural, aerodinâmico, solo e auxiliar. Embora as três primeiras fontes de amortecimento sejam pouco expressivas e apresentem sempre algum nível de incerteza, razão pela qual só é possível conhecer em rigor o amortecimento depois da estrutura estar concluída. Tipos de amortecimento [11]:

- Amortecimento estrutural depende dos materiais constituintes da estrutura. O betão apresenta geralmente maior amortecimento que o aço;
- Amortecimento aerodinâmico é importante na direção do vento e desprezável na direção transversal ao vento;
- Amortecimento do solo está ligado à interação das fundações com o solo e o seu amortecimento natural;
- Amortecimento auxiliar é dimensionável e é de longe o mais importante face aos antecedentes.

Os Sistemas de Proteção Dinâmica (SPD) podem atuar alterando as características dinâmicas da estrutura ou aumentando a sua capacidade de dissipar energia. Em

Guerreiro [10], apresenta-se uma classificação de sistemas de proteção dinâmica, que será também adotada neste trabalho:

- Sistemas passivos – não necessitam de fornecimento de energia.
  - Isolamento de Base;
  - Dissipadores;
  - Amortecedores de Massa Sintonizados, também conhecidos por *Tuned Mass Dampers*(TMD).
- Sistemas Ativos – necessitam de energia para controlar o movimento da estrutura.
  - TMD ativos;
  - Contraventamento ativo;
  - Controlo adaptativo.
- Sistemas Semiativos – necessitam de energia para modificar as características dos dispositivos.
  - TMD semiativos;
  - Sistemas de rigidez variável;
  - Sistemas com amortecimento variável.

Destas técnicas de controlo de vibração em estruturas que procuram atenuar as amplitudes, apenas serão destacados alguns mecanismos. O isolamento da base trata-se de um dispositivo muito utilizado uma vez que, os deslocamentos horizontais concentram-se ao nível da camada de isolamento, permitindo que a restante estrutura praticamente não se deforme, comportando-se como um corpo rígido (Fig. 3.9).



Fig. 3.9 – Vários exemplos de dispositivos que se podem usar para isolar a sapata da restante estrutura [19]

Os amortecedores de massa sintonizados (TMD) constituem um destes sistemas de dissipação de energia, sendo utilizados para aumentar o amortecimento geral do sistema estrutural. Trata-se de um mecanismo que consiste numa massa unida à estrutura da edificação nas proximidades ou no ponto de máximo deslocamento, por um sistema do tipo “mola-amortecedor”, sendo que a dissipação de energia ocorre quando há deslocamentos relativos entre a massa e a edificação [21] (Fig. 3.10).



Fig. 3.10 – Amortecedor de massa sintonizado no topo do Edifício *Taipei 101*[10]

*Taipei, Taiwan*, inaugurada em 2004, apresenta o amortecedor de massa sintonizado empregado na estrutura, constituído por uma grande esfera de aço ligada à estrutura por cabos de aço, funcionando como um pêndulo.

### 3.2.3 Ações indiretas

As ações indiretas consistem em deformações impostas à estrutura que geralmente são pouco relevantes em edifícios correntes, mas relativamente a edifícios altos ganham mais relevância. Ações indiretas:

- Assentamentos do terreno;
- Efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem;
- Variação da temperatura e retração em altura;
- Fluência.

As ações indiretas podem ser originadas a partir do gradiente de temperatura entre a superfície exterior e interior da construção, e que podem provocar variações de deformações nos materiais (causando tensões e micro-fendas que aceleram as degradações) [8]. Segundo o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) [22], o efeito da variação de temperatura é considerado sazonal e pode ser dispensado para estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta (ou espaçamento entre juntas de dilatação) não ultrapasse os 30m.

Outra razão, pela qual podem ocorrer estas ações é a redução progressiva da rigidez dos elementos de uma estrutura hiperestática, nomeadamente, o encurtamento vertical dos pilares, e que é função do nível de tensão e armaduras nas secções de betão, da fluência, retração e envelhecimento do betão [4].

### **3.2.3.1 Assentamentos do terreno**

Das ações indiretas, aquela que é porventura a mais crítica, são os assentamentos do terreno, uma vez que são provocados por diferentes assentamentos nos vários pontos de fundação, mudanças no nível freático, escavações, sismos e até quando se aumenta as cargas nas fundações e altura do edifício, os quais podem criar movimentos, fendilhação, rotações de corpo rígido, entre outros [8]. Em edifícios altos estas deformações diferenciais das fundações vão evoluindo à medida que a estrutura vai sendo construída. Muitas vezes existe alguma imponderabilidade na sua ordem de grandeza, originando a necessidade de correções de verticalidade durante a construção [4].

### **3.2.3.2 Efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem**

Nas análises de estruturas de edifícios altos, o efeito de 2.<sup>a</sup> ordem ganha relevância devido à elevada esbelteza destes edifícios, bem como, da considerável ação do vento e ou do sismo.

Estes efeitos devem ser considerados, quando estamos perante uma situação de instabilidade da estrutura ou quando a parcela de 2.<sup>a</sup> ordem das reações ou esforços ultrapassarem 10% da parcela de 1.<sup>a</sup> ordem (ações verticais) em algum elemento [8]. Os efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem podem ser de dois tipos: o efeito P- $\Delta$  e as imperfeições geométricas.

O efeito P- $\Delta$  é um fenómeno não-linear que resulta de esforços decorrentes dos deslocamentos horizontais da estrutura, quando esta é submetida às ações das cargas verticais (P-carga axial aplicada à compressão) e horizontais [8] (Fig. 3.11).

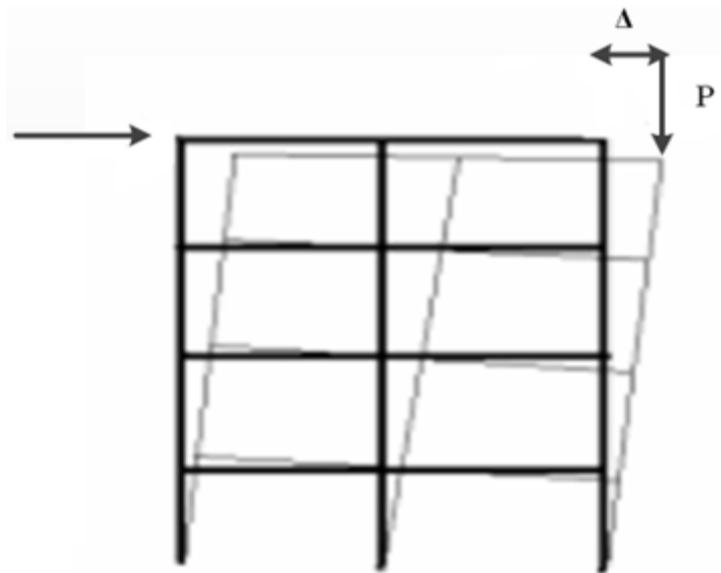


Fig. 3.11 – Efeito P- $\Delta$  numa estrutura

De uma forma geral as construções de edifícios possuem imperfeições geométricas, sendo as edificações estruturadas em betão armado, mais suscetíveis à ocorrência de desaprumo do que as estruturas metálicas. Esta falta de verticalidade e horizontalidade está associado ao efeito não linear (P- $\Delta$ ) da estrutura, que se tende a agravar durante o processo construtivo, introduzindo esforços de flexão e corte permanente nos elementos da estrutura que provoca uma tendência de agravamento por fluência ao longo do tempo. Em suma, estas imperfeições geométricas deverão ser controladas e corrigidas de forma a obter a

verticalidade durante o empreendimento, com recurso a técnicas de topografia, através de sistemas de monitorização da verticalidade com tecnologia GPS [4].

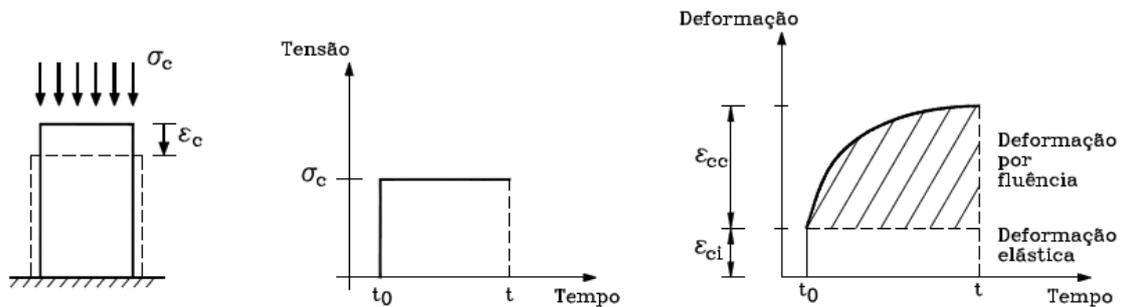
### 3.2.3.3 Fluência e retração

As deformações do betão podem ser classificadas para dois tipos:

- Deformações que dependem do carregamento (deformação elástica e de fluência);
- Deformações independentes do carregamento (deformação por retração e pela variação da temperatura).

As deformações que dependem do carregamento podem ser definidas em duas fases:

- Deformação elástica – deformação instantânea que ocorre no instante inicial, logo após aplicação da carga e pode ser limitada por aplicação de contraflexas (escoramento);
- Deformação de fluência – deformação ao longo do tempo sob carga constante (Fig.3.13).



$\sigma_c$  – tensão do betão  $\epsilon_c$  – extensão do betão

Fig. 3.12 – Exemplo simplificado do efeito da fluência

Observa-se na figura, que o betão quando é sujeito a uma tensão (carga), num instante inicial ( $t_0$ ), sofre uma deformação elástica, e depois com o passar do tempo sofre a deformação por fluência.

Como deformações independentes do carregamento temos a retração, que consiste na diminuição do volume que ocorre na massa do cimento, devido essencialmente à evaporação da água da amassadura do betão e às reações de hidratação das partículas de cimento. A carbonatação do betão, também origina este efeito.

### **3.3 Análise da conceção estrutural de Edifícios em Altura**

Um dos aspetos mais importantes para reduzir problemas num edifício alto é o investimento na conceção estrutural dos sistemas resistentes. Uma boa conceção, permite reduzir danos provocados pelos sismos, ventos fortes, ações verticais, evitando deste modo o colapso do edifício e o bom funcionamento em serviço.

A escolha do sistema estrutural de um edifício é complexa e envolve muitos fatores, portanto no início de um projeto, deve ser feito um estudo minucioso da arquitetura, instalações, métodos construtivos e condições locais antes do cálculo e dimensionamento da estrutura. Este procedimento para um projeto bem sucedido, constitui em si a arte de dispor as peças resistentes de uma estrutura, de forma a que a mesma resista a todas as solicitações (cargas, peso próprio e ações horizontais), que sobre ela possam atuar durante a sua vida, minimizando os custos da construção e manutenção.

Para prevenir o colapso do edifício perante as referidas ações, a sua base de implantação deve ser a maior possível. Por isso, existe uma grandeza que consiste na altura do edifício a dividir pela largura da fachada, designada por “relação de aspeto”, que geralmente se situa entre 6 e 8 de forma a prevenir a deformabilidade exagerada ou o colapso. O caso da *Torre Sears de Chicago*, de 6,5 – (435 m de altura/67,5 de base), é um exemplo da designada “relação de aspeto” [3].

O comportamento estrutural depende das características dos materiais, das dimensões da estrutura, das ligações entre os diferentes elementos, das condições do terreno, etc.

A escolha do material estrutural (metal ou betão) está associada a aspetos tão distintos como a tradição construtiva, as regras de mercado, os regulamentos locais, entre outros, mas depende essencial de [3]:

- Rapidez de execução;
- Comportamento mecânico;
- Natureza dos esforços;
- Resistência ao fogo;
- Arquitetura.

### **3.3.1 Considerações estruturais dos Edifícios em Altura**

As estruturas dos edifícios em altura são geralmente metálicas, mistas ou compósitos, de betão de alta resistência, com um núcleo rígido que envolve as caixas de escadas, elevadores e coretes, aliviando as fachadas portantes. Tecnicamente, o edifício em altura pode ser caracterizado por ter no mínimo 20 pisos, e uma altura de, pelo menos, 5 vezes a largura [3].

Os sistemas estruturais em função da sua altura vão se tornando mais complexos e únicos. Logo, embora cada edifício seja singular, pode-se admitir, genericamente, que em zonas não sísmicas é possível edificar [3]:

- Até aos 30 pisos, apenas com estruturas porticada;
- Até aos 70 pisos, há necessidade de combinar a estrutura porticada com um núcleo rígido, quase sempre de betão de alta resistência;
- Para os superedifícios, são necessárias estruturas mais sofisticadas: tubo, treliça tridimensional ou associação de tubos.

A grande maioria das estruturas dos edifícios em altura é construída com [3]:

- Pilares: compósitos – perfis metálicos envolvidos em betão armado;

- Vigas principais: perfis metálicos envolvidos em betão armado ou tintas intumescentes;
- Vigas secundárias: vigas em betão armado ou perfis metálicos envolvidos em materiais não combustíveis – gesso, partículas minerais projetadas, tintas intumescentes, entre outros.
- Lajes: cofragem colaborante – lâmina de compressão de betão armado sobre chapa, assente em vigas secundárias com conetores metálicos;
- Núcleos rígidos: paredes de betão armado de alta resistência.

### 3.4 Classificação dos sistemas estruturais

Um sistema estrutural simplificadamente pode ser dividido em dois subsistemas [3]:

- Resistentes às ações verticais (gravitacionais);
- Resistentes às ações horizontais (sismo e principalmente o vento).

As lajes e as vigas fazem parte do primeiro subsistema, mas também têm participação na condução dos esforços horizontais para os pilares ou paredes. Para que isso ocorra, é necessário que os elementos possuam certa rigidez no plano horizontal. Quando a laje é moldada “*in situ*” esta rigidez é alcançada facilmente, porém, já no caso de lajes prefabricadas, esta condição nem sempre é satisfeita.

Os pilares, paredes, núcleos resistentes e elementos de contraventamento fazem parte do subsistema estrutural resistente a esforços horizontais, além de transmitir os esforços verticais às fundações.

Diversos autores como *Smith & Coull* [2], *Kumar* [23] e *Sáles* [24] já realizaram muitos estudos e escreveram livros sobre os sistemas estruturais em edifícios e não é possível encontrar uma unanimidade entre eles, a respeito da denominação dos sistemas estruturais já executados. Em *Sáles* [24] é apresentada uma classificação em quatro grupos principais,

sendo cada grupo possuidor de uma característica estrutural importante que o diferencia dos demais:

- Sistemas porticados;
- Sistema com núcleo resistente;
- Sistemas tubulares;
- Sistemas com treliças.

### **3.4.1 Sistema porticados**

Este sistema, apesar da evolução constante dos sistemas estruturais, ainda apresenta uma solução clássica para edifícios de pequena altura (até aos 30 pisos).

Os pórticos não são muito utilizados como elementos de contraventamentos, já que apresentam uma rigidez relativamente pequena. No caso de ser este o sistema de contraventamento a eleger, poderá o seu desempenho ser melhorado com a inclusão de ligações rígidas entre algumas vigas e pilares. Pretende-se obter um conjunto de pórticos rígidos e lajes rígidas, de forma a que adquiram estabilidade quando solicitada a um carregamento horizontal. As vigas que não fazem parte destes pórticos, com funções de contraventamento, podem ser rotuladas nos pilares.

#### **3.4.1.1 Pórticos associados a paredes**

Os sistemas compostos por pórticos e paredes resistentes podem ser usados para edifícios até cerca de 40 andares.

Quando o sistema de contraventamento associa pórticos com estruturas tipo parede, teremos de ter atenção à circunstância de se tratar de elementos com comportamentos diferentes. Assim, enquanto a estrutura “tipo” parede (com relação entre altura/largura > 3)

têm uma deformação devida à flexão do conjunto (deformação por flexão), o pórtico tem uma deformação rígida pelo esforço transversal do conjunto (deformação por distorção).

### **3.4.2 Sistemas núcleo resistente**

Os núcleos estruturais ganham importância à medida que se aumenta ainda mais a altura da edificação. Geralmente são necessárias torres de escadas, elevadores, passagens verticais de tubagens ou outros serviços que por imposição arquitetónica podem se localizar no núcleo do edifício. É bastante comum, que seja tomado partido estrutural da presença deste núcleo.

Este núcleo pode ser formado basicamente pelos seguintes elementos:

- Pilares e vigas formando pórticos nas duas direções, através de ligações rígidas ou semirígidas entre eles;
- Pilares e vigas com ligações flexíveis entre si e elementos de contraventamento na duas direções;
- Pilares e vigas em pórtico em uma direção e contraventados na outra;
- Paredes de betão (“*Shear Walls*”)
- Paredes mistas (aço e betão).

Os núcleos resistentes, são muitas vezes projetados para resistir à totalidade das ações horizontais, sendo que os elementos periféricos resistem apenas aos esforços verticais. Com isto, consegue-se uma concentração maior de material no núcleo e consequentemente elementos mais esbeltos fora dele.

Segundo Carneiro & Martins [8], as secções dos núcleos de caixa de escadas não são abertas, nem totalmente fechadas, contendo antes pequenas aberturas dominadas por vigas padieira, correspondentes às portas de entrada/saída do núcleo. Estas vigas de contorno das aberturas dos núcleos, podem ligar-se com maior ou menor continuidade aos

núcleos, conforme a rigidez da ligação, muito função da eventual reentrância que o núcleo faça para dentro do espaço da abertura, conforme apresentado na Fig. 3.13:

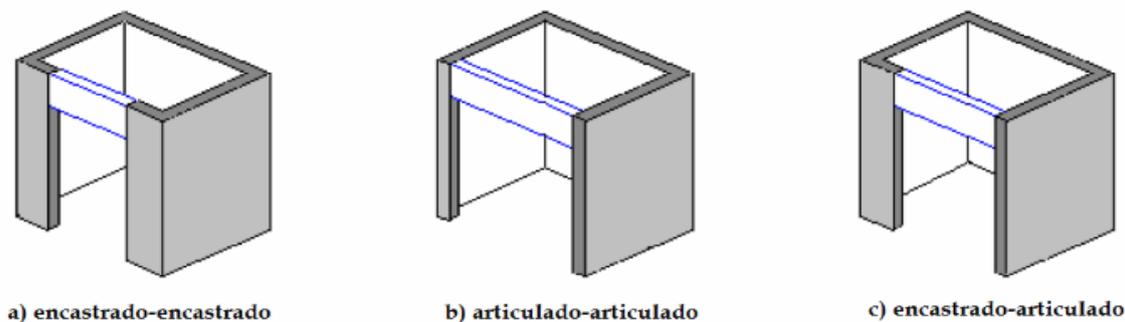


Fig. 3.13 – Rigidez relativa da união viga padieira com núcleo [8]

Os núcleos estruturais ganham importância à medida, que se aumenta ainda mais a altura da edificação. Núcleos estruturais são constituídos pela união de paredes maciças de betão armado em direções diferentes (Fig. 3.14), ou por pilares metálicos contraventados formando estruturas tubulares treliçadas (ver subcapítulo 3.4.4. Sistemas com Treliças)[8].

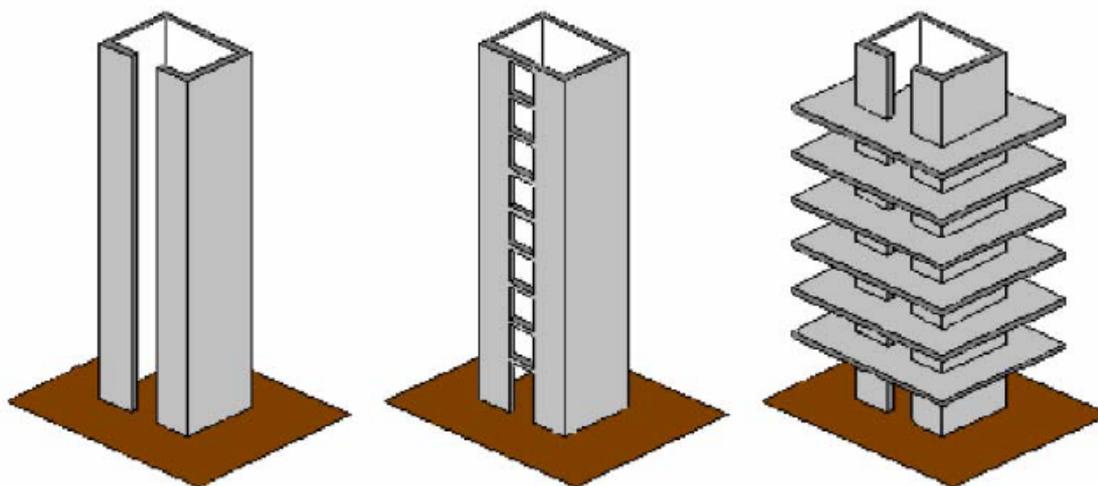


Fig. 3.14 – Tipos de núcleos estruturais [9]

Quando da escolha da posição dos núcleos resistentes deve-se atentar para a simetria da edificação. É sempre interessante, que o centro da massa dos núcleos coincida com o centro de massa da edificação.

Uma das características principais, é a sua capacidade de restrição do empenamento, que é o deslocamento na direção longitudinal da seção causado pela rotação da mesma em torno do centro de torção, como esquematizado na Fig. 3.15.

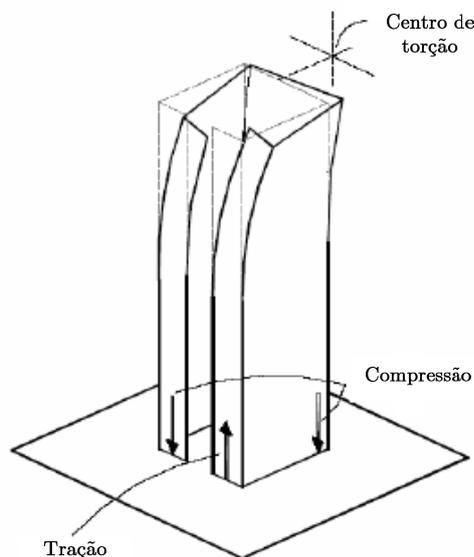


Fig. 3.15 – Empenamento da seção do núcleo [9]

### 3.4.3 Sistemas tubulares

Para os edifícios muito altos, edifícios com número de pisos na ordem das várias dezenas, são necessários cuidados estruturais especiais, tais como: estrutura tubular de periferia, tubo celular, tubo dentro de tubo, tubo treliçado em todas as fachadas. Mas várias outras possibilidades de composições de sistemas de contraventamento para os edifícios em altura, podem ser concebidas.

Os sistemas tubulares consistem na disposição de pilares próximos uns aos outros no perímetro do edifício ligados às vigas de fachada, formando um pórtico de modo, que as ações horizontais sejam resistidas por estes elementos.

A grande vantagem deste sistema, é a concentração de esforços no perímetro da edificação e o aumento da resistência à torção e à flexão da estrutura como se de um tubo se tratasse.

Para edifícios que não necessitam de grandes aberturas na fachada e sim vãos livres internos, esta pode ser a melhor solução.

Esta nova metodologia estrutural permitiu aumentar a altura dos edifícios, abrindo uma nova era da arquitetura.

#### **3.4.3.1 Estrutura tubular de periferia**

Por possuir elevada rigidez lateral, o sistema estrutural tubular tem sido empregue com sucesso, desde o início da década de 60, em aço ou betão armado (Fig. 3.16), fazendo com que o sistema exterior na fachada funcione, como uma chaminé. Segundo Fakury [25], na sua forma básica, apresenta dupla simetria em planta, sendo constituída por quatro pórticos periféricos ortogonais dois a dois e interligados por pilares de canto, delimitando a maior área da geometria quadrada ou retangular (Fig. 3.17).



Fig. 3.16 – *One Shell Plaza*, em *Houston* – sistema tubo em betão armado

Em contraste com a estrutura porticada que resiste às ações horizontais por momentos fletores em cada um dos seus membros, a estrutura em tubo resiste por meio de esforços axiais nas paredes exteriores. Por esta razão, cada pórtico é constituído por um conjunto de pilares pouco espaçados entre si na ordem dos 2-4m, perfeitamente encastrados em suas bases e ligados rigidamente, ao nível dos pisos, por vigas de grande altura em relação ao

vão. As ações verticais que atuam nas lajes são suportadas primeiramente por vigas de piso, que muitas vezes se apoiam nos pilares do sistema tubular e nos núcleos internos de serviços. O núcleo geralmente possui dimensões reduzidas, quando comparadas com as do sistema Tubo, razão pela qual sua contribuição na rigidez lateral do edifício costuma ser desprezada [25].

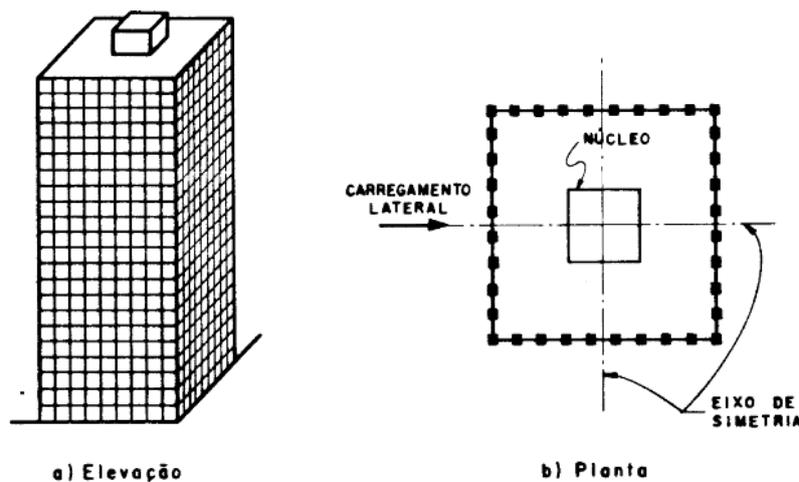


Fig. 3.17 – Sistema estrutural tubular [25]

O sistema estrutural tubular, comporta-se em parte como um painel parede de seção reticular fechada (comportamento de tubo), e em parte como um pórtico. Assim, sob ação de um carregamento lateral que não provoque torção, o momento fletor originário do mesmo é resistido pelo comportamento de tubo, causando tração ou compressão nos pilares, ao passo que a força de corte é resistida por flexão nas vigas e pilares dos pórticos situados nas duas faces paralelas à direção do carregamento.

A deformabilidade ao corte dos pórticos paralelos ao carregamento, faz com que o comportamento do sistema tubular se afaste do comportamento de tubo e se aproxime do comportamento do pórtico, produzindo um efeito conhecido como “*Shear Lag*”, que se constitui no aumento da tensão normal nos pilares de canto e geralmente, naqueles situados nas suas vizinhanças, e na redução desta tensão nos demais pilares. A distribuição

de tensões normais adquire a configuração aproximada de parábola cúbica na região onde sopra o vento (barlavento) e de parábola quadrática na região oposta àquela, de onde sopra o vento (sotavento). Enquanto que, nas paredes laterais comportam-se como almas do tubo transferindo os esforços entre a parede barlavento e a de sotavento [25]. (Fig. 3.18)

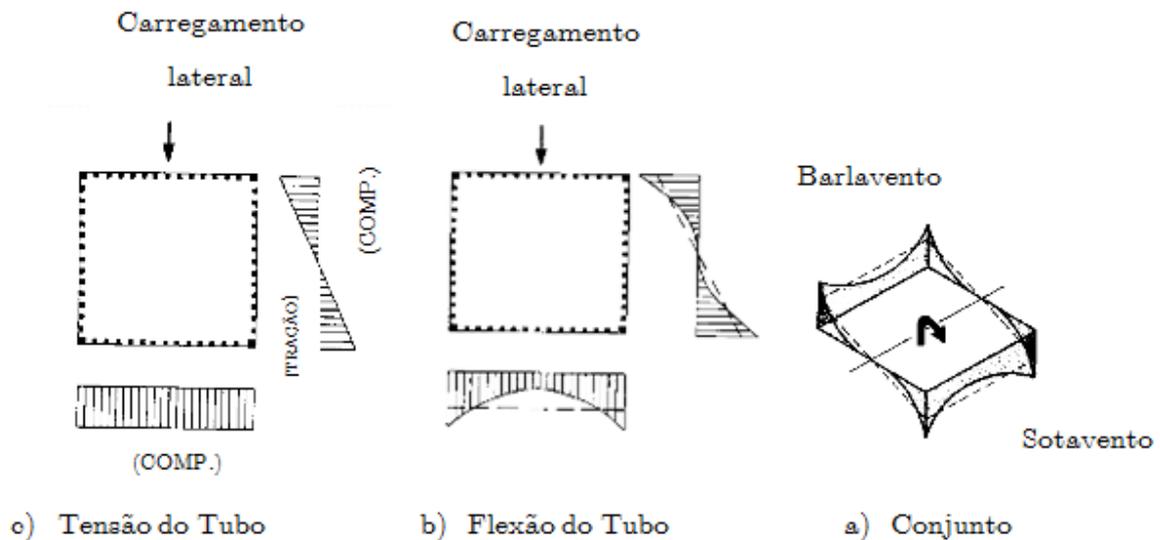


Fig. 3.18 – Efeito “*Shear Lag*” no sistema tubular, adotado de [26]

### 3.4.3.2 Sistema em Tubo Celular

Esta forma estrutural é notável no facto de ter sido utilizado no *Sears Tower em Chicago*, onde se associam nove tubos metálicos, cada um sendo um quadrado de 23m de lado, de alturas diferentes, que acompanham o tubo central. Cada tubo é formado por pilares, que de centro a centro, distam 5 metros uns dos outros. Neste sistema, o tubo externo é endurecido por diafragmas (não existir deformabilidade no plano da laje) internos nas duas direções formando as células. Estas células são formadas por tubos individuais que possuem resistência própria podendo quando isolados, variar a configuração do edifício ao longo da altura. (Fig. 3.19)

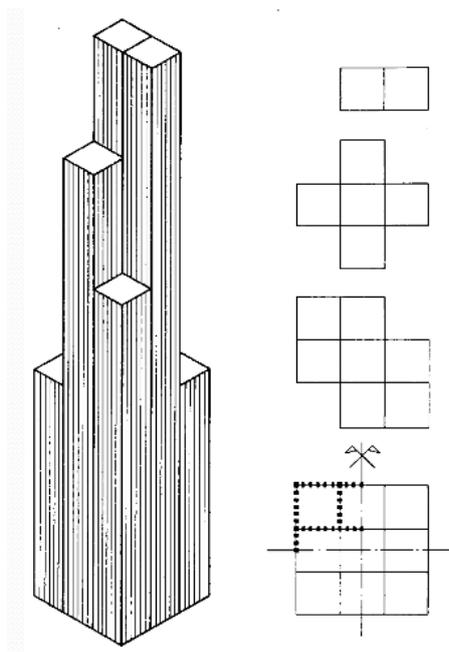


Fig. 3.19 – *Sears Tower* de Chicago [26]

As forças do vento e da gravidade são encaminhadas para o solo como se cada tubo atuasse independentemente, suportando parte das tensões atuantes.

No tubo celular os pilares no perímetro do edifício, que são próximos, atuam em conjunto com as linhas de pilares internos, que também são próximos, e este tipo de configuração produz um aumento da rigidez deste sistema, o que faz reduzir o efeito “*Shear Lag*”, ilustrado na Fig. 3.20.

Como ponto negativo, pode-se apontar a menor flexibilidade arquitetónica na criação de espaços amplos interiores.

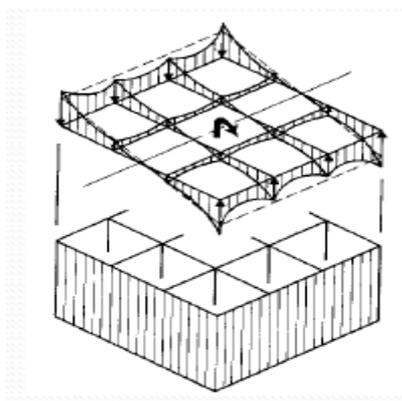


Fig. 3.20 – Efeito “*Shear Lag*” num tubo celular

### 3.4.3.3 Sistema Tubo dentro de Tubo

Este é um tipo de sistema constituído por um tubo exterior e um tubo no seu interior, que é formado pelo conjunto do elevador e a escada de serviço. Os tubos exterior e interior atuam em conjunto, resistindo tanto aos esforços verticais, bem como às ações horizontais. No entanto, o tubo exterior normalmente desempenha um papel dominante por causa da sua maior rigidez estrutural. O tubo interior pode ser constituído, por um núcleo metálico porticado, enquanto que numa estrutura de betão armado seria composto por um conjunto de paredes rígidas [23]. (Fig. 3.21)

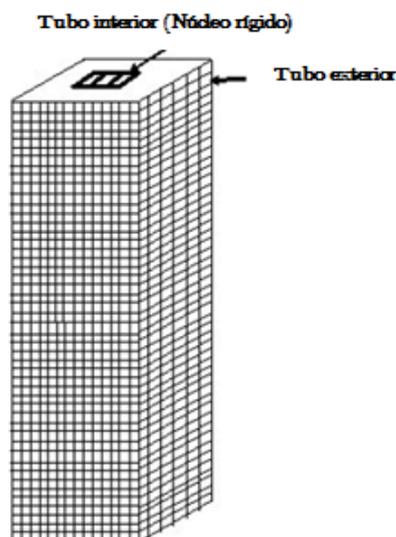


Fig. 3.21 – Tubo dentro de Tubo [23]

### 3.4.4 Sistemas com treliças

Em edifícios altos, surge um tipo de sistema estrutural de resistir aos esforços horizontais e aumentar a rigidez em um sistema, a partir de pórticos enrijecidos por contraventamentos ou diagonais, que prendem de um nó ao outro, tornando-os indeslocáveis. (Fig. 3.22)

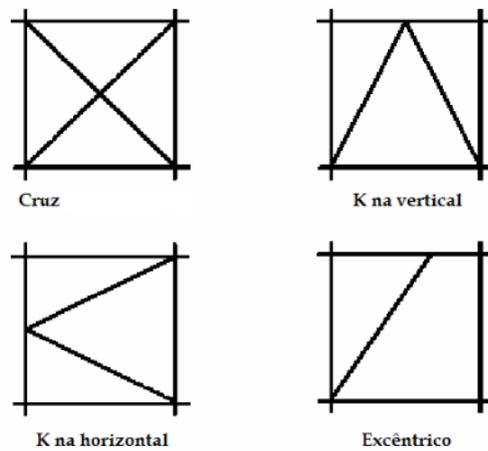


Fig. 3.22 – Tipos de contraventamento comuns [8]

Este sistema possui um resultado muitíssimo satisfatório, porém, a localização das treliças deve ser avaliada, considerando a ocupação e a circulação interna dos pavimentos. As treliças, podem ser criadas nos núcleos onde já existem obstáculos à circulação ou ser dispostos nas fachadas, alternando andares por exemplo. Ou ainda, pode-se dispor de treliças apenas em alguns deles conforme a necessidade, por exemplo no último andar e aproximadamente na meia altura do edifício.

Na Fig. 3.23 apresenta-se a deformada de uma estrutura sem recurso a sistemas de contraventamentos e outra com a aplicação de treliças na ligação entre os elementos estruturais.

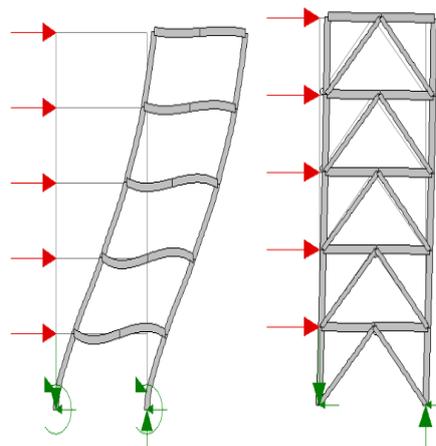


Fig. 3.23 – Travamento realizado pelo diagonal [8]

Alguns exemplos, que se seguem, são considerados estruturas híbridas pois estão associadas à combinação de diferentes sistemas de estruturas porticadas de betão armado reforçadas com contraventamentos metálicos, nomeadamente sistemas tubulares combinados com treliças ou “*Outriggers*” (rigidificadores).

#### **3.4.4.1 Sistema por Treliças alternadas**

Segundo Sales [24], a criação de treliças em andares alternados (Fig. 3.24) concilia dois objetivos de ganhos e perdas generalizadas, pois enquanto um andar fica completamente livre, o outro possuirá obstáculos no plano de cada pórtico, e sob o ponto de vista estrutural os andares treliçados serão indeslocáveis, e os não treliçados, por serem deslocáveis, ficam na dependência da rigidez solitária dos pilares para garantir sua estabilidade. Contudo, este sistema de treliçamento foi pouco empregue nas estruturas metálicas, e mesmo para construções com pouco andares.

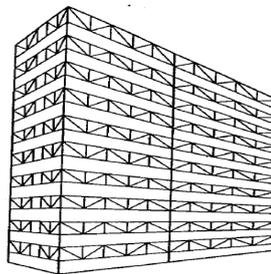


Fig. 3.24 – Sistema Treliças alternadas [24]

#### **3.4.4.2 Sistema Tubo por Treliças**

Segundo Fazlur Khan [27], um tubo seria uma forma muito adequada para resistir a esforços de flexão e de torção. Projetou para o *John Hancock de Chicago* (1969) uma estrutura tubular metálica constituída por pilares colocados nas fachadas do edifício, ligados por grandes travamentos em forma de “X” para suportar forças de gravidade e do vento (Fig. 3.25). Deste modo, o espaçamento entre os pilares, pode ser aumentado e a

altura das vigas pode ser inferior, permitindo assim janelas de maiores dimensões, do que no tubo convencional (Sistema Tubo).



Fig. 3.25 – *John Hancock* de Chicago

Outro exemplo do sistema estrutural de treliça tridimensional é o Banco da China em Hong Kong *I Mei Pei* (1990) (Fig. 3.26), que conduz todos os esforços para os elementos das treliças incorporadas nas fachadas do edifício com elevada eficiência à deformação transversal e de torção.



Fig. 3.26 – Banco de Hong-Kong

#### **3.4.4.3 Sistema de contraventamento “*Outrigger*”**

Atualmente, os sistemas estruturais dos edifícios altos recorrem a uma combinação de soluções para melhorar o desempenho geral em termos de rigidez e resistência, como por exemplo, a introdução de “*Outriggers*” (rigidificadores). O sistema estrutural “*Outrigger*” é formado por vigas extremamente rígidas, que tem como finalidade principal, unir as

cintas com treliças ou elementos verticais (núcleo metálico ou paredes maciças) aos pilares da fachada [4]. (Fig. 3.27)

A localização e a quantidade das treliças horizontais, já foram muito estudadas e os resultados tendem para a colocação de apenas duas treliças, uma quase no topo da edificação e outra próxima do meio da altura [24].

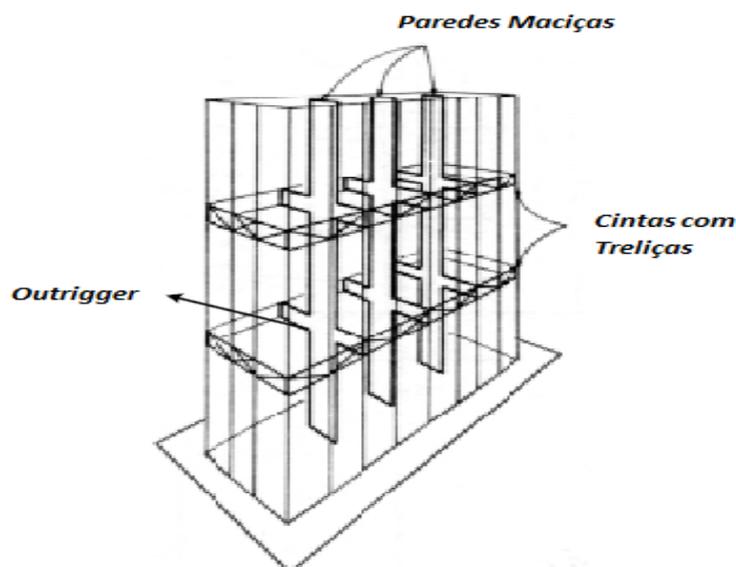


Fig. 3.27 – Sistema de contraventamento “Outrigger”

Em *Smith & Coull* [2] quando o carregamento horizontal atua na fachada de um edifício alto, as ligações rígidas do pilar com os “Outriggers” permitem diminuir a rotação do pilar através das ligações com os pilares da fachada, gerando com isto, menores deslocamentos laterais do edifício e também menores momentos fletores na base dos elementos verticais. O resultado desta diminuição de deslocamento e de momento fletor na estrutura é a geração de tensões de tração nos pilares situadas na região de barlavento e acréscimo de tensões de compressão nos pilares a sotavento. (Fig. 3.29)

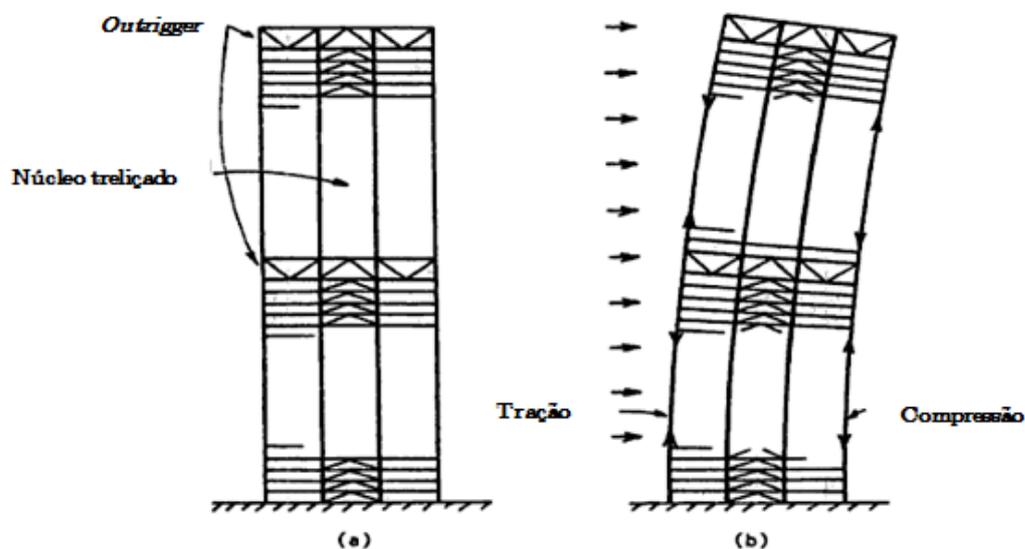


Fig. 3.28 – (a) Sistema “*Outrigger*”; (b) Deformada do edifício quando solicitada ao vento com “*Outrigger*” [2]

Contudo, para diminuir as compressões nos pilares da fachada ligados aos “*Outriggers*”, é habitual a colocação de cintas com treliças nesse nível, cujo o objetivo é de distribuir para todos os pilares de fachada uma parcela de esforço provocado pela rotação do centro.

Na Fig. 3.29 expõe-se um figurino dos vários sistemas de contraventamentos até aqui discutidos e a sua relação com a altura.

Como se pode apreciar nessa ilustração, para edifícios muito altos, com número de pisos em média superior a 60 andares, exigem soluções mais arrojadas para o subsistema vertical contraventamento, ou seja, torna-se necessário conceber fachadas conjuntamente com o núcleo central [8].

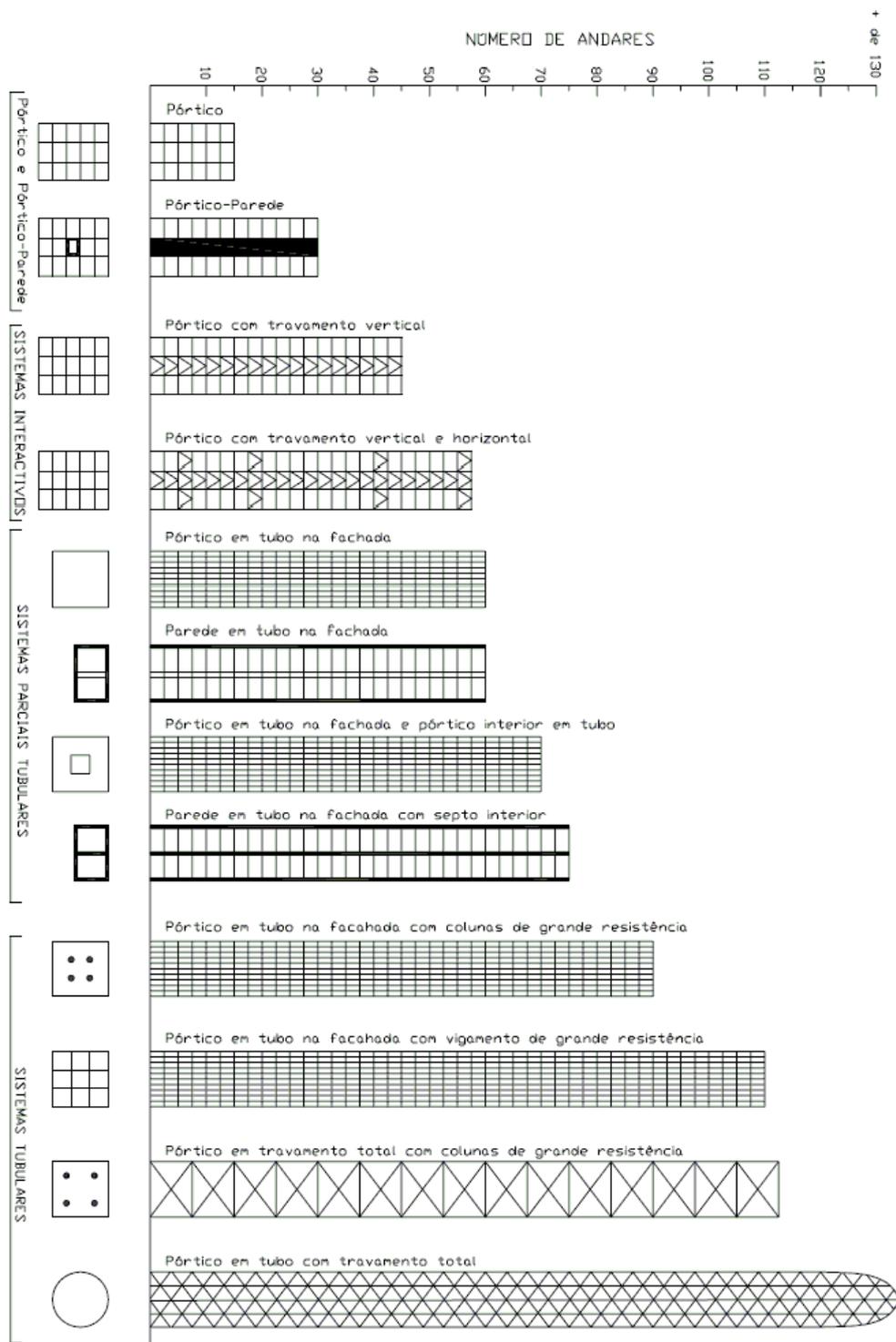


Fig. 3.29 – Comparação de várias combinações de sistemas estruturais [8]

Segundo o jornal CTBUH [1], desde 1961 a 2010, podemos classificar os sistemas estruturais em 6 categorias conforme se ilustra na (Fig. 3.30)

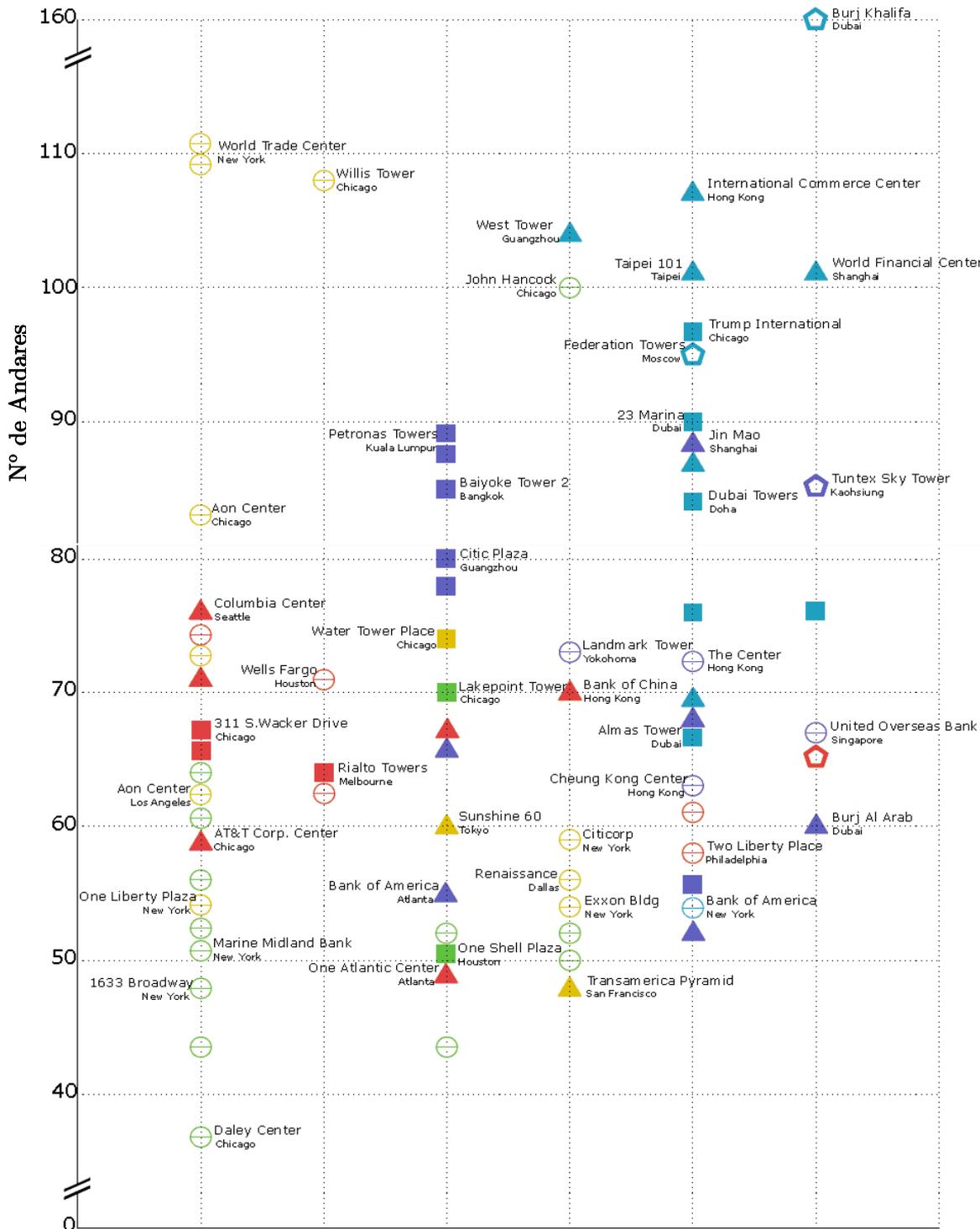
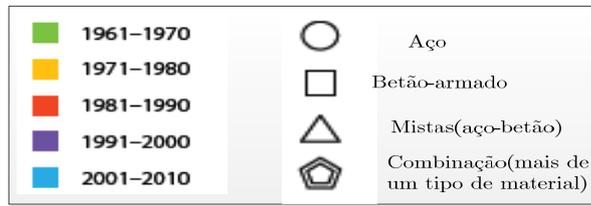
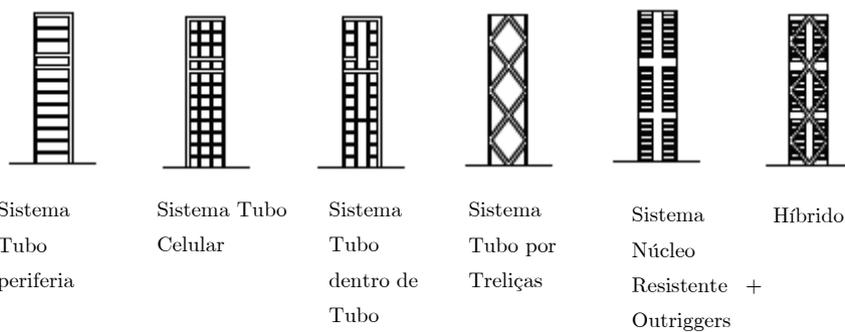


Fig. 3.30 – Seis categorias de sistemas estruturais utilizados nas grandes construções em altura nos últimos 50 anos, adaptado de [1]



Sistemas Estruturais	Nº de Edifícios Construídos
Sistema Tubo periferia	20
Sistema Tubo Celular	4
Sistema Tubo dentro de Tubo	15
Sistema Tubo por Treliças	10
Sistema Núcleo Resistente + <i>Outriggers</i>	19
Híbrido(uso de dois ou mais sistemas estruturais)	7
<b>Total:</b>	75

Tabela 3.3 – Contagem de cada sistema utilizado de acordo com a Fig. 3.30.

De acordo com os 75 edifícios identificados e analisados na Fig. 3.30, pode-se constatar que o sistema estrutural mais utilizado nas últimas cinco décadas é o sistema tubo periferia em paralelo com o sistema núcleo resistente mais *Outrigger*, com menos um edifício. Também é de salientar, que o material de eleição para edifícios altos é o emprego do aço com 33 círculos, contra 20 triângulos de estruturas mistas, 18 quadrados com recurso ao betão armado e por último 4 pentágonos relativo à combinação de vários tipos de materiais. Outra reflexão importante a mencionar, é a relação da utilização do tipo de material com a altura, que através da ilustração é notória para mais de 100 andares, existem 4 edifícios realizados por estruturas mistas, contra 3 de estruturas metálicas. O *Burj Dubai* domina até à data os edifícios altos, com 163 andares (828m de altura), sendo caracterizado por ser um edifício híbrido constituído por mais que um tipo de material (betão armado e estruturas metálicas) utilizada na sua construção.

## 4 CASO DE ESTUDO DE UM EDIFÍCIO ALTO. ANÁLISE DO SEU COMPORTAMENTO

### 4.1 Introdução

Tendo por base um projeto de estruturas, o objetivo deste capítulo é analisar os aspectos mais relevantes de um caso prático, relativamente ao seu comportamento, quando este é solicitado fundamentalmente as ações mais condicionantes, que afetam os edifícios altos, como é o vento e o sismo, e demonstrar se a solução estrutural adotada garante a segurança do edifício em relação aos estados limites últimos e de serviço, de acordo com a regulamentação em vigor. Também são abordados os efeitos de 2ª ordem, de forma a estudar a sua importância no modelo em estudo.

O modelo em análise proposto, foi efetuado com recurso a dois *softwares* de cálculo automático, nomeadamente o *Cypecad* e o *Robot Structural Analysis Professional*, com o objetivo de poder estudar melhor o seu comportamento e obter resultados com maior celeridade e exatidão.

Este capítulo expõe as metodologias adotadas no caso de estudo e em que foi seguido o proposto no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)[27] e no Eurocódigo 8 – “Projeto de estruturas para resistência aos sismos”, parte 1(EC8)[22]. A ação sísmica foi estudada por vários métodos, nomeadamente análise estática simplificada (RSA) e análise multimodal com espectro de resposta (EC8), enquanto que a análise dos efeitos do vento no edifício realizou-se por um método estático simplificado (RSA). É de referir a importância da aplicação de critérios práticos na

verificação da segurança estrutural, deformação (“*Drift*”) e da percepção humana às vibrações devido ao vento.

Para melhor compreensão do caso de estudo que se analisou, apresentam-se resultados, análises e algumas considerações julgadas mais relevantes para cada situação que foram objeto de estudo.

## **4.2 Descrição estrutural do caso prático**

O caso prático considerado é descrito em Domingues, T., Costa, I, Varela, R., Gandarela, A. [28], e consiste num edifício alto situado junto ao porto de Luanda em Angola. Trata-se de um edifício destinado a habitação e escritórios. Apresenta uma altura total de 99,8m divididos por 25 pisos, sendo dois enterrados.

Nesta presente dissertação o edifício em estudo será denominado por “Torre de Luanda”.

Um exemplo da maquete é apresentado na Fig. 4.1.



Fig. 4.1 – Maquete da “Torre de Luanda”

A “Torre de Luanda” apresenta em planta uma estrutura relativamente regular, ocupando nos quatro primeiros pisos a totalidade do lote, cerca de 50x25m<sup>2</sup>. Nos restantes pisos a planta, com forma trapezoidal, apresenta geralmente as dimensões de 32x20m<sup>2</sup>. (Fig. 4.2 e Fig. 4.3)

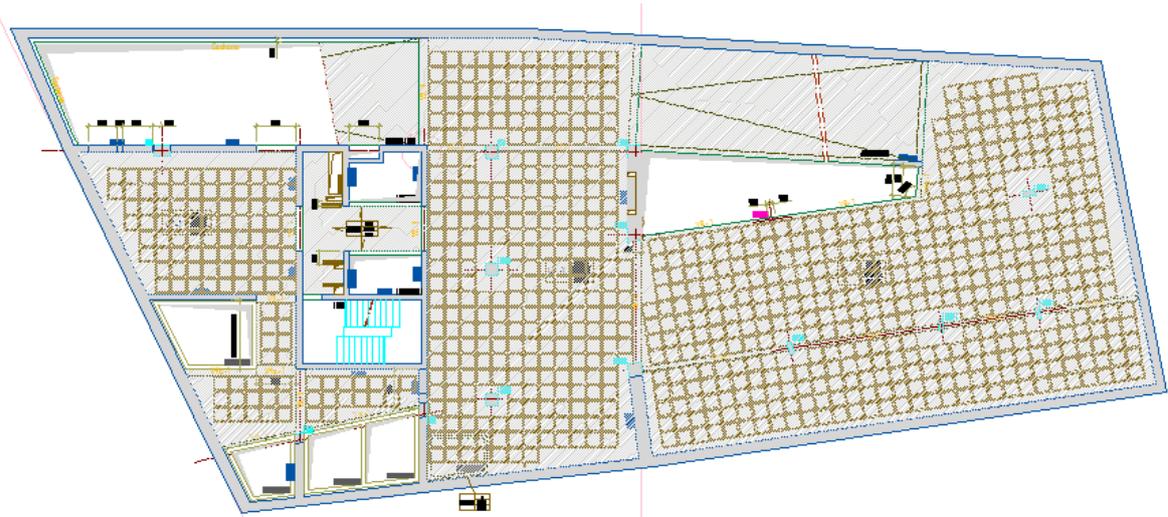


Fig. 4.2 – Planta do piso -1 que se repete até ao piso 2 com a forma de um trapézio mais largo

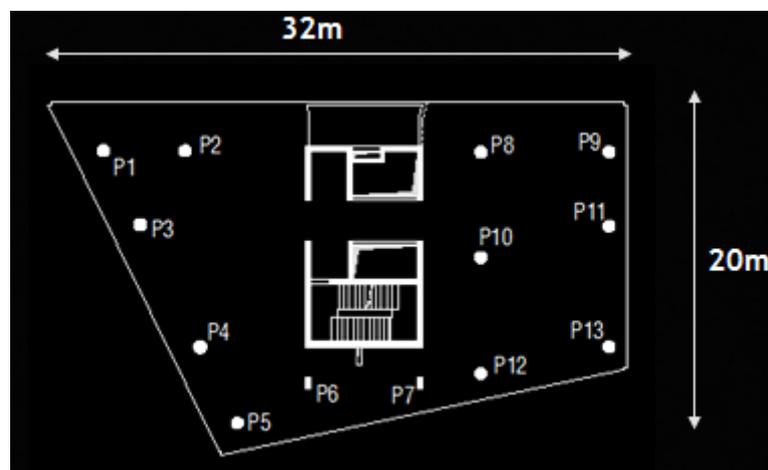


Fig. 4.3 – Ilustração da forma trapezoidal da planta a partir do piso 3 até ao 22

Ao nível estrutural o edifício é construído quase na sua totalidade em betão armado, com betonagem “*in situ*”. Os elementos estruturais verticais deste edifício são constituídos por núcleo central de grande rigidez (paredes com espessura=0,30m), cuja função arquitetónica é de abrigar caixas de elevadores/escadas, e por 13 pilares (alguns de secção mista)

situados próximos das extremidades, existindo algumas zonas consola. Os pilares apresentam secções máximas e mínimas entre 800mm e 250mm, alterando-se a sua secção à medida que estes crescem em altura. O núcleo de grande inércia e o sistema de paredes adotado nos dois pisos mais baixos, travam a maior parte das ações horizontais, deixando aos pilares a função de praticamente resistirem às ações gravíticas descendentes.

Os pisos são maioritariamente executados com recurso a lajes com comportamento fungiforme aligeiradas com moldes recuperáveis do tipo FG800. Apresenta uma altura total de 32.5cm e camada de compressão de 7.5cm e o número total de moldes considerados para a sua execução é igual 12660. (Fig. 4.4)

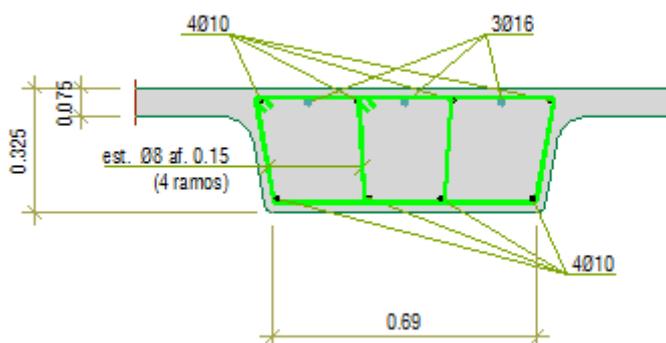


Fig. 4.4 – Exemplo de um corte de uma viga que suporta a laje fungiforme aligeirada

A escolha da solução deste sistema de laje deve-se ao facto de esta apresentar vantagens, tais como:

- Mais leves para os vãos em jogo, razão pela qual não se optou por outras soluções mais espessas ou menor aligeiramento, devido a serem mais pesadas, agravando o dimensionamento de outros elementos (pilares e fundações);
- Cofragem plana;
- A relativa grande altura útil da laje permite uma redução substancial das respetivas armaduras de flexão;

- Permite controlar melhor as flechas nas zonas das consolas.

Como desvantagens este tipo de laje apresenta:

- Maior cêrcea total;
- Dificuldades ao nível de arquitetura.

Em fase de projeto foi considerado este sistema estrutural uma vez que, a resistência das ações horizontais é maioritariamente assegurada pelo núcleo e paredes.

A “Torre de Luanda” não apresenta juntas de dilatação uma vez que, o maior comprimento (54m) ocorre apenas nos 4 pisos mais baixos, em que as variações térmicas serão relativamente reduzidas.

Ao nível das fundações e contenções, a torre assenta numa “caixa estanque”, constituída por paredes moldadas nos pisos enterrados com 13m de profundidade e espessuras entre os 0,50 e 0,60m (esta opção construtiva deve-se à deteção de níveis freáticos no seu estudo geotécnico, que sofrem oscilações das marés, devido à proximidade da baía de Luanda). A torre é apoiada sob 84 estacas, com um de diâmetro de 0.80m e um comprimento de 15m (Nspt≥60pancadas), bem como uma tensão em serviço de 5MPa. Em relação à laje de fundo, apresenta uma grande espessura (mínima de 1,0m), devido ao facto de servir para maciço de encabeçamento das estacas e para servir de contra peso aos impulsos da água.

Os materiais considerados neste projeto foram os seguintes:

- Betão C35/45 para os elementos verticais predominantemente sujeitos a elevados esforços de compressão – Pilares e paredes;
- Betão C30/37 para os elementos em contacto com o nível freático – Estacas, paredes moldadas e laje de ensoleiramento;
- Betão C25/30 para elementos, cujo mecanismo resistente preponderantemente é de flexão – lajes e vigas;

- Atendendo aos esforços mobilizados considerou-se o aço nervurado A 500 NR;
- Para as secções tubulares ocas escolheu-se o aço perfilado S 275, com uma tensão de cedência de 275MPa e tensão última entre 410Mpa e 560MPa.

### **4.3 Modelação estrutural com recurso a software**

Sendo um facto que os programas de cálculo automático constituem uma ferramenta de extrema utilidade para a análise de estruturas, no panorama da engenharia atual, a escolha recaiu em dois dos programas tridimensionais de elementos finitos mais usados no nosso país – *Cypecad e Robot Structural Analysis Professional* - onde foi desenvolvido o modelo do edifício proposto, com a finalidade de analisar estática e dinamicamente o seu comportamento. Este tipo de ferramentas permite também um acesso rápido aos esforços a que a estrutura se encontra solicitada, facilitando o processo de verificação da segurança da estrutura.

Para realização de análises complexas com maiores fronteiras de domínio, é necessário a utilização de métodos matemáticos, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF). Neste trabalho pretende-se desenvolver uma analogia com os dois softwares, que usam o MEF:

*CYPECAD* – permite fazer a análise espacial e dimensionamento de todos os elementos estruturais. O programa apresenta como resultados entre outros os diagramas de esforços, os deslocamentos verticais e horizontais, os modos de vibração, as quantidades de armaduras e a pormenorização das mesmas. Relativamente aos diagramas de esforços, o programa apresenta diagramas de momentos fletores, de momentos torsores, de esforços transversos e axiais. As hipóteses de deformação por corte e diafragma rígido nos pisos são assumidas. A discretização em elementos finitos não é controlada pelo utilizador.

*Robot Structural Analysis Professional (RSAP)* – este programa apresenta potentes algoritmos de cálculo que possibilita uma análise das tensões-deformações, no caso presente mais rápida do que o *CYPECAD*. A discretização do edifício é obtida através de uma malha de elementos finitos, com um nível de refinamento personalizado pelo utilizador (elementos tipo quadrangulares ou triangulares lineares de quatro ou três nós respetivamente com dimensão variável). O *RSAP* apresenta como resultados, entre outros as colorações para os esforços e deslocamentos verticais assim como deformadas. No que respeita aos esforços, apresenta colorações para momentos fletores, momentos torsores e esforço transversal, bem como axiais.

O MEF consiste basicamente, num método de simplificações (aproximações), que conforme a discretização tenderá para a solução analítica. A discretização baseia-se na divisão de um meio contínuo num número finito de elementos separados entre si por linhas ou superfícies imaginárias. A cada uma das partes em que o meio contínuo fica dividido, dá-se o nome de elemento finito e supõe-se que os elementos estão ligados entre si num determinado número de pontos, chamados nós, situados nos contornos dos elementos. A partir destes nós, são geradas incógnitas que correspondem ao deslocamento de cada nó, através da qual são arbitrados para cada elemento um conjunto de funções, cujo objetivo passa por aproximarem o campo de deslocamentos no interior do elemento e assegurarem aí as condições de compatibilidade .

Contudo, estas funções são suficientes para definir o estado de deformação do elemento e associadamente com as propriedades integrantes do material, definirem o estado de tensão ou deformação em qualquer ponto do elemento [29].

Nas Fig. 4.5 e Fig. 4.6 são apresentadas as modelações estruturais efetuadas para cada programa aqui retratados.

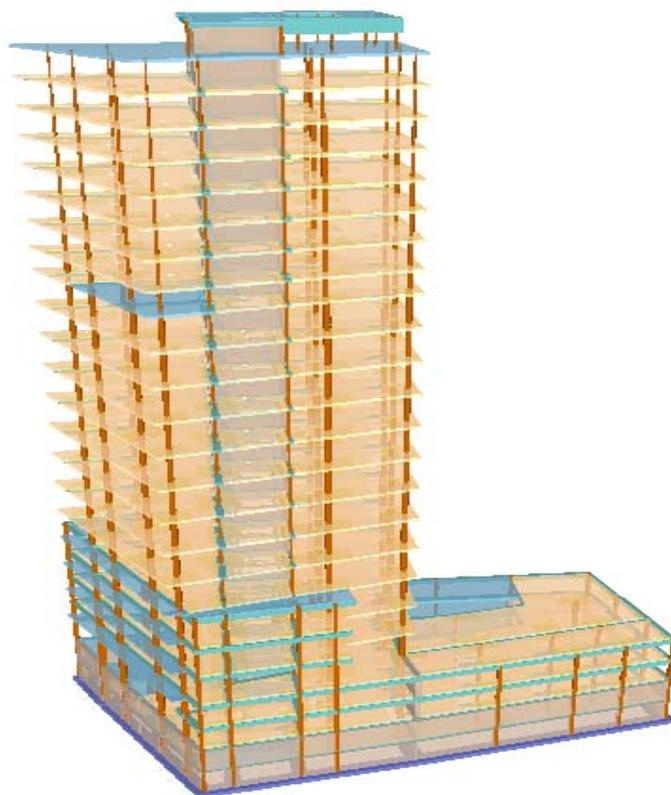


Fig. 4.5 – Modelo tridimensional da “Torre de Luanda” com recurso ao programa *CYPECAD*

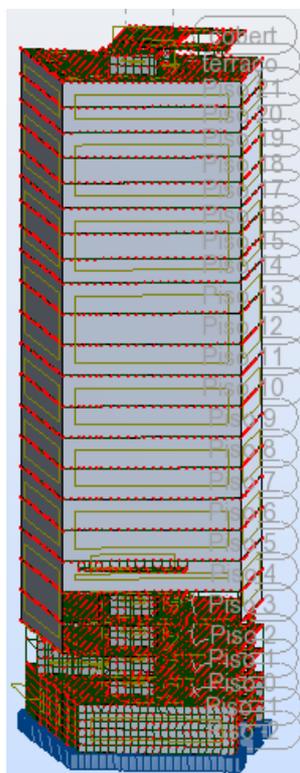


Fig. 4.6 – Modelo tridimensional da “Torre de Luanda” com recurso ao programa *RSAP*

#### **4.4 Bases de cálculo**

Em [28], uma das principais dificuldades ao nível de projeto residiu na falta de legislação (decretos de lei, normas, regulamentos, especificações técnicas) aplicáveis ao nível de projeto de estruturas para o território angolano, de forma a estabelecer os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas nessa região. Por esta razão, foi considerado para o território angolano os regulamentos vigentes em Portugal, tais como o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)[30] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)[22]. Foi também utilizado o Eurocódigo 8 – “projeto de estruturas para resistências aos sismos” (Parte 1 - Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios)(EC8)[18] na verificação da segurança de não ocorrência de colapso e na limitação de danos.

#### **4.5 Ações permanentes e sobrecarga de serviço**

O dimensionamento das ações específicas estimadas e as solicitações consideradas no projeto foi estabelecidas de acordo com o RSA.

Assim para além do peso próprio dos diversos elementos estruturais ( $\gamma_{\text{betão}}=25\text{kN/m}^3$ ) foram considerados as seguintes cargas referidas na Tabela 4.1:

Piso	Revestimentos(KN/m <sup>2</sup> )	Paredes divisórias(KN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga de utilização(KN/m <sup>2</sup> )
Cobertura	1,00	-	1,00
Terraço	1,50	1,50	2,00
Piso 21	1,50	1,50	2,00
Piso 20	1,50	1,50	2,00
Piso 19	1,50	1,50	2,00
Piso 18	1,50	1,50	2,00
Piso 17	1,50	1,50	2,00
Piso 16	1,50	1,50	2,00
Piso 15	1,50	1,50	2,00
Piso 14 - Técnico	1,50	0,00	10,00
Piso 13	1,50	1,50	3,00
Piso 12	1,50	1,50	3,00
Piso 11	1,50	1,50	3,00
Piso 10	1,50	1,50	3,00
Piso 9	1,50	1,50	3,00
Piso 8	1,50	1,50	3,00
Piso 7	1,50	1,50	3,00
Piso 6	1,50	1,50	3,00
Piso 5	1,50	1,50	3,00
Piso 4	1,50	1,50	3,00
Piso 3	1,50	1,50	3,00
Piso 2	1,50	1,50	3,00
Piso 1	1,50	1,50	3,00
Piso 0	1,50	1,50	3,00
Piso -1	1,50	1,50	5,00

Tabela 4.1 – Ações permanentes e variáveis, consideradas no projeto

Podemos ver na tabela que as cargas permanentes tomam um valor de 3 kN/m<sup>2</sup> em grande parte dos pisos. Ao nível da sobrecarga de serviço, tem-se entre o piso 0 e o piso 13 um valor de 3 kN/m<sup>2</sup>, tratando-se de compartimentos destinados a utilização de carácter coletivo nomeadamente para uso de escritórios. Entre o piso 15 e o terraço, adotou-se uma sobrecarga de 2 kN/m<sup>2</sup> para uma zona de compartimentação destinada a uso privado (ex: habitações). Na cobertura considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída de 1 kN/m<sup>2</sup> para um terraço não acessível. Quanto ao piso -1 a sobrecarga utilizada foi 5

$\text{kN/m}^2$ , pois é onde estão localizadas as garagens de uso público. Por último, temos no piso 14 a zona técnica do edifício, onde estão situadas grande parte das cisternas que fazem o abastecimento das águas ao edifício. Não existem divisórias neste piso.

Foi considerada uma carga linear de  $5 \text{ kN/m}$  na periferia de cada piso para simular o peso da fachada, constituída por lâminas de GRC (*Glasse Reinforced Concrete*, painéis em cimento reforçado com fibra de vidro).

## **4.6 Ação do vento**

A análise da ação do vento no edifício em estudo foi considerado de acordo com o regulamento vigente em Portugal - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)[27], uma vez que em Angola não existem informações normativas aplicáveis ao caso prático. A caracterização da ação do vento foi feita segundo o RSA (artigo 20 a 25).

### **4.6.1 Determinação dos efeitos da ação do vento**

Para determinar os efeitos da ação do vento nas estruturas é necessário averiguar, em que situações é preciso efetuar uma análise dinâmica e em que casos se pode proceder a uma análise simplificada. A este propósito apresenta-se no Gráfico 4.1 uma ilustração com as gamas de frequências típicas das ações do vento e sismo, bem como as de algumas estruturas típicas da construção civil [13].

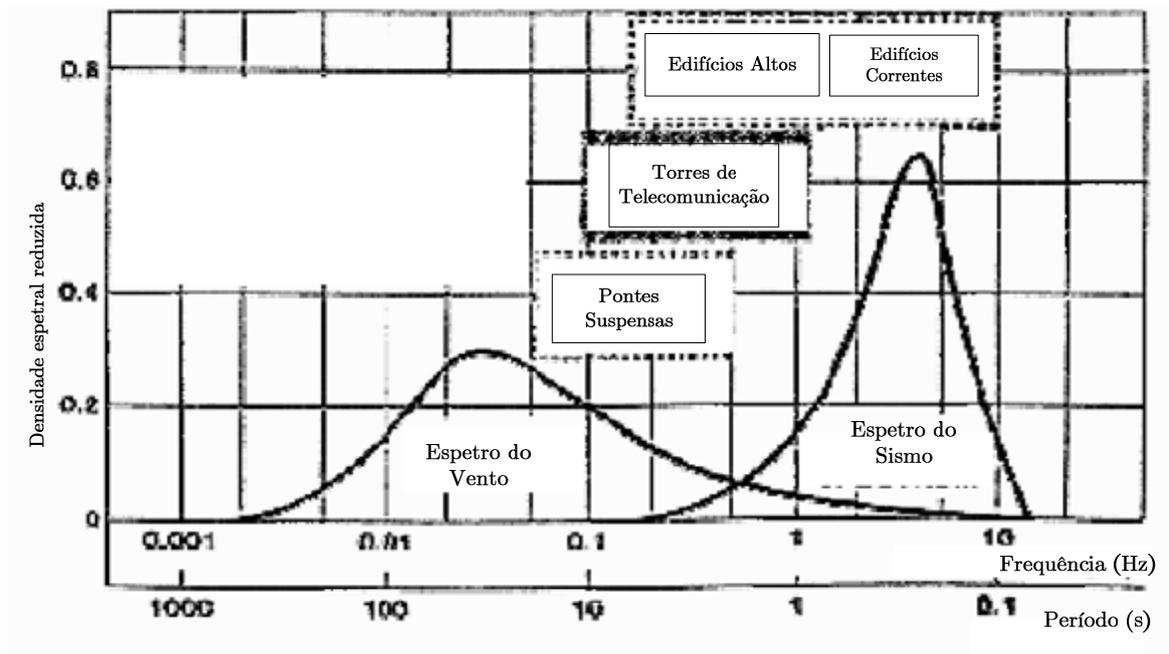


Gráfico 4.1 – Funções de densidades espectrais da velocidade do vento e da aceleração sísmica [13]

A ilustração traduz uma função logarítmica no eixo horizontal representando as frequências e o período que é inversamente proporcional à frequência, e no eixo vertical temos as densidades espectrais da velocidade do vento e da aceleração sísmica. A curva do vento apresenta longos períodos e baixas frequências com valor médio na ordem dos 0,055Hz. Já o sismo apresenta períodos baixos, mas frequências importantes numa gama de 0,5 a 10Hz. A frequência fundamental do edifício em estudo ronda os 0,55Hz e será explicada mais detalhadamente a sua determinação, quando se fizer uma análise dinâmica relativo à ação do sismo, pois esta depende da rigidez do edifício, que influencia o seu comportamento perante determinada solicitação dinâmica. Ainda na interpretação da ilustração, fazendo agora uma análise comparativa entre a frequência do edifício e as gamas de frequências típicas das ações dinâmicas, conclui-se o seguinte:

- Para uma dada frequência natural do edifício na ordem dos 0,55Hz este encontra-se livre de perigo de ocorrerem fenómenos de amplificação devido ao vento, pois o conteúdo em frequências do vento é desprezável acima dos 0,5Hz e só se torna relevante para frequências próximas das de rajada do vento na ordem dos 0,1Hz;
- Por outro lado a frequência natural do edifício (0,55Hz) apresenta valores de frequências muito próximas das frequências de vibração da ação sísmica (0,5-10Hz), o que provocaria em caso de um sismo eventuais problemas de ressonância e desconforto para os ocupantes.

Deste modo, segundo o RSA pode-se efetuar uma análise estática simplificada para efeitos da ação do vento, desde que a frequência fundamental do edifício não seja inferior a 0,5Hz. Como referido, caso a estrutura fosse mais flexível, e apresentaria frequências inferiores a 0,5Hz, segundo o RSA este método não era eficaz e implicaria problemas de instabilidade aerodinâmica ou de vibrações, pelo que teria de proceder-se a uma análise dinâmica para determinar os efeitos da ação do vento. Concluindo, a análise dos efeitos no edifício do vento foi realizado segundo uma análise estática, conforme irá ser apresentado a seguir.

#### **4.6.2 Método estático simplificado**

A determinação da ação do vento sobre os edifícios, o RSA baseia-se num método simplificado, que consiste na aplicação de uma pressão estática sobre as paredes da fachada, aplicando-se cargas ao nível de cada piso correspondentes às respetivas áreas de influência da fachada e, é claro ao valor da pressão dinâmica do vento.

A pressão estática é obtida através da equação (4.1), que traduz o valor da pressão do vento nas fachadas da estrutura e ao longo da altura desta.

$$F_{ki} = \delta_p^* w_k^* A_i \quad (4.1)$$

Em que:

$F_{ki}$  - Pressão estática equivalente do vento;

$\delta_p$  - Coeficiente de pressão;

$w_k$  - Pressão dinâmica característica devida ao vento;

$A_i$  - Área de influência de cada piso. (Fig. 4.7)

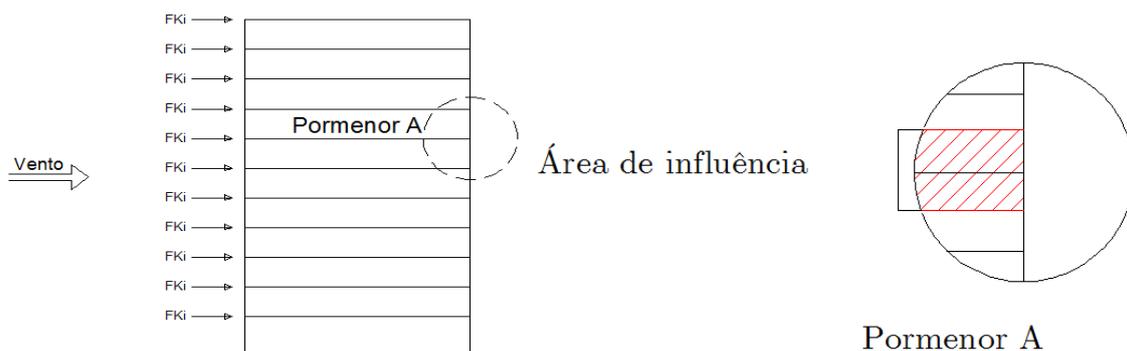


Fig. 4.7 – Representação das pressões estáticas em cada piso com o pormenor da altura de influência

Para se proceder a uma estimativa das pressões solicitadas no edifício, há a necessidade de se avaliar primeiro as parcelas da quantificação da ação do vento. O RSA admite uma diferenciação do território Português em duas zonas – zona A e zona B, que se fundamenta na análise dos registos meteorológicos existentes, que permitiu atribuir àquelas zonas, para a mesma probabilidade de ocorrência, intensidades do vento suficientemente diferenciadas. Em Angola, de acordo com o Instituto Nacional de Investigação Pesqueira (deste País), a velocidade do vento média entre 1943 a 1990, na zona costeira, foi de cerca de 6m/s, podendo atingir a velocidade máxima absoluta de 35m/s (126km/h) nas raras ocasiões em que se observaram calemas fortes [28].

Estimou-se a pressão dinâmica em função da velocidade do vento de acordo com a seguinte equação (4.2), constante no RSA:

$$w = 0,613 v^2 \quad (4.2)$$

Onde  $v$  é a velocidade expressa em m/s e  $w$  é obtido em  $N/m^2$ . Para uma velocidade de vento máxima absoluta de 35 m/s, a pressão dinâmica obtida é de 0,75  $kN/m^2$ , ou seja

muito próxima da correspondente à zona A e rugosidade tipo I (do território Português), como podemos verificar na tabela a seguir:

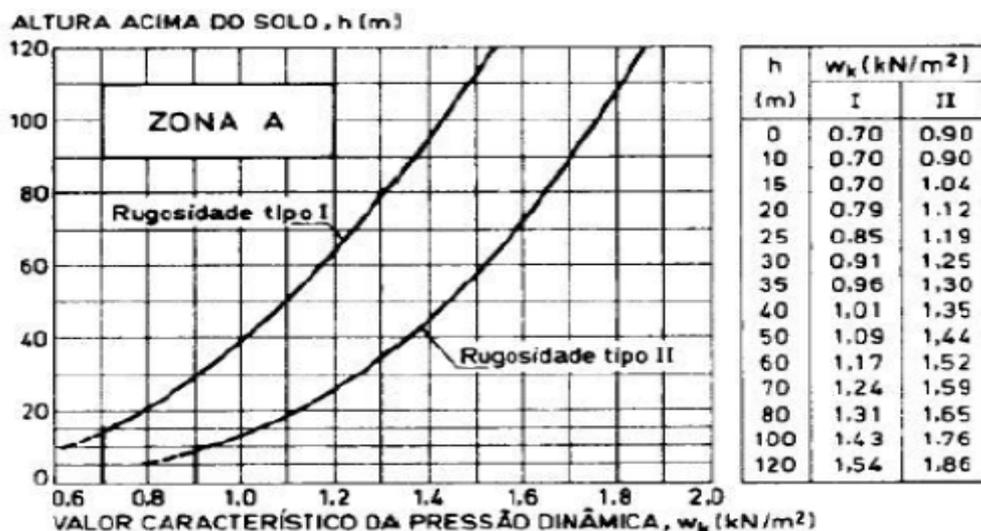


Fig. 4.8 – Valores característicos da pressão dinâmica,  $w_k$  para a zona A em função da altura [30]

Tratando-se de um edifício junto ao mar e não obstante a existência de obstáculos no solo que afetam o escoamento do ar na sua vizinhança, considerou-se a situação mais gravosa de forma a estar do lado da segurança, uma vez que esta ação é/pode ser a mais condicionante no dimensionamento de alguns elementos. Definiu-se o local pertencendo à zona B, tendo uma rugosidade aerodinâmica do tipo II,[28]. Segundo o RSA, os valores característicos da pressão dinâmica para a zona B a considerar devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A. Assim, dado o edifício apresentar cerca de 80 metros de altura, estimou-se a variação em altura do valor da pressão dinâmica do vento ( $W_k$ ), calculada através da equação(4.2), que vale desde 1.08kN/m<sup>2</sup> nos primeiros 15m a 1.98kN/m<sup>2</sup> no topo do edifício.

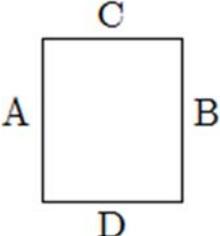
Quanto aos parâmetros do coeficiente de pressão exterior e interior, estes são afetados de sinal positivo ou negativo, consoante se trate de pressões ou sucções exercidas nas

superfícies dos elementos em estudo, sendo a resultante das pressões correspondentes à soma vetorial das pressões exercidas numa e noutra face do elemento. De acordo com anexo I do RSA definiu-se:

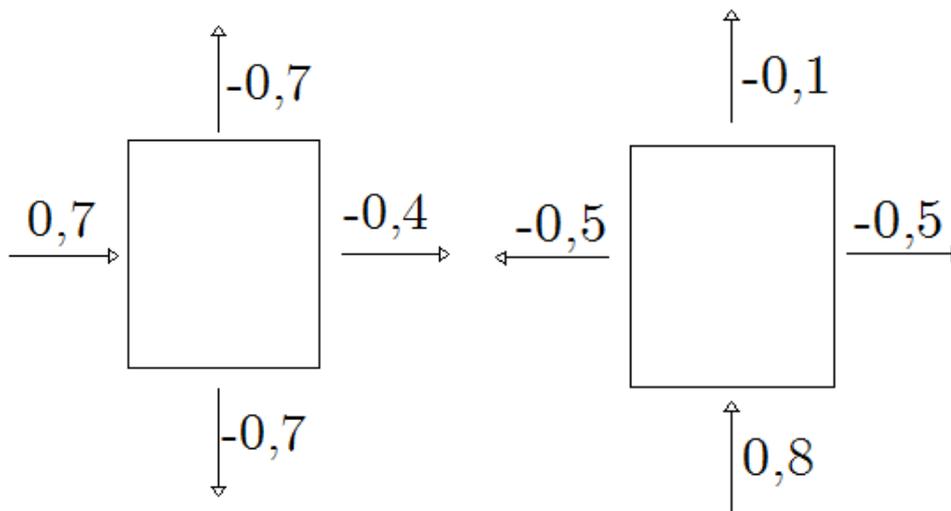
**Coefficientes de pressão exterior( $\delta pe$ ) para paredes – Quadro I-I do Anexo I do RSA:**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{80}{20} = 4 \rightarrow \frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6 \\ \frac{a}{b} = \frac{32}{20} = 1,6 \rightarrow \frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right\}$$

$\alpha$	A	B	C	D
0°	0,7	-0,4	-0,7	-0,7
90°	-0,5	-0,5	0,8	-0,1



Onde h representa a altura do edifício; a e b representam, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta.



Ação do vento na direção 0°:  $\delta pe = 0,7 - (-0,4) = 1,1$

Ação do vento na direção 90°:  $\delta pe = 0,8 - (-0,1) = 0,9$

Por simplificação, considerou-se um coeficiente de pressão exterior igual em cada direção, tendo-se adotado o valor médio dos dois coeficientes de pressão exterior em  $\delta pe=1,0$ . A ação do vento na cobertura é desprezável em edifícios de betão armado.

**Coefficientes de pressão interior ( $\delta p_i$ ) para paredes – Anexo I do RSA:**

O coeficiente de pressão interior ( $\delta p_i$ ) pode considerar-se nulo, devido à existência de compartimentos. Logo o valor do coeficiente de pressão, toma o valor unitário.

Para terminar, a parcela da área de influência é definida pela altura de influência do piso, onde é aplicada a força e pelas dimensões em planta, ou seja, quando o vento atuar numa direção, a largura de banda é igual ao comprimento de fachada perpendicular à direção do vento. Resumindo, quando o vento atuar na direção X, deve-se dar a dimensão da fachada “y” e quando atuar na direção Y, a dimensão da fachada “x”. (Fig. 4.9)

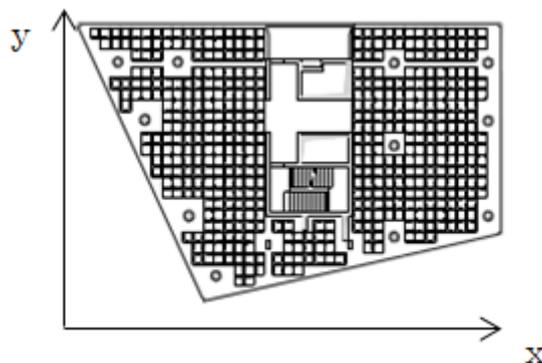


Fig. 4.9 – Referencial da posição dos eixos adotados

Depois de definidos os parâmetros para a quantificação do vento, apresenta-se no anexo 1 as tabelas (Tabela A.1 e Tabela A.2) com os resultados das forças estáticas para as duas direções ortogonais, os valores da ação vento por piso (na direção X não se aplicaram cargas ao nível das lajes do piso -1 e 0 uma vez que estão abaixo da cota do terreno. Na direção Y não se aplicaram cargas ao nível das lajes do piso -1, 0, 1 e 2 uma vez que estão abaixo da cota do terreno e confrontam com edifícios existentes).

Para melhor entendimento das forças estáticas calculadas nas presentes tabelas, expõe-se a seguir no Gráfico 4.2 a dispersão dos resultados.

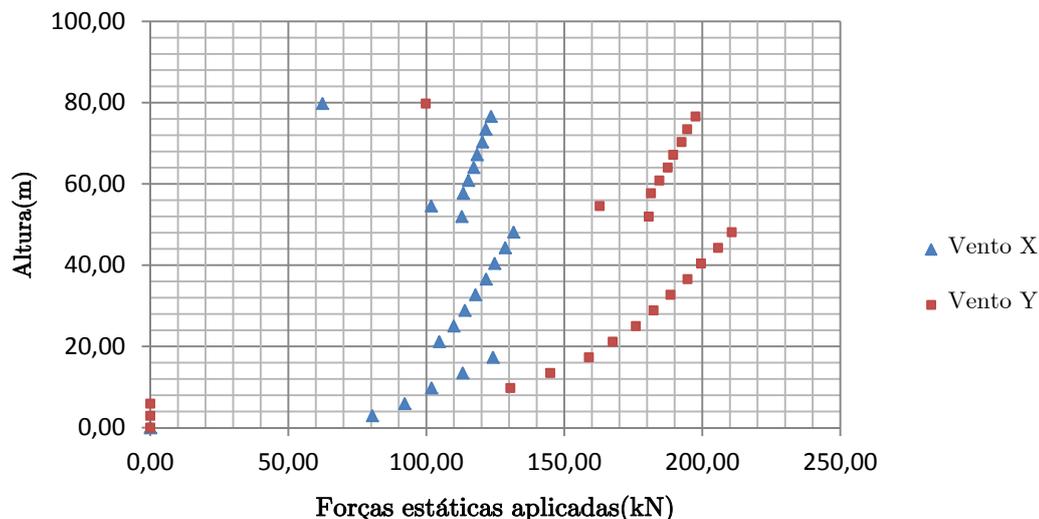


Gráfico 4.2 – Forças aplicadas para cada direção em função da altura ao solo

Através dos resultados podemos constatar pelo gráfico, que o comportamento da ação do vento aplicado na direção Y ( $\alpha=90^\circ$ ) apresenta maiores pressões do que na direção X ( $\alpha=0^\circ$ ), isto deve-se ao facto de, que na direção Y o edifício apresenta maior área de fachada exposta ao vento, devido à largura de banda em “x” ser maior do que em “y”. Outra situação de análise é a quebra de pressões nos pisos 14 e 15 para ambas direções, devido ao piso 15 ter o pé-direito mais baixo, fazendo com que as cargas estáticas diminuam significativamente. Por último, é na cobertura onde se encontra as pressões mais baixas de todo o edifício, pois trata-se do último piso, logo a sua altura de influência é metade do seu pé-direito.

#### 4.6.2.1 Análise de resultados

Antes de passar à análise do comportamento em termos de deslocamentos provocados pelos esforços instalados na estrutura, fez-se uma pequena análise simplificada. Simulou-se a estrutura como uma única consola encastrada na base, tal como uma coluna equivalente, que começa na base e termina no topo da edificação. Desta forma, procedeu-se ao cálculo

dos momentos totais devido ao vento em cada direção, a partir do produto entre as forças estáticas já determinadas em cada nível e o braço correspondente à altura acima do solo. Os momentos totais obtidos a cair em X e Y, valem cerca de 113500 kNm e 180250 kNm, respetivamente. Estimou-se o peso total do edifício correspondente à massa da estrutura em cerca de 101450 KN, obtêm-se as excentricidades de 0,89m e 0,56m, respetivamente. (Fig. 4.10)

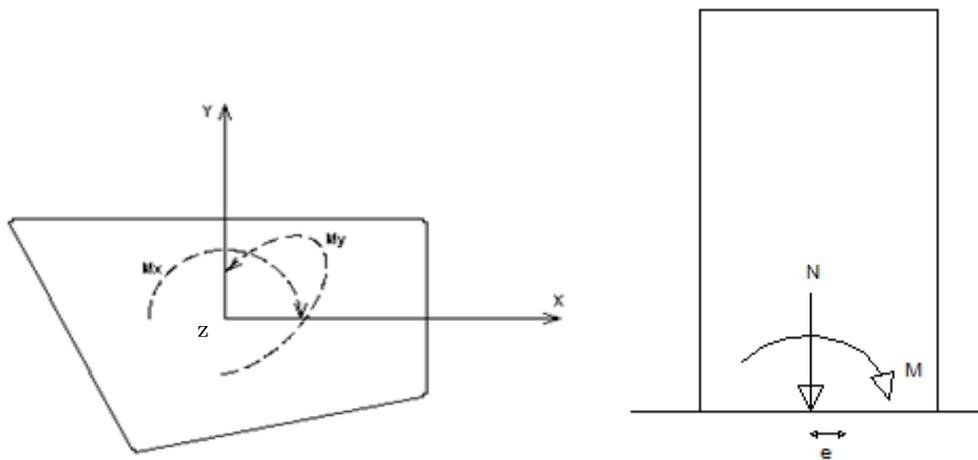


Fig. 4.10 – Esquema representativo da relação entre a excentricidade e o centro de massa

A intenção desta simplificação foi verificar, se as excentricidades aqui determinadas apresentam valores aceitáveis, quando comparadas com o seu comprimento lateral, por exemplo: no caso presente para a direção X a excentricidade na base é de 0,89m contra uma largura de 32m. Excentricidades muito elevadas podem provocar o derrubamento e consequente colapso da estrutura para rajadas provocadas pela ação do vento, o que não é o caso.

Apresenta-se nas Fig. 4.11 e Fig. 4.12 as deformadas obtidas no modelo 3D (*CYPECAD*) para a ação do vento a atuar nas direções X e Y. Os deslocamentos máximos calculados, no topo, para cada direção são de 25,7mm e de 47mm.

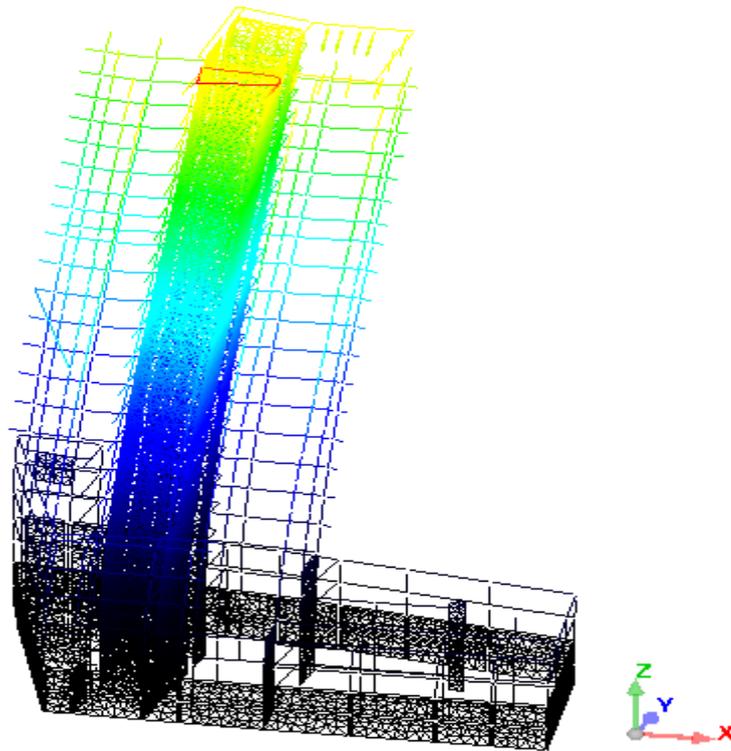


Fig. 4.11 – Deformada para ação do vento na direção X(sem escala)

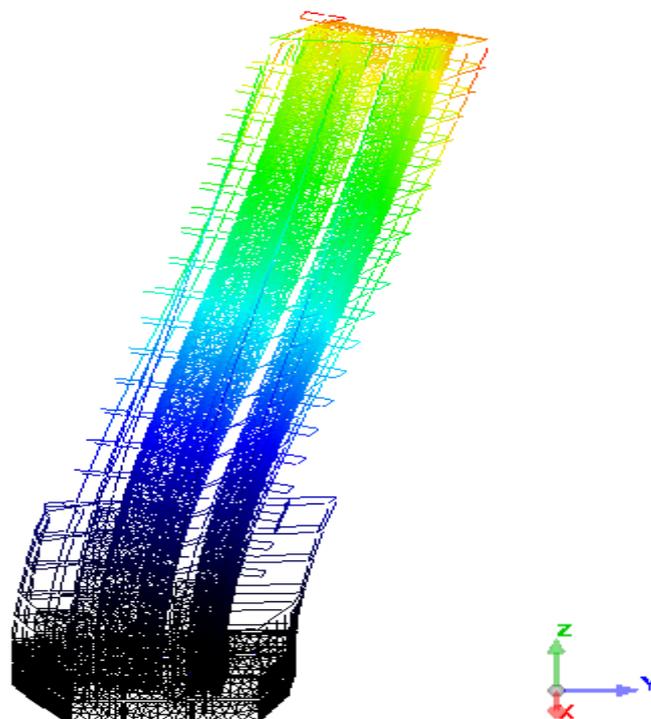


Fig. 4.12 – Deformada para ação do vento na direção Y(sem escala)

Através dos modelos 3D conclui-se, que as deformadas são coerentes com os valores das forças estáticas por piso analisadas em cima, razão pela qual como já em cima referido que na direção Y apresenta maior área lateral exposta ao vento, conduzindo a uns deslocamentos bem maiores na direção Y, também pelo facto de nessa direção apresentar menor inércia.

Os resultados da deformada para cada direção comprovam, que os deslocamentos horizontais no topo da estrutura constituem um importante resultado a ser determinado pela análise estrutural, tanto para a verificação da estabilidade global do edifício como para a verificação da deformação.

De acordo com as recomendações do “*Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers*”(ASCE)[14], o deslocamento horizontal máximo do edifício não deve exceder as seguintes condições:

$$v_{\text{máx}} \leq H / 500 \quad (4.3)$$

Em que:

H – é altura total do edifício;

$v_{\text{máx}}$  – deslocamento máximo do edifício

$$\frac{H}{500} = \frac{80}{500} = 0.16\text{m} \rightarrow 16\text{cm}$$

$$2,57\text{cm} \leq 16\text{cm} \text{ e } 4,70\text{cm} \leq 16\text{cm} \quad \text{OK!}$$

A partir dos resultados obtidos, verificou-se que o sistema estrutural adotado cumpre a limitação imposta, o que significa, que o edifício assegura o conforto dos ocupantes e também evita danos nos elementos (estruturais e não estruturais) e nos sistemas mecânicos.

Para verificação da percepção humana as vibrações ocasionadas pela ação do vento usou-se o critério estabelecido pelo “*Comité Euro-International du Béton*”(CEB) - “*Vibration*

*Problems in Structures - Practical Guidelines*” [31] que é baseado no Gráfico 4.3 que relaciona as frequências e amplitudes de deslocamentos.

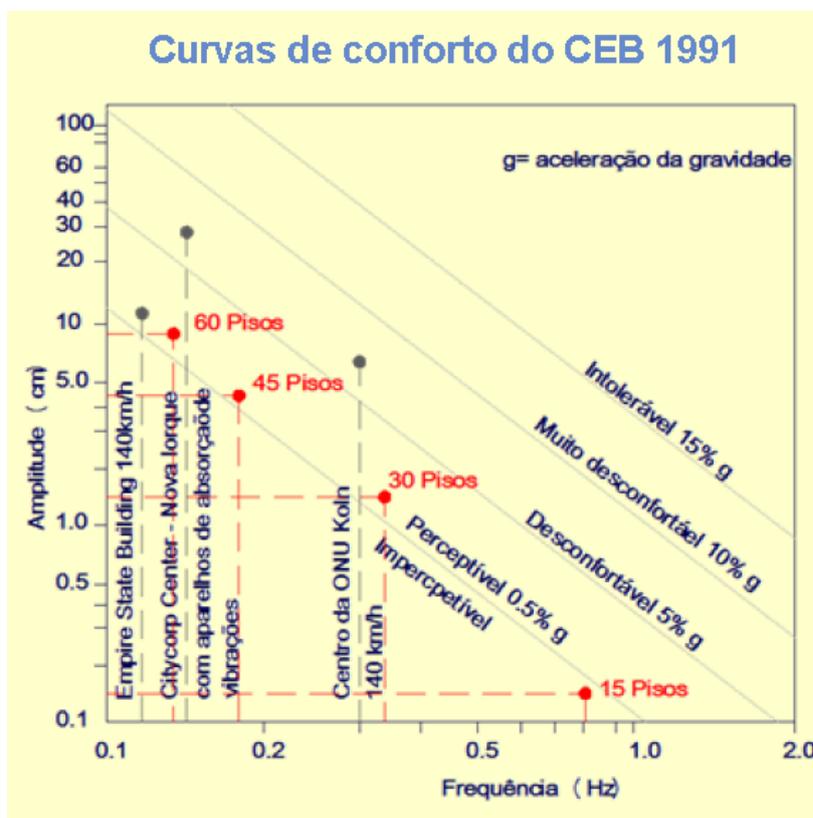


Gráfico 4.3 – Percepção humana da vibração de construções devido ao vento [31]

A partir do gráfico do CEB, para uma dada frequência fundamental do edifício na ordem dos 0,55Hz e uma amplitude de 4,7cm (resposta máxima da estrutura), conclui-se que a “Torre de Luanda” de 25 pisos se encontra na posição desconfortável com a percepção das acelerações na ordem dos  $0,5\text{m/s}^2$ , sendo portanto expectáveis problemas ao nível do conforto humano devido à ação do vento na direção Y. Deve-se ter em conta que, esta resposta do edifício é para ventos de natureza ciclone ou tufões, que naturalmente causam oscilações na generalidade dos edifícios altos como é referido no Gráfico 4.3. Portanto, estas forças de arrasto provocadas pelo vento devem ser analisadas com a devida atenção no que respeita ao dimensionamento para os estados limites, possibilitando até a

evacuação do edifício em casos extremos, por forma a não sentir o desconforto provocados pelo vento.

Pela análise da resposta do edifício na direção longitudinal à ação do vento para os dois critérios internacionais aplicados, consta-se que o primeiro critério da *ASCE* é mais abrangente, pois estabelece máximos de estabilidade global da estrutura de uma forma simples, mas no entanto, menos rigoroso na análise do conforto dos ocupantes, quando comparado com o do *CEB*. Este, faz uma análise mais exigente no que respeita ao nível de conforto dos ocupantes, avaliando pelos valores limites impostos da aceleração e pela frequência e amplitude máxima, relativamente às oscilações induzidas pela ação do vento em edifícios.

#### **4.7 Ação sísmica**

A definição dos efeitos da ação sísmica foi feita através de um método estático simplificado e também por análise multimodal espectral, de acordo com o RSA e o Eurocódigo 8 – “Projeto de estruturas para resistência aos sismos”, parte 1 (EC8), visto a sua implementação a nível europeu ser uma realidade próxima. Contudo, antes de avançar para as diferentes metodologias aqui preconizadas, é necessário primeiro resumir determinados conceitos, que irão aqui ser tratados.

##### **Sistemas com um grau de liberdade**

O estudo dos sistemas com um grau de liberdade é de grande importância, pois permite uma mais fácil compreensão dos fenómenos envolvidos. O método da análise modal é um processo dinâmico, que consiste na transformação de um sistema de  $n$  graus de liberdade num conjunto de um só grau de liberdade. [29]

Qualquer que seja a estrutura discretizada, a sua equação dinâmica adotará a seguinte forma:

$$[M]^* \{\ddot{u}\} + [C]^* \{\dot{u}\} + [K]^* \{u\} = \{F(t)\} \quad (4.4)$$

Sendo:

- $[M]$  – Matriz de massa;
- $[C]$  – Matriz de amortecimento;
- $[K]$  – Matriz de rigidez do sistema;
- $\{\ddot{u}\}\{\dot{u}\}\{u\}$  – Correspondem a vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos nos nós para os possíveis movimentos (deslocamentos segundo os eixos do x e y, e rotações relativamente ao eixo dos z);
- $\{F(t)\}$  – Correspondem às forças de excitação do sistema, aplicadas nos nós, definidas pelas suas componentes respeitantes aos eixos principais dos x e y e seu momento [32].

Atendendo à complexidade de resolução das equações matemáticas assim geradas, estas estão normalmente associados a programas de cálculo automático. Na presente dissertação, será elaborado por intermédio de dois programas de cálculo tridimensionais (*CYPECAD* e *RSAP*). O cálculo dinâmico tem como formulação a análise modal por espectro de resposta e por sobreposição modal, que elaboram as matrizes de rigidez e de massa, de forma a determinar os resultados das frequências, períodos, acelerações, deformadas e dos fatores de participação de massas referentes a cada modo de vibração. Estes modos correspondem às diferentes configurações das deformadas de vibração. (Fig. 4.13)

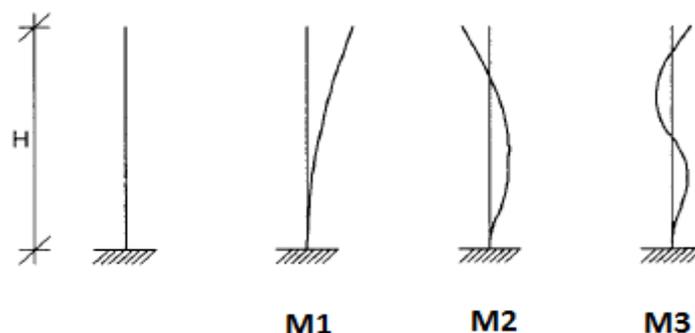


Fig. 4.13 – Exemplos da deformada de uma consola de acordo com três modos de vibração

Para ter em conta a resposta máxima para cada modo de vibração em cada uma das direções, é necessário recorrer à sua combinação geométrica dos esforços, uma vez que elas não acontecem simultaneamente. No contexto do método de sobreposição modal, a combinação das contribuições modais máximas para as respostas estruturais às diversas componentes da ação sísmica, podem ser feitas por dois processos, em que se utiliza simultaneamente, mas de forma distinta, os métodos de Combinação Quadrática Completa (CQC) e de Combinação Quadrática Simples, também conhecido por SRSS (*Square-Root-of-Sum-of-Squares*).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.5)$$

Em que:

$E_E$  – efeito considerado da ação sísmica (forças, deslocamento, entre outros);

$E_{Ei}$  – efeito da ação sísmica para o modo de vibração  $i$ .

A aplicação do método SRSS, numa análise tridimensional no caso de existirem frequências próprias aproximadas, que correspondam a modos de vibração com componentes de torção importantes, pode causar erros significativos.

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (4.6)$$

Em que:

$E_E$  – efeito considerado da ação sísmica (forças, deslocamento, entre outros);

$E_{Ei}$  –efeito da ação sísmica para o modo de vibração  $i$ ;

$E_{Ej}$  – Efeito da ação sísmica para o modo  $j$ ;

$\rho_{Ij}$  – Coeficiente de correlação entre modos  $i$  e  $j$ .

$$\rho_{Ij} = \frac{\zeta^2(1+\lambda)}{(1-\lambda)^2 + 4*\zeta^2*\lambda} \quad (4.7)$$

$\zeta$  – Amortecimento;

Em que  $\lambda = \frac{T_i}{T_j}$

De acordo com o art.º 4.3.3.3.2 a combinação dos modos podem ser considerados como independentes entre si, se os seus períodos  $T_i$  e  $T_j$ , satisfizerem a seguinte condição:

$$T_j \leq 0.9 * T_i \quad (4.8)$$

Através de uma análise dinâmica efetuada na Tabela 4.9, obteve-se os períodos para cada modo de vibração e verificou-se para os dois primeiros modos ( $T_1=0,55s$  e  $T_2=0,61s$ ), que essa condição não é verificada, uma vez que o 0,61 é maior que 0,50s.

Por isso optou-se pelo CQC que tem uma metodologia semelhante à do *SRSS*, mas é mais adequado para uma análise tridimensional com frequências de vibração próximas, permitindo assim correlacionar os esforços obtidos para os diferentes modos de vibração[32].

### **Modelo de 3 graus de liberdade por piso**

No sentido de possibilitar uma economia de volume e tempo de cálculo, as estruturas tridimensionais de edifícios, podem ser analisadas com recurso ao modelo de 3 graus de liberdade por piso rígido. Para que os pisos sejam indeformáveis, estes têm se de comportarem como diafragmas rígidos no seu plano, que é a condição base para todos os modelos descritos, daí a importância da existência das lajes maciças (de betão armado ou

mistas) no projeto em zonas sísmicas [33]. Admitindo o diafragma rígido nas lajes dos pisos, que ligam aos pórticos, paredes e núcleos, com resistência à torção (caixas de escadas e elevadores), estes elementos serão decompostos em três estruturas elementares: duas planas, que simulam a rigidez para as translações (translação segundo  $x$  e  $y$ ) e uma, que se responsabilizará pela rigidez à torção (rotação em relação ao eixo  $z$ ). (Fig. 4.14)

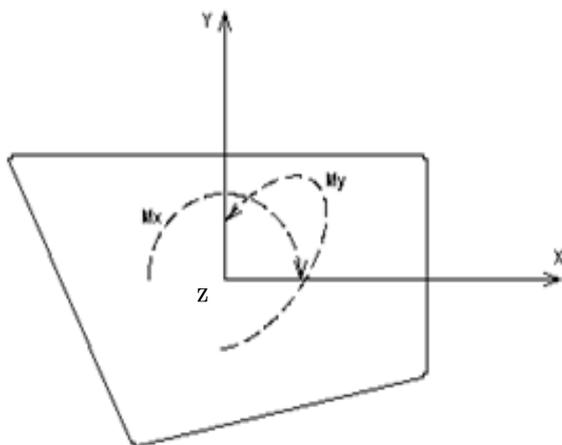


Fig. 4.14 – Sistema de eixos de um piso de 3 graus de liberdade (representação em planta)

#### **4.7.1 Método estático simplificado preconizado pelo RSA**

Segundo o art.º 30.4º do RSA, a determinação dos efeitos dos sismos na estrutura, pode ser efetuada, de modo simplificado, supondo uma distribuição de forças estáticas equivalentes, piso a piso, função da frequência própria fundamental da estrutura na direção considerada e com base em coeficientes sísmicos. De acordo com o art.º 30º, os esforços numa estrutura de betão armado sujeita à ação sísmica não são, em geral, esforços elásticos, razão pela qual os esforços dependem da rigidez e da massa da estrutura. O coeficiente de comportamento relaciona os esforços elásticos lineares com os esforços não lineares, permitindo assim, corrigir os resultados, dividindo-os por um coeficiente de comportamento ( $\eta$ ), para ter atenção a ductilidade das estruturas (comportamento

plástico). Se a estrutura plastificar, isto é, se ela se deformar para além dos seus limites elásticos, sem grande diminuição de resistência e rigidez, os esforços não crescem, mas os deslocamentos, e as respetivas deformações, terão de ser sempre acomodados na estrutura, sem que esta atinja a rotura [13, 34].

Este tipo de análise só pode ser aplicada em edifícios que obedeçam a determinadas condições, sendo essas:

- i) A distribuição de massas e rigidez considera-se satisfeita quando, a distância entre o centro de massa e o centro de rigidez, medido em duas direções ortogonais não deve ser superior a 15% da dimensão em planta do edifício na direção considerada (verifica-se uma vez que o núcleo rígido ocupa uma área central);
- ii) A distribuição vertical de massa e rigidez não deve apresentar grandes variações. O RSA admite que poderá dispensar-se a consideração de instabilidade de conjunto caso o deslocamento entre dois nós de pisos consecutivos (“*Drift*”), numa análise de 1.<sup>a</sup> ordem, seja inferior a 1,5% da distância entre pisos. Por exemplo para um pé-direito de 3,85m, o deslocamento relativo deve ser inferior a 0,057m. Como se vê este critério não é demasiado limitativo e ver-se-á mais adiante que é cumprido.
- iii) A estrutura deve ter os seus elementos resistentes dispostos em malha ortogonal e não demasiado deformável. De um modo geral esta condição é verificada, desde que a frequência fundamental seja maior que 0,5Hz ou  $\frac{8}{n}$  Hz, em que n, é o número de pisos. Esta limitação de deformabilidade destina-se a garantir, que a contribuição dos modos de vibração superiores ao fundamental seja desprezável.
- iv) As lajes devem ter uma rigidez que possam ser consideradas como indeformáveis no seu plano.

Admite-se a condição iii) para uma estrutura pouco deformável (e portanto dispensável a verificação dos efeitos de instabilidade de conjunto), porque no caso em estudo a frequência é cerca de 0,32Hz, sendo n igual a 25 pisos (mais à frente verificar-se-á que a frequência natural é cerca de 0,55Hz). Conclui-se que, quanto mais alto for o edifício, menor é a sua frequência, maior a sua deformabilidade.

A distribuição e valores das forças estáticas equivalentes, em cada piso, é função do coeficiente sísmico, da parcela de massa considerada e do modo como a estrutura se deforma, de acordo com a expressão:

$$F_{ki} = \beta \times h_i \times G_i \times \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i} \quad (4.9)$$

Em que:

$\beta$  – coeficiente sísmico correspondente à direção considerada;

$h_i$  – altura a que se situa o piso i acima do nível do terreno;

$G_i$  – soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes ao piso i;

n – número de pisos acima do nível do terreno.

O coeficiente sísmico é dado pela expressão:

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} \quad (4.10)$$

Em que:

$\beta_0$  – é o coeficiente sísmico de referência (função do tipo de terreno e da frequência fundamental da estrutura) (Tabela 4.2);

$\alpha$  – é o coeficiente de sismicidade (função do zonamento de risco sísmico)(Tabela 4.3);

$\eta$  – coeficiente de comportamento para ter em conta a ductilidade da estrutura e do grau de exploração dessa ductilidade (Tabela 4.4).

Quanto à natureza do terreno, o RSA considera três tipos(art.º29.º):

- Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – solos coerentes muito duros, duros e de consistência média e solos incoerentes compactos;
- Tipo III – solos coerentes moles e muito moles e solos incoerentes soltos.

Tabela 4.2 – Valores do coeficiente sísmico de referência  $\beta_0$

Tipo de terreno	Frequência própria, f(Hz)	$\beta_0$
I	$0,5 \leq f \leq 5,6$	$0,17\sqrt{f}$
	$f \geq 5,6$	0,40
II	$0,5 \leq f \leq 4,0$	$0,20\sqrt{f}$
	$f \geq 4,0$	0,40
III	$0,5 \leq f \leq 2,0$	$0,23\sqrt{f}$
	$f \geq 2,0$	0,32

Tabela 4.3 – Valores do coeficiente de sismicidade,  $\alpha$

Zona sísmica	$\alpha$
A	1
B	0,7
C	0,5
D	0,3

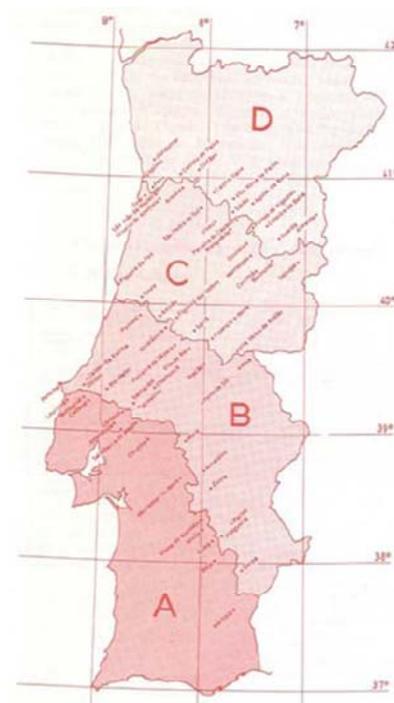


Tabela 4.4 – Coeficiente de comportamento, segundo art.º 8.º REBAP [22]

Ductilidade	Estruturas		
	Pórtico	Mistas Pórtico-parede	Parede
Normal	2,5	2	1,5
Melhorada	3,5	2,5	2

De acordo com o relatório geotécnico, considerou-se um terreno do tipo II (solos coerentes de consistência média) e em relação ao risco sísmico, a zona D ( $\alpha=0.3$ ). Apesar de praticamente não haver registos de atividade sísmica importante na zona de Luanda, considerou-se um coeficiente de sismicidade de 30% em relação à zona D do território português. Dadas as características da estrutura adotou-se um coeficiente de comportamento de 2 (pórtico-parede).

A frequência própria fundamental foi estimada por 3 processos. Um primeiro processo, para determinação da frequência própria do edifício, consistiu no uso das expressões constante no art.º 31.2º do RSA:

$$\text{Estrutura mistas pórtico-parede..... } f = \frac{16}{n} = \frac{16}{25} = 0,64\text{Hz} \quad (4.11)$$

Onde:

f – frequência própria do edifício;

n – número de pisos acima do nível do terreno.

Os outros processos, mais exatos, foram obtidos diretamente dos dois programas de cálculo automático. Resume-se na Tabela 4.5 as frequências obtidas:

Tabela 4.5 – Valores da frequência própria fundamental obtidas por três processos

Processo	f(Hz) - Direção x	f(Hz) - Direção y
REBAP	0,64	0,64
Cypecad	0,61	0,55
Robot	0,44	0,49
Adotado	0,61	0,55

Deste modo, e ainda de acordo com o preconizado no RSA, o valor de  $\beta_0$  vale:

$$\beta_0 = 0.20\sqrt{f} \quad (\text{para valores de frequência superiores a } 0.5\text{Hz e inferiores a } 4\text{Hz})$$

Assim, o valor dos coeficientes sísmicos (e de referência) resultam:

Tabela 4.6 – Coeficientes sísmicos e de referência

	Direção x	Direção y
Frequência	0,61	0,55
$\beta_0$	0,16	0,15
$\beta$	0,023	0,022

De acordo com o art.º31.º do RSA o valor do coeficiente sísmico( $\beta$ ) deve situar-se entre  $0.04\alpha$  e  $0.16\alpha$ , sendo  $\alpha=0.3$ , portanto, esta condição é respeitada.

Os valores reduzidos ( $\psi_2$ ) das cargas variáveis, considerados para a combinação quase permanente foram definidos de acordo com o art.º35.2º. No caso presente, os coeficientes utilizados para os pavimentos de habitação, escritórios e garagens públicas foram,  $\psi_2=0,2$ ;  $\psi_2=0,4$ ;  $\psi_2=0,6$ , respetivamente, para cada pavimento.

No anexo 2 é apresentada uma tabela (Tabela A. 3), com os parciais das cargas permanentes e sobrecargas de utilização, que foram considerados neste projeto.

Depois de definidos os parâmetros para a aplicação do método das forças estáticas, apresenta-se na Tabela A. 4 (anexo 2), para cada uma das direções ortogonais, os valores das forças equivalentes por piso (não se aplicaram cargas ao nível das lajes do piso -1 e 0 uma vez que estão abaixo da cota do terreno).

No Gráfico 4.4 pode-se observar o valor das forças estáticas calculadas em função da localização em altura do piso considerado

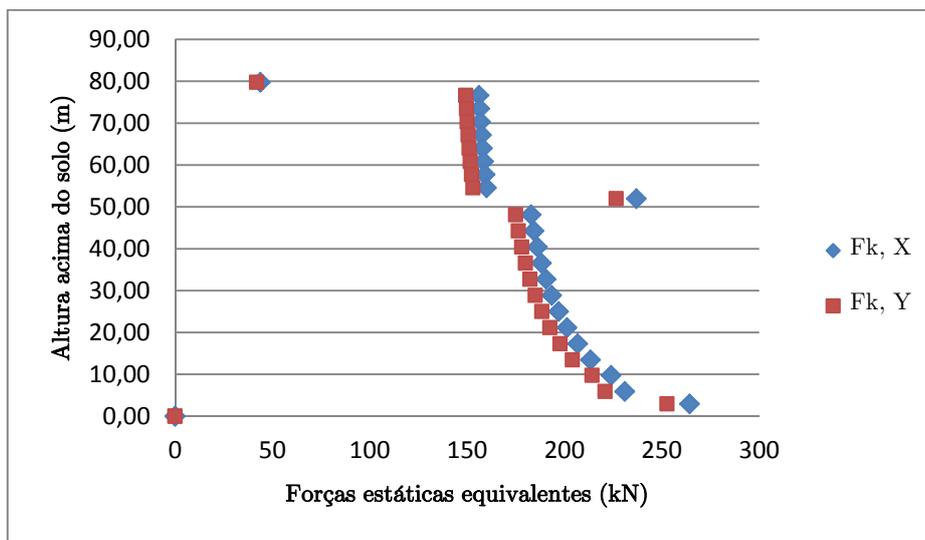


Gráfico 4.4 – Forças estáticas equivalentes (kN)

Na presente análise verificamos, que as forças determinadas são praticamente semelhantes para cada direção, apresentando apenas em duas zonas uma dispersão diferente dos restantes pisos. A primeira, é referente ao piso técnico, pois trata-se de um piso com muita massa, derivado das inúmeras cisternas lá instaladas, contribuindo desta forma, para que as forças de inércia nesse piso sejam maiores. A segunda, é na cobertura, visto se tratar do piso, que apresenta menor massa do edifício. Contudo, as forças estáticas na direção x apresentam ligeiramente mais esforços do que em y, devido a existirem mais elementos estruturais posicionados com maior inércia nessa direção (refletido na diferença da frequência em cada direção).

#### 4.7.1.1 Análise de resultados

Ainda pelo RSA, estas forças devem ser aplicadas com uma excentricidade, definida em relação ao seu centro de massa, por forma a encontrar o centro de rigidez do edifício. Seguindo o mesmo procedimento de análise preliminar simplificado, já referido no subcapítulo 4.6.2.1 calculam-se os momentos totais obtidos nas direções X e Y, que vale

cerca de 161750 kNm e 154700 kNm, respetivamente. Considerando o mesmo peso total do edifício, obtêm-se 0,63 m para a direção X e 0,66m para a direção Y.

Podemos também concluir, que o edifício apresenta uma boa resistência e rigidez bidirecional, simetria, uniformidade em planta e em altura (conclusão tirada pela próxima frequência natural observada em ambas as direções).

Se fizermos uma analogia entre as forças estáticas da ação do sismo com as forças estáticas da ação do vento, constata-se que as do vento, em valor por pisos, à medida que cresce em altura tem tendência para aumentar, já as do sismo tendem a diminuir, uma vez que vão perdendo inércia nos elementos estruturais (secções de pilares e vigas diminuem) à medida que subimos. Em relação ao momento na base (Tabela 4.7) esta comparação permite concluir que a ação do vento é ação mais condicionante neste projeto, de acordo com os métodos estáticos simplificados do RSA (volta-se a referir a grande simplificação de fazer corresponder a zona de Luanda ao coeficiente  $\alpha = 0,3$ ).

	Vento	Sismo
N	101450	
Mx	113500	161750
My	180250	154700
ex	0,89	0,63
ey	0,56	0,66

Tabela 4.7 – Resumo dos resultados obtidos para as duas ações dinâmicas

#### **4.7.2 Análise modal com espectro de resposta proposto pelo EC8**

Outra forma de analisar a ação sísmica é recorrendo ao cálculo dinâmico, a partir do método de análise modal com espectro de resposta, possível de efetuar com recurso a cálculo automático.

Neste âmbito a definição da ação sísmica foi feita através do espectro de resposta proposto pelo EC8. Para definição do espectro de resposta elástica é necessário primeiro conhecer os fatores que o influenciam:

- i) O EC8 define dois tipos de ação sísmica:
  - Ação sísmica do tipo 1 – encontra-se associada à falha que separa as placas tectónicas Europeia e Africana e está geralmente associada a sismos de magnitude elevada, com maior duração, logo de baixas frequências e grande distância focal (Tipo 1  $\geq 30$ seg);
  - Ação sísmica do tipo 2 – está associada a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores e é caracterizado por sismos de magnitude moderada, menor duração, logo de frequências elevadas e pequena distância focal (Tipo 2  $\geq 10$ seg);
- ii) Considerou-se uma zona sísmica equivalente ao do Porto (zona 1.6 e 2.5, de acordo com o NA.I);
- iii) Considerou-se o terreno tipo C, definido de acordo com o art.º 3.1.2 no Quadro 3.1;
- iv) Coeficiente de amortecimento ( $\zeta=5\%$ , valor de referência para estruturas de betão armado);
- v) Aceleração da gravidade;
- vi) Coeficiente de comportamento (sistema misto: pórtico –parede,  $q=3$ , art.º 5.2.2.2).

Ainda no EC8, a análise modal por espectro de resposta deve ser aplicado aos edifícios, caso não satisfaça o método modal simplificado. Só é possível uma análise modal simplificada com espectro de resposta, caso a estrutura cumpra certas condições:

- i) Regularidade em planta e em elevação;

- ii) Apresenta períodos de vibração fundamentais nas duas direções principais inferiores a 2,0s ou  $4T_c$  (no caso presente,  $T_c$  vale 0,6, definido no Quadro 3.2 do EC8).

Relativamente ao ponto ii), observa-se que os períodos de vibração fundamentais nas duas direções principais são superiores a 2,0s ( $4T_c=2,4$ ), pelo que deverá ser efetuada uma análise multimodal com espectro de resposta.

Segundo o art.º3.2.2.5 do EC8, este define um espectro de cálculo para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5%, valor de referência para estruturas de betão armado, conforme é apresentado na Fig. 4.15.

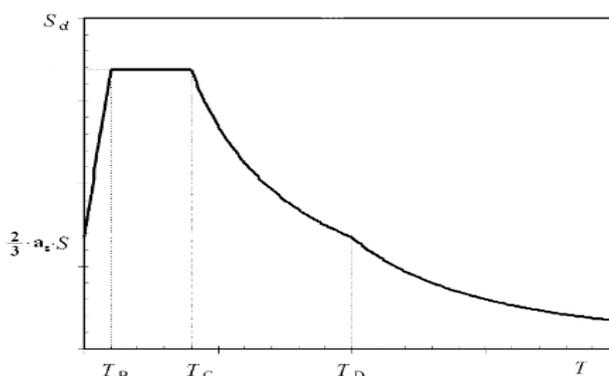


Fig. 4.15 – Forma do espectro de cálculo para análise elástica

$$S_d(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (4.12)$$

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (4.13)$$

$$S_d(T) \geq \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \beta \times a_g \end{cases} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (4.14)$$

$$S_d(T) \geq \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \beta \times a_g \end{cases} \quad T_D \leq T \quad (4.15)$$

Sendo:

$S_d(T)$  – espectro de cálculo ( $m \cdot s^{-2}$ );

T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade(s);

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo C, que se calcula através da expressão ( $m.s^{-2}$ ):

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.16)$$

$\gamma_I$  – coeficiente de importância (art.º 4.2.5(5)P e Quadro NA.II);

$a_{gR}$  - valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo C (art.º 3.2.1(2) – NA.I - considerou-se uma zona sísmica equivalente ao do Porto)

$T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante(s) (art.º 3.2.2.2 - Quadro 3.2 para sismos afastados e Quadro 3.3 para sismos próximos)

$T_C$  – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante(s) (art.º 3.2.2.2 - Quadro 3.2 para sismos afastados e Quadro 3.3 para sismos próximos)

$T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante(s) (art.º 3.2.2.2 – Quadro 3.2 para sismos afastados e Quadro 3.3 para sismos próximos)

S – coeficiente do solo (no caso presente temos um solo do tipo C (art.º 3.2.2.2. Quadro 3.2 para sismos afastados e Quadro 3.3 para sismos próximos)

$\beta$  – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (o valor recomendado é 0,2);

q – coeficiente de comportamento (de acordo com o art.º 5.2.2.2 vale 3,0)

Deste modo, apresenta-se a seguir os dados adotados para definir o espectro de resposta:

Tabela 4.8 – Dados adotados para definir o espectro

	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$a_{gR}$	$\gamma_I$	$a_g = \gamma_I a_{gR}$	q
Ação do Tipo 1	1,15	0,2	0,6	2	0,35	1	0,35	3
Ação do Tipo 2	1,5	0,1	0,25	1,2	0,8		0,8	

Tendo em conta os referidos fatores, apresenta-se no Gráfico 4.5, os espectros de resposta para cada tipo de sismicidade, com os períodos fundamentais do programa *CYPECAD* determinados na Tabela 4.9.

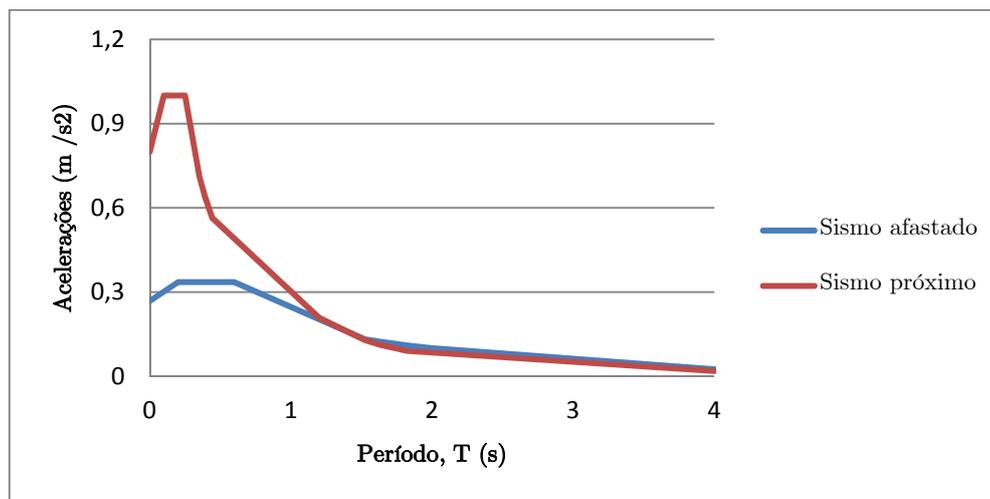


Gráfico 4.5 – Espectro de cálculo para sismo afastado e próximo

Pela análise do espectro de resposta constata-se, que o edifício apresenta baixas acelerações para os períodos dos modos de vibração com participação mais significativa de massa.

Quanto à análise modal, o EC8 analisa os resultados através dos seguintes requisitos:

- i) A soma das massas modais efetivas para os modos considerados é superior ou igual a 90% da massa total da estrutura;
- ii) Todos os modos de vibração com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são tidos em conta.

No caso de edifícios irregulares com uma significativa contribuição dos modos de torção, o número mínimo de modos a considerar numa análise espacial deve ser superior, de acordo com a expressão:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.17)$$

em que:

- k – número de modos de vibração;
- n – número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

No caso presente, o número mínimo de modos de vibração a considerar seria 15, mas apenas se simulou para 6 modos, uma vez que já é suficiente para estudar o comportamento das massas modais.

A análise dinâmica do sismo foi efetuada com recurso a dois programas de cálculo tridimensionais, que elaboram as matrizes de rigidez e de massa, e que permitem obter os resultados das frequências próprias e dos fatores de participação de massas para cada direção espacial, assim como, a deformada referente a cada modo de vibração.

Consideraram-se 6 modos de vibração, e as lajes com comportamento de diafragma rígido no seu plano. Em cada piso foram considerados três graus de liberdade: deslocamento segundo as direções x e y e rotação em torno de z.

A presente análise é realizada com recurso a tabelas e gráficos por forma a explicar os resultados obtidos. Apresenta-se na Tabela 4.9 e Tabela 4.10 os valores das frequências, períodos e as respetivas massas em cada direção para os dois programas de cálculo.

Tipo de processo		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
<i>CYPECAD</i>	Frequência f(Hz)	0,55	0,61	0,66	2,25	2,56	2,85
	Período, T (seg)	1,826	1,636	1,522	0,444	0,391	0,351
	Massa, X	5,48%	74,29%	5,91%	0,16%	0,17%	6,71%
	Massa, Y	79,95%	4,46%	0,22%	12,64%	1,18%	0,00%
<i>Robot Structural Analysis Professional (RSAP)</i>	Frequência f(Hz)	0,44	0,49	0,82	1,75	1,92	2,06
	Período, T (seg)	2,28	2,03	1,22	0,57	0,52	0,48
	Massa, X	58,70%	0,00%	0,00%	0,31%	16,40%	0,00%
	Massa, Y	0,00%	58,70%	0,00%	16,30%	0,30%	0,00%

Tabela 4.9 – Valores obtidos da análise dinâmica do sismo através de dois processos

		Massa total deslocada
<i>CYPECAD</i>	Massa X	92,72%
	Massa Y	98,45%
<i>RSAP</i>	Massa X	75,41%
	Massa Y	75,30%

Tabela 4.10 – Massa total deslocada para cada programa de cálculo automático

De acordo com os resultados obtidos para os três processos constata-se o seguinte:

- Na Tabela 4.9 o primeiro modo de vibração para cada programa corresponde sempre ao maior período, que traduz a quantidade de tempo, que a estrutura demora a completar um ciclo de oscilação. Já inversamente a sua frequência é considerada a menor no primeiro modo de vibração e representa o número de ocorrências de um ciclo de oscilações por segundo. Para os outros modos ela aumenta gradualmente, devido ao seu período diminuir inversamente.
- No Gráfico 4.6 é elucidativo a relação entre a frequência e o período para cada um dos modos de vibração. Observa-se, que os três primeiros modos apresentam frequências baixas e inversamente elevados períodos, pois é nos períodos mais longos que se encontra a maior mobilização de massas deslocadas.
- De acordo com a Tabela 4.10, concluiu-se com recurso ao *CYPECAD*, que os seis modos de vibração são suficientes para a análise pretendida, uma vez que a sua combinação quadrática mobiliza mais de 90% da massa na direção considerada. Já no *RSAP* apresenta valores de participação de massa inferiores a 90% nos primeiros seis modos de vibração. Deste modo, seria necessário usar mais modos de vibração para fazer cumprir o requisito da percentagem de massa mobilizada para cada direção.
- Constata-se para o *CYPECAD*, que os dois primeiros modos de vibração, são os que têm maior participação modal, onde 79,77% da massa total é mobilizada na direção x e 84,41% é mobilizada na direção y. O mesmo comportamento se passa no *RSAP*, excetuando na posição das massas, bem como na direção x apresenta maior massa deslocada. Em suma, estes dois modos são os mais representativos do sistema, porque correspondem à massa que realmente vibra no edifício.

- Ainda de acordo com a Tabela 4.9, esta apresenta diferentes frequências e percentagens de massas para cada direção de forma distinta, isto deve-se ao facto de, cada programa ter diferentes abordagens (metodologias) relativamente à modelação estrutural.

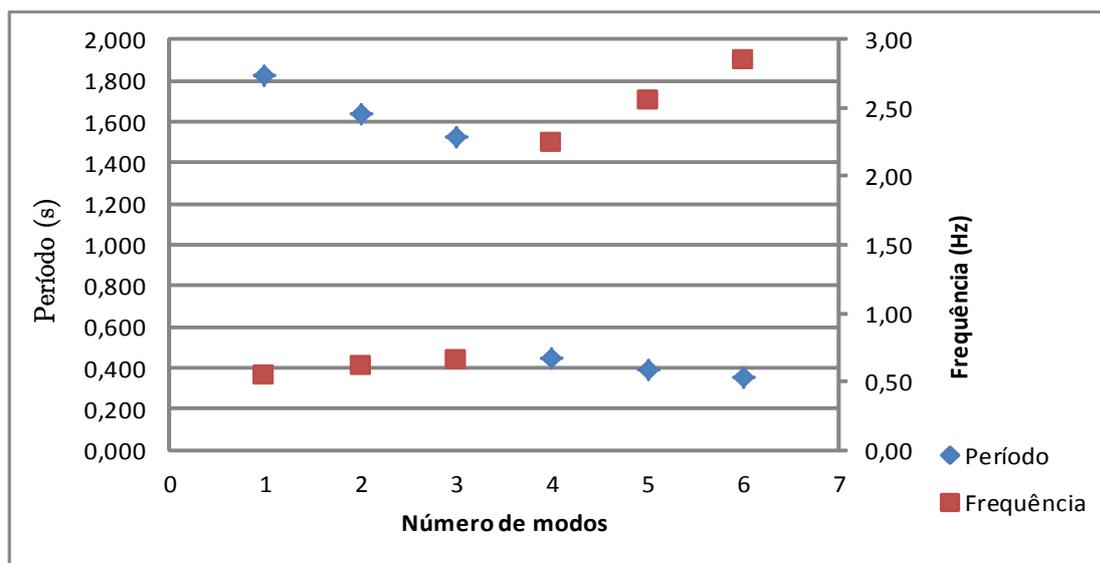


Gráfico 4.6 – Comparação entre a frequência e o período do programa *CYPECAD*

A hipótese da escolha da frequência natural do edifício não foi linear, pois um maior período obtido pelo *RSAP*, implica uma menor frequência e, conseqüentemente uma redução na aceleração do espectro, e ter-se-ia um comportamento melhor aos efeitos do sismo.

#### 4.7.2.1 Análise de resultados

No anexo 3 encontram-se as figuras correspondentes às deformadas do programa *CYPECAD* para os três modos com participação mais significativa de massa. Admitindo o mesmo sistema de eixos, já anteriormente referenciado, que simulam as translações segundo x e y e uma rotação em relação ao eixo z. As deformadas apresentadas foram

estudadas para o sismo próximo (ação sísmica do tipo 2), pois é aquela que apresenta maior aceleração para as baixas frequências dos três primeiros modos.

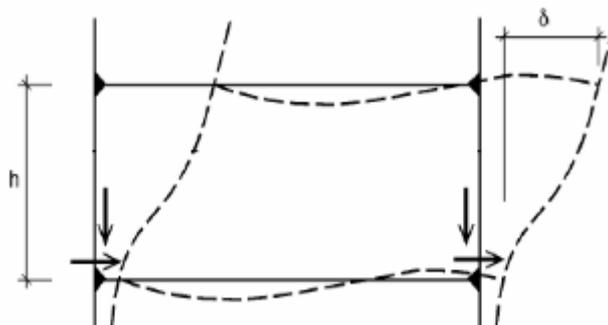
Como se pode observar na Fig A. 1, a deformada do 1º modo de vibração apresenta uma maior massa deslocada na direção y, com um deslocamento máximo, na ordem dos 99,9mm.

Na Fig A. 2 é apresentada a deformada do 2º modo de vibração, onde é visível a translação da massa na direção x, com um deslocamento máximo de 91.3mm.

Observa-se na Fig A. 3, que o 3º modo de vibração para além da translação em x, apresenta também uma pequena componente de rotação em torno do eixo vertical, que vale um deslocamento máximo de 19,8mm.

#### **4.7.3 Limitação de danos preconizado pelo RSA e EC8**

Deve ser assegurado a verificação aos ELS preconizados nos regulamentos para o controlo dos deslocamentos do edifício quanto à sua deformação, satisfazendo o requisito de limitação de danos. A limitação de danos, também conhecido por “*Drift*” é definido como um deslocamento lateral entre dois nós consecutivos de um elemento vertical de suporte.(Fig. 4.16)



h: Altura entre pisos;  $\delta$ : deslocamento

Fig. 4.16 – Ilustração do deslocamento relativo entre pisos

O RSA, como já anteriormente mencionado, admite que poderá dispensar-se a instabilidade de conjunto caso o deslocamento entre dois nós de pisos consecutivos, seja inferior a 1,5% da distância entre pisos.

De acordo com o art.º 4.4.3.2 do EC8, para que este requisito seja satisfeito é necessário limitar o deslocamento relativo entre pisos, sendo considerado a situação dos materiais não estruturais frágeis (ex: paredes de alvenaria) a funcionar com a estrutura, segundo a condição:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (4.18)$$

Em que:

- $d_r$  – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
- $h$  – altura do piso;
- $\nu$  – coeficiente de redução para atender ao menor período de retorno do sismo associado ao requisito de limitação de danos.

O coeficiente de redução adotado depende da classe de importância do edifício, cujo coeficiente de importância vale 1,0 conforme se pode observar no anexo 1 para as diferentes classes de importância do edifício. No caso presente considerou-se a categoria II, cujo valor recomendado é  $\nu = 0,5$ .

Assim,  $d_r \leq 0,01 \cdot h$  ou  $d_r \leq 1/100 h$ , logo esta condição é mais severa que a do RSA que limita o deslocamento relativo a  $0.015 \cdot h$ .

Os descolamentos relativos entre pisos foram calculados com o mesmo *software* de cálculo já referido, onde foi possível determinar a distorção relativa em cada pilar. A distorção relativa tem o mesmo significado dos deslocamentos relativos entre pisos e calcula-se a partir da diferença entre os deslocamentos horizontal (direção x e y) de um piso e os de imediatamente inferior.

No anexo 4 encontram-se as tabelas com a distorção relativa/absoluta para os 4 pilares extremos da estrutura (P1,P5,P9,P13), os quais se encontram identificados na Fig. 4.17.

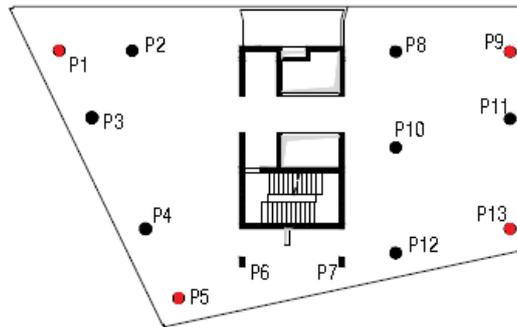


Fig. 4.17 – Localização dos pilares a vermelho em que foram analisados os deslocamentos

Na Tabela 4.11 apresentam-se os resultados da distorção absoluta para cada pilar. Como se pode observar no anexo 4, foi considerado para a tabela seguinte a maior das distorções absolutas em x e y.

Tabela 4.11 – Valores da distorção entre pisos nos 4 pilares extremos

Piso	Distância entre pisos (m)	Distorção absoluta (mm) - maior dos valores em x e y			
		P1	P5	P9	P13
Cobertura	3,15	-	-	-	-
Terraço	3,15	4,7	4,1	4,5	4,0
Piso 21	3,15	4,7	4,2	4,6	4,1
Piso 20	3,15	4,7	4,3	4,6	4,1
Piso 19	3,15	4,8	4,4	4,7	4,1
Piso 18	3,15	4,8	4,5	4,8	4,2
Piso 17	3,15	4,8	4,5	4,8	4,3
Piso 16	3,15	4,9	4,6	4,8	4,3
Piso 15	2,6	4,0	3,8	3,8	3,6
Piso 14 - Técnico	3,85	6,1	5,7	5,8	5,3
Piso 13	3,85	6,2	5,8	5,7	5,3
Piso 12	3,85	6,2	5,7	5,6	5,2
Piso 11	3,85	6,2	5,7	5,4	5,1
Piso 10	3,85	6,2	5,5	5,2	4,9
Piso 9	3,85	6,0	5,3	4,9	4,6
Piso 8	3,85	5,7	5,1	4,5	4,3
Piso 7	3,85	5,4	4,8	4,1	3,9
Piso 6	3,85	4,9	4,3	3,5	3,4
Piso 5	3,85	4,3	3,7	2,8	2,7
Piso 4	3,70	3,6	3,1	2,1	2,1
Piso 3	3,85	3,0	2,5	1,5	1,5
Piso 2	2,98	1,8	1,5	0,8	0,8
Piso 1	2,98	1,3	1,0	0,5	0,6
Piso 0	2,98	0,2	0,2	0,1	0,1
Piso -1	2,98	0,1	0,1	0,1	0,1

As conclusões a retirar da análise das tabelas anteriores é que a verificação de limitação de danos é efetuada com sucesso para ambas as normas, tendo-se verificado que o deslocamento relativo é sempre bastante inferior a  $0.01 \cdot h$ . O deslocamento máximo relativo que se obteve foi de 6,2 mm, mais concretamente, a distorção relativa máxima é

cerca de  $h/621$ , bastante inferior a  $h/100$  (sendo a altura do piso de 3,85m, o limite máximo admissível é de  $d_r=38,5\text{mm}$ ).

Outra forma de analisar o deslocamento horizontal, é considerar o deslocamento horizontal médio no topo do edifício, em cada direção, para os 4 pilares extremos da estrutura. A média dos 4 pilares resulta um deslocamento horizontal máximo de 80,7 mm na direção x e 90,6mm na direção y. Sendo a altura total do edifício (sem cobertura) de 76,62m, o deslocamento horizontal máximo permitido é de 766 mm, logo é verificada a segurança à limitação de danos.

#### **4.8 Efeitos de 2ª ordem**

Os efeitos de 2ª ordem podem surgir devido à carga elevada nos elementos verticais, que originam deslocamentos quando solicitadas por ações dinâmicas.

No caso de estudo, os efeitos de 2ª ordem foram analisados segundo os critérios prescritos no EC8. De acordo com o art.º 4.4.2.2 para que os efeitos de 2.ª ordem (P- $\Delta$ ) sejam dispensados, é necessário que se cumpra a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (4.19)$$

Sendo:

- $\Theta$  – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{\text{tot}}$  – carga gravítica total acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de ações;
- $d_r$  – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
- $V_{\text{tot}}$  – força de corte sísmica total no piso considerado;
- $h$  – altura entre pisos.

A força de corte sísmica é determinada a partir da força de corte na base para cada direção horizontal do edifício. Seguindo o estipulado pelo ECS no que diz respeito a uma análise modal simplificada (que, já se viu, não pode ser aplicada no presente caso):

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (4.20)$$

Em que:

- $S_d(T_1)$  – valor espectral de cálculo em função do período fundamental para o 1º modo de vibração (no caso presente o período vale 1,83s, logo o valor espectral é de 0.089582);
- $m$  – massa total do edifício, acima do nível superior de uma cave rígida (cujo valor já anteriormente calculado é de 101450KN);
- $\lambda$  – fator de correção, cujo valor é igual a:  $\lambda = 0,85$  se  $T_1 \leq 2 \times T_C$  ou  $\lambda = 1$  para outros casos (no caso presente para uma ação do tipo 2,  $2T_C$  vale 0,5, logo o fator de correção a considerar é 1,0).

Desta forma, a força de corte para o peso total do edifício toma o valor de 9087 kN.

A média dos efeitos de 2ª ordem no topo do edifício para os 4 pilares extremos em cada direção valem:

$$\theta_x = \frac{101450 \times 0,0807}{9087 \times 76,62} = 0,01$$

$$\theta_y = \frac{101450 \times 0,0906}{9087 \times 76,62} = 0,01$$

Como se pode constatar, o valor de  $\theta$  é sempre inferior a 0,1, pelo que se desprezam os efeitos P- $\Delta$  de 2ª ordem globais no dimensionamento da estrutura.

#### 4.9 Análise dos esforços para as diferentes combinações de ações

Para efeitos de dimensionamento, analisou-se uma fiada de pilares extremos de cada fachada do edifício conforme se pode observar na Fig. 4.18 e analisou-se os esforços axiais referentes ao piso 1 para as ações permanentes e variáveis, bem como os esforços axiais quando a estrutura é solicitada pela ação do vento e do sismo. Os esforços serão calculados de acordo com o regulamento nacional vigente, RSA.

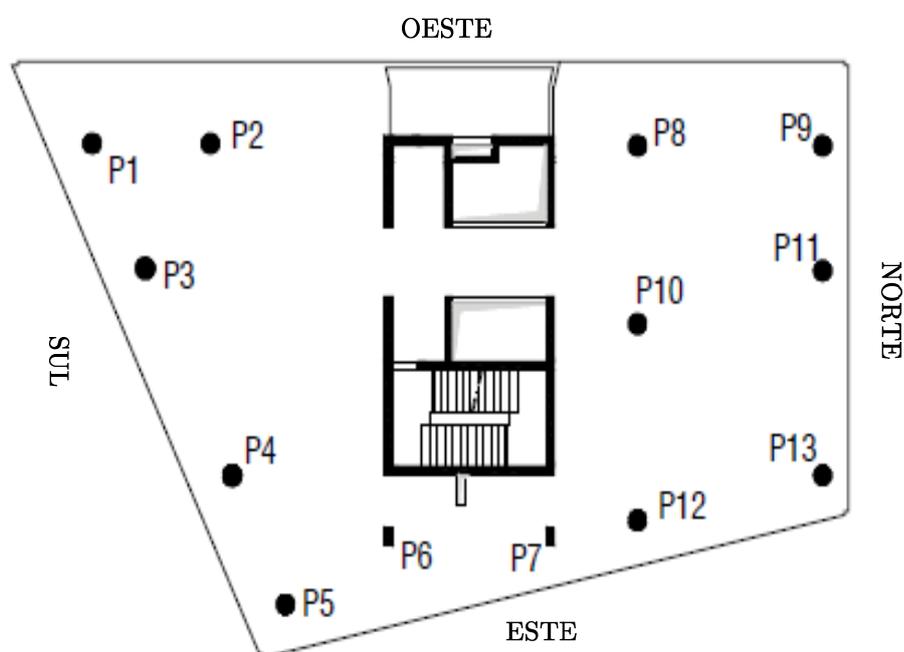


Fig. 4.18 – Planta das quatro fachadas, em que os pilares extremos foram alvo de estudo

A razão de escolher os esforços só a partir do piso 1 deve-se ao facto de existirem paredes nos pisos enterrados, que absorvem grande parte das ações que descarregam nos pilares.

Apresentam-se na Tabela 4.12, os esforços axiais obtidos para as 3 combinações de ações, retirados do programa de cálculo *CYPECAD*. No anexo 5 encontram-se os axiais parciais para cada ação base.

Tabela 4.12 – Axiais dos pilares da fachada sul para cada combinação de ação

Nº do pilar	Combinações fundamentais					
	Ações permanentes e variáveis	Ação do vento na direção x	Ação do vento na direção y	Ação sísmica na direção x	Ação sísmica na direção y	
	$1,5*(G+Q)$	$1,5*G+1,5*(wx+0,6Q)$	$1,5*G+1,5*(wy+0,6Q)$	$1,0*G+1,5*Ex+0,4*Q$	$1,0*G+1,5*Ey+0,4*Q$	
Fachada Sul	P5	6045	5127	4757	3751	4072
	P4	10355	8771	9161	6432	6204
	P3	10398	9144	8769	6233	6391
	P1	4760	2874	3213	3792	3499

Para melhor entendimento dos resultados obtidos, apresenta-se no Gráfico 4.7 o seu comportamento ao longo da fachada sul.

### Fachada Sul (P5,P4,P3,P1)

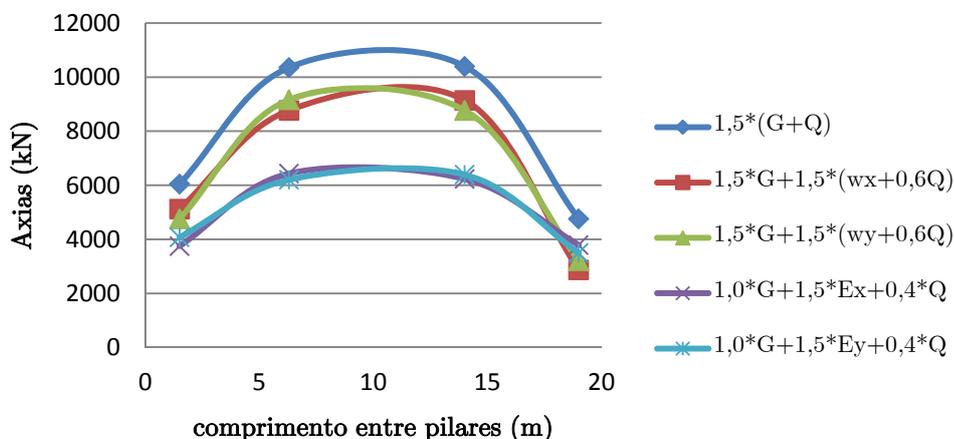


Gráfico 4.7 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Sul para cada combinação de ação

Os resultados observados na fachada Sul, permitem constatar que a combinação de ações permanentes e variáveis é a que apresenta maior esforço para todos os pilares, quando comparadas com as restantes combinações. Também é de salientar, que os pilares P4 e P3

são os que apresentam maior esforço axial quando equiparados aos outros pilares do piso 1, dado terem uma maior área de influência.

No anexo 6 localizam-se as restantes tabelas dos esforços para cada fachada, onde se podem observar de seguida, os respetivos gráficos associadas a essas tabelas.

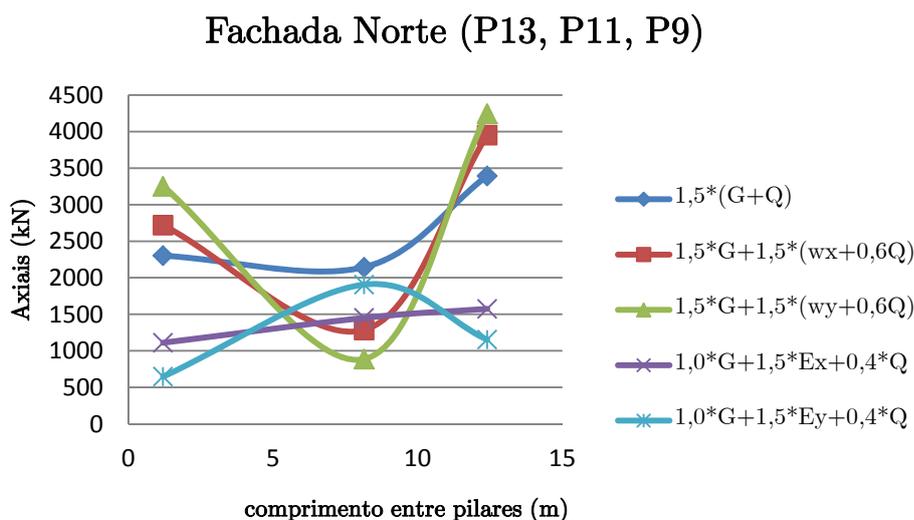
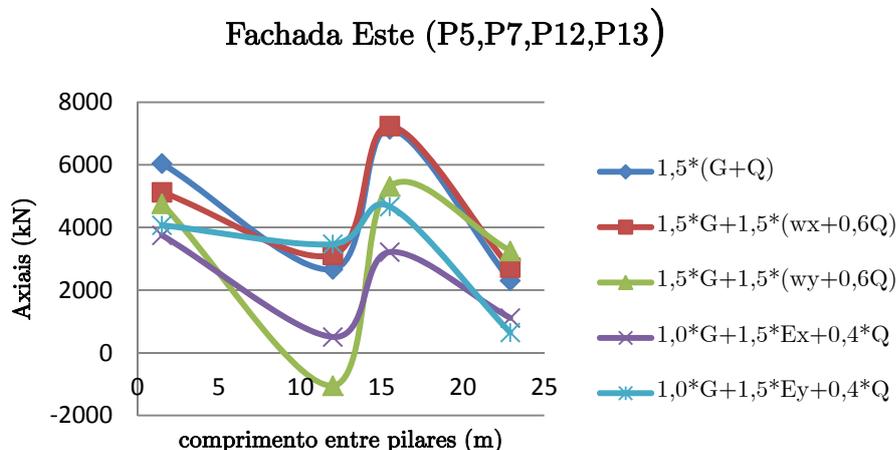


Gráfico 4.8 – Comportamento dos 3 pilares ao longo da fachada Norte para cada combinação de ação

Nesta análise, os pilares já apresentam comportamentos distintos, sendo o P9, aquele que apresenta maior esforço quando solicitado à ação do vento na direção y. A mesma situação acontece para o pilar P13, no entanto o pilar P11 apresenta a maior carga para ações permanentes e variáveis e a menor carga para o vento na direção y. Verifica-se que quando mais se afasta do núcleo maior o efeito da flexão nos pilares periféricos. No caso dos dois pilares extremos (P13 e P9) a combinação mais condicionante tem como ação base o vento. Verifica-se que as combinações sísmicas não são condicionantes, fruto do esforço axial das cargas permanentes não serem majoradas por 1,5.

Gráfico 4.9 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Este para cada combinação de ação



Nesta fachada, os esforços também apresentam alternância de cargas de pilar para pilar, principalmente no pilar P7, que para ação do vento na direção y apresenta compressões. Neste pilar a combinação mais gravosa em termos de esforço axial tem por base a ação sísmica na direção y. Os máximos atingidos também diferem entre eles, sendo a combinação da ação do vento na direção x, aquela que apresenta maior carga para o pilar P12.

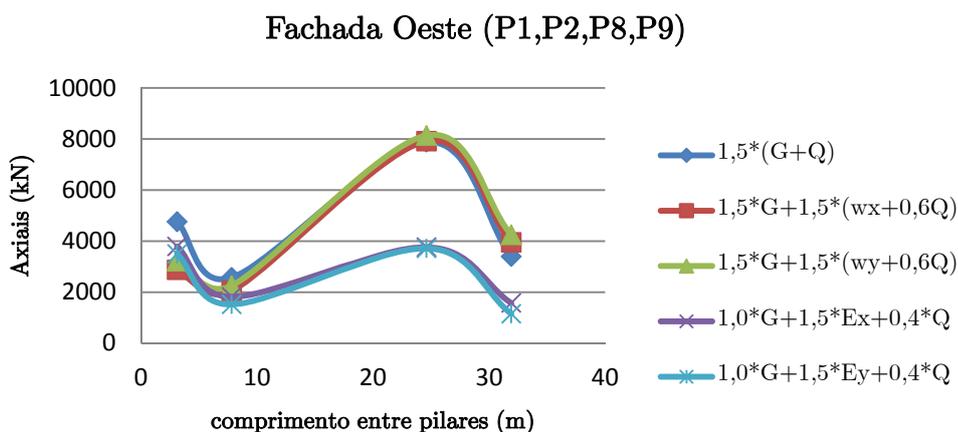


Gráfico 4.10 – Comportamento dos 4 pilares ao longo da fachada Oeste para cada combinação de ação

Finalmente, na fachada Oeste a dispersão dos esforços entre os pilares é mais idêntica entre si, tomando máximo valor para a combinação de ação do vento na direção y para o pilar P8.

De acordo com todos os resultados obtidos e as análises efetuadas, conclui-se, que a combinação das ações permanentes e variáveis é aquela que apresenta maior esforço para 6 pilares (P1, P2, P3, P4, P5 e P11) e em segundo lugar aparece a combinação da ação do vento na direção y para 3 pilares (P8, P9 e P13). Apenas existindo uma combinação de ação do vento na direção x para o pilar P12 e uma combinação de ação do sismo para a direção y.

É necessário realçar que a existência de um núcleo central de grande inércia, acaba por absorver grande parte do esforço transmitido pelas ações horizontais, bem como dos pórticos e paredes existentes no piso 1 que também contribuem para esse efeito.

## 5 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

### 5.1 Importância do faseamento construtivo no dimensionamento de edifícios altos

O faseamento construtivo de vários pisos, consiste em admitir que o peso próprio dos elementos estruturais não são executados simultaneamente, mas sim de uma forma gradual à medida que a estrutura vai sendo construída.

Os edifícios altos devem ser simulados e analisados com a consideração do faseamento construtivo. A não consideração do faseamento construtivo em estruturas de betão armado de grande altura, pode levar a resultados incompatíveis com o real comportamento da estrutura. (Fig. 5.1)

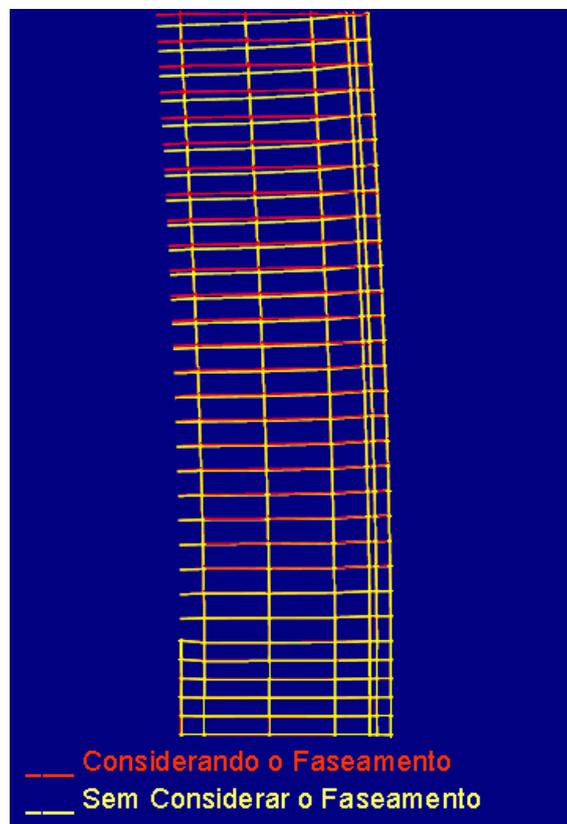


Fig. 5.1 – Deformada de uma estrutura de 30 pisos, com/sem faseamento construtivo [31]

Os efeitos do faseamento construtivo resultam do facto de, aquando da betonagem de um determinado piso, já ocorreram deformações diferenciais entre pilares e núcleos. No entanto, em cada fase do processo construtivo, esses assentamentos verticais nos elementos verticais irão ser corrigidos, de forma a que a próxima laje a betonar fique nivelada.

As deformações provenientes das estruturas de betão armado podem resultar de três variáveis:

- Módulo de elasticidade do betão;
- Fluência;
- Retração.

Estas variáveis, que provocam os encurtamentos diferenciais não ocorrem instantaneamente e tendem a causar desvios de geometria (desvios verticais e horizontais), que podem originar consequências em termos de esforços e verificação de segurança, que são importantes quantificar e corrigir sempre que possível [4].

O encurtamento elástico do betão (peso próprio e uma sobrecarga de serviço) ocorre durante o período de construção do edifício acima da laje considerada.

O encurtamento por fluência e por retração ocorre ao longo de anos a uma taxa decrescente [35].

Para se modelar mais precisamente o comportamento real das estruturas e obter esforços e deslocamentos mais próximos da realidade, dever-se-ia realizar uma simulação por forma a combinar nas diferentes fases de vida da estrutura [31]:

- Durante a etapa construtiva;
- Imediatamente após o edifício entrar em serviço;
- A longo prazo.

Deste modo, só com uma rigorosa simulação da história de carga, é que é possível garantir a verticalidade final pretendida e a horizontalidade dos elementos estruturais nos pisos [4].

## **5.2 Efeito de “arco” no caso prático em estudo**

No caso prático em estudo, devido ao elevado número de pisos (25 lajes estruturais), há que ter em conta os efeitos derivados do faseamento construtivo nos esforços dos diversos elementos estruturais.

Tendo-se modelado a estrutura com recurso a programas comerciais, os quais não contemplam estes efeitos do faseamento construtivo, de forma a permitir ao utilizador uma simulação dos esforços e deslocamentos mais próximos da realidade.

Se, por simplificação teórica, em todos os elementos verticais estivesse instalada uma tensão constante, a deformação vertical seria a mesma para todos os pilares e paredes. Nesta situação o cálculo estrutural não traria diferenças, considerando ou não o faseamento construtivo, porque não haveriam assentamentos diferenciais entre pilares e/ou núcleos, e os esforços absorvidos pelos pilares e os diagramas de esforços em vigas e nas lajes não sofreriam alterações com a consideração do faseamento construtivo [28].

No caso de estudo esta situação não acontece.

Existe um núcleo central de grande rigidez vertical, comparado com a rigidez vertical dos pilares periféricos (o núcleo apresenta uma tensão média vertical, inferior a metade da tensão instalada nos pilares).

Uma simulação estrutural global instantânea irá sobrestimar a carga vertical, que irá para o núcleo e menosprezar a carga vertical absorvida por cada pilar, pelo efeito de “arco” que o núcleo provoca.

Este efeito de “arco”, que naturalmente existe e não pode ser ignorado, não é tão efetivo, quanto o dado por um cálculo instantâneo, porque aquando da betonagem do piso n, uma parte das deformações verticais e deslocamentos verticais diferenciais dos pilares nos pisos inferiores já se deram, e na betonagem do piso n essas deformações são “zeradas”, isto é, o comprimento dos novos pilares são naturalmente ajustados de modo a laje a betonar ficar nivelada [28]. (Fig. 5.2)

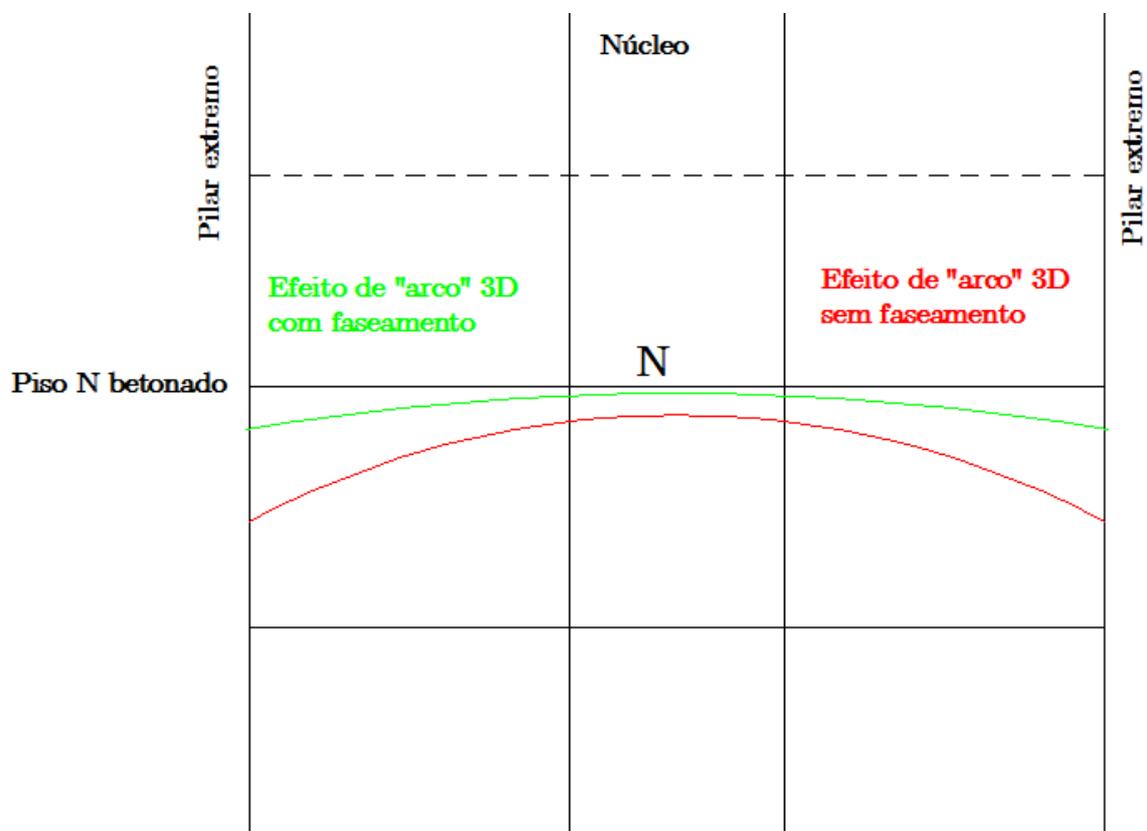


Fig. 5.2 – Deformadas de um piso N depois da betonagem com/sem faseamento construtivo

### 5.3 Método simplificado utilizado neste projeto

Existem várias metodologias para resolver este problema.

No caso presente, dadas as características do *software* de cálculo global utilizado, que não permite aplicar variações térmicas, foi agravado o esforço axial dos pilares periféricos (P1

a P13), em relação ao cálculo global instantâneo, de acordo com o seguinte procedimento [28]:

- 1) Numa laje representativa de um piso tipo e com apoios rígidos nos locais dos pilares e núcleo, carregou-se verticalmente a laje com as cargas idênticas ao do modelo global 3D. Verificou-se qual a distribuição dessa carga, para cada um dos pilares e para o núcleo. Designou-se por “Nsd, laje apoios rígidos” o valor do esforço axial em cada apoio.
- 2) No modelo global de cálculo 3D (*CYPECAD*), foi-se de piso a piso, verificar a distribuição da carga pelos pilares e núcleos. Designou-se por “Nsd, 3D sem faseamento” ao valor do esforço axial em cada pilar e núcleo.
- 3) Calculou-se a diferença entre ambos e denominou-se por “Nsd, real”:

$$\text{Nsd, real} = (\text{Nsd, 3D sem faseamento}) - (\text{Nsd, laje apoios rígidos}) \quad (5.1)$$

O esforço axial realmente descarregado em cada piso num pilar periférico situa-se entre o valor mínimo correspondente ao cálculo global 3D sem faseamento (Nsd, 3D sem faseamento), e um valor máximo correspondente à laje com apoios rígidos (Nsd, laje apoios rígidos).

A maior ou menor proximidade a um ou outro limite depende de:

- Posição do piso em altura;
- Posição dos pilares em planta;
- Dos efeitos diferidos (comportamento elástico do betão, fluência, retração)(Fig. 5.3).

Assim nos pilares periféricos, e para cada piso temos [28]:

$N_{sd, 3D \text{ sem faseamento}} < N_{sd, \text{ real}} < N_{sd, \text{ laje apoios r\u00edgidos}}$

- Quanto mais alto for o piso, maior ser\u00e1 a parcela de deforma\u00e7\u00f5es verticais j\u00e1 dadas;
- Quanto mais pr\u00f3ximo os pilares tiverem do n\u00facleo, maior ser\u00e1 o efeito de migra\u00e7\u00e3o de esfor\u00e7os para este (efeito de “arco”) e por consequ\u00eancia ir\u00e3o haver maiores encurtamentos nos pilares);
- O efeito da flu\u00eancia \u00e9 significativa, uma vez que a tens\u00e3o m\u00e9dia instalada nos pilares \u00e9 superior \u00e0 do n\u00facleo.

- Quanto mais baixo for o piso, menor ser\u00e1 o efeito do faseamento, logo seus efeitos s\u00e3o desprez\u00e1veis (ex: edif\u00edcios de pequena altura);
- Quanto mais afastado os pilares tiverem do n\u00facleo, maior distribui\u00e7\u00e3o de esfor\u00e7os os pilares ir\u00e3o receber, logo ter\u00e3o menos desvios verticais;
- Quanto menos efeitos diferidos conter a estrutura, menores ser\u00e3o os seus assentamentos.

Fig. 5.3 – Relaq\u00e3o da maior ou menor proximidade de um ou outro limite do  $N_{sd}$ , real

De referir, que este procedimento s\u00f3 \u00e9 v\u00e1lido, pois a aq\u00e3o dos esfor\u00e7os horizontais nos pisos, onde os efeitos derivados do faseamento se fazem sentir (pisos superiores), \u00e9 praticamente toda ela absorvida pelo n\u00facleo, n\u00e3o tendo os momentos fletores um peso significativo do dimensionamento dos pilares.

No presente caso, verificou-se que a diferen\u00e7a entre “ $N_{sd}$ , 3D sem faseamento” e “ $N_{sd}$ , laje apoios r\u00edgidos” nos pilares perif\u00e9ricos situados nos alinhamentos das fachadas e mais afastados do n\u00facleo central (P1, P3, P4, P5, P9, P11 e P13), \u00e9 pequena, n\u00e3o superior a

15%, e até nalguns casos o esforço axial do modelo global 3D sem faseamento é superior ao correspondente à laje com apoios rígidos até cerca de 25%.

No entanto essa diferença, já é muito apreciável nos pilares P2, P7, P8, P10 e P12, mais próximos do núcleo, em que o esforço axial descarregado por piso correspondente ao modelo global 3D sem faseamento, é inferior nalguns casos a 60% do esforço axial correspondente ao modelo de laje com apoios rígidos, e potencialmente contra a segurança.

A título de exemplo, apresenta-se na Tabela A. 13 (anexo 7) o valor da diferença do esforço axial descarregado em dois pisos (piso 10 e 20) entre uma análise em modelo 3D global sem faseamento e uma análise de laje com apoios rígidos.

O problema põe-se então em saber, qual a percentagem de afetação, pilar a pilar e piso a piso, do valor desta diferença entre os dois modelos.

Para tal, há que ter em conta a influência das deformações elásticas do betão e da fluência (a retração não é significativa neste caso de estudo).

Adotaram-se simplificadamente os seguintes pressupostos:

- Aquando da construção de um determinado piso  $n$ , as deformações já processadas na estrutura são exclusivamente elásticas e relativas apenas ao peso próprio da estrutura construída até ao piso  $n$ . Deste modo é possível estimar, piso a piso, o deslocamento vertical em cada pilar,  $\delta t=0$ , bem como o deslocamento vertical do núcleo central de betão.
- A deformação a tempo infinito é a soma da parcela elástica e da parcela da deformação por fluência (adotou-se um coeficiente de fluência de 2,5, e majorou-se o Módulo de elasticidade do betão por 1,25, de acordo com o REBAP). É então possível quantificar, piso a piso, o deslocamento em cada pilar,  $\delta t=\infty$ , bem como o do núcleo central.

Assim, determinou-se o coeficiente de afetação como sendo:

$$\text{Coeficiente}_{\text{afetação}} = 1 - \frac{[\delta_{t=0,\text{pilar } i} - \delta_{t=0,\text{núcleo}}]}{[\delta_{t=\infty,\text{pilar } i} - \delta_{t=\infty,\text{núcleo}}]} \quad (5.2)$$

Ou de modo mais simples:

$$\text{Coeficiente}_{\text{afetação}} = 1 - \left[ \frac{A}{B} \right] \quad (5.3)$$

Em que:

- $A = (\delta_{t=0,\text{pilar } i}) - (\delta_{t=0,\text{núcleo}})$
- $B = (\delta_{t=\infty,\text{pilar } i}) - (\delta_{t=\infty,\text{núcleo}})$

Deste modo, pode-se concluir o seguinte:

- Se a relação A/B for próxima da unidade, isso significa que a deformação diferencial entre o núcleo e o pilar, entre o instante da betonagem do piso n e a tempo infinito é constante, sendo os efeitos do faseamento muito diminutos.
- Se a relação A/B for próximo de zero, isso implica que a deformação diferencial entre o núcleo e o pilar são acentuados e portanto os efeitos do faseamento construtivo são acrescidos. (Fig. 5.4)

As deformações no instante inicial da parcela elástica foram deduzidas a partir da Lei de Hooke:

$$\sigma_c = E_c * \varepsilon_c \quad (5.4)$$

Em que :

$\sigma_c$  – tensão no betão (kN/m<sup>2</sup>);

$E_{c,28}$  – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade (art.º 17 – Quadro III do REBAP, cujo valor foi majorado em 1,25) ;

$\varepsilon_c$  – extensão do betão (m), que por sua vez é igual  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$  (5.5) , sendo  $\Delta L$  ou  $\delta$  é a deformação do betão por unidade de comprimento (L);

Sabendo que a tensão num elemento vertical é dado por:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad (5.6)$$

Sendo:

N – esforço axial (kN);

A – Área da secção transversal de um elemento (m<sup>2</sup>);

Logo, se igualamos a expressão (5.4) na (5.6) e se substituimos o  $\epsilon$  pela condição (5.5) irá resultar na expressão:

$$\delta (t=0) = \frac{N \times L}{A \times E_{c,28}} \quad (5.7)$$

A deformação a tempo infinito foi expressa pela seguinte condição:

$$\delta (t=\infty) = \sigma_{c,t_0} \times \left[ \frac{1}{E_{c,t_0}} + \frac{\varphi_{c(t=\infty)}}{E_{c,28}} \right] \times L \quad (5.8)$$

Sendo:

$\sigma_{c,t_0}$  – tensão constante aplicada na idade  $t_0$  do betão;

$E_{c,t_0}$  – é o valor médio do módulo de elasticidade inicial do betão na idade  $t_0$ ;

$\varphi_{c(t=\infty)}$  – Coeficiente de fluência do betão a tempo infinito, cujo valor adotado vale 2,5.

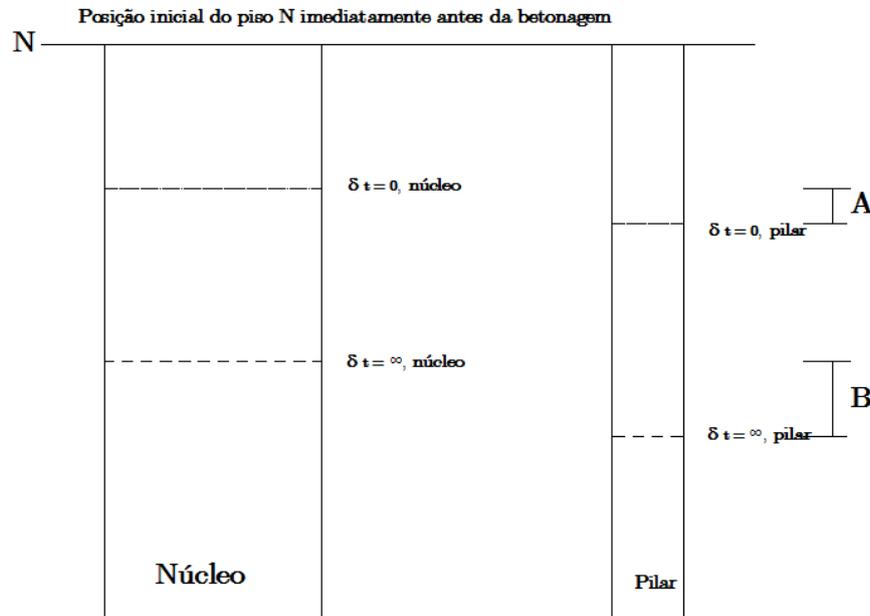


Fig. 5.4 – Esquema simplificado das deformações ocorridas após a betonagem de um determinado piso n.

Finalmente, quantificou-se a parcela “Nsd, real2” a aplicar em cada piso e em cada pilar como sendo:

$$\text{Nsd, real2} = \text{Coeficiente}_{\text{afetação}} \times \text{Nsd, real} \quad (5.9)$$

Apresenta-se na Tabela A. 14 (anexo 8) os valores de Nsd, real2 para os pilares periféricos mais próximos do núcleo (esforços majorados).

Observa-se, que o esforço axial total menosprezado pelo modelo 3D sem faseamento, pode ser importante e que para o caso do pilar P10 chega a ser de 1817kN, que representa cerca de mais 20% da carga axial.

Constata-se também, como previsível, um aumento claro do efeito do faseamento construtivo no esforço axial dos pilares à medida que o piso é mais elevado. Este efeito pode ser claramente observado no Gráfico 5.1, que traduzem os valores obtidos na Tabela A. 14.

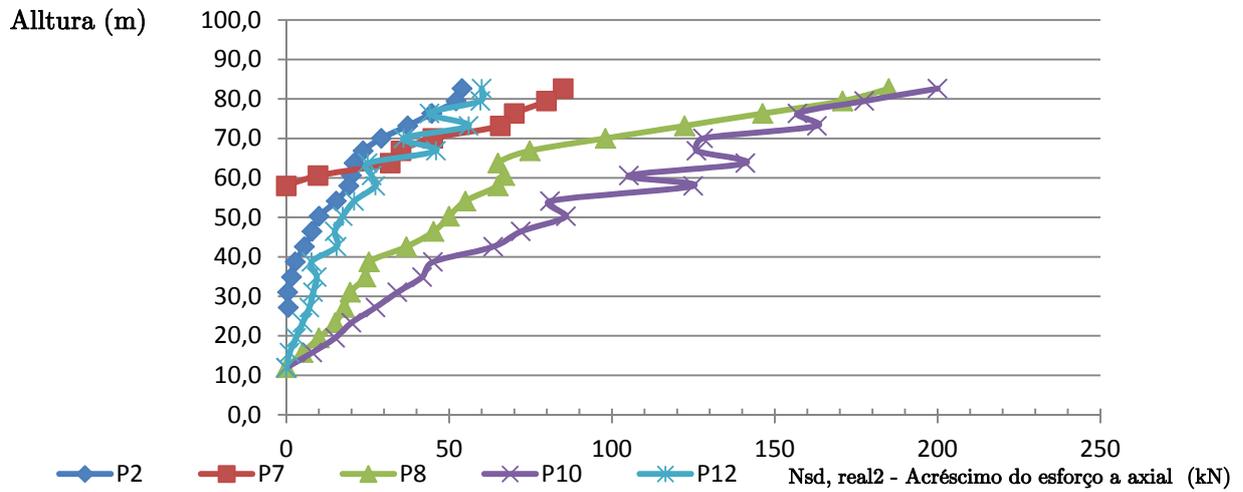


Gráfico 5.1 – Evolução em altura das cargas aplicadas nos pilares (majoradas) para ter em conta os efeitos do faseamento construtivo na variação do esforço axial dos pilares,  $N_{sd, real2}$

## 6 SÍNTESE FINAL

Resumidamente apresentam-se as principais evidências desenvolvidas nesta presente dissertação:

### **Ação do vento:**

- A resposta de um edifício à ação do vento depende da intensidade do vento, das dimensões e da forma da edificação, da massa, da rigidez e da capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural;
- A frequência do edifício (0,55Hz), conduz a que não ocorram fenómenos de ressonância devido ao vento, que só se tornam relevantes para frequências próximas das de rajada do vento na ordem dos 0,1Hz;
- A “Torre de Luanda” cumpre a verificação à segurança ao colapso e assegura o conforto dos ocupantes, de acordo com o “*Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers*”;
- Pelo critério do “*Comité Euro-International du Béton*” - “*Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines*” relativo ao conforto dos ocupantes, em situação de resposta máxima da estrutura, conclui-se que se encontra na posição desconfortável, sendo portanto expectáveis problemas ao nível do conforto humano devido à ação do vento quando atua na direção  $Y(\alpha=90^\circ)$  (devido à largura de banda ser maior nessa direção);
- Pelos métodos estáticos simplificados do RSA, os momentos e as excentricidades calculados devido à ação do vento, são mais gravosos que os determinados pela ação sísmica.

**Ação sísmica:**

- A resposta do edifício à ação do sismo depende da massa e da rigidez do edifício, da aceleração do solo, da natureza da fundação e das características dinâmicas da estrutura;
- A “Torre de Luanda” apresenta um bom comportamento sísmico, devido a cumprir certos princípios básicos ao nível da conceção estrutural (simplicidade estrutural, uniformidade em planta e em altura, resistência e rigidez bidirecionais, comportamento de diafragma ao nível dos pisos);
- A frequência natural do edifício apresenta valores de frequências próximas das frequências de vibração da ação sísmica (0,5-10Hz);
- Considerando uma análise dinâmica com recurso ao *CYPECAD*, obteve-se para 6 modos de vibração uma participação de massa mobilizada superior a 90% para cada direção considerada;
- Para ELS, a limitação de danos é efetuada com sucesso para ambas as normas (ECS e RSA), tendo-se verificado que o deslocamento relativo é sempre bastante inferior a 1% ou 1,5% da altura do piso;

**Faseamento construtivo:**

- Aquando da betonagem de cada piso, o efeito de arco simulado por um cálculo 3D instantâneo é superior ao real devido à “zeragem” das deformações;
- Este efeito é contra segurança uma vez que alivia o esforço axial instalado nos pilares periféricos;
- A magnitude dos esforços axiais subestimados pelo modelo 3D instantâneo (sem faseamento) ao nível dos pilares não é negligenciável;

- No caso presente essa diferença chega a ser cerca de 1800kN (20% do total) no caso do pilar P10;
- O efeito do faseamento construtivo, no que se refere à subestimação do esforço axial, aumenta à medida que o piso é mais elevado;
- O efeito do faseamento construtivo, no que se refere à subestimação do esforço axial, é tanto maior quanto mais próximo o pilar se encontrar do núcleo.

## 7 CONCLUSÃO

A presente dissertação procurou não só realçar os problemas associados aos edifícios altos, mas também compreender e analisar alguns aspetos importantes relacionados com a escolha do sistema estrutural a adotar para um determinado edifício alto.

As metodologias propostas pelo RSA na análise do modelo em estudo, permitem uma intervenção simplificada na quantificação dos efeitos do vento e sismo. No entanto, uma análise dinâmica é sempre mais apropriada para determinar os seus efeitos.

Em contrapartida, os programas de cálculo automático disponibilizam diversas metodologias, estáticas ou dinâmicas, que permitem estudar com maior aproximação o real comportamento da estrutura. Por outro lado, estas ferramentas ainda apresentam limitações na avaliação de todos problemas que afetam as estruturas, como é o caso do faseamento construtivo aqui discutido. Deste modo, é importante sensibilizar para a existência destes problemas, por forma a zelar pela segurança de projetos em altura.

No que respeita ao modelo em estudo, os resultados atingidos permitiram avaliar o bom comportamento da estrutura, no que respeita ao cumprimento dos estados limites últimos e de serviço.

Conclui-se que o sistema estrutural adotado no modelo em estudo, se encontra bem dimensionado relativamente ao colapso para as duas ações e à limitação de danos na ação sísmica. Somente na verificação da perceção humana das vibrações, segundo um critério internacional, é que apresentou sinais mais críticos em situações de amplitude máxima.

## 8 DESENVOLVIMENTOS E PERSPETIVAS FUTURAS

Face aos aspetos já referidos, que permitem fazer uma reflexão dos problemas associados aos edifícios altos, parece-nos importante perspetivar alguns desenvolvimentos e sugestões para trabalhos futuros.

Por razões de cronologia e limite de páginas para a realização da dissertação, seria interessante analisar o comportamento para outras metodologias, como por exemplo o Eurocódigo 1 – “Ações em estruturas (Parte 1-4- ação do vento)”, bem como desenvolver o cálculo das armaduras e conceber os desenhos estruturais (plantas, cortes, pormenores) para os elementos resistentes constituintes no projeto, que são essenciais para a execução em obra.

Desenvolver estudos sobre o comportamento das fundações, quando são solicitadas pelas ações descendentes, bem como das ações ascendentes do impulso da água, que contribuem para problemas na estabilidade global dos edifícios altos, que se devem ter em atenção.

A carência de informações normativas para o território Angolano, foi uma das principais dificuldades ao nível deste projeto. Contudo, para uma análise estrutural mais rigorosa, seria prudente no futuro haver um investimento deste país, que permitisse criar condições de suporte (decretos de lei, normas, regulamentos) para uma melhor realização de projetos dentro desta especialidade.

Ao nível dos programas de cálculo automático utilizados, também se recomenda um melhoramento na incrementação do faseamento construtivo, à imagem de outros programas, que já contemplam essa hipótese e que para edifícios muito altos pode tornar-se um dos mais condicionantes problemas aqui referenciados.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CTBUH. *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* Disponível em: <http://www.ctbuh.org/> (consultado em 12 de novembro de 2010).
- [2] Smith, B.S. and A. Coull, *Tall building structures: analysis and design*. 1991, John Wiley & Sons, Inc.: New York. pp. 537.
- [3] Romano, J., *Edifícios em Altura: Forma, Estrutura e Tecnologia*. 2004: Livros Horizonte, Lda. pp. 155
- [4] Cruz, S., *Curso de Edifícios Altos*, in *Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura*. 2009, IST: Lisboa.
- [5] Ahmad Abdelrazaq<sup>1\*</sup>, S.E., Kyung Jun Kim<sup>2</sup> and Jae Ho Kim<sup>3</sup>, *Brief on the Construction Planning of the Burj Dubai Project, Dubai, UAE*. CTBUH, 2008: pp. 9
- [6] Wood, A., *Best Tall Buildings* 2008: Elsevier. pp. 128.
- [7] Figuerola, V.N., R. Leopoldo, and S. França. *Shanghai World Financial Center*. 2008; Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/131/imprime73349.asp> (consultado em 20 de novembro de 2010).
- [8] Carneiro, F. and J.G. Martins, *Contraventamento em Estruturas*, in *Civil*. 2008, Universidade Fernando Pessoa: Porto. pp.87.
- [9] Pereira, A.C.d.O., *ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA MODELAGEM ESTRUTURAL DO NÚCLEO NOS PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS ALTOS*, in *Civil*. 2000, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo: São Paulo. pp. 163.

- [10] Guerreiro, L., *Dinâmica e Engenharia Sísmica*. 2007, Instituto Superior Técnico: Lisboa. pp.24.
- [11] TARANATH, B.S., Ph.D., S.E., *Wind and Earthquake Resistant Buildings*. 2005: Marcel Dekker. pp.892.
- [12] Ferreira, N.A.C., *EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS – APLICAÇÃO A UM CASO CONCRETO*. 2008, FEUP: Porto. pp. 179.
- [13] Prof. Delgado, R., *Ações horizontais em edifícios* 1987.
- [14] Oliveira, J. and M. Ferreira, *Análise Global de Estruturas de Edifícios.*, in *Seminário em Estruturas*. 2003: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 12.
- [15] Prof. Blessmann, J. *Laboratório de Aerodinâmica das Construções*. Disponível em: <http://www.ufrgs.br/lac/historico1.htm> (consultado em 12 de março de 2011).
- [16] Loturco, B. *Engenharia do vento*. Revista Técnica; Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/156/imprime167714.asp> (consultado em 12 de março de 2011).
- [17] Reis, A.C.d., M.B. Farinha, and J.P.B. Farinha, *Tabelas Técnicas*, ed. E. Técnicas. 2010, Lisboa.
- [18] Lneç, *Eurcódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1:Regras gerais, ações sísmica e regras para edifícios*. 2010.
- [19] Mota, J.E., *Seminário sobre Sismos no Ceará*. 2008.
- [20] Oliveira, C.S., *Efeito dos sismos sobre as construções*.
- [21] Czarnobay, A.d.S., *Estudo em túnel de vento dos efeitos de atenuadores dinâmicos sintonizados em modelos de Edifícios Altos*. 2006, Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre. pp. 142.

- [22] *R.E.B.A.P- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*; 1983: Porto Editora.
- [23] Prof. Kumar, S.R.S. and A.R.S. Prof. Kumar. *Advanced structural forms*. Disponível em: [http://nptel.iitm.ac.in/courses/IIT-MADRAS/Design\\_Steel\\_Structures\\_II/3\\_multi\\_storey/6\\_structural\\_forms.pdf](http://nptel.iitm.ac.in/courses/IIT-MADRAS/Design_Steel_Structures_II/3_multi_storey/6_structural_forms.pdf) (consultado em 4 de abril de 2011).
- [24] Sáles, J.J.d., *Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço*. 1995, Escola de Engenharia de São Carlos, USP: São Paulo. pp. 278.
- [25] Fakury, R.H., *A aplicação da técnica do meio contínuo a análise e ao estudo do comportamento dos sistemas estruturais tubulares de edifícios altos*, in *Departamento de Estruturas*. 1992, Universidade de São Paulo: São Paulo. pp. 205.
- [26] Professor Silva, M.C.d.B., *Edifícios de andares múltiplos em aço*.
- [27] Khan, F.R. *Framed Tube Structure*. Disponível em: <http://www.fazlurrkhan.com/innovation.htm> (consultado em 6 de abril de 2011).
- [28] Domingues, T.C., Isabel, R. Varela, and A. Gandarela, *Projeto de execução da "Torre de Luanda"*. 2010, Porto. pp. 28.
- [29] Monteiro, J.M.T., *Determinação de Fatores de Intensidade de Tensão*, in *Civil*. 1984, Faculdade de Engenharia do Porto: Porto. pp. 172.
- [30] *R.S.A. – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. 1983, Porto Editora.
- [31] Tavares, S., *Edifícios de Grande Altura (aspectos particulares da sua análise e comportamento)*. 2009.
- [32] Sampaio, P. and J.G. Martins, *Noções de análise sísmica de edifícios*. 2006: pp. 65.

- [33] Martins, J.G., *Ação dos sismos*. 2010: pp. 118.
- [34] Marreiros, R.P.C. and V.J.G. Lúcio, *Comportamento de Edifícios Altos Construídos com estrutura Parede Pré-Fabricada*, in *ANIPB2008*. 2008: Lisboa. pp. 19.
- [35] Cruz, S. and P.S. Lobo, *Importância do processo construtivo no dimensionamento dos edifícios altos*. 2009.

## 10 ANEXOS

Anexo 1 – Resultados do método estático da ação do vento para a direção X e Y

Anexo 2 – Resultados do método estático da ação sísmica para a direção X e Y

Anexo 3 – Deformadas efetuadas pela análise multimodal com recurso a software

Anexo 4 – Distorção nos 4 pilares extremos

Anexo 5 – Resultados dos esforços axiais para cada ação base

Anexo 6 – Resultados dos esforços para cada fachada do edifício

Anexo 7 – Valores da diferença do esforço axial descarregado em dois pisos tipos

Anexo 8 – Resultados da aplicação do coeficiente de afetação

## Anexo 1 – Resultados do método estático da ação do vento para a direção X e Y

Tabela A. 1 – Valores da ação vento por piso para a direção X

Valores característicos do Vento na direção X ( $\alpha=0^\circ$ )										
Piso	Altura acima do terreno(m)	Distância entre pisos (m)	$\delta_{pe}$	$\delta_{pi}$	$ \delta_p $	$W_k(\text{kN/m}^2)$	Zona B	$L_{banda}(\text{m})$	$A_i(\text{m}^2)$	$F_{ki}(\text{kN})$
Cobertura	79,77	3,15	0,8	0,2	1	1,65	1,20	20,00	31,50	62,37
Terraço	76,62	3,15	0,8	0,2	1	1,63	1,20	20,00	63,00	123,21
Piso 21	73,47	3,15	0,8	0,2	1	1,61	1,20	20,00	63,00	121,78
Piso 20	70,32	3,15	0,8	0,2	1	1,59	1,20	20,00	63,00	120,35
Piso 19	67,17	3,15	0,8	0,2	1	1,57	1,20	20,00	63,00	118,69
Piso 18	64,02	3,15	0,8	0,2	1	1,55	1,20	20,00	63,00	117,03
Piso 17	60,87	3,15	0,8	0,2	1	1,53	1,20	20,00	63,00	115,37
Piso 16	57,72	3,15	0,8	0,2	1	1,50	1,20	20,00	63,00	113,40
Piso 15	54,57	2,60	0,8	0,2	1	1,48	1,20	20,00	57,50	101,84
Piso 14 - Técnico	51,97	3,85	0,8	0,2	1	1,46	1,20	20,00	64,50	112,67
Piso 13	48,12	3,85	0,8	0,2	1	1,42	1,20	20,00	77,00	131,49
Piso 12	44,27	3,85	0,8	0,2	1	1,39	1,20	20,00	77,00	128,25
Piso 11	40,42	3,85	0,8	0,2	1	1,35	1,20	20,00	77,00	125,08
Piso 10	36,57	3,85	0,8	0,2	1	1,32	1,20	20,00	77,00	121,57
Piso 9	32,72	3,85	0,8	0,2	1	1,28	1,20	20,00	77,00	117,99
Piso 8	28,87	3,85	0,8	0,2	1	1,24	1,20	20,00	77,00	114,21
Piso 7	25,02	3,85	0,8	0,2	1	1,19	1,20	20,00	77,00	109,96
Piso 6	21,17	3,85	0,8	0,2	1	1,14	1,20	20,00	77,00	104,97
Piso 5	17,32	3,85	0,8	0,2	1	1,08	1,20	25,00	96,25	124,39
Piso 4	13,47	3,70	0,8	0,2	1	1,00	1,20	25,00	94,38	112,91
Piso 3	9,77	3,85	0,8	0,2	1	0,90	1,20	25,00	94,38	101,93
Piso 2	5,92	2,98	0,8	0,2	1	0,90	1,20	25,00	85,38	92,21
Piso 1	2,94	2,98	0,8	0,2	1	0,90	1,20	25,00	74,50	80,46
Piso 0	0	2,98	0,8	0,2	1	0,00	0	0	0	0
Piso -1	0	2,98	0,8	0,2	1	0,00	0	0	0	0

Tabela A. 2 – Valores da ação vento por piso para a direção Y.

Valores característicos do Vento na direção Y ( $\alpha=90^\circ$ )										
Piso	Altura acima do terreno(m)	Distância entre pisos (m)	$\delta_{pe}$	$\delta_{pi}$	$ \delta_p $	$W_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	Zona B	$L_{banda}$ (m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$F_{ki}$ (kN)
Cobertura	79,77	3,15	0,8	0,2	1	1,65	1,20	32,00	50,40	99,79
Terraço	76,62	3,15	0,8	0,2	1	1,63	1,20	32,00	100,80	197,13
Piso 21	73,47	3,15	0,8	0,2	1	1,61	1,20	32,00	100,80	194,84
Piso 20	70,32	3,15	0,8	0,2	1	1,59	1,20	32,00	100,80	192,56
Piso 19	67,17	3,15	0,8	0,2	1	1,57	1,20	32,00	100,80	189,91
Piso 18	64,02	3,15	0,8	0,2	1	1,55	1,20	32,00	100,80	187,25
Piso 17	60,87	3,15	0,8	0,2	1	1,53	1,20	32,00	100,80	184,58
Piso 16	57,72	3,15	0,8	0,2	1	1,50	1,20	32,00	100,80	181,44
Piso 15	54,57	2,60	0,8	0,2	1	1,48	1,20	32,00	92,00	162,95
Piso 14 - Técnico	51,97	3,85	0,8	0,2	1	1,46	1,20	32,00	103,20	180,27
Piso 13	48,12	3,85	0,8	0,2	1	1,42	1,20	32,00	123,20	210,38
Piso 12	44,27	3,85	0,8	0,2	1	1,39	1,20	32,00	123,20	205,20
Piso 11	40,42	3,85	0,8	0,2	1	1,35	1,20	32,00	123,20	200,13
Piso 10	36,57	3,85	0,8	0,2	1	1,32	1,20	32,00	123,20	194,51
Piso 9	32,72	3,85	0,8	0,2	1	1,28	1,20	32,00	123,20	188,79
Piso 8	28,87	3,85	0,8	0,2	1	1,24	1,20	32,00	123,20	182,73
Piso 7	25,02	3,85	0,8	0,2	1	1,19	1,20	32,00	123,20	175,93
Piso 6	21,17	3,85	0,8	0,2	1	1,14	1,20	32,00	123,20	167,95
Piso 5	17,32	3,85	0,8	0,2	1	1,08	1,20	32,00	123,20	159,22
Piso 4	13,47	3,70	0,8	0,2	1	1,00	1,20	32,00	120,80	144,53
Piso 3	9,77	3,85	0,8	0,2	1	0,90	1,20	32,00	120,80	130,46
Piso 2	5,92	2,98	0,8	0,2	1	0,90	1,20	32,00	109,28	118,02
Piso 1	2,94	2,98	0,8	0,2	1	0,90	1,20	32,00	95,36	102,99
Piso 0	0	2,98	0,8	0,2	1	0,00	0	0	0	0
Piso -1	0	2,98	0,8	0,2	1	0,00	0	0	0	0

## Anexo 2 – Resultados do método estático da ação sísmica para a direção X e Y

Tabela A. 3 – Valores parciais da carga permanente

Piso	Revestimentos(kN/m <sup>2</sup> )	Paredes divisórias (kN/m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Área(m <sup>2</sup> )	∑Gi(kN)	Sobrecarga de utilização(kN/m <sup>2</sup> )	Qi(kN)
Cobertura	1,00	0	3,75	179	850,06	1	178,96
Terraço	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 21	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 20	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 19	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 18	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 17	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 16	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 15	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	2	723,88
Piso 14 - Técnico	1,50	0,00	5,58	362	2562,535	10	3619,4
Piso 13	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 12	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 11	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 10	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 9	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 8	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 7	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 6	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 5	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 4	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 3	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 2	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 1	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso 0	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	3	1085,82
Piso -1	1,50	1,50	5,58	362	3105,445	5	1809,7

Nota: Não foi considerado o peso das lâminas de fachada em GRC

Tabela A. 4 – Valores das forças estáticas equivalentes, piso a piso

Piso	hi -Altura acima do terreno(m)	$\psi_2$	Gi(Cargas combinação quase permanentes(kN) )= $G+\psi_2*Q$	$\frac{\sum G_i}{\sum H_i G_i}$	$\beta, X$	$\beta, Y$	Fki,X (kN)	Fki,Y (kN)
Cobertura	79,77	0,2	886	0,026929	0,023	0,022	44	42
Terraço	76,62	0,2	3250	0,027256	0,023	0,022	156	149
Piso 21	73,47	0,2	3250	0,028493	0,023	0,022	156	150
Piso 20	70,32	0,2	3250	0,02985	0,023	0,022	157	150
Piso 19	67,17	0,2	3250	0,031344	0,023	0,022	157	151
Piso 18	64,02	0,2	3250	0,032997	0,023	0,022	158	151
Piso 17	60,87	0,2	3250	0,034837	0,023	0,022	159	152
Piso 16	57,72	0,2	3250	0,036898	0,023	0,022	159	152
Piso 15	54,57	0,2	3250	0,039223	0,023	0,022	160	153
Piso 14 - Técnico	51,97	0,6	4734	0,041867	0,023	0,022	237	227
Piso 13	48,12	0,4	3540	0,046682	0,023	0,022	183	175
Piso 12	44,27	0,4	3540	0,051158	0,023	0,022	184	176
Piso 11	40,42	0,4	3540	0,056558	0,023	0,022	186	178
Piso 10	36,57	0,4	3540	0,063196	0,023	0,022	188	180
Piso 9	32,72	0,4	3540	0,071536	0,023	0,022	191	182
Piso 8	28,87	0,4	3540	0,082306	0,023	0,022	193	185
Piso 7	25,02	0,4	3540	0,096699	0,023	0,022	197	188
Piso 6	21,17	0,4	3540	0,116807	0,023	0,022	201	193
Piso 5	17,32	0,4	3540	0,146609	0,023	0,022	207	198
Piso 4	13,47	0,4	3540	0,194561	0,023	0,022	213	204
Piso 3	9,77	0,4	3540	0,281557	0,023	0,022	224	214
Piso 2	5,92	0,4	3540	0,479165	0,023	0,022	231	221
Piso 1	2,94	0,4	3540	1,103877	0,023	0,022	264	253
Piso 0	0,00	0,6	3757	0	0,023	0,022	0	0
Piso -1	0,00	0,6	4191	0	0,023	0,022	0	0

Anexo 3 – Deformadas efetuadas pela análise multimodal com recurso a software

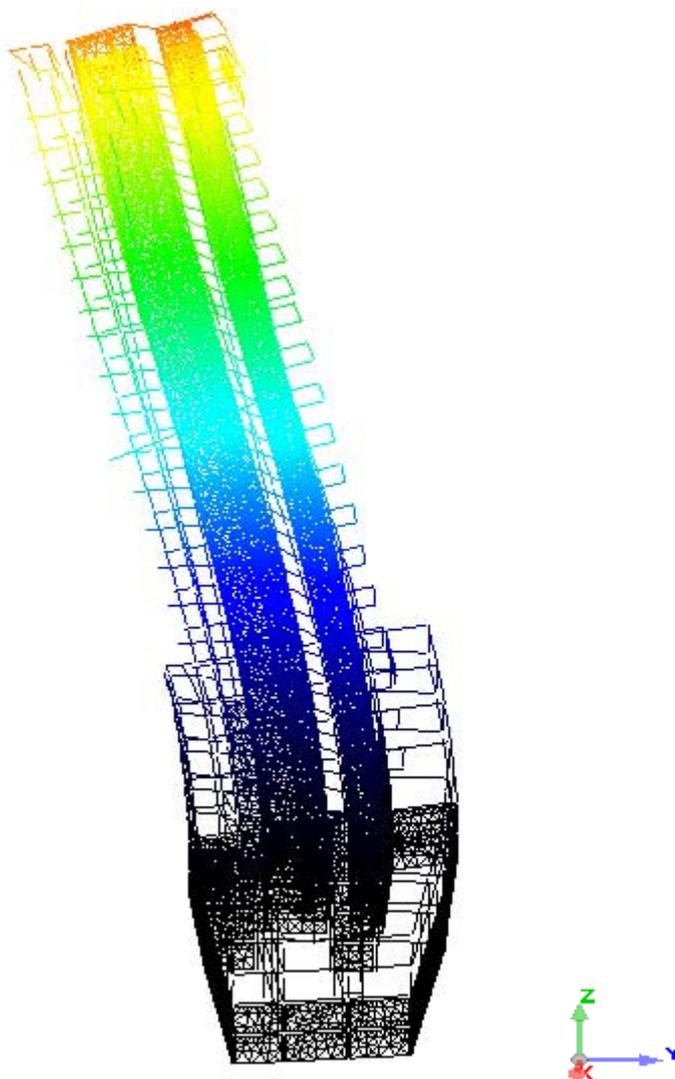


Fig A. 1 – Deformada do 1º modo de vibração para sismo próximo – 3D *CYPECAD* (translação em y)

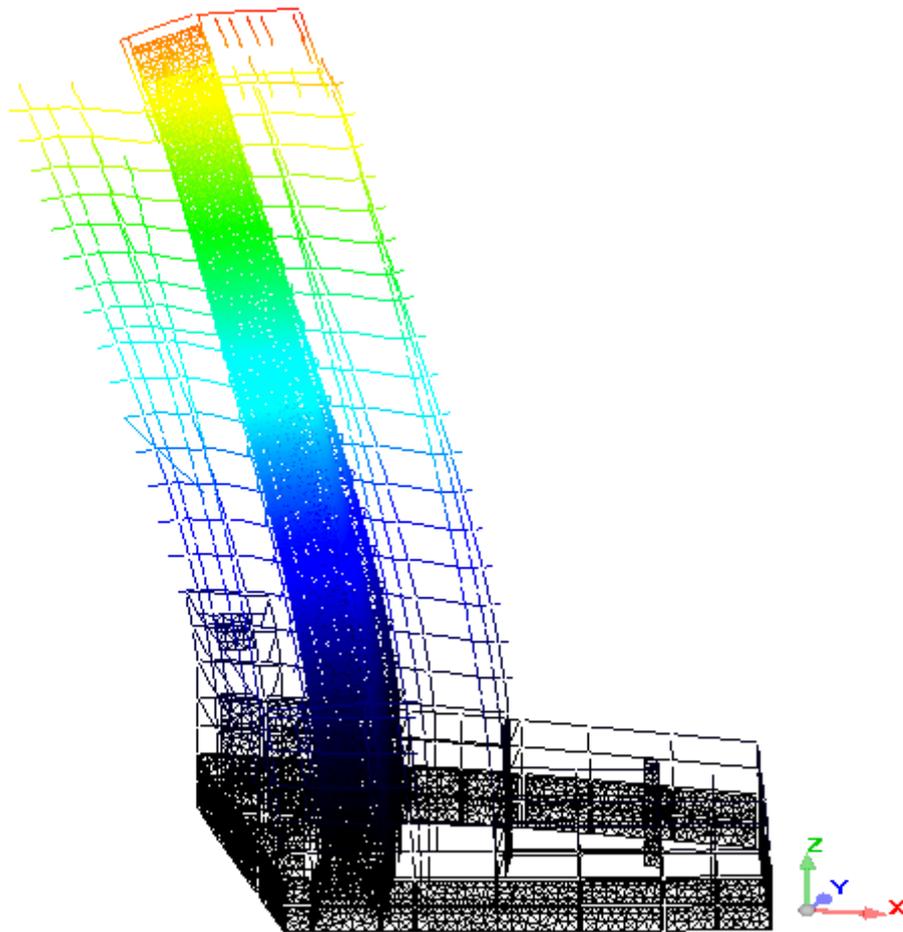


Fig A. 2 – Deformada do 2º modo de vibração para sismo próximo – 3D – *CYPECAD* (translação em x)

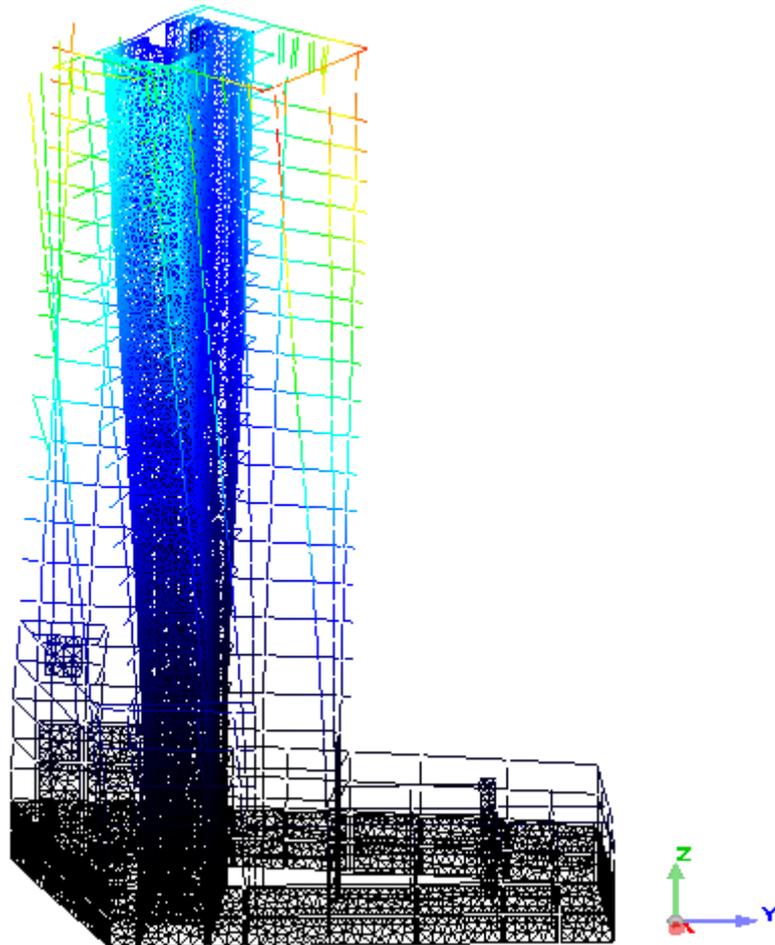


Fig A. 3 – Deformada do 3º modo de vibração para sismo próximo – 3D – *CYPECAD* (rotação em z)

## Anexo 4 – Distorção nos 4 pilares extremos

Tabela A. 5 – Distorção do pilar P1 por piso para a direção x e y

Pilar	Planta	h (m)	Distorção X		Distorção Y	
			Absoluta(m)	Relativa	Absoluta(m)	Relativa
P1	Terraço	3,16	0,0047	h/674	0,0043	h/737
	Piso 21	3,15	0,0047	h/671	0,0044	h/716
	Piso 20	3,15	0,0047	h/671	0,0045	h/700
	Piso 19	3,15	0,0048	h/657	0,0046	h/685
	Piso 18	3,15	0,0048	h/657	0,0047	h/671
	Piso 17	3,15	0,0048	h/657	0,0048	h/657
	Piso 16	3,15	0,0048	h/657	0,0049	h/643
	Piso 15	2,6	0,0039	h/667	0,0040	h/650
	Piso 14	3,85	0,0058	h/664	0,0061	h/632
	Piso 13	3,85	0,0058	h/664	0,0062	h/621
	Piso 12	3,85	0,0057	h/676	0,0062	h/621
	Piso 11	3,85	0,0055	h/700	0,0062	h/621
	Piso 10	3,85	0,0052	h/741	0,0062	h/621
	Piso 9	3,85	0,0049	h/786	0,0060	h/642
	Piso 8	3,85	0,0045	h/856	0,0057	h/676
	Piso 7	3,85	0,0041	h/940	0,0054	h/713
	Piso 6	3,85	0,0035	h/1100	0,0049	h/786
	Piso 5	3,85	0,0028	h/1375	0,0043	h/896
	Piso 4	3,7	0,0021	h/1762	0,0036	h/1028
	Piso 3	3,85	0,0007	h/5500	0,0030	h/1284
	Piso 2	2,81	0,0004	h/7038	0,0018	h/1564
Piso 1	3,11	0,0003	-	0,0013	h/2389	
Piso 0	3,02	0,0000	-	0,0002	-	
Piso -1	2,81	0,0000	-	0,0001	-	

Tabela A. 6 – Distorção do pilar P5 por piso para a direção x e y

Pilar	Planta	h (m)	Distorção X		Distorção Y	
			Absoluta(m)	Relativa	Absoluta(m)	Relativa
P5	Terraço	3,16	0,0037	h/854	0,0041	h/772
	Piso 21	3,15	0,0037	h/852	0,0042	h/750
	Piso 20	3,15	0,0037	h/852	0,0043	h/733
	Piso 19	3,15	0,0038	h/829	0,0044	h/716
	Piso 18	3,15	0,0038	h/829	0,0045	h/700
	Piso 17	3,15	0,0038	h/829	0,0045	h/700
	Piso 16	3,15	0,0037	h/852	0,0046	h/685
	Piso 15	2,6	0,0031	h/839	0,0038	h/685
	Piso 14	3,85	0,0045	h/856	0,0057	h/676
	Piso 13	3,85	0,0045	h/856	0,0058	h/664
	Piso 12	3,85	0,0044	h/875	0,0057	h/676
	Piso 11	3,85	0,0042	h/917	0,0057	h/676
	Piso 10	3,85	0,0041	h/940	0,0055	h/700
	Piso 9	3,85	0,0039	h/988	0,0053	h/727
	Piso 8	3,85	0,0036	h/1070	0,0051	h/755
	Piso 7	3,85	0,0033	h/1167	0,0048	h/803
	Piso 6	3,85	0,0030	h/1329	0,0043	h/927
	Piso 5	3,85	0,0026	h/1429	0,0037	h/1005
	Piso 4	3,7	0,0021	h/1762	0,0031	h/1194
	Piso 3	3,85	0,0017	h/2265	0,0025	h/1540
	Piso 2	2,81	0,0011	h/2710	0,0015	h/1987
Piso 1	3,11	0,0007	h/4258	0,0010	h/2980	
Piso 0	3,02	0,0000	-	0,0002	-	
Piso -1	2,81	0,0000	-	0,0001	-	

Tabela A. 7 – Distorção do pilar P9 por piso para a direção x e y

Pilar	Planta	h (m)	Distorção X		Distorção Y	
			Absoluta(m)	Relativa	Absoluta(m)	Relativa
P9	Terraço	3,16	0,0045	h/712	0,0040	h/800
	Piso 21	3,15	0,0046	h/678	0,0041	h/760
	Piso 20	3,15	0,0046	h/685	0,0041	h/769
	Piso 19	3,15	0,0047	h/671	0,0042	h/750
	Piso 18	3,15	0,0048	h/657	0,0042	h/750
	Piso 17	3,15	0,0048	h/657	0,0043	h/733
	Piso 16	3,15	0,0048	h/657	0,0043	h/733
	Piso 15	2,6	0,0038	h/694	0,0036	h/732
	Piso 14	3,85	0,0058	h/658	0,0053	h/720
	Piso 13	3,85	0,0057	h/676	0,0053	h/727
	Piso 12	3,85	0,0056	h/688	0,0052	h/741
	Piso 11	3,85	0,0054	h/713	0,0051	h/755
	Piso 10	3,85	0,0052	h/741	0,0049	h/786
	Piso 9	3,85	0,0049	h/786	0,0046	h/837
	Piso 8	3,85	0,0045	h/856	0,0043	h/896
	Piso 7	3,85	0,0041	h/940	0,0039	h/988
	Piso 6	3,85	0,0035	h/1100	0,0034	h/1133
	Piso 5	3,85	0,0028	h/1375	0,0027	h/1426
	Piso 4	3,7	0,0021	h/1762	0,0021	h/1762
	Piso 3	3,85	0,0007	h/5500	0,0015	h/2567
	Piso 2	2,81	0,0004	h/7450	0,0008	h/3725
Piso 1	3,11	0,0003	h/9934	0,0005	h/5960	
Piso 0	3,02	0,0000	-	0,0001	-	
Piso -1	2,81	0,0000	-	0,0001	-	

Tabela A. 8 – Distorção do pilar P13 por piso para direção x e y

Pilar	Planta	h (m)	Distorção X		Distorção Y	
			Absoluta(m)	Relativa	Absoluta(m)	Relativa
P13	Terraço	3,16	0,0039	h/812	0,0040	h/792
	Piso 21	3,15	0,0039	h/808	0,0041	h/769
	Piso 20	3,15	0,0039	h/808	0,0041	h/769
	Piso 19	3,15	0,0039	h/808	0,0041	h/769
	Piso 18	3,15	0,0039	h/808	0,0042	h/750
	Piso 17	3,15	0,0039	h/808	0,0043	h/733
	Piso 16	3,15	0,0039	h/808	0,0043	h/733
	Piso 15	2,6	0,0032	h/813	0,0036	h/723
	Piso 14	3,85	0,0047	h/820	0,0053	h/727
	Piso 13	3,85	0,0046	h/837	0,0053	h/727
	Piso 12	3,85	0,0044	h/875	0,0052	h/741
	Piso 11	3,85	0,0043	h/896	0,0051	h/755
	Piso 10	3,85	0,0041	h/940	0,0049	h/786
	Piso 9	3,85	0,0039	h/988	0,0046	h/837
	Piso 8	3,85	0,0036	h/1070	0,0043	h/896
	Piso 7	3,85	0,0033	h/1167	0,0039	h/988
	Piso 6	3,85	0,0029	h/1328	0,0034	h/1133
	Piso 5	3,85	0,0025	h/1540	0,0027	h/1426
	Piso 4	3,7	0,0020	h/1850	0,0021	h/1762
	Piso 3	3,85	0,0014	h/2750	0,0015	h/2567
	Piso 2	2,81	0,0008	h/3725	0,0008	h/3725
Piso 1	3,11	0,0006	h/4967	0,0005	h/5960	
Piso 0	3,02	0,0000	-	0,0001	-	
Piso -1	2,81	0,0000	-	0,0001	-	

## Anexo 5 – Tabelas dos esforços axiais para cada ação base

Tabela A. 9 – Esforços axiais dos pilares para cada ação base, retirados do *CYPECAD*

Número do pilar	Nsd <sub>G</sub>	Nsd <sub>Q</sub>	Nsd <sub>w<sub>x</sub></sub>	Nsd <sub>w<sub>y</sub></sub>	Nsd <sub>Ex</sub>	Nsd <sub>Ey</sub>
P1	2400	760	-940	-714	725	530
P2	1332	385	-198	-61	220	70
P3	5292	1640	-180	-430	190	295
P4	5263	1640	-400	-140	342	190
P5	3150	880	-260	-507	166	380
P7	1470	307	430	-2355	-725	1250
P8	4021	1230	520	666	-500	-530
P9	1740	522	582	777	-250	-530
P11	1110	320	-445	-710	142	445
P12	3715	1045	485	-800	-612	355
P13	1180	355	420	775	-141	-450

## Anexo 6 – Resultados dos esforços para cada fachada do edifício

Tabela A. 10 - Axiais dos pilares da fachada Norte para cada combinação de ação

	Nº do pilar	Combinações fundamentais				
		Ações permanentes e variáveis	Ação do vento na direção x	Ação do vento na direção y	Ação sísmica na direção x	Ação sísmica na direção y
		$1,5*(G+Q)$	$1,5*G+1,5*(wx+0,6Q)$	$1,5*G+1,5*(wy+0,6Q)$	$1,0*G+1,5*E_x+0,4*Q$	$1,0*G+1,5*E_y+0,4*Q$
Fachada Norte	P13	2303	2720	3252	1111	647
	P11	2145	1286	888	1451	1906
	P9	3393	3953	4245	1574	1154

Tabela A. 11 – Axiais dos pilares da fachada Este para cada combinação de ação

	Nº do pilar	Combinações fundamentais				
		Ações permanentes e variáveis	Ação do vento na direção x	Ação do vento na direção y	Ação sísmica na direção x	Ação sísmica na direção y
		$1,5*(G+Q)$	$1,5*G+1,5*(wx+0,6Q)$	$1,5*G+1,5*(wy+0,6Q)$	$1,0*G+1,5*E_x+0,4*Q$	$1,0*G+1,5*E_y+0,4*Q$
Fachada Este	P5	6045	5127	4757	3751	4072
	P7	2666	3126	-1051	505	3468
	P12	7140	7241	5313	3215	4666
	P13	2303	2720	3252	1111	647

Tabela A. 12 – Axiais dos pilares da fachada Oeste para cada combinação de ação

	Nº do pilar	Combinações fundamentais				
		Ações permanentes e variáveis	Ação do vento na direção x	Ação do vento na direção y	Ação sísmica na direção x	Ação sísmica na direção y
		$1,5*(G+Q)$	$1,5*G+1,5*(wx+0,6Q)$	$1,5*G+1,5*(wy+0,6Q)$	$1,0*G+1,5*E_x+0,4*Q$	$1,0*G+1,5*E_y+0,4*Q$
Fachada Oeste	P1	4760	2874	3213	3792	3499
	P2	2576	2048	2253	1816	1521
	P8	7877	7919	8138	3763	3718
	P9	3393	3953	4245	1574	1154

## Anexo 7 – Valores da diferença do esforço axial descarregado em dois pisos tipos

Tabela A. 13 – Comparação de esforços axiais descarregados pelos pisos 10 e 20 segundo dois modelos de cálculo

Pilar	Pisos	Nsd, laje apoios rígidos	Nsd, 3D sem faseamento	Nsd, real	%
		(kN)	(kN)	(kN)	
P1	Piso 20	313	391	78	25%
	Piso 10	340	434	94	28%
P2	Piso 20	570	406	-164	-29%
	Piso 10	626	571	-55	-9%
P3	Piso 20	400	418	18	5%
	Piso 10	464	504	40	9%
P4	Piso 20	439	373	-66	-15%
	Piso 10	495	494	-1	0%
P5	Piso 20	288	243	-45	-16%
	Piso 10	348	364	16	5%
P7	Piso 20	239	168	-71	-30%
	Piso 10	286	261	-25	-9%
P8	Piso 20	604	235	-369	-61%
	Piso 10	637	258	-379	-59%
P9	Piso 20	315	354	39	12%
	Piso 10	376	401	25	7%
P10	Piso 20	648	389,5	-258,5	-40%
	Piso 10	673	303	-370	-55%
P11	Piso 20	334	340	6	2%
	Piso 10	400	453	53	13%
P12	Piso 20	407	342	-65	-16%
	Piso 10	420	292	-128	-30%
P13	Piso 20	319	324	5	2%
	Piso 10	386	432	46	12%

## Anexo 8 – Resultados da aplicação do coeficiente de afetação

Tabela A. 14 – Valores das cargas aplicadas nos pilares (majoradas) para ter em conta os efeitos do faseamento construtivo na variação do esforço axial dos pilares,  $N_{sd_2}$

Piso	Altura total (m)	P2 (kN)	P7 (kN)	P8 (kN)	P10(kN)	P12(kN)
Cobertura	85.8	-	-	-	-	-
Terraço	82.6	54	85	185	200	60
21	79.5	52	80	171	178	60
20	76.3	45	70	146	157	44
19	73.2	37	66	122	163	56
18	70	29	45	98	128	36
17	66.9	24	35	75	126	46
16	63.7	21	32	65	141	25
15	60.6	20	10	67	105	26
14	58	19	0	65	125	27
13	54.1	15		55	81	21
12	50.3	10		50	86	17
11	46.4	8		45	72	15
10	42.6	6		37	64	15
9	38.7	3		25	45	8
8	34.9	2		24	42	9
7	31	0		20	34	8
6	27.2			18	27	7
5	23.3			15	20	5
4	19.5			10	15	3
3	15.8			5	8	1
2	11.9			0	0	0
Total		345	423	1298	1817	489