



TÉCNICO
LISBOA

**Efeitos do Empenamento em Núcleos de Paredes
Resistentes de Edifícios Altos de Betão**

Diogo Martins Rufino Costa Caiano

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientadores: Prof. João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida
Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Júri

Presidente: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro
Orientador: Prof. João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida
Vogal: Prof. Rui Vaz Rodrigues

Julho de 2015

Agradecimentos

O meu agradecimento a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em particular:

Ao Professor João Almeida, um especial agradecimento pela sua orientação, pela disponibilidade demonstrada e pela cedência dos elementos necessários à elaboração deste trabalho.

Ao Professor José Oliveira Pedro, também um especial agradecimento pela sua orientação, pela disponibilidade demonstrada, pela paciência e pela sua ajuda a nível de questões técnicas.

À minha família, que me permitiu chegar ao final deste longo ciclo e que certamente me continuará a apoiar em trabalhos futuros, em especial aos meus pais, avós e tia.

À minha namorada, pelo apoio e pela paciência que sempre demonstrou.

Aos meus amigos, pela motivação, pelo encorajamento e pelos bons momentos passados.

Resumo

O estudo dos efeitos das acções horizontais em edifícios de grande altura, nomeadamente do vento, e o controlo dos deslocamentos resultantes, é um dos aspectos importantes do projecto deste tipo de estruturas. Resistindo o núcleo central à maioria dos esforços provenientes destas acções, o seu dimensionamento deve considerar, para além dos elevados esforços normais e momentos flectores, os efeitos da torção e do empenamento.

Nesse sentido, realiza-se o estudo do comportamento do núcleo central de um edifício de 228 metros de altura, sob as condições do vento regulamentar, avaliando-se os efeitos da torsão com empenamento na resistência da estrutura e o efeito da acção do vento ao nível do conforto. Para tal, utilizam-se vários modelos numéricos do edifício, recorrendo-se a metodologias distintas de modelação do núcleo central: elementos de barra, barra única e elementos finitos de casca.

Como forma de calibração dos modelos, realiza-se uma análise comparativa das frequências próprias, dos deslocamentos horizontais e verticais e das tensões instaladas nas paredes do núcleo central, utilizando-se primeiro um caso de estudo simplificado contendo os 35 primeiros pisos do edifício de estudo e, posteriormente, o edifício com 228 metros.

Seguidamente analisam-se os efeitos benéficos da introdução de “outriggers” (pisos rígidos) no caso de estudo, variando o posicionamento e número destes elementos em altura.

Por fim, utilizando a acção do vento regulamentar, realiza-se uma avaliação das condições de conforto do edifício onde, através dos Eurocódigos, são calculadas as acelerações de topo da estrutura e posteriormente comparadas com os critérios da norma ISO 6897.

Palavras-Chave:

Edifícios Altos; Modelação do Núcleo Central; “Outriggers” – Pisos Rígidos; Acção do Vento; Aceleração de Topo do Edifício; Conforto Humano

Abstract

The study of the effects of lateral loads on tall buildings, like the wind, and the control of the displacements generated by those loads, is of extreme importance. The central core absorbs the majority of these loads and its design should consider the axial forces and bending moments as well as the effects of torsion and warping.

As such, this work aims to study the central core of a 228 meters high building, affected by the action of the wind, regarding the effects of torsion with warping and the effects of the wind in terms of comfort. To do so, numeric models of the building were made by using 3 distinct types of modeling for the central core: bar elements, an isolated bar and shell-thin elements.

To calibrate the models, a comparative study in terms of frequencies, lateral and vertical displacements and tensions was done, regarding the walls of the central core. Firstly, only the first 35 floors of the case study building were used and then the complete version with the 228 meters.

Afterwards, a study of the introduction of outriggers in tall buildings and its beneficial effects was made, by varying its position and number along its height.

Finally, using a real lateral load, the wind, an evaluation of the building's conditions of comfort was conducted. To achieve so, the criteria from the Eurocodes were used to measure the accelerations at the top of the building and then compared with the comfort criteria from the norm ISO 6897.

Keywords:

Tall Buildings; Modeling of the Central Core; Outriggers; Wind Load Effects; Acceleration on the Top of the Building; Human Comfort

Índice Geral

Resumo	iii
Abstract.....	v
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas	xvii
Simbologia	xix
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1 - Apresentação do Problema e Objectivos.....	1
1.2 - Organização da Dissertação.....	2
Capítulo 2 – Conceito de Torção com Empenamento	3
2.1 – Teoria Geral de Torção	3
2.1.1 – Torção de St Venant.....	3
2.1.2 – Torção com Empenamento	4
2.2 – Bimomento e Coordenada Sectorial	7
Capítulo 3 – Modelação de Núcleos Estruturais em Estruturas de Edifícios	9
3.1 – Formas de consideração do Empenamento	9
3.2 – Métodos de Modelação Numérica.....	9
3.2.1 – Modelação por Elementos de Barra.....	10
3.2.2 – Modelação por Barra Única.....	14
3.2.3 – Modelação por Elementos Finitos de Casca.....	18
3.3 – Influência dos Métodos de Modelação no Comportamento Estrutural	22
3.3.1 – Apresentação do Modelo do Edifício a Estudar	22
3.3.1.1 – Características do edifício de estudo	23
3.3.1.1.1 – Geometria.....	23
3.3.1.1.2 – Materiais e Cargas Aplicadas.....	24

3.3.1.1.3 – Modelo Base.....	24
3.3.2 – Análise dos 35 Primeiros Pisos do Edifício de Estudo.....	25
3.3.2.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração	25
3.3.2.2 – Deslocamentos.....	27
3.3.2.3 – Tensões.....	32
3.3.3 – Análise do Edifício Completo	36
3.3.3.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração	36
3.3.3.2 – Deslocamentos.....	38
3.3.3.3 – Tensões.....	41
3.3.4 – Comparação entre as Análises e Conclusões	45
Capítulo 4 – Introdução de “Outriggers” em Edifícios Altos	47
4.1 – Significado e Função dos Elementos	47
4.2 – Modelação dos “Outriggers” no Modelo de Estudo.....	47
4.3 – Estudo Comparativo entre os diversos posicionamentos dos “Outriggers”	49
4.3.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração	49
4.3.2 – Deslocamentos.....	50
4.3.3 – Tensões.....	53
4.4 – Conclusões sobre a introdução de “Outriggers”	55
Capítulo 5 – Exemplo de Aplicação – Análise Global dos Efeitos do Vento.....	57
5.1 – Introdução sobre a acção horizontal a considerar	57
5.2 – Caracterização da acção do vento.....	57
5.2.1 – Caracterização do vento em escoamento livre	58
5.2.2 – Caracterização “along-wind” da acção do vento.....	59
5.2.3 – Máxima aceleração de um edifício na direcção “along-wind”	62
5.3 – Aplicação e análise da acção do vento	63
5.3.1 – Combinação de acções - Vento como acção variável base	65

5.3.1.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração	66
5.3.1.2 – Deslocamentos	67
5.3.1.3 – Tensões	71
5.3.2 – Vento como única acção actuante	73
5.3.2.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração	73
5.3.2.2 – Deslocamentos	74
5.3.2.3 – Tensões	76
5.4 – Análise em termos de conforto	78
5.5 – Conclusões sobre o efeito da acção do vento	87
Capítulo 6 – Conclusões Finais	89
Referências	91
Anexos	93

Índice de Figuras

Figura 1 - Efeitos resultantes da aplicação de um momento torsor T numa secção I com empenamento da secção transversal (Taranath, B. S.).....	5
Figura 2 - Secção do perfil em I da Figura 1 (Taranath, B. S.)	5
Figura 3 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	11
Figura 4 - Pormenor de modelação do núcleo central sem aberturas para Elementos de Barra.....	11
Figura 5 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais	12
Figura 6 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais	12
Figura 7 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	13
Figura 8 - Pormenor de modelação do núcleo central com aberturas para Elementos de Barra.....	13
Figura 9 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais	14
Figura 10 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais	14
Figura 11 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	15
Figura 12 – Pormenor da modelação do núcleo central sem aberturas para Barra Única.....	16
Figura 13 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais	16
Figura 14 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais	16
Figura 15 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	17
Figura 16 – Pormenor da modelação do núcleo central com aberturas para Barra Única.....	17
Figura 17 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais	18
Figura 18 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais	18

Figura 19 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	19
Figura 20 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais	20
Figura 21 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais	20
Figura 22 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)	21
Figura 23 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais	21
Figura 24 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais	22
Figura 25 - Torre Espacio (Martinez Cálzon, J., 2003)	22
Figura 26 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas..	26
Figura 27 - Representação da direcção, sentido e ponto de aplicação das forças horizontais de 10000 kN e do momento tursor de 10000 kN.m	28
Figura 28 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X.....	29
Figura 29 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y.....	30
Figura 30 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força de torção segundo Z	30
Figura 31 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X.....	30
Figura 32 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y.....	31
Figura 33 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de um momento tursor segundo Z	31
Figura 34 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X.....	34
Figura 35 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y.....	34

Figura 36 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de um momento torsor segundo Z	35
Figura 37 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas..	37
Figura 38 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X	39
Figura 39 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y	39
Figura 40 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z.....	39
Figura 41 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X	40
Figura 42 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y	40
Figura 43 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z.....	40
Figura 44 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X	43
Figura 45 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y	43
Figura 46 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z.....	44
Figura 47 - Disposição adoptada para o conjunto de vigas que formam o “Outrigger” utilizado a um terço da altura total do edifício de estudo e também a meia altura do mesmo	48
Figura 48 - Disposição adoptada para o conjunto de vigas que formam o “Outrigger” utilizado a dois terços da altura total do edifício e no topo do mesmo	48
Figura 49 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas e pisos rígidos a cada terço da altura do edifício	50
Figura 50 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo X nos diversos modelos com “Outriggers”	52

Figura 51 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y nos diversos modelos com “Outriggers”	52
Figura 52 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de um momento torsor segundo Z nos diversos modelos com “Outriggers”	52
Figura 53 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo X nos diversos modelos com “Outriggers”	53
Figura 54 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y nos diversos modelos com “Outriggers”	54
Figura 55 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de um momento torsor segundo Z nos diversos modelos com “Outriggers”	54
Figura 56 - Variação das pressões em altura com o vento a actuar segundo a direcção X	64
Figura 57 - Variação das pressões em altura com o vento a actuar segundo a direcção Y	65
Figura 58 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de barra com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).....	69
Figura 59 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de barra única com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	69
Figura 60 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	70
Figura 61 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	70
Figura 62 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	72
Figura 63 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	72
Figura 64 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de barra com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).....	75

Figura 65 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de barra única com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	75
Figura 66 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	75
Figura 67 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	76
Figura 68 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	77
Figura 69 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)	77
Figura 70 - Acelerações rms do modelo de elementos de barra para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)	85
Figura 71 - Acelerações rms do modelo de barra única para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)	85
Figura 72 - Acelerações rms do modelo de elementos de casca (1) para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)	86
Figura 73 - Acelerações rms do modelo de elementos de casca (2) para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)	86

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Restante carga permanente e sobrecarga para lajes interiores	24
Tabela 2 - Restante carga permanente e sobrecarga para laje de cobertura	24
Tabela 3 - Modos de vibração, frequências próprias e períodos da Torre Espacio	25
Tabela 4 - Modos de vibração, frequências e períodos dos vários modelos analisados	26
Tabela 5 - Deslocamentos horizontais e rotações medidos à cota de 140 m	28
Tabela 6 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado com recurso a elementos de barra.....	33
Tabela 7 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado com recurso a elementos de barra.....	33
Tabela 8 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, na secção condicionante do núcleo central sem aberturas modelado através de barra única	33
Tabela 9 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, na secção condicionante do núcleo central com aberturas modelado através de barra única	34
Tabela 10 - Modos de vibração, frequências e períodos dos vários modelos analisados	36
Tabela 11 - Deslocamentos horizontais e rotações medidos à cota de 228 m	38
Tabela 12 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado com recurso a elementos de barra.....	41
Tabela 13 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado com recurso a elementos de barra.....	42
Tabela 14 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado através de barra única.....	42
Tabela 15 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado através de barra única.....	42
Tabela 16 - Modos de vibração, frequências e períodos dos três modelos analisados com “outriggers” nas 3 hipóteses consideradas	49
Tabela 17 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota de 228 m, para os três modelos com “Outriggers”	51
Tabela 18 - Modos de vibração, frequências e períodos dos modelos para a análise do vento.....	66

Tabela 19 - Quadro síntese da existência de aberturas, “outriggers” e excentricidade do vento	67
Tabela 20 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota de 200 m, para a acção do vento	68
Tabela 21 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e modeladas com recurso a elementos de barra	71
Tabela 22 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e sem excentricidade de actuação do vento ou “outriggers” para modelo de barra única	71
Tabela 23 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota 200 m, para o vento como acção horizontal única	74
Tabela 24 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota e 0 m, nas paredes do núcleo central para modelo feito com recurso a elementos de barra.....	76
Tabela 25 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e sem excentricidade de actuação do vento ou “outriggers” para modelo de barra única	77
Tabela 26 - Dados base comuns aos modelos de estudo em termos de conforto.....	79
Tabela 27 - Resumo das frequências fundamentais e existência de aberturas e “outriggers”.....	79
Tabela 28 - Dados da velocidade base do vento	79
Tabela 29 - Dados da velocidade média do vento	79
Tabela 30 - Dados para o cálculo das forças exercidas pelo vento segundo a direcção X	80
Tabela 31 - Dados para o cálculo das forças exercidas pelo vento segundo a direcção Y	81
Tabela 32 - Dados para o cálculo das acelerações de pico com o vento a actuar segundo X	82
Tabela 33 - Dados para o cálculo das acelerações de pico com o vento a actuar segundo Y	82
Tabela 34 - Dados para o cálculo das acelerações rms com o vento a actuar segundo X.....	83
Tabela 35 - Dados para o cálculo das acelerações rms com o vento a actuar segundo Y	84

Simbologia

Norma Europeia EN 1991-1-4

z_e – Altura de referência

v_b – Velocidade básica do vento

c_{dir} – Coeficiente de direcção

c_e – Coeficiente de exposição

$v_{b,0}$ – Velocidade fundamental da velocidade básica do vento

$v_m(z)$ – Velocidade média do vento

$c_r(z)$ – Coeficiente de rugosidade do terreno

k_r – Factor de terreno

z_0 – Comprimento de rugosidade definido para a classe de terreno pretendida

$c_0(z)$ – Coeficiente de orografia do terreno

$q_p(z_e)$ – Pressão dinâmica de pico à altura de referência

F_w – Força resultante exercida pelo vento

c_f – Coeficiente de força

$c_{f,0}$ – Coeficiente que depende da relação entre os lados da secção

ψ_λ – Parâmetro que contabiliza os efeitos tridimensionais do escoamento em torno do edifício

ψ_r – Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural

B – Factor de fundo

I_v – Intensidade de turbulência

σ_v – Desvio padrão da turbulência

k_p – Factor de pico

R – Raiz quadrada do coeficiente de resposta em ressonância

δ – Somatórios dos decremento logarítmicos de amortecimento

δ_s – Decremento logarítmico de amortecimento estrutural

δ_a – Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico

δ_d – Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos auxiliares

$S_L(z_e, n_{1,x})$ – Densidade espectral de um só ramo

$R_h(\eta_h)$ e $R_b(\eta_b)$ – Funções de admitância aerodinâmica

$f_L(z_e, n_{1,x})$ – Frequência adimensional

$a_{m\acute{a}x_EC}$ – Aceleração máxima no topo do edifício

$\sigma_{a,x}(h)$ – Desvio padrão da aceleração característica na direcção do vento

$\phi_{1,x}(z)$ – Forma do modo fundamental de flexão

K_x – Parâmetro adimensional

$L(z_e)$ – Escala de turbulência à altura z_e

$m_{1,x}$ – Massa equivalente para o modo fundamental de vibração da estrutura na direcção do vento

$n_{1,x}$ – Frequência fundamental da estrutura na direcção do vento

Capítulo 1 – Introdução

1.1 - Apresentação do Problema e Objectivos

No projecto de edifícios muito altos, o controlo dos movimentos horizontais sob acção das forças horizontais do vento é um dos aspectos fundamentais. Estes movimentos resultam não só dos efeitos da flexão como também dos efeitos da rotação dos pisos por efeito da torção. A necessária rigidez à torção dos pisos pode ser conseguida dispondo elementos de elevada rigidez horizontal nas fachadas, ou utilizando um núcleo central de elevada rigidez à torção. Dado o facto de, na maioria das situações, não ser possível admitir elementos de elevadas dimensões e rigidez nas fachadas dos edifícios, a obtenção de uma necessária rigidez de torção é muitas vezes conseguida utilizando a segunda solução.

Deste modo, os núcleos dos edifícios altos são da maior importância não só pela sua elevada rigidez e resistência à flexão como também pela necessidade que sejam igualmente resistentes e rígidos à torção. Uma correcta modelação da rigidez de torção dos núcleos e os efeitos deste tipo de esforços (tendo em consideração as parcelas uniforme e não uniforme) é por isso da maior importância, e condiciona muito a resposta estrutural obtida, nomeadamente para a acção do vento.

O presente trabalho tem assim como primeiro objectivo a análise de diversas hipóteses de modelação de núcleos estruturais para um dado edifício que constitui o caso de estudo. Pretende-se, em segundo lugar, avaliar a influência do empenamento dos núcleos na resistência estrutural para as acções horizontais e seu efeito em termos de conforto.

O edifício que constitui o caso de estudo teve por base a “Torre Espacio”, situada em Madrid. Não foi objectivo recriar fielmente um modelo numérico da referida estrutura, nem tão pouco avaliar a sua segurança estrutural. Antes, procurou-se utilizar como caso de estudo uma estrutura representativa do comportamento de edifício de grande altura.

Nos modelos numéricos utilizados, foram consideradas três metodologias para a modelação dos núcleos estruturais: 1) recorrendo a uma barra única, cuja secção da mesma possui as dimensões e características da secção do núcleo do edifício; 2) recorrendo a várias barras, em que cada uma possui as dimensões e características de cada uma das paredes dos núcleos; e 3) ainda recorrendo a elementos “Shell”, onde as paredes dos núcleos são representadas por uma malha de elementos de casca.

A parte respeitante à quantificação da influência do empenamento tem por base o estudo efectuado por Taranath (Taranath, B. S.), recorrendo a algumas metodologias utilizadas pelo mesmo.

Já o estudo final, sobre o efeito que o empenamento provoca em termos de conforto, é baseado no trabalho de mestrado apresentado por Teresa Montalvão (Montalvão, M. T., 2009).

1.2 - Organização da Dissertação

No presente capítulo, introduzem-se e identificam-se os objectivos para a realização do presente trabalho. Inclui-se igualmente a definição da organização do trabalho, nomeadamente dos capítulos seguintes.

No Capítulo 2, são apresentados os conceitos relacionados com o empenamento, bem como as expressões que são utilizadas para a quantificação e estudo do empenamento dos núcleos dos modelos utilizados, definidos nos Capítulos 3 e 4.

No Capítulo 3, é feita a apresentação do caso de estudo e as três formas de modelação dos núcleos, sendo também realizada uma análise em termos de frequências, deslocamentos e tensões, numa primeira fase, apenas para os primeiros 35 pisos e, posteriormente, para o edifício completo. Esta análise é efectuada para os três métodos de modelação utilizados, sendo no final realizada uma análise comparativa.

No Capítulo 4, é realizada a análise da influência dos pisos rígidos (os chamados “outriggers”), utilizando a modelação dos núcleos por elementos finitos de casca, para o edifício com três situações distintas de posicionamento dos “outriggers”: apenas no topo; no topo e a meia altura; e três níveis, a terços da altura total. É também feita uma análise comparativa para avaliar a influência que estes “outriggers” têm sobre o empenamento do edifício.

No Capítulo 5, é realizada a avaliação do comportamento do edifício estudado sujeito à acção do vento regulamentar. É igualmente feita uma quantificação das frequências próprias, e dos deslocamentos e tensões para a acção do vento e, por fim, uma avaliação em termos das condições de conforto do edifício, quantificando as acelerações horizontais registadas ao nível dos pisos para a acção do vento.

Finalmente, no Capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado.

Capítulo 2 – Conceito de Torção com Empenamento

2.1 – Teoria Geral de Torção

Um dado momento torsor aplicado é equilibrado por duas parcelas distintas, uma que diz respeito à torção de St. Venant (ou torção uniforme) e outra que é a torção com empenamento (ou torção não uniforme).

Tem-se então que o efeito conjunto dos dois momentos torsores é traduzido pela expressão:

$$T_Z = T_v(z) + T_\omega(z) \quad (2.1)$$

Com,

T_Z – Torção aplicada ao longo do eixo vertical z ;

$T_v(z)$ – Torção de St Venant ao longo do eixo vertical z ;

$T_\omega(z)$ – Torção de empenamento ao longo do eixo vertical z .

Uma dada acção horizontal a uma dada altura de um edifício provoca um deslocamento horizontal no sentido da acção aplicada, que é resultante não só do efeito de flexão como “uma consola”, como o que resulta do efeito da torção uniforme e do empenamento de torção dos pisos.

Considerando um núcleo fechado, do tipo rectangular, onde o centro de rotação coincide com o centro de massa do núcleo, o efeito de torção uniforme é preponderante e ocorre apenas quando a resultante da acção em cada piso tem uma excentricidade em relação ao centro de rotação. Já em núcleos abertos, tipicamente em “C”, o centro de rotação não coincide com o centro de massa do núcleo, e registam-se efeitos igualmente importantes da torção uniforme e do empenamento dos núcleos.

A acção horizontal mais comum é a que resulta do vento. A acção de um sismo conduz igualmente a forças horizontais ao nível dos pisos, que resultam de uma aceleração imposta na base do edifício.

2.1.1 – Torção de St Venant

Na torção de St Venant, as secções planas permanecem planas. Verifica-se principalmente em secções fechadas ou celulares e deste modo, a torção de St Venant não conduz ao aparecimento de

deformações axiais, visto não existirem forças ou tensões axiais resultantes do efeito da mesma. O momento torsor uniforme é assim apenas equilibrado por tensões de corte ao longo de uma secção.

A torção de St Venant, $T_v(z)$, é assim dada por:

$$T_v(z) = GJ_1 \frac{d\theta}{dz}(z) \quad (2.2)$$

Onde J_1 é designado por constante de torção uniforme, dada respectivamente para uma secção aberta (2.3a) e fechada (2.3b) por:

$$J_1 = \frac{b_1 t_1^3}{3} + \frac{b_2 t_2^3}{3} \quad (2.3a)$$

$$J_1 = \frac{4A_0^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (2.3b)$$

Sendo b_1 e b_2 os comprimentos e t_1 e t_2 as espessuras dos banzos de uma dada secção (por exemplo de uma secção em I) e A_0 e $\oint \frac{ds}{t}$ a área gerada pela linha média de uma secção fechada de parede fina e o seu perímetro a dividir pela respectiva espessura. (Taranath, B. S., 1997)

2.1.2 – Torção com Empenamento

A torção com empenamento, considerando por exemplo uma secção rectangular aberta ou uma secção em “C” conduz, para além de um “segundo” campo de tensões tangenciais, ao aparecimento de deformações axiais, resultantes de ocorrer empenamento da secção transversal dado que os pontos de uma secção passam a não estar contidos todos num mesmo plano. A rigidez axial a estas deformações conduz ao aparecimento de tensões longitudinais e a um par de forças e momentos flectores nos banzos, designados por “bimomentos”, com igual intensidade e sinal contrário. (Taranath, B. S., 1997; Timoshenko, S., 1941)

O referido bimomento, bem como os restantes efeitos do empenamento, podem ser visualizados na Figura 1. Escolheu-se um perfil em I, encastrado de um dos lados, por ser muito provavelmente o tipo de secção mais simples para se compreender o conceito de empenamento e todos os demais efeitos provenientes do mesmo.

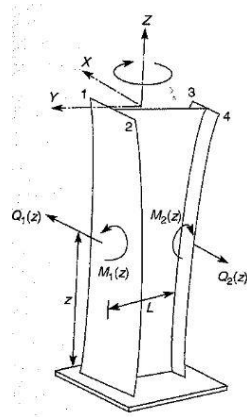


Figura 1 - Efeitos resultantes da aplicação de um momento torsor T numa secção I com empenamento da secção transversal (Taranath, B. S.)

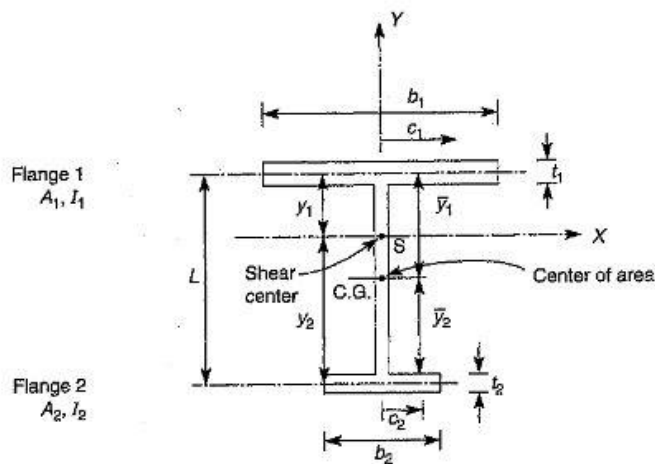


Figura 2 - Secção do perfil em I da Figura 1 (Taranath, B. S.)

A aplicação do momento torsor T , no topo do perfil em I, dá origem a um par de forças $Q_1(z)$, $Q_2(z)$ que por equilíbrio produz a flexão dos brazos em sentidos opostos em torno do eixo y , dando origem aos bimomentos $M_1(z)$, $M_2(z)$ e a uma rotação global em torno do eixo vertical z . Esta flexão “local” dos braços dá origem aos deslocamentos verticais que, ao serem impedidos na base do perfil através de um encastramento, conduz a um campo de tensões axiais autoequilibrado. De acordo com o sentido e direcção da aplicação da força de torção T , os cantos 2 e 3 deslocam-se verticalmente para cima, enquanto os cantos 1 e 4 para baixo. Assim nos cantos 2 e 3 encontram-se as tracções axiais máximas devidas ao empenamento da secção, enquanto nos cantos 1 e 4 as compressões máximas, devidas ao mesmo efeito.

Considerando então a rotação (θ_z) de uma seção a uma dada altura, em torno do seu centro de corte, tem-se que o deslocamento de cada um dos banzos é dado por:

$$x_1(z) = y_1 \theta_z \quad (2.4)$$

E realizando a terceira derivada em ordem a z, tem-se:

$$\frac{d^3 x_1}{dz^3}(z) = y_1 \frac{d^3 \theta}{dz^3}(z) \quad (2.5)$$

Assim sendo, as forças de corte (Q_1 e Q_2 da Figura 1) associadas à flexão “local” de cada um dos banzos podem ser dadas por:

$$Q_1(z) = -EI_1 \frac{d^3 x}{dz^3}(z) = -EI_1 y_1 \frac{d^3 \theta}{dz^3}(z) \quad (2.6)$$

e

$$Q_2(z) = -EI_2 \frac{d^3 x}{dz^3}(z) = -EI_2 y_2 \frac{d^3 \theta}{dz^3}(z) \quad (2.7)$$

Com:

$$I_1 = \frac{t_1 b_1^3}{12} \quad (2.8)$$

e

$$I_2 = \frac{t_2 b_2^3}{12} \quad (2.9)$$

onde I_1 e I_2 são os momentos de inércia de flexão local dos banzos em relação ao eixo Y da Figura 2.

Multiplicando agora cada uma das forças de corte pela sua distância ao centro de corte, obtém-se o momento de torção com empenamento T_ω :

$$T_\omega = Q_1 y_1 + Q_2 y_2 = -(EI_1 y_1^2 + EI_2 y_2^2) \frac{d^3 \theta}{dz^3}(z) \quad (2.10)$$

Ou, de forma mais simples, tem-se:

$$T_{\omega} = -EI_{\omega} \frac{d^3\theta}{dz^3}(z) \quad (2.11)$$

Em que I_{ω} é dado por:

$$I_{\omega} = I_1 y_1^2 + I_2 y_2^2 \quad (2.12)$$

Sendo I_{ω} designado por momento de inércia de empenamento ou constante de empenamento; Trata-se da propriedade geométrica da secção semelhante às inércias de flexão I_x e I_y , e que expressa a capacidade de uma secção resistir à torção com empenamento. (Taranath, B. S., 1997)

2.2 – Bimomento e Coordenada Sectorial

Tendo por base ainda o mesmo perfil de secção em I e considerando as tensões nos banzos devido à sua flexão local, a tensão de compressão no banzo 1 indicado na Figura 2 a uma distância c_1 do eixo y e a uma altura z da base do perfil, é dada por:

$$\sigma_1(c_1, z) = \frac{M_1(z)c_1}{I_1} \quad (2.13)$$

Da mesma forma, no banzo 2, a uma distância c_2 do eixo y e a uma altura z da base do perfil, tem-se:

$$\sigma_2(c_2, z) = \frac{M_2(z)c_2}{I_2} \quad (2.14)$$

Multiplicando então a parcela da direita da equação 2.13 pela expressão:

$$\frac{L}{y_1 + y_2} \frac{y_1}{y_1} \quad (2.15)$$

A qual é igual à unidade, e tendo em conta que $Q_1=Q_2$ e $M_1=M_2=M$, obtém-se:

$$\sigma_1(c_1, z) = \frac{M(z)Ly_1c_1}{I_1y_1^2 + I_1y_1y_2} \quad (2.16)$$

Sabendo ainda que:

$$y_1 = \frac{I_2}{I_1 + I_2}L \quad \text{e} \quad y_2 = \frac{I_1}{I_1 + I_2}L \quad (2.17)$$

De onde resulta:

$$I_1y_1y_2 = I_2y_2^2 \quad (2.18)$$

Pode-se substituir a equação 2.16 na equação 2.14, obtendo-se finalmente:

$$\sigma_1(c_1, z) = \frac{M(z)Ly_1c_1}{I_1y_1^2 + I_2y_2^2} \quad (2.19)$$

ou

$$\sigma_1(c_1, z) = \frac{B(z)\omega(c_1)}{I_\omega} \quad (2.20)$$

Na equação 2.18, o bimomento, $B(z)$, é dado por $B(z)=M(z)L$ e a parcela $\omega(c_1)=y_1c_1$ é uma coordenada dada pelo nome de área sectorial ou coordenada principal sectorial ou ainda função de empenamento.

Esta coordenada sectorial, expressa a resposta axial (em termos de tensões e deslocamentos) de um dado ponto do perfil relativamente à resposta apresentada por outros pontos em torno de uma secção. (Taranath B. S., 1997)

Capítulo 3 – Modelação de Núcleos Estruturais em Estruturas de Edifícios

3.1 – Formas de consideração do Empenamento

A aplicação da teoria clássica sobre o empenamento em núcleos abertos e de propriedades uniformes em altura é de relevo. Não só ajuda a compreender o comportamento a nível do empenamento, como também permite entender a magnitude das forças axiais resultantes da torção.

Contudo, as propriedades dos núcleos e das paredes que os constituem costumam variar em altura, estando-se muitas vezes perante estruturas complexas que não podem ser analisadas pela teoria clássica sobre o empenamento. Para a análise destas estruturas convém recorrer a análises computacionais, as quais consideram a estrutura como um conjunto de elementos discretos.

Um aspecto importante dos programas computacionais comerciais utilizados, tem a ver com o facto de, na modelação de estruturas em Engenharia, não requererem conhecimento especial sobre a teoria de empenamento ou sobre o cálculo das propriedades sectoriais. A análise é feita através de elementos que combinam a versatilidade do método de elementos de casca com o modo como se pretende representar, por exemplo, as paredes de um núcleo, obtendo um resultado final em termos de forças e momentos.

A consideração do empenamento deve assim ser entendida como a base de partida para a consideração do fenómeno e que permite igualmente interpretar os resultados dos esforços e tensões obtidos através de uma dada modelação.

3.2 – Métodos de Modelação Numérica

Em modelação estrutural, os núcleos possuem uma característica diferente dos restantes elementos a serem representados, uma vez que na maioria dos casos o seu centro de massa não coincide com o centro de corte. São por este motivo casos singulares na modelação de edifícios.

Tendo esta característica em consideração, este capítulo apresenta alguns métodos possíveis para a modelação estrutural dos núcleos, permitindo avaliar as vantagens e limitações de cada um dos métodos.

Tendo em conta as várias possibilidades, são utilizadas neste trabalho 3 tipos distintos de modelação dos núcleos como já referido no Capítulo 1: 1) Modelação por vários Elementos de Barra; 2) Modelação com uma Barra Única; e 3) Modelação com Elementos de Casca (laje + placa).

3.2.1 – Modelação por Elementos de Barra

Para simular o comportamento dos núcleos, uma das formas mais práticas e usuais é sem dúvida o recurso a elementos de barra. Basicamente, este método de modelação consiste na utilização de barras verticais a simular cada uma das paredes, unidas por troços rígidos permitindo, por um lado, ter em conta as dimensões dos elementos da estrutura a modelar e, por outro, assegurar o comportamento global das secções do núcleo.

Cada uma das paredes que, em conjunto, constituem o núcleo de um edifício, é modelada com recurso a barras verticais com as dimensões da parede que se pretende representar. Estas barras possuem uma altura correspondente à altura média entre pisos e a ligação entre as mesmas é efectuada através de barras rígidas (EI e EA muito elevados), dispostas segundo o plano da secção transversal do núcleo. Esta disposição vem assegurar a indeformabilidade axial ao nível de cada piso do edifício a modelar.

Por outro lado, a utilização das barras rígidas permite efectuar com facilidade a ligação aos elementos envolventes (lajes e vigas) e assegura o funcionamento conjunto das várias barras lineares que representam as paredes do núcleo. Esta forma de modelar permite assim uma boa simulação do comportamento do núcleo em termos de rigidez axial e de rigidez de flexão.

No presente trabalho foram modelados, segundo a metodologia referida, dois edifícios idênticos em tudo, exceptuando uma diferença no núcleo central. Um possui um núcleo central fechado, em forma de rectângulo (Figuras 3 a 6), e o outro um núcleo central onde duas das paredes possuem uma abertura de 1m de largura que se estende a toda a altura do edifício (Figuras 7 a 10), levando à existência de um núcleo central formado por dois núcleos em forma de “C”.

Como é explicado mais à frente, em todos os modelos, duas das paredes mantêm sempre a sua espessura, sendo que as restantes sofrem uma redução em dois níveis à medida que se avança em altura. Assim, segundo esta metodologia, as barras verticais que representam as dimensões das paredes dos núcleos não apresentam todas a mesma espessura.

A colocação das barras rígidas é feita ao nível dos pisos dos edifícios modelados, ou seja, de 4 em 4 metros. A secção destas mesmas é de $1,5 \times 1,5 \text{ m}^2$, para garantir a correcta transferência dos esforços entre os vários elementos, e foi ainda atribuído um módulo de elasticidade (E) de $1 \times 10^{10} \text{ kPa}$, de forma a garantir que estes troços de barra possuem a rigidez necessária para permitir o correcto funcionamento do modelo.

Por fim, na base de cada uma das paredes dos núcleos, com a finalidade de simular o encastramento dos mesmos, foram restringidos os deslocamentos e as rotações em todas as direcções.

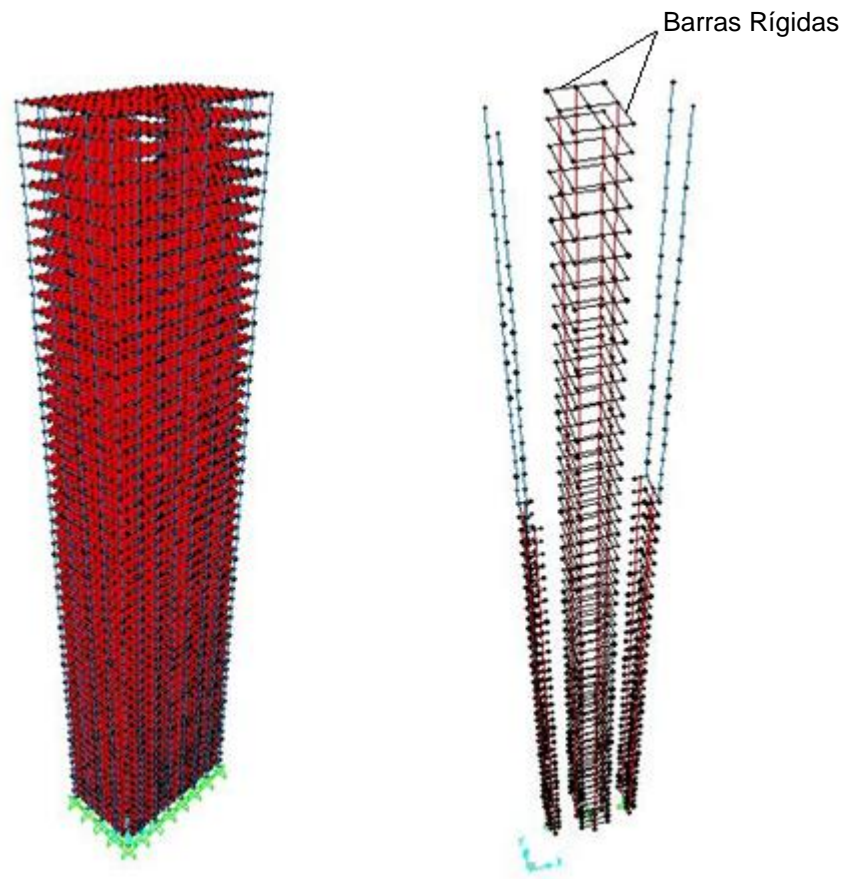


Figura 3 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

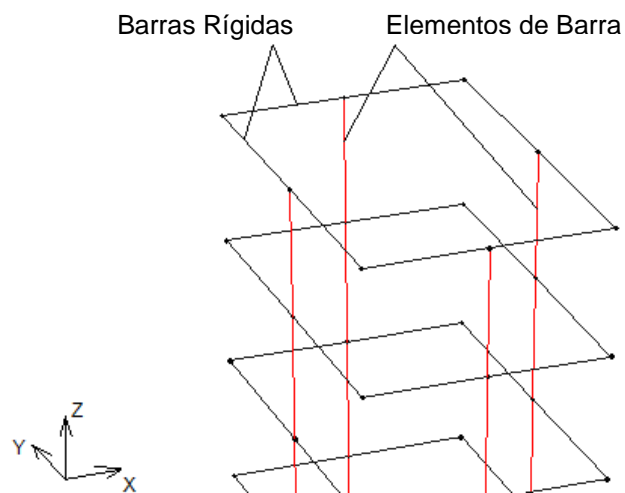


Figura 4 - Pormenor de modelação do núcleo central sem aberturas para Elementos de Barra

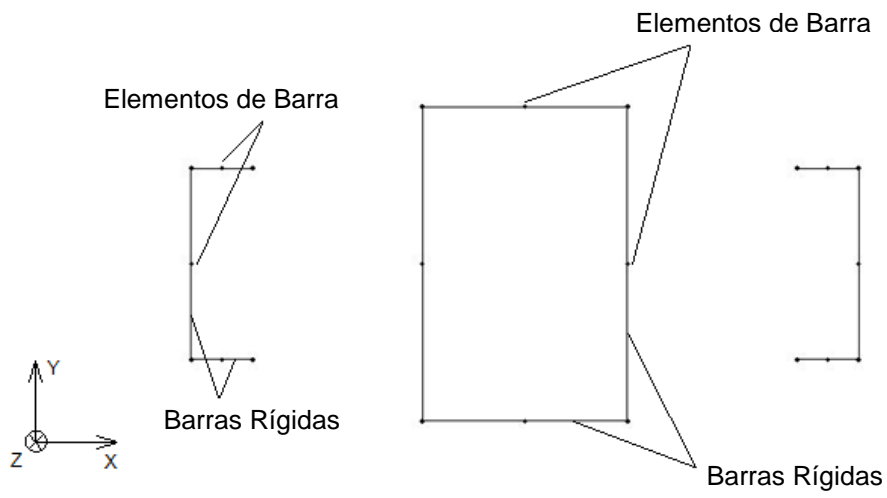


Figura 5 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais

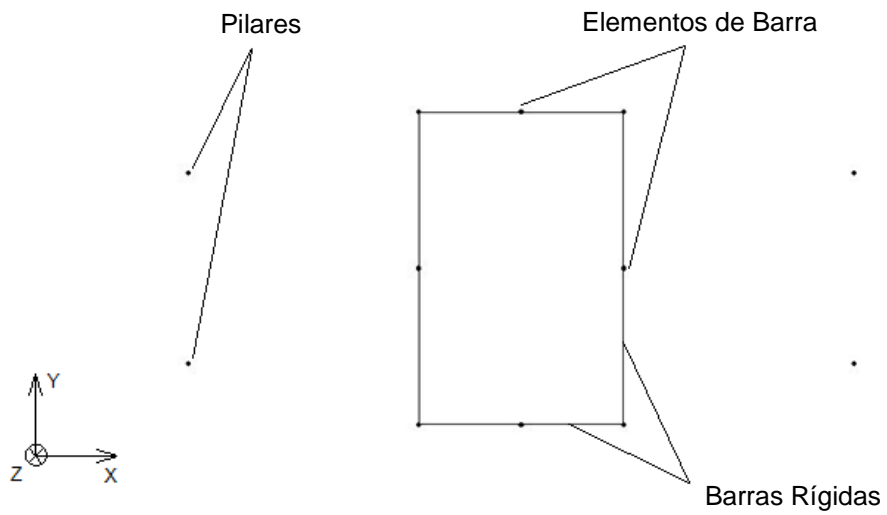


Figura 6 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais

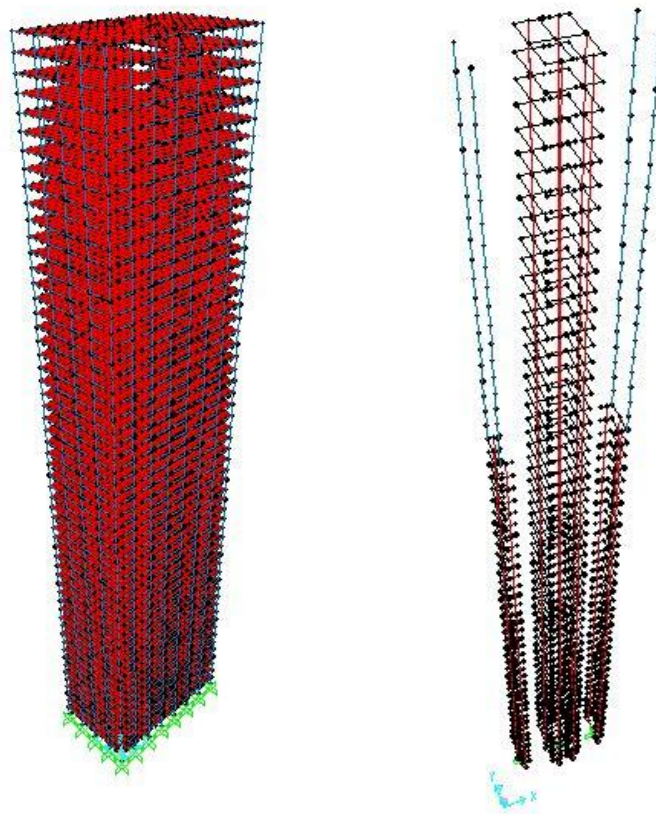


Figura 7 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

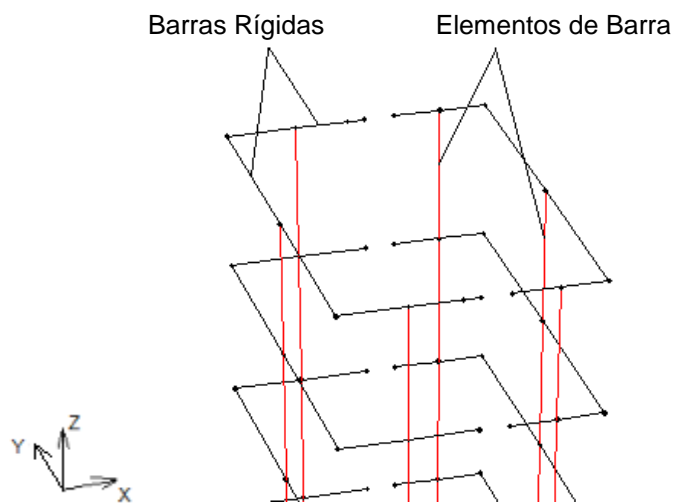


Figura 8 - Pormenor de modelação do núcleo central com aberturas para Elementos de Barra

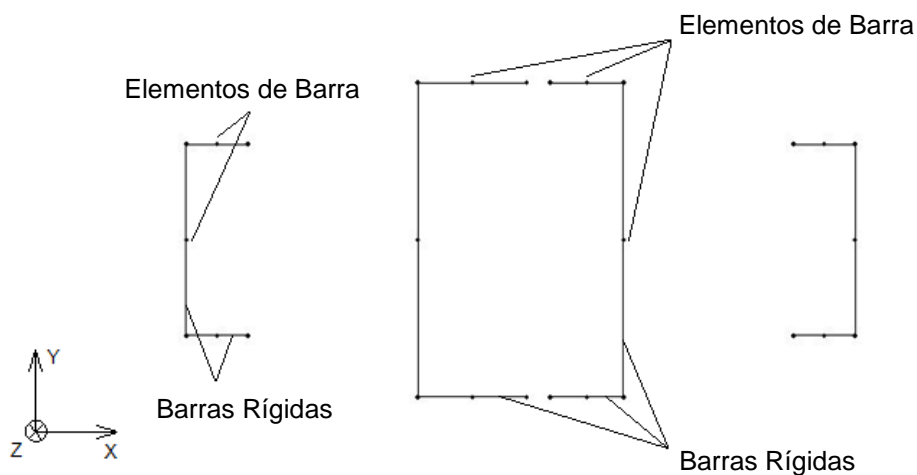


Figura 9 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais

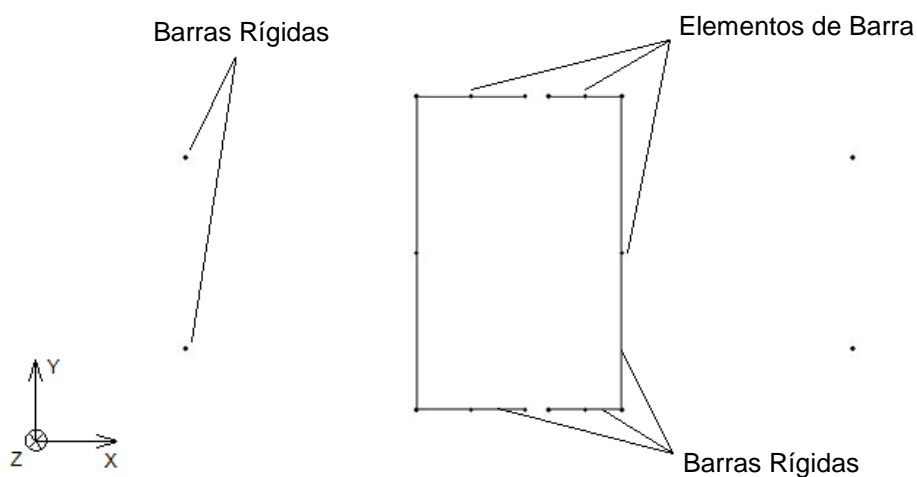


Figura 10 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais

3.2.2 – Modelação por Barra Única

Uma das formas mais simples e rápidas de modelar os núcleos consiste na utilização de uma barra vertical única entre pisos.

Estas barras são estendidas a toda a altura da estrutura, tendo um encastramento perfeito na sua base, permitindo uma forma eficaz para simular de forma global os vários aspectos do comportamento de um núcleo, tais como a rigidez axial, de flexão e torção e também de corte. A secção da barra tem a forma e dimensões da secção do núcleo a representar e possui todas as características dos materiais que a constituírem, que no caso do presente trabalho é o betão.

Contudo, existem duas desvantagens decorrentes desta simplicidade de modelação. Por um lado, torna-se difícil de ligar esta às lajes e vigas dos pisos, que têm que se prolongar de forma fictícia até à barra vertical do núcleo. Por outro, ao representar-se o núcleo com uma barra única, assume-se que o seu centro de corte é coincidente com o centro de massa, o que dá origem à existência de erros. Estes erros devem-se ao facto de a aplicação da resultante das tensões tangenciais de esforço transversal ser feita no ponto errado.

Contudo, dada a simplicidade associada a esta forma de modelação dos núcleos, a qual permite a obtenção dos esforços de forma rápida por estarem concentrados numa só barra, ela foi integrada nos tipos de modelações a utilizar para a análise deste trabalho, com a finalidade de comparar os seus resultados com os das restantes formas de modelação.

Foram executados dois modelos, sendo um com o núcleo central sem aberturas e o outro com aberturas de 1 metro de largura em duas das paredes, sendo que neste último existem então duas barras lineares, uma para cada "C" do núcleo central.

Nestes modelos de barras, foram consideradas adicionalmente barras rígidas (EI e EA muito elevados) dispostas na diagonal nos intervalos entre pisos (Figuras 12 e 16), para contabilizar os deslocamentos das paredes do núcleo entre si e com as lajes de piso. A explicação para tal necessidade, prende-se com o facto de existirem bastantes variações ao nível das dimensões dos elementos à medida que se avança em altura.

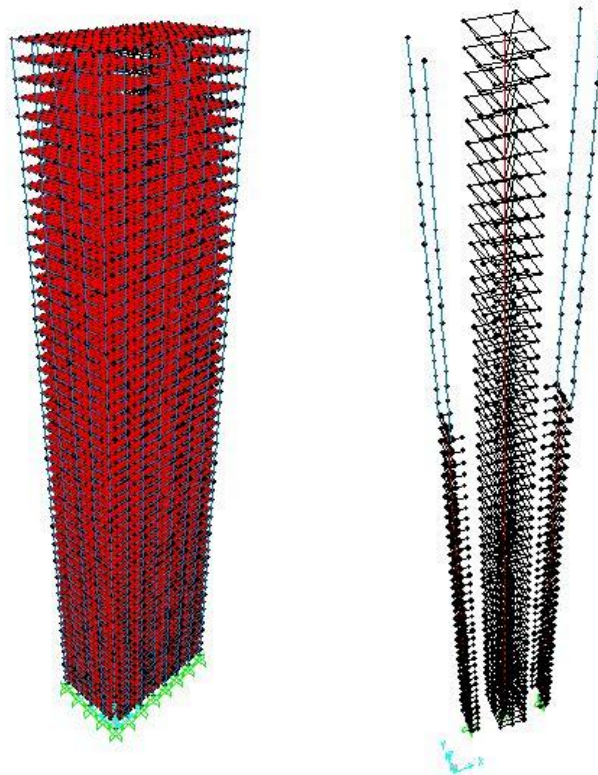


Figura 11 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

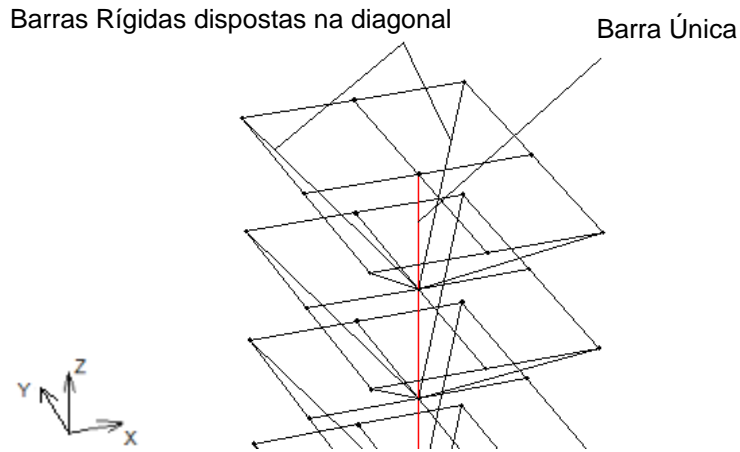


Figura 12 – Pormenor da modelação do núcleo central sem aberturas para Barra Única

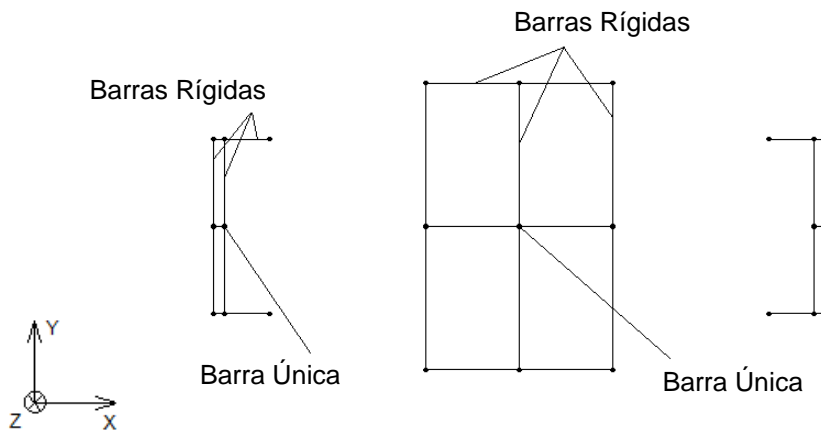


Figura 13 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais

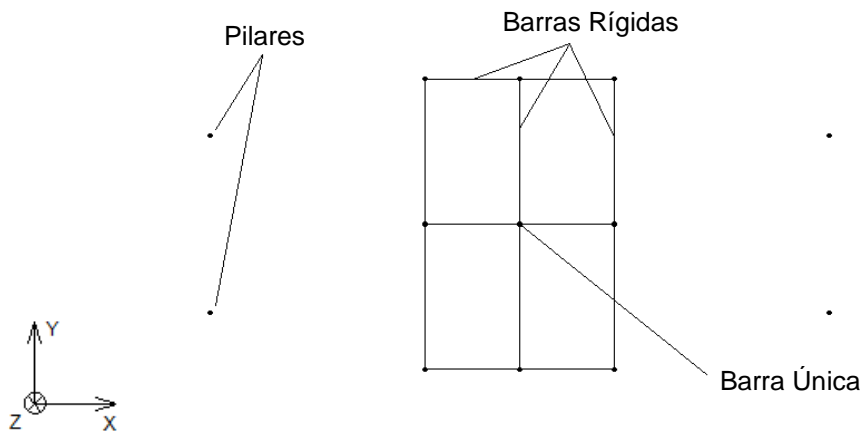


Figura 14 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais

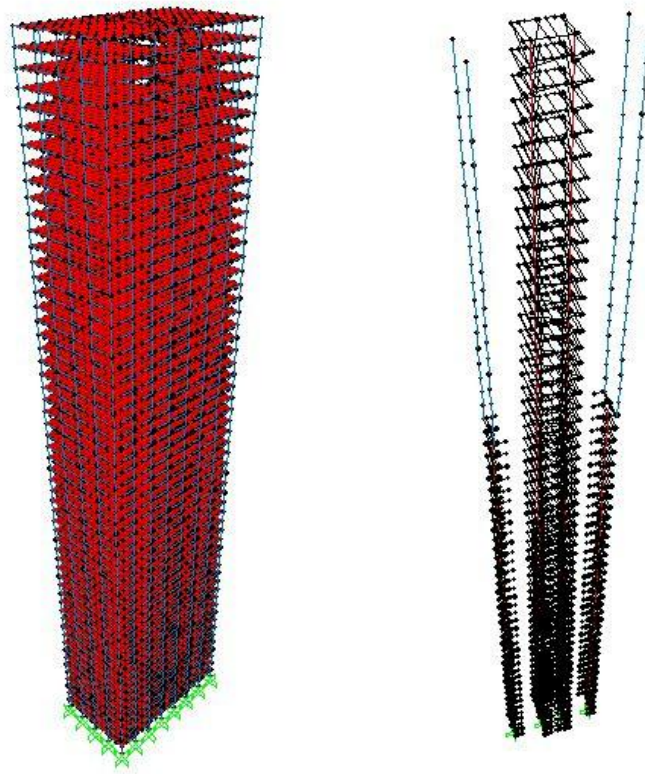


Figura 15 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

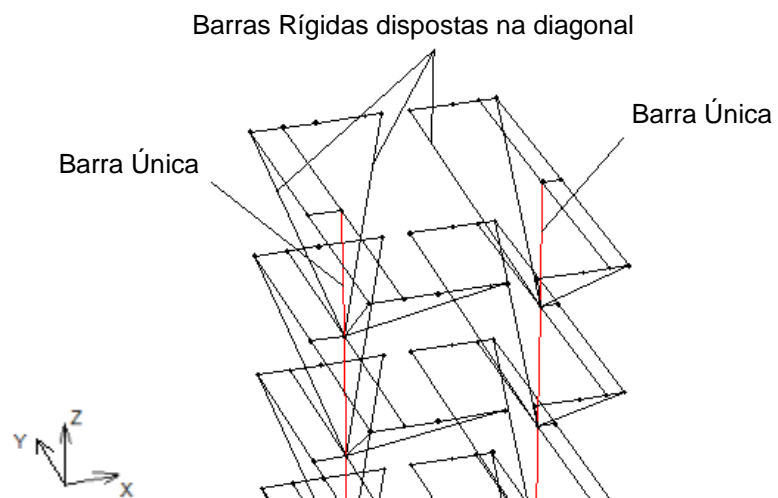


Figura 16 – Pormenor da modelação do núcleo central com aberturas para Barra Única

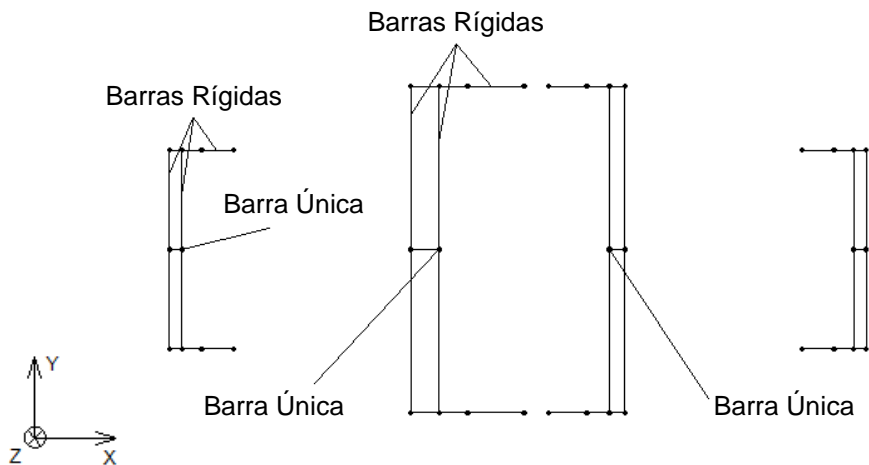


Figura 17 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais

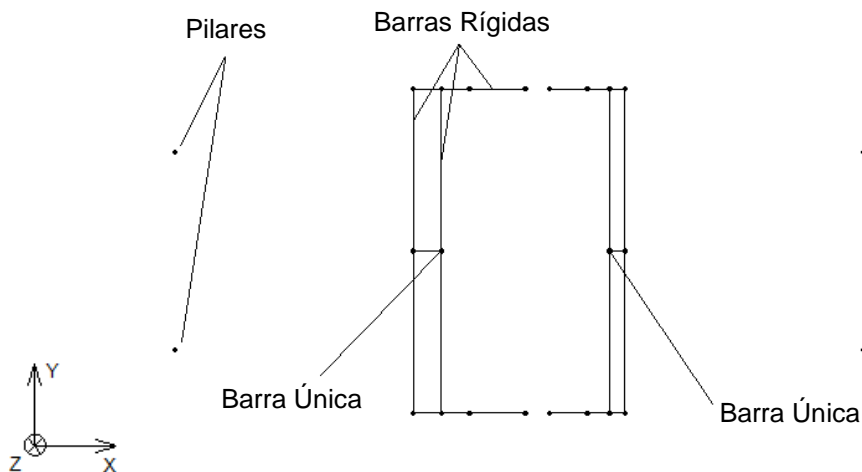


Figura 18 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais

3.2.3 – Modelação por Elementos Finitos de Casca

Com vista a modelar os núcleos de edifícios de forma sistemática, rigorosa e eficaz, a metodologia com recurso a elementos finitos de casca pode ser uma boa opção.

Através desta modelação, é possível simular, de forma muito real, a verdadeira secção transversal e restantes propriedades, como a posição real do centro de corte, dos núcleos de um edifício. É portanto um tipo de modelação que é geometricamente rigorosa e permite ter em conta todos os efeitos associados ao comportamento das paredes que compõem o núcleo. Tem além disso a vantagem de simplificar a forma de ligação às lajes de piso, mesmo que a ligação às vigas crie por vezes zonas de concentração de esforços nas paredes que devem ser correctamente analisadas.

No entanto, a modelação com elementos de casca torna a análise dos resultados muito mais complexa, quer ao nível da modelação de uma dada estrutura como também ao nível de interpretação dos resultados que se obtêm. Aqui os resultados são, regra geral, apresentados através de tensões obtidas em vários pontos e não sendo fácil e prático obter os esforços globais que dão origem a estas tensões numa dada secção das paredes do núcleo.

Os modelos elaborados para este trabalho, segundo esta metodologia, foram feitos com recurso a elementos finitos de casca ("Shell Thin") quadrangulares de lado unitário.

Aqui, tal como nos modelos executados com recurso às metodologias anteriormente mencionadas, foi realizado um modelo com o núcleo totalmente fechado e outro com duas aberturas de 1 metro, entrando-se ainda em linha de conta com as devidas variações de espessuras das paredes à medida que se avança em altura, as quais já foram acima referidas (Figuras 19 a 24).

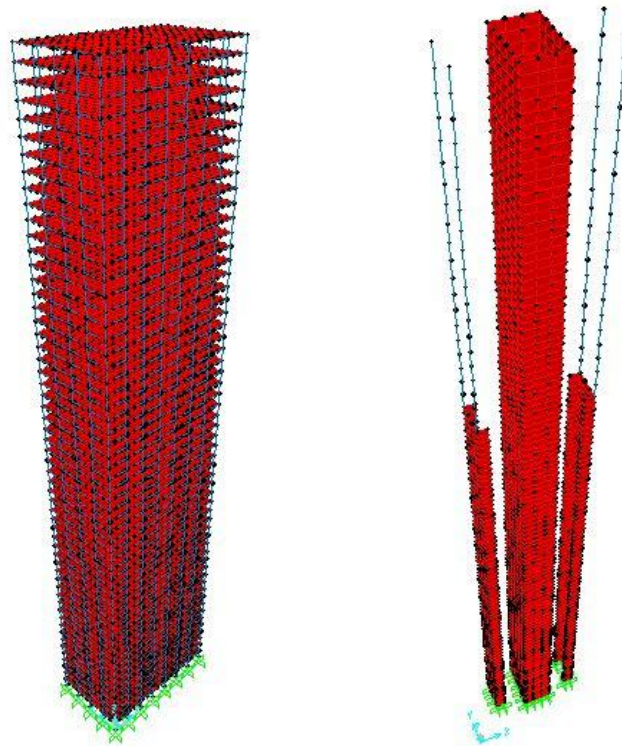


Figura 19 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central sem aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

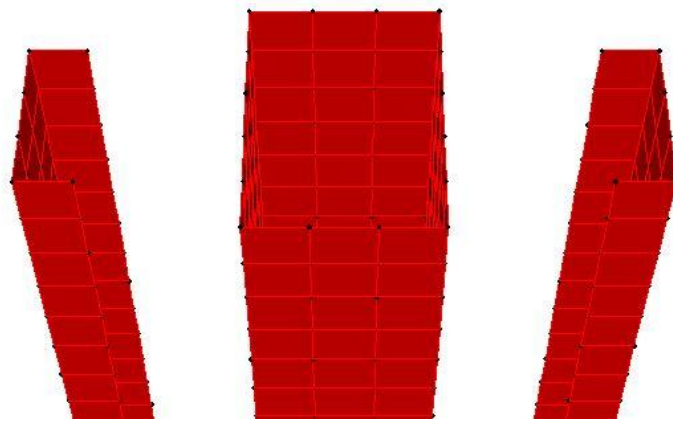


Figura 20 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos laterais

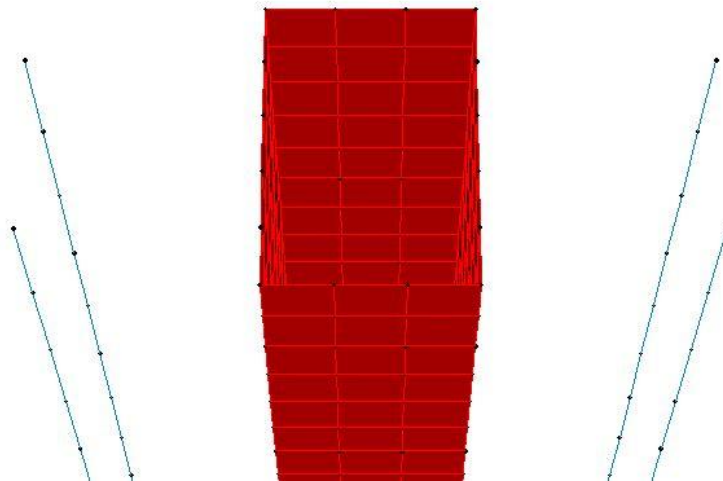


Figura 21 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central sem aberturas e dos pilares laterais

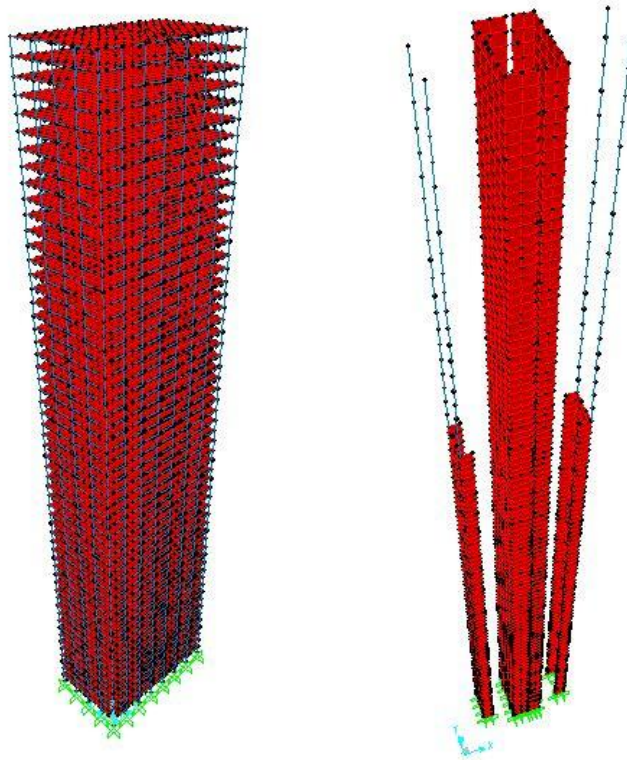


Figura 22 - Representação do edifício completo (à esquerda) e do seu núcleo central com aberturas em conjunto com os núcleos laterais (à direita)

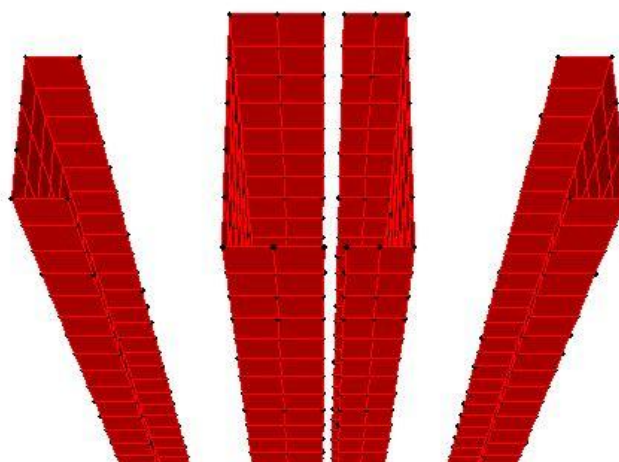


Figura 23 - Vista em planta, até ao 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos laterais

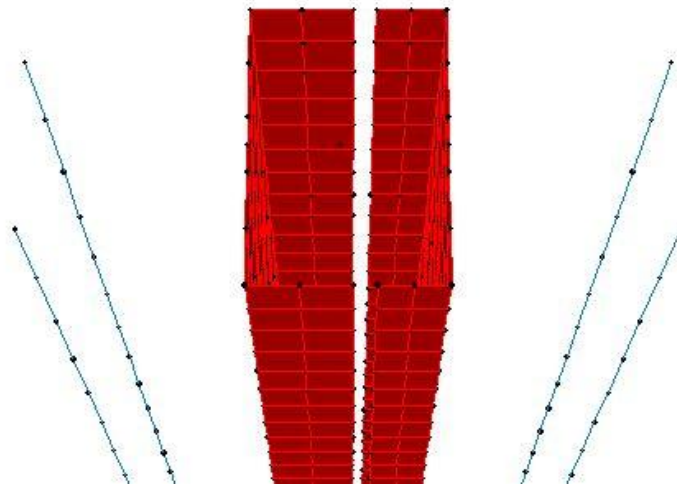


Figura 24 - Vista em planta, a partir do 37º piso, do núcleo central com aberturas e dos pilares laterais

3.3 – Influência dos Métodos de Modelação no Comportamento Estrutural

3.3.1 – Apresentação do Modelo do Edifício a Estudar

De modo a se realizar o estudo pretendido, usou-se como base a Torre Espacio, situada em Madrid (Figura 25).



Figura 25 - Torre Espacio (Martinez Cálzon, J., 2003)

Como já referido no Capítulo 1, não se tentou recriar fielmente em SAP2000 a torre referida ou, efectuar uma análise da estrutura existente. Apenas se usou a Torre Espacio como base à criação de modelos mais simples, em termos geométricos, e ter ao mesmo tempo um termo de comparação ao nível de frequências e modos de vibração.

Com isto, é possível prosseguir com a análise pretendida neste trabalho, com a noção de que os modelos têm correspondência com uma estrutura realmente construída, e permitindo também calibrar os modelos.

3.3.1.1 – Características do edifício de estudo

3.3.1.1.1 – Geometria

O edifício de estudo apresenta uma forma paralelepípedica e é formado por 57 pisos, cada um com 4 metros de altura, perfazendo assim um total de 228 metros.

Em planta, os pisos não possuem variações do seu formato à medida que se avança em altura como na Torre Espacio (Figura 25). Os pisos são então rectangulares e simétricos relativamente a ambos os eixos, x e y, apresentando 2 núcleos secundários e 1 núcleo principal (núcleos de escadas e núcleo de elevador, respectivamente). Um total de 22 pilares, cujo diâmetro varia em altura ao longo do edifício, encontram-se distribuídos também de forma simétrica em planta, no contorno da laje de cada piso, estando a estrutura vigada ao longo do mesmo por vigas com uma altura de 0,60 metros e uma largura de 0,25 metros.

Existem, no entanto, diversas variações em altura no que respeita a algumas dimensões. Como já referido, o diâmetro dos pilares encontra-se neste grupo. Nos primeiros 35 pisos têm-se pilares com 1,2 metros de diâmetro, nos 12 pisos seguintes 1,0 metros e nos últimos pisos apenas 0,8 metros. Além dos pilares, duas das paredes do núcleo central também apresentam uma variação na sua espessura à medida que se avança em altura. Essas paredes possuem 1,2 metros de espessura até ao 35º piso inclusive, 1,0 metros do 36º ao 47º piso inclusive e 0,8 metros até ao final do 57º piso.

A partir do 38º piso são eliminados os núcleos laterais, sendo substituídos por dois pilares posicionados no ponto de intersecção das paredes destes núcleos quando estas lá se encontravam.

Em todos os pisos, as lajes apresentam-se como sendo o único elemento que não sofre qualquer alteração à medida que se avança em altura. Estas são maciças e possuem uma espessura de 0,28 metros.

Deste modo, referidas todas as variações existentes, e para um melhor entendimento das mesmas bem como das disposições geométricas referidas, podem encontrar-se em anexo (Desenhos 1 a 11) as imagens ilustrativas, com todas as dimensões dos elementos constituintes do edifício em causa.

3.3.1.1.2 – Materiais e Cargas Aplicadas

Dividindo portanto o edifício em 3 blocos distintos, sendo o 1º correspondente aos primeiros 35 pisos, o 2º bloco aos 12 pisos imediatamente a seguir e, por fim, o 3º bloco que engloba os últimos 10 pisos, foram utilizados 3 tipos de betão para os elementos verticais (pilares e paredes dos núcleos). Para o 1º bloco utilizou-se um betão de alta resistência, C70/85, de modo a se poder modelar uma estrutura puramente de betão armado sem perfis metálicos adicionais nos pilares dos primeiros pisos. Para os restantes blocos utilizaram-se betões cuja utilização é mais comum, dando preferência a um betão C40/50 para o 2º bloco e, por fim, um betão C30/37 para o 3º bloco.

As lajes são, mais uma vez, o único elemento invariável em altura, tendo sido utilizado um betão da classe C30/37 para as mesmas em todos os pisos.

Além do mais, ainda relativamente às lajes utilizadas, as mesmas foram modeladas recorrendo a elementos finitos do tipo casca (“Shell-Thin”), formando uma malha com elementos quadrados de lado unitário. A esta malha foi atribuída a espessura das lajes (0,28 metros) e foram adoptadas, tendo por base o EC1, as seguintes cargas:

Laje Interior	
RCP (kN/m ²)	3,5
SC (kN/m ²)	3,0

Tabela 1 - Restante carga permanente e sobrecarga para lajes interiores

Laje de Cobertura	
RCP (kN/m ²)	2,0
SC (kN/m ²)	0,4

Tabela 2 - Restante carga permanente e sobrecarga para laje de cobertura

3.3.1.1.3 – Modelo Base

Adopta-se a Torre Espacio como caso de estudo, procurando adapta-lo em termos geométricos e calibrando o modelo, a partir das frequências próprias e dos modos de vibração.

Tendo em conta os vários documentos lidos sobre a Torre Espacio (Aguirre Gallego, M., 2008; Alarcón Lopez de la Manzanara, J., 2010; Bruguera Massagna, J., 2008; Corres Peiretti, H., 2010; Gómez Navarro, M., 2010; Martínez Calzón, J., 2003; Hoogendoorn, P. P. e Álvarez Cabal, R. (s.d.)), com informação ao nível estrutural e métodos construtivos, apresentam-se as frequências próprias e respectivos modos de vibração para calibração dos modelos:

Torre Espacio			
Modo	Movimento principal	Frequência (Hz)	Período (s)
1	Translação X	0,126	7,94
2	Translação Y	0,154	6,49
3	Torção Z	0,323	3,10

Tabela 3 - Modos de vibração, frequências próprias e períodos da Torre Espacio

De acordo com os valores apresentados na tabela acima, procedeu-se à modelação do edifício, tendo em vista alcançar valores semelhantes e, posteriormente, seguir com a análise pretendida neste trabalho, com a convicção de se ter um modelo coerente, válido e bem modelado.

3.3.2 – Análise dos 35 Primeiros Pisos do Edifício de Estudo

Dado o facto de o edifício em estudo apresentar inúmeras variações em altura, realiza-se, numa primeira fase, uma análise aos 35 primeiros pisos para todas as formas de modelação apresentadas.

Esta análise é realizada ao nível das frequências (modos de vibração), deslocamentos e tensões apenas para os primeiros 35 pisos, nos quais não se verificam variações das dimensões.

Através desta análise é também possível perceber, posteriormente, o efeito que as variações de geometria dos pilares e paredes em altura têm, em termos das espessuras de alguns elementos, no comportamento da estrutura ao nível das frequências, deslocamentos e tensões, quando comparados com os mesmos valores obtidos através de uma análise ao edifício completo. Esta comparação é realizada no final do capítulo.

3.3.2.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração

A presente análise sobre as frequências/períodos e respectivos modos de vibração (Tabela 4) permite entender o porquê de algumas diferenças em termos de valores, o que por sua vez confirma alguns dos aspectos referidos sobre os tipos de modelação adoptados neste trabalho.

É também apresentada, após a referida tabela, uma figura, com o intuito de exemplificar os principais modos de vibração. Na mesma figura é ainda possível observar as translações e rotações puras para o respectivo modo de vibração relativo ao método de modelação representado (Figura 26).

Modelo	Aberturas	Modo	Movimento Principal	Frequência (Hz)	Período (s)
Elems. de Barra	Sem	1	Translação X	0,272	3,68
		2	Translação Y	0,314	3,18
		3	Torção Z	0,704	1,42
Elems. de Barra	Com	1	Translação X	0,248	4,03
		2	Translação Y	0,284	3,52
		3	Torção Z	0,526	1,90
Barra Única	Sem	1	Translação X	0,311	3,22
		2	Translação Y	0,377	2,65
		3	Torção Z	0,690	1,45
Barra Única	Com	1	Translação X	0,338	2,96
		2	Translação Y	0,407	2,46
		3	Torção Z	0,932	1,07
Elems. de Casca	Sem	1	Translação X	0,267	3,74
		2	Translação Y	0,345	2,90
		3	Torção Z	0,787	1,27
Elems. de Casca	Com	1	Translação X	0,240	4,16
		2	Translação Y	0,336	2,98
		3	Torção Z	0,405	2,47

Tabela 4 - Modos de vibração, frequências e períodos dos vários modelos analisados

Embora os valores apresentados se refiram apenas a uma porção da totalidade do edifício de estudo, algumas semelhanças relativamente à Tabela 3 são visíveis, nomeadamente no que respeita aos modos de vibração. Tem-se como modo principal a translação segundo a direcção X, seguida da translação segundo a direcção Y e por fim a rotação em torno do eixo Z.

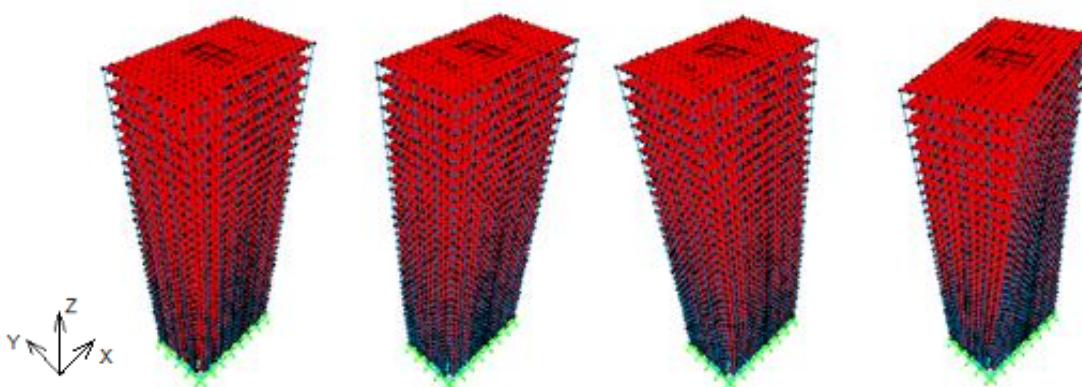


Figura 26 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas

Relativamente às frequências/períodos, estes são obviamente concordantes com os modos de vibração, correspondendo ao modo principal (translação X) a menor frequência/maior período e ao último modo de vibração (torção Z) a maior frequência/menor período. Esta ordenação dos modos é idêntica em todos os métodos de modelação, e não se altera com a introdução das aberturas.

Por outro lado, como seria de esperar, a introdução das aberturas correspondeu a uma diminuição das frequências e ao aumento dos períodos em qualquer um dos modos de vibração, pois a estrutura com aberturas é mais flexível.

Contudo, esta situação não se verifica na modelação com recurso a uma barra única para representação do núcleo central. Seria expectável que este tipo de modelação apresentasse valores e comportamentos semelhantes face às restantes modelações, mas tal fenómeno contrário pode ser justificado pelo facto de se ter introduzido um maior número de barras rígidas, dispostas na diagonal, aquando a passagem de um modelo sem aberturas para um com aberturas, tornando por sua vez a estrutura mais rígida a nível global, restringindo de certo modo os movimentos dos elementos. Tal também permite justificar que esta forma de modelação apresenta, num todo, frequências mais elevadas e períodos mais baixos que as restantes formas de modelação. Isto, aliado ainda ao facto de existirem erros associados à coincidência no posicionamento do centro de rigidez e centro de massa, contribui para os valores obtidos.

Já relativamente aos métodos de modelação por elementos de barra e elementos finitos de casca verifica-se uma diminuição das frequências/aumento dos períodos com a introdução das aberturas, o que demonstra que as aberturas no núcleo central vêm conferir uma maior “flexibilidade” à estrutura.

Tanto o modelo de elementos de barra como o de elementos finitos de casca apresentam menores frequências/maiores períodos de vibração quando comparados com o modelo de barra única, o que mais uma vez é justificado pela existência de diversas simplificações no modelo de barra única e também pela utilização de um maior número de barras rígidas para conseguir uma correcta transferência dos esforços na ligação entre pisos.

3.3.2.2 – Deslocamentos

Pela aplicação de forças horizontais e de um momento torsor, no topo do edifício de estudo, pretendem-se estudar e quantificar os deslocamentos horizontais e verticais, bem como a rotação, que o núcleo central no topo do edifício de estudo regista.

Relativamente às forças, são aplicadas no centro de corte forças horizontais de 10000 kN, segundo o eixo X e segundo o eixo Y, e é aplicado um momento torsor de 10000 kN.m em torno do eixo Z. A Figura 27 corresponde a um exemplo de aplicação destas forças, para um núcleo central modelado com recurso a elementos de barra sem e com aberturas, onde (1), (2) e (3) correspondem às forças horizontais segundo X, segundo Y e momento torsor em torno de Z, respectivamente.

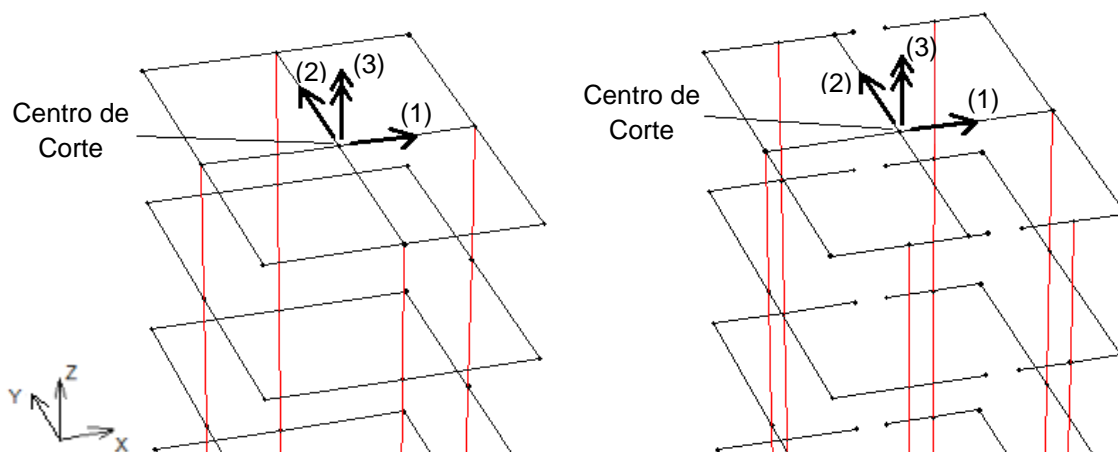


Figura 27 - Representação da direcção, sentido e ponto de aplicação das forças horizontais de 10000 kN e do momento torsor de 10000 kN.m

Em primeiro lugar é feita uma análise relativamente aos deslocamentos horizontais e à rotação por torção e, em seguida, é feita a análise dos deslocamentos verticais, recorrendo para tal efeito à aplicação das forças horizontais e momento torsor acima referidos. Todos estes valores são medidos no topo dos 35 pisos, à cota de 140 metros.

A separação dos deslocamentos verticais, apresentados pelos vários elementos do núcleo central, face aos restantes deslocamentos, deve-se ao facto de parte desses deslocamentos verticais estarem directamente relacionados com o empenamento que se pretende identificar.

Começando então pelos deslocamentos horizontais e rotação por torção, apresentam-se na Tabela 5 todos os valores registados:

Modelo	Aberturas	Deslocamentos		
		Segundo X (m)	Segundo Y (m)	Rotação em Z (rad)
Elems. de Barra	Sem	0,21	0,16	0,00008
	Com	0,23	0,19	0,00015
Barra Única	Sem	0,17	0,12	0,00009
	Com	0,13	0,10	0,00005
Elems. de Casca	Sem	0,22	0,14	0,00007
	Com	0,25	0,15	0,00027

Tabela 5 - Deslocamentos horizontais e rotações medidos à cota de 140 m

Dos valores obtidos, pode-se verificar que estes estão em concordância com os valores apresentados na Tabela 4, na medida em que os deslocamentos mais baixos correspondem aos modelos de barra

única e, regra geral, os deslocamentos respeitantes aos modelos de elementos de casca são os mais elevados.

Além disso, verifica-se uma descida dos deslocamentos e rotações quando se passa de um modelo sem aberturas para um modelo com aberturas na modelação com recurso a barra única, apresentando-se contrário ao esperado mas vindo de encontro ao referido acima face às frequências e modos de vibração.

Contudo, os deslocamentos segundo Y, para os modelos de elementos de casca, são inferiores comparativamente aos dos modelos constituídos por elementos de barra. Esta situação pode ser explicada pelo facto de, através do método de elementos de casca, se conseguir uma melhor representação das paredes dos núcleos. Segundo Y as paredes dos núcleos são mais longas, apresentando o edifício uma maior inércia nesta direcção e também uma resistência aos deslocamentos horizontais superior. Por outro lado, a posição do centro de rigidez é mais correcta com este método em relação às modelações por barras.

Da análise global dos resultados, e embora as diferenças entre modelos não sejam significativas, considera-se que os modelos por elementos de casca são aqueles que melhor conseguem reproduzir o comportamento da estrutura.

A forma mais simples de apresentar os deslocamentos verticais é através de diversas figuras. Cada uma das figuras ilustra 3 vistas em planta do núcleo central e respectivos deslocamentos verticais, associados à aplicação da combinação quase permanente de acções, em conjunto com uma das 3 forças acima referidas. Além disso, em cada uma das figuras estão presentes os 3 métodos de modelação, sendo que todos os núcleos centrais de uma dada imagem possuem ou não aberturas.

Com este tipo de exposição, é possível um melhor entendimento dos deslocamentos, existentes nos pontos das várias paredes que constituem o núcleo central.

Em cada figura são apresentados os deslocamentos verticais para os 3 modelos da esquerda para a direita: 1) Modelo de Barras; 2) Modelo de Barra Única; e 3) Modelo de Elementos de Casca

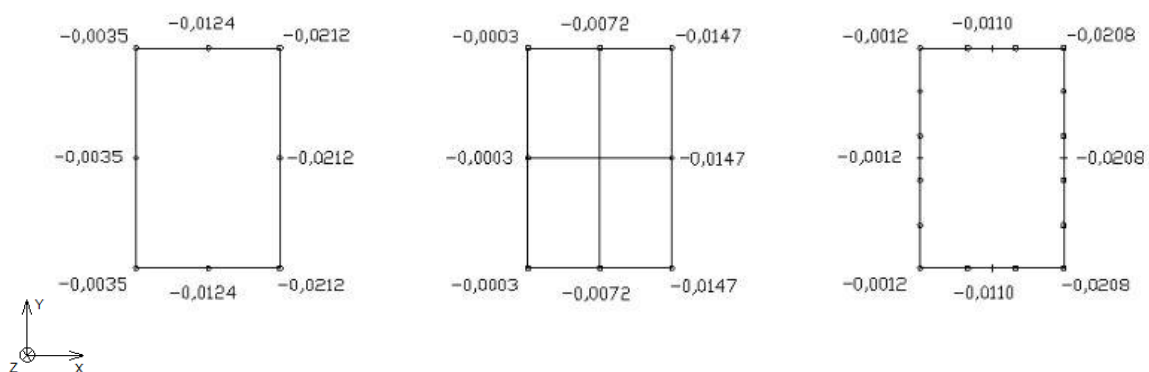


Figura 28 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

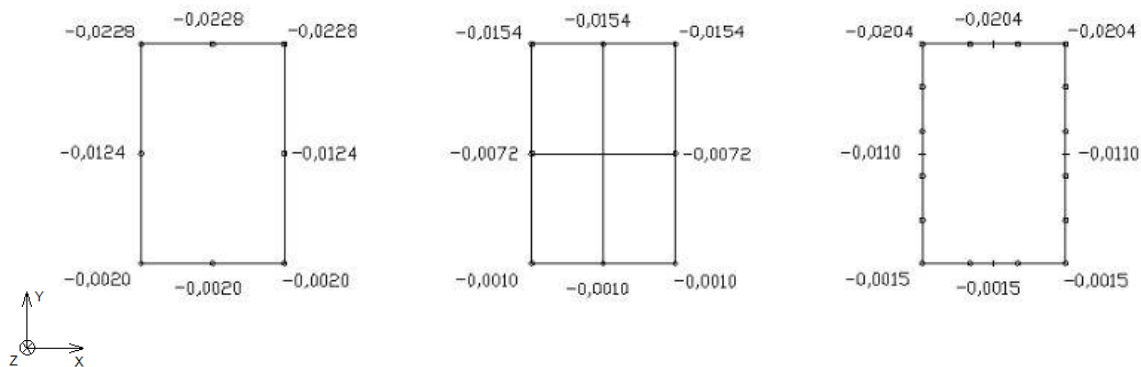


Figura 29 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

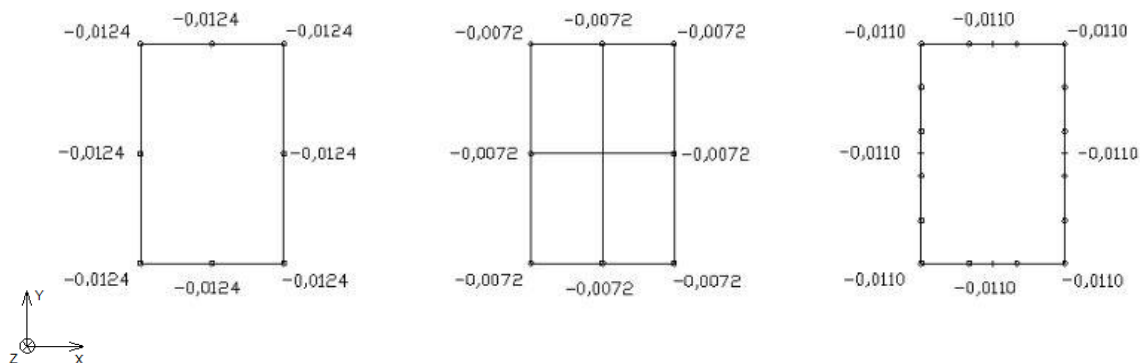


Figura 30 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força de torção segundo Z

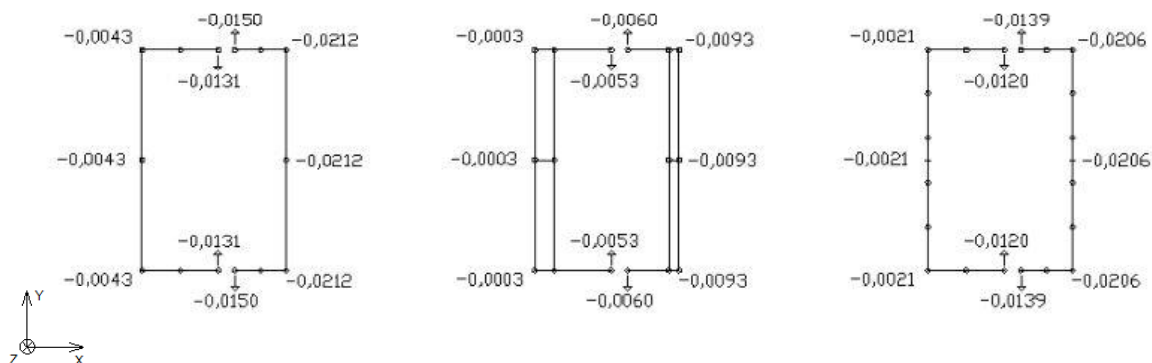


Figura 31 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

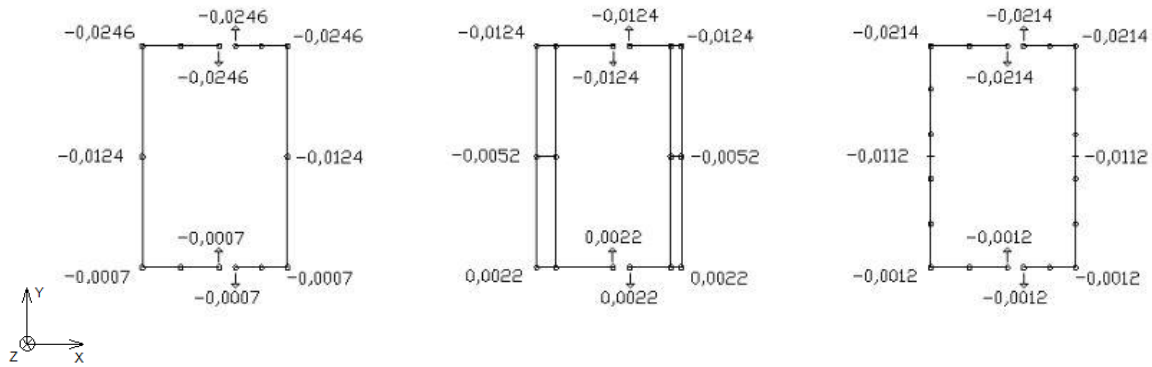


Figura 32 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

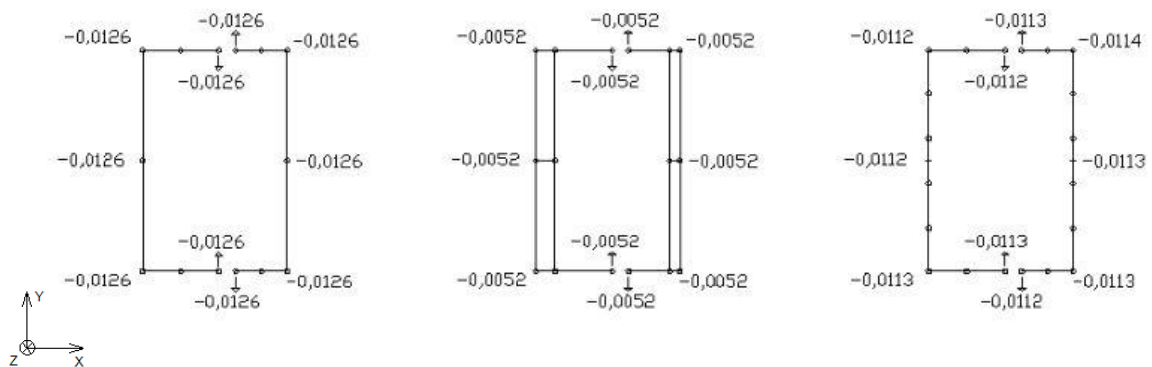


Figura 33 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 140 m, das paredes do núcleo central com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de um momento torsor segundo Z

De acordo com o que se pode visualizar nas imagens, a modelação por barra única continua a ser aquela que apresenta maiores diferenças face às restantes modelações. Verifica-se com esta modelação deslocamentos verticais correspondentes a cerca de 70% dos deslocamentos apresentados pelas restantes modelações. Pelas razões apontadas anteriormente trata-se de facto da modelação que apresenta maior rigidez dos núcleos, o que se confirma com os deslocamentos registados para todos os carregamentos.

Analisando os resultados obtidos pela modelação por elementos de barra e pela modelação por elementos de casca, facilmente se compreende que as diferenças são muito pequenas. Os deslocamentos destes últimos são um pouco superiores, cerca de 5 a 10%, em relação aos modelos por elementos de barra.

A maior diferença verifica-se quando se aplica um momento torsor em que os resultados dos modelos com elementos de casca se mostram mais “consistentes”, permitindo identificar os deslocamentos verticais a meio das paredes do núcleo central com mais rigor. Além disso, verifica-se que nas

estruturas com aberturas nos núcleos, os deslocamentos verticais dos banzos duplicam. Destes resultados, pode concluir-se que para obter de forma directa os efeitos do empenamento, os modelos com elementos de casca são preferíveis.

Regista-se um pequeno efeito de “shear-lag” na zona de ligação das paredes do núcleo central, mas não é relevante até porque os deslocamentos nesses pontos não são acentuadamente superiores aos restantes.

Pode-se concluir ainda que, para edifícios mais baixos, em princípio, o empenamento não deve ter grande influência. De facto, quando se aplica um momento torsor registam-se deslocamentos verticais dos vértices dos núcleos do topo do edifício muito semelhantes, em qualquer um dos métodos de modelação.

3.3.2.3 – Tensões

A análise de tensões longitudinais é feita na secção do núcleo central, ou seja, no elemento vertical da estrutura que apresenta os maiores valores desta tensão, tipicamente na base do mesmo (cota de 0 m). Estas tensões são directamente obtidas do modelo de elementos finitos de casca, em qualquer ponto da secção de uma parede do núcleo central.

Relativamente aos modelos com e sem aberturas no núcleo central, na modelação por elementos de barra, são apresentadas duas tabelas com as máximas tensões de compressão apuradas nas paredes dos núcleos centrais. Face à modelação por barra única, também são utilizadas duas tabelas onde figuram tensões referentes a uma área de secção, a qual varia com a existência ou não de aberturas no núcleo central. Já para a modelação por elementos de casca, à semelhança do realizado para os deslocamentos verticais apresentados no ponto anterior, são utilizadas imagens da secção do núcleo central, estando assinalados os pontos onde foram registadas as tensões. Em cada figura são representados 2 núcleos centrais.

Seguidamente, apresentam-se os referidos quadros síntese das tensões longitudinais máximas na base da estrutura relativos aos modelos de elementos de barra e de barra única, bem como as imagens representativas dos núcleos centrais modelados com recurso a elementos de casca.

Parede	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
13,3 x 0,80	Força na dir. X	21,45	0,08	21,53
1,20 x 8,70	Força na dir. X	8,87	8,73	17,60
13,3 x 0,80	Força na dir. Y	12,27	8,09	20,36
1,20 x 8,70	Força na dir. Y	16,40	0,28	16,68
13,3 x 0,80	Torsor na dir. Z	12,27	4,22	16,49
1,20 x 8,70	Torsor na dir. Z	8,87	7,80	16,67

Tabela 6 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado com recurso a elementos de barra

Parede	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
13,3 x 0,80	Força na dir. X	19,70	0,07	19,77
1,20 x 4,60	Força na dir. X	7,36	1,11	8,47
1,20 x 3,10	Força na dir. X	12,96	1,55	14,51
13,3 x 0,80	Força na dir. Y	11,22	8,17	19,39
1,20 x 4,60	Força na dir. Y	16,27	0,23	16,50
1,20 x 3,10	Força na dir. Y	17,42	0,14	17,56
13,3 x 0,80	Torsor na dir. Z	11,22	3,56	14,78
1,20 x 4,60	Torsor na dir. Z	9,20	10,50	19,70
1,20 x 3,10	Torsor na dir. Z	9,51	10,15	19,66

Tabela 7 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado com recurso a elementos de barra

Força Aplicada	Tensão devida a N (kN)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
Força na dir. X	6,15	7,57	13,72
Força na dir. Y	6,15	7,40	13,55
Torsor na dir. Z	6,15	0	6,15

Tabela 8 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, na secção condicionante do núcleo central sem aberturas modelado através de barra única

Parte do NC	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
Esquerda	Força na dir. X	1,96	1,90	3,86
Direita	Força na dir. X	6,96	0,27	7,23
Esquerda	Força na dir. Y	4,44	6,47	10,91
Direita	Força na dir. Y	4,18	6,42	10,60
Esquerda	Torsor na dir. Z	4,44	0,11	4,55
Direita	Torsor na dir. Z	4,18	0,07	4,25

Tabela 9 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, na secção condicionante do núcleo central com aberturas modelado através de barra única

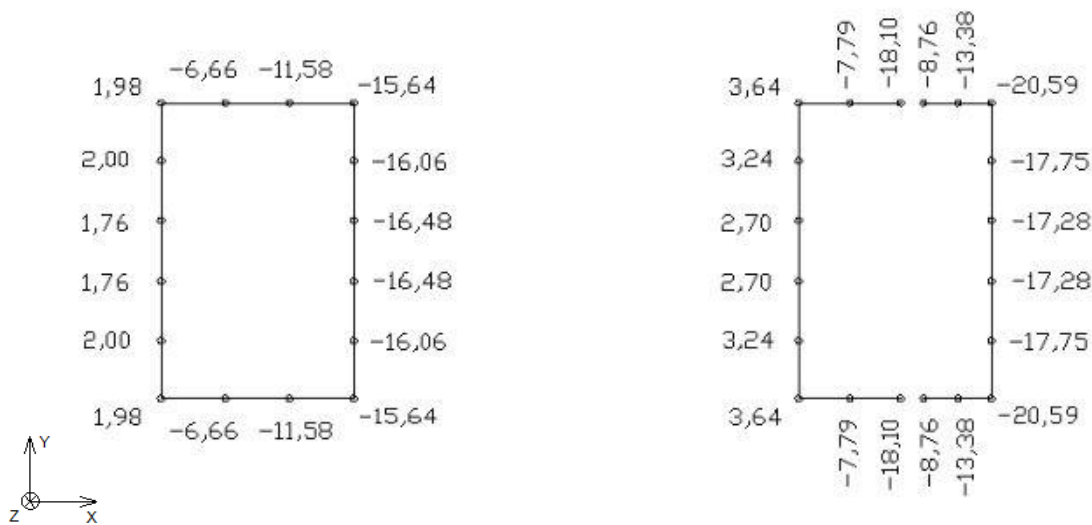


Figura 34 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

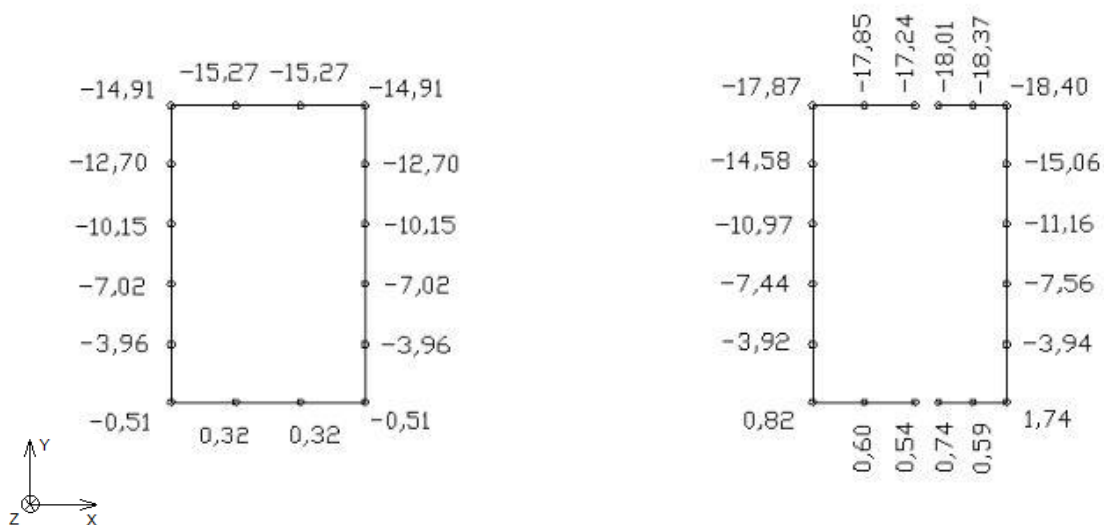


Figura 35 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

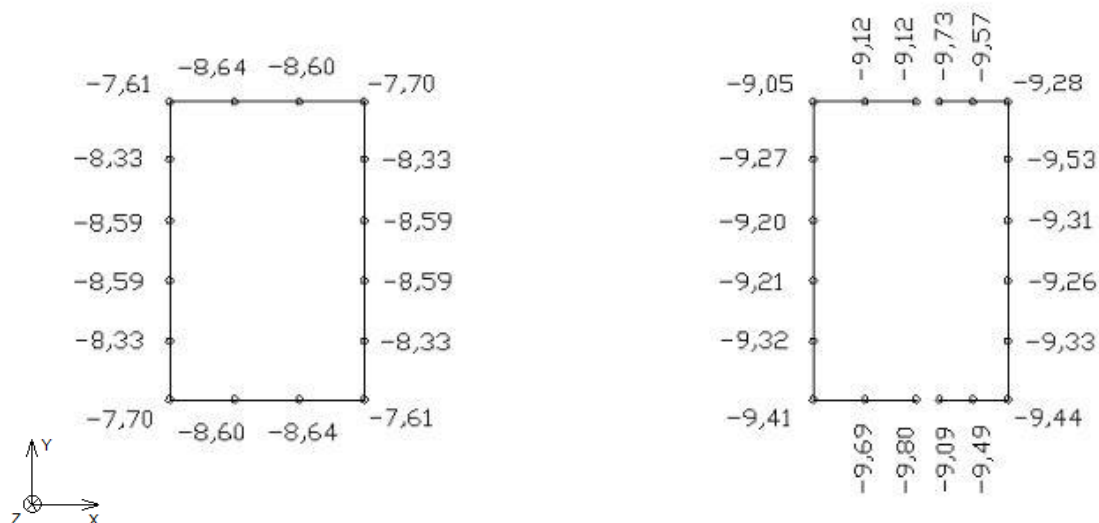


Figura 36 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para 35 pisos devido à aplicação de um momento torsor segundo Z

Analisando os valores obtidos, verifica-se que em todos os casos as tensões estão muito abaixo da tensão resistente (46,7 MPa para betão C70/85 nos 35 pisos). Tal facto era expectável, uma vez que se utiliza um betão de alta resistência.

Em relação às modelações utilizadas, é evidente a diferença das tensões obtidas dos modelos de barra única para os restantes. Relativamente aos outros modelos, quer por elementos de barra quer por elementos de casca, com e sem aberturas, os níveis de tensão são semelhantes.

Comparando agora os modelos de elementos de barra com os de elementos de casca, estes introduzem maior precisão nos resultados, na medida em que é possível a obtenção de tensões em vários pontos de uma dada parede ao invés de, a uma dada parede, corresponder uma dada tensão como nos modelos de elementos de barra.

A presente análise permite também verificar que os efeitos de “shear-lag” são reduzidos. Pode-se constatar pelos resultados que não existem concentrações de tensões na zona de ligação entre as paredes do núcleo.

Por outro lado, os valores de tensões apresentados na Figura 30, aquando a aplicação de um momento torsor no topo do edifício, demonstram que existe uma diferença entre os valores das extremidades dos banzos (cerca de 0,60 a 0,70 MPa), os quais estão associados à existência de empenamento da secção do núcleo, embora não sendo muito importante num edifício com 35 pisos.

A fim de se avaliar a influência da altura do edifício é efectuada uma nova análise, utilizando agora a totalidade do edifício.

3.3.3 – Análise do Edifício Completo

Em relação à análise do edifício com 35 pisos, pretende-se avaliar as alterações de resultados quando se estuda o edifício completo, nomeadamente ao nível das frequências, dos deslocamentos verticais e das tensões.

3.3.3.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração

Começando com as frequências/períodos e os modos de vibração, apresentam-se na Tabela 10 os valores apurados. À semelhança do ponto relativo à análise dos 35 primeiros pisos, é também apresentado um exemplo ilustrativo dos principais modos de vibração para o edifício completo (Figura 37), idênticos uma vez mais em todos os métodos de modelação utilizados.

Modelo	Aberturas	Modo	Movimento Principal	Frequência (Hz)	Período (s)
Elems. de Barra	Sem	1	Translação X	0,135	7,43
		2	Translação Y	0,145	6,89
		3	Torção Z	0,448	2,23
Elems. de Barra	Com	1	Translação X	0,129	7,74
		2	Translação Y	0,136	7,38
		3	Torção Z	0,328	3,05
Barra Única	Sem	1	Translação X	0,147	6,80
		2	Translação Y	0,165	6,06
		3	Torção Z	0,441	2,27
Barra Única	Com	1	Translação X	0,165	6,07
		2	Translação Y	0,176	5,68
		3	Torção Z	0,595	1,68
Elems. de Casca	Sem	1	Translação X	0,130	7,72
		2	Translação Y	0,154	6,51
		3	Torção Z	0,498	2,01
Elems. de Casca	Com	1	Translação X	0,124	8,09
		2	Translação Y	0,150	6,65
		3	Torção Z	0,243	4,12

Tabela 10 - Modos de vibração, frequências e períodos dos vários modelos analisados

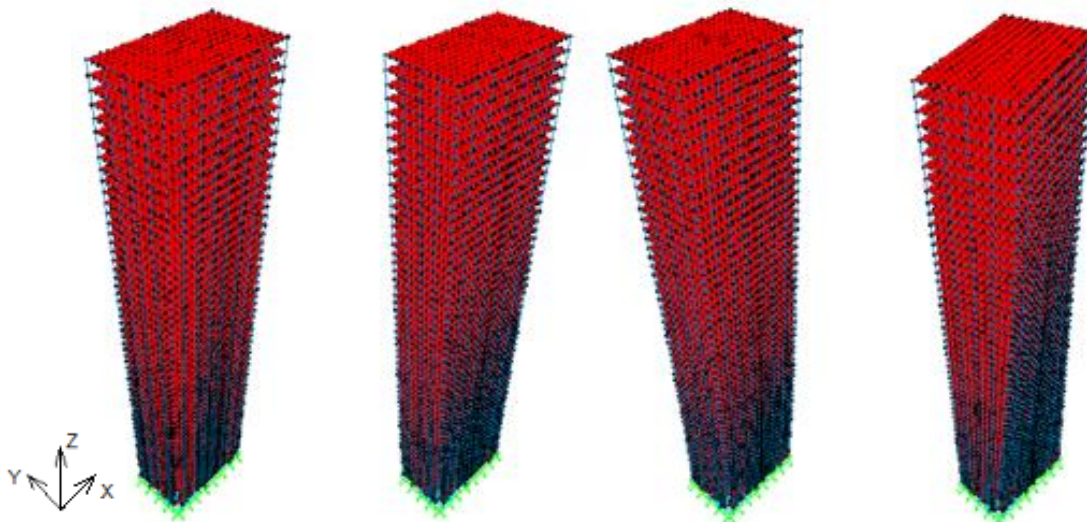


Figura 37 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas

Comparando os valores da Tabela 10 com os da Tabela 3, pode concluir-se que a metodologia utilizada na modelação por barra única não constitui uma boa opção. Devido a vários pontos já focados, a estrutura é menos flexível que a obtida pelas outras modelações, nomeadamente quando se passa de um modelo sem aberturas para um com aberturas. Essa rigidez nota-se sobretudo ao nível da frequência de torção que é cerca do dobro da representada na Tabela 3.

Comparando os restantes valores, nomeadamente para os das estruturas com aberturas no núcleo central, tanto a modelação por elementos de barra como a de elementos de casca, constituem boas aproximações das frequências próprias conhecidas para a Torre Espacio.

É evidente que não são valores coincidentes, dado que o modelo de estudo não reproduz exactamente a estrutura da obra construída, nem esse era o objectivo. Contudo, tendo em conta que foi o edifício que serviu de base à iniciação do presente trabalho, era pretendido que as frequências/períodos fossem semelhantes, o que se verifica.

Entre elementos de barra e elementos de casca, os períodos de translação apresentam uma variação muito pequena, na ordem dos 3 a 4%. No entanto, a diferença entre os períodos de rotação já é um pouco significativa, levando a concluir que a existência de barras rígidas na modelação dos núcleos centrais tem de facto grande influência. Mas em termos globais, a modelação por elementos de casca continua a ser a mais consistente, permitindo também uma melhor análise dos deslocamentos verticais e das distribuições de tensões.

3.3.3.2 – Deslocamentos

Em concordância com o que foi realizado no ponto 3.3.2.2, também aqui se analisam os deslocamentos horizontais e rotação no topo do edifício separados dos deslocamentos verticais, apurados na mesma secção. São usadas para a obtenção dos valores as forças horizontais de 10000 kN segundo os eixos X e Y e também um momento torsor de 10000 kN.m, aplicadas no centro de corte, à semelhança da análise efectuada para os 35 pisos.

Começando pelos deslocamentos horizontais e rotação por torção, tem-se:

Modelo	Aberturas	Deslocamentos		
		Segundo X (m)	Segundo Y (m)	Rotação em Z (rad)
Elems. de Barra	Sem	0,60	0,53	0,00016
	Com	0,63	0,60	0,00030
Barra Única	Sem	0,52	0,43	0,00015
	Com	0,40	0,38	0,00008
Elems. de Casca	Sem	0,66	0,49	0,00013
	Com	0,69	0,52	0,00054

Tabela 11 - Deslocamentos horizontais e rotações medidos à cota de 228 m

À semelhança das conclusões retiradas para os 35 primeiros pisos, os resultados da Tabela 11 estão em concordância com os da Tabela 10. Isto é, a modelação com barra única, nomeadamente aquela em que são utilizadas aberturas para o núcleo central, exhibe valores de translação e rotação muito inferiores às restantes modelações. As barras rígidas são preponderantes no desempenho dos modelos e afectam grandemente o modelo de barra única.

Já as restantes modelações apresentam valores semelhantes, exceptuando a rotação para o núcleo central com aberturas, o que vai exactamente de encontro ao que se concluiu em 3.3.3.1 para os modos de vibração.

Face agora aos deslocamentos verticais das paredes do núcleo central do edifício, no topo do mesmo, são utilizadas 6 imagens ilustrativas dos deslocamentos e pontos onde os mesmos foram medidos.

Ao nível dos deslocamentos verticais tem-se:

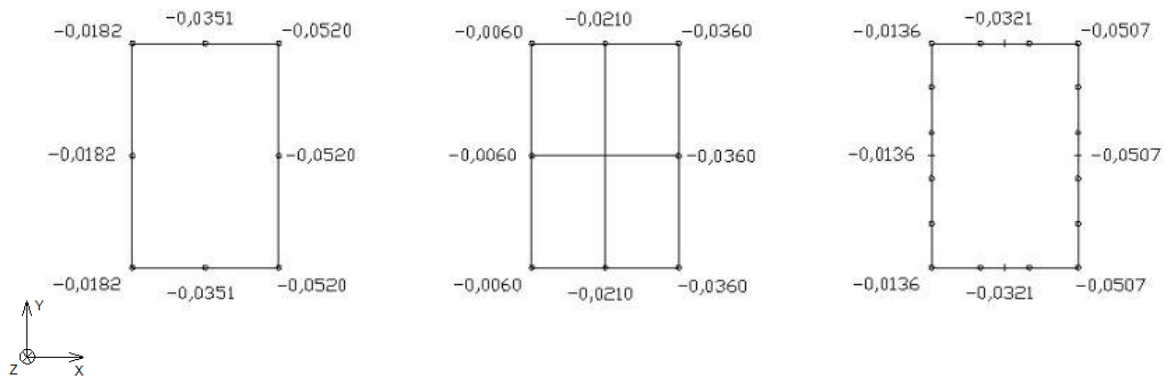


Figura 38 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

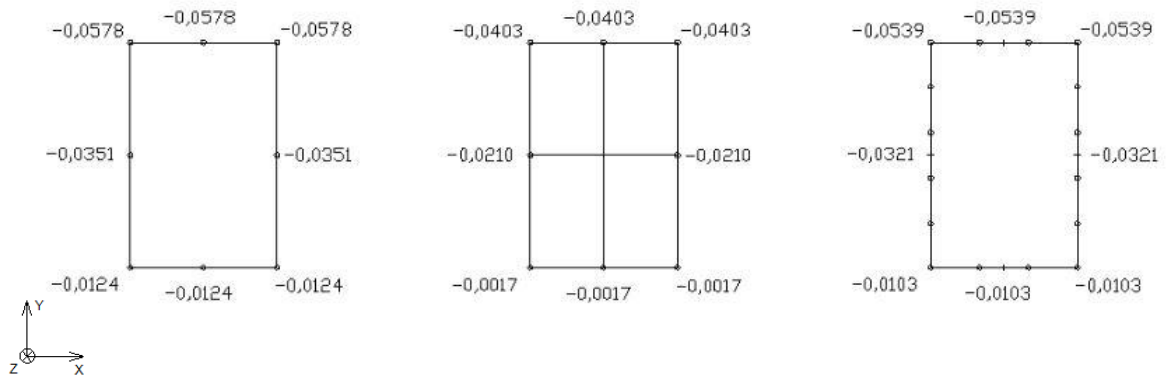


Figura 39 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

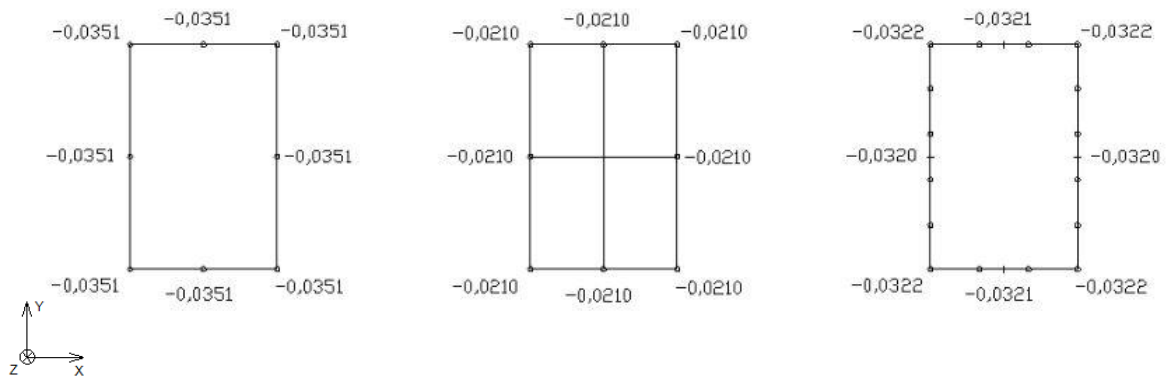


Figura 40 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central sem aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z

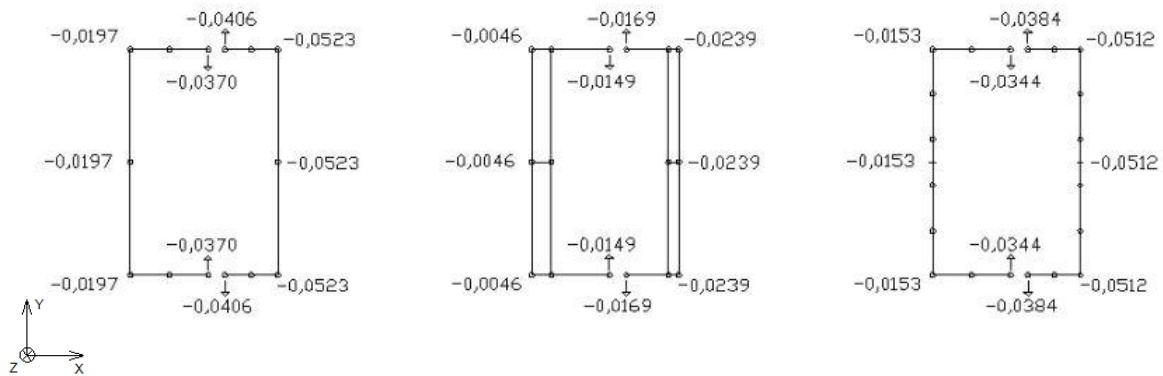


Figura 41 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

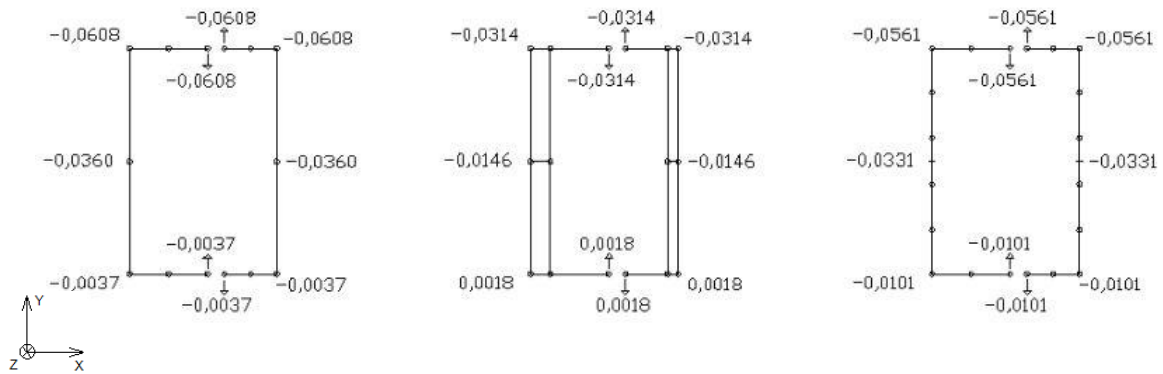


Figura 42 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

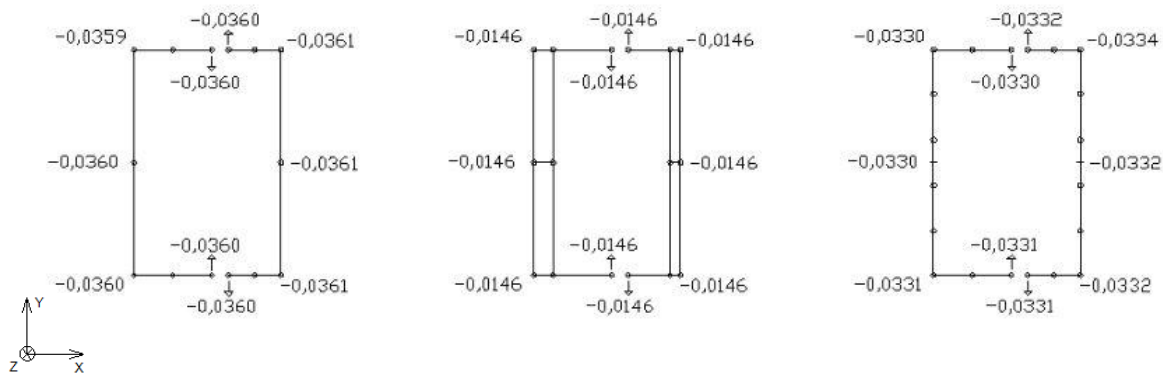


Figura 43 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central com aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z

Com os valores fornecidos nas figuras acima, algumas e importantes conclusões podem ser referidas.

Em primeiro lugar, numa modelação com recurso a barra única, considera-se que as secções se mantêm planas através da aplicação de um momento torsor no topo da mesma. Ou seja, todos os pontos de uma dada secção continuam a pertencer ao mesmo plano, verificando-se consequentemente a hipótese de Bernoulli.

A segunda conclusão a retirar é que não existe uma diferença significativa nos resultados da modelação por elementos de barra e elementos de casca, para o nível de esforços aplicados. Com a discretização aplicada é possível verificar a existência de deslocamentos um pouco superiores face à modelação por elementos de barra e é possível identificar a existência de empenamento na secção.

Para o total dos 57 pisos, ainda que de forma ligeira, parece ser possível observar a existência de empenamento, uma vez que começam a existir pequenas diferenças entre os deslocamentos verticais nas extremidades dos banzos dos núcleos centrais ao nível do piso superior do edifício (ver Figura 43 – Núcleo central da direita).

3.3.3.3 – Tensões

Também aqui, à semelhança do que foi realizado na análise de tensões para os 35 pisos, são dispostas quatro tabelas e três imagens com os valores das tensões e pontos onde as mesmas são medidas.

Parede	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
13,3 x 0,80	Força na dir. X	32,00	0,17	32,17
1,20 x 8,70	Força na dir. X	15,75	10,18	25,93
13,3 x 0,80	Força na dir. Y	21,16	11,02	32,18
1,20 x 8,70	Força na dir. Y	26,22	0,48	26,70
13,3 x 0,80	Torsor na dir. Z	21,16	7,22	28,38
1,20 x 8,70	Torsor na dir. Z	15,75	13,36	29,11

Tabela 12 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado com recurso a elementos de barra

Parede	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (Mpa)
13,3 x 0,80	Força na dir. X	29,36	0,10	29,46
1,20 x 4,60	Força na dir. X	13,55	1,50	15,05
1,20 x 3,10	Força na dir. X	21,27	1,73	23,00
13,3 x 0,80	Força na dir. Y	19,39	11,10	30,49
1,20 x 4,60	Força na dir. Y	26,13	0,38	26,51
1,20 x 3,10	Força na dir. Y	27,50	0,24	27,74
13,3 x 0,80	Torsor na dir. Z	19,39	6,03	25,42
1,20 x 4,60	Torsor na dir. Z	16,14	18,29	34,43
1,20 x 3,10	Torsor na dir. Z	16,63	17,35	33,98

Tabela 13 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado com recurso a elementos de barra

Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
Força na dir. X	10,79	9,23	20,02
Força na dir. Y	10,79	10,43	21,22
Torsor na dir. Z	10,79	0	10,79

Tabela 14 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem aberturas modelado através de barra única

Parte do NC	Força Aplicada	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
Esquerda	Força na dir. X	4,16	2,22	6,38
Direita	Força na dir. X	11,52	0,31	11,83
Esquerda	Força na dir. Y	7,82	9,29	17,11
Direita	Força na dir. Y	7,47	9,22	16,69
Esquerda	Torsor na dir. Z	7,82	0,17	7,99
Direita	Torsor na dir. Z	7,47	0,09	7,56

Tabela 15 – Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas modelado através de barra única

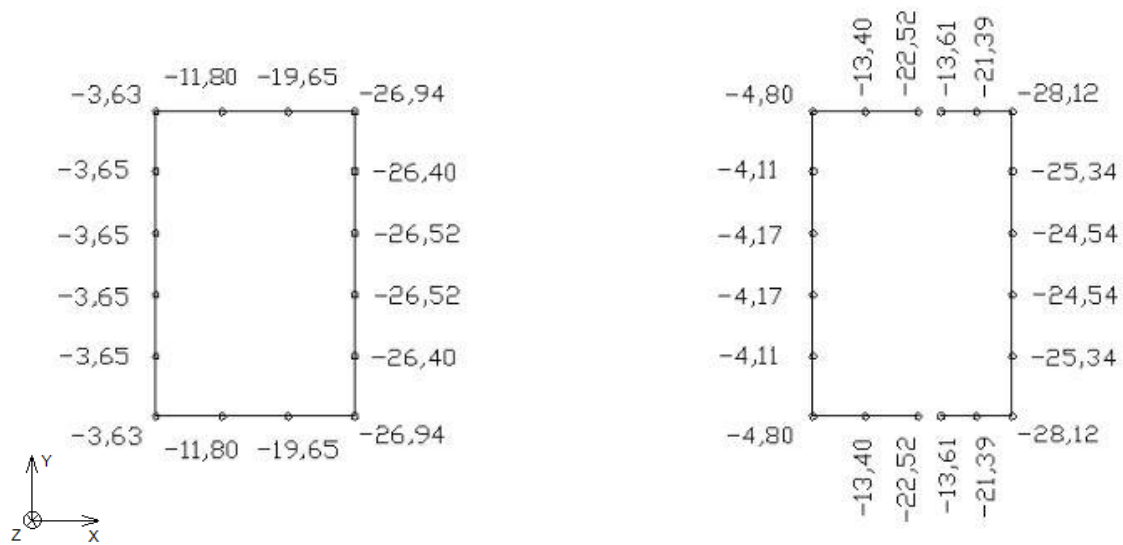


Figura 44 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo X

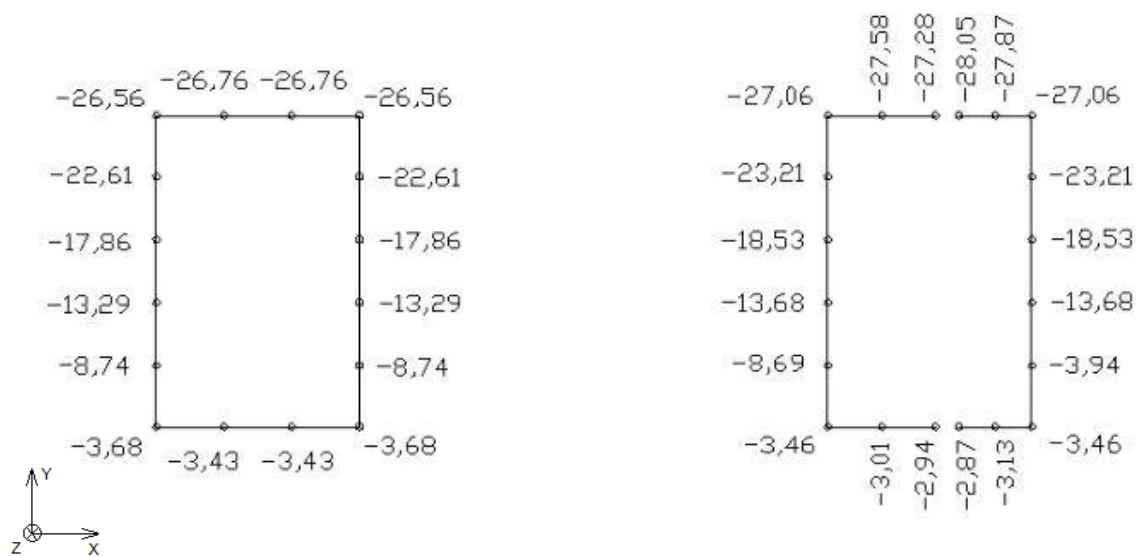


Figura 45 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y

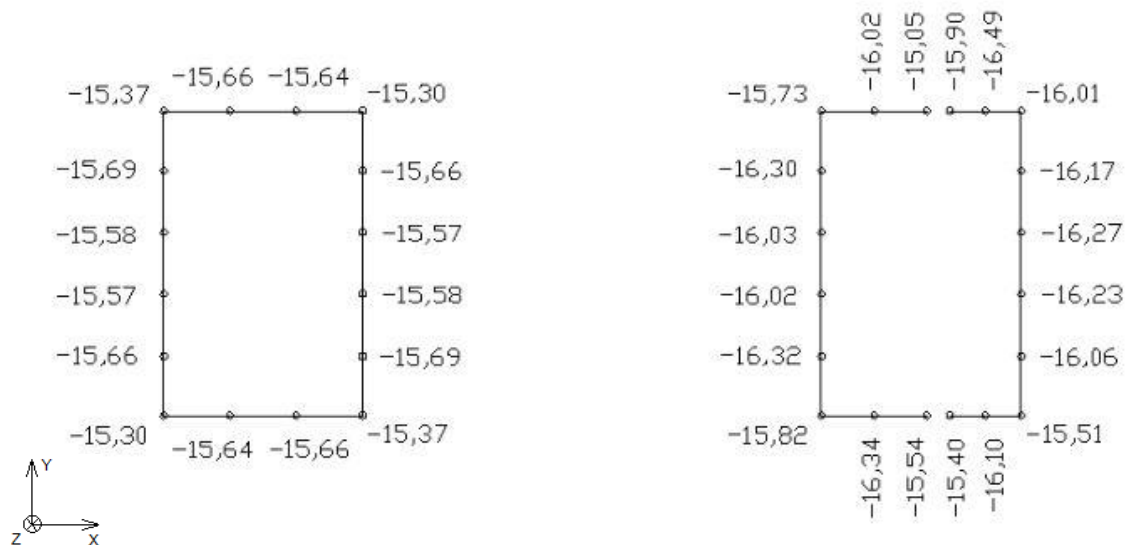


Figura 46 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central sem e com aberturas para edifício completo devido à aplicação de um momento torsor segundo Z

Começando desde já pelas diferenças entre os tipos de modelação, temos novamente os modelos de barra única com uns valores um pouco inferiores face aos obtidos pelas restantes modelações, vindo reforçar a falta de precisão já referida anteriormente devido a este tipo de modelo permitir apenas a generalização das tensões a uma área de uma secção do núcleo central. Já os modelos de elementos de barra e elementos de casca apresentam mais uma vez valores de tensão com a mesma ordem de grandeza, denotando a sua maior precisão e consequente facilidade para análise de resultados.

No que diz respeito ao momento torsor aplicado, são necessários focar dois aspectos. O primeiro refere-se à modelação por elementos de casca com núcleo central sem aberturas, onde o nível de tensões é praticamente idêntico em todos os pontos. Seria esperada uma maior concentração de tensões nos pontos de ligação entre as paredes, mas tal não acontece, muito provavelmente, dado o facto de existirem inúmeras variações em altura, o que pode levar a uma maior dispersão das tensões. O segundo aspecto tem a ver com a modelação com aberturas no núcleo central, realizado também com o auxílio de elementos de casca. Aqui, também devido, muito provavelmente, à existência de várias variações em altura, a diferença de tensões entre as extremidades dos banzos é inferior à verificada para apenas 35 pisos. Para além do mais, também não existem concentrações de tensões na ligação entre as paredes do núcleo, à semelhança da modelação sem aberturas no núcleo central.

Mas mais uma vez, a diferença de tensões referida vem confirmar a existência de empenamento, correspondendo a uma distribuição de tensões auto-equilibrada com valor máximo de 0,50 MPa.

3.3.4 – Comparação entre as Análises e Conclusões

Das análises realizadas nos pontos 3.3.2 e 3.3.3, foram verificadas algumas diferenças e também algumas semelhanças.

De ambas as análises conclui-se facilmente que a modelação por barra única é, a vários níveis, uma forma de modelação que para edifícios de pequena altura pode ser uma solução, mas no caso de edifícios altos, esta metodologia não é a mais conveniente. Por um lado, são necessárias muitas barras rígidas, levando a que a estrutura fique globalmente mais rígida, e por isso apresente elevadas frequências de vibração face às restantes modelações. Por outro lado, a representação do centro de rigidez não é a mais correcta, pelo que os valores das translações e rotações não são os mais fiáveis e, dada a rigidez total da estrutura, esses valores são obviamente mais baixos quando comparados com outros métodos de modelação.

As modelações por elementos de barra e elementos de casca apresentam resultados muito próximos, verificando-se que ambas são fáceis e fiáveis para a modelação e análise de núcleos de edifícios. Como também já foi dito anteriormente, os elementos de casca têm a vantagem de possibilitarem uma medição de tensões e deslocamentos directa, tornando-o por isso, neste aspecto, a modelação mais “completa”.

Em termos de frequências/periódos e modos de vibração os resultados obtidos foram os esperados perante os métodos de modelação utilizados. Já a nível de deslocamentos verticais e das tensões é importante referir alguns aspectos.

A nível de deslocamentos verticais, quando é aplicado um momento torsor no topo do edifício, não existem deslocamentos relevantes para os 35 primeiros pisos, independentemente do método de modelação utilizado e de o núcleo central possuir ou não aberturas. Já para edifício completo, tanto para a modelação por elementos de barra como para a de elementos de casca, com aberturas no núcleo central, é possível observar uma certa diferença entre os deslocamentos verticais das extremidades dos banzos. Essa diferença é superior no modelo de elementos de casca, mas é possível afirmar através da comparação entre os 35 pisos e o edifício completo que, como esperado, as pequenas diferenças entre deslocamentos verticais mostram que o empenamento existe e que em edifícios altos (57 pisos neste caso) tem influência no desempenho do mesmo (conforme se analisa mais em detalhe no Capítulo 5).

Capítulo 4 – Introdução de “Outriggers” em Edifícios Altos

4.1 – Significado e Função dos Elementos

Um “outrigger”, ou traduzindo, o designado “piso rígido”, não é mais do que um conjunto de paredes que partem do núcleo central de um edifício e cuja altura das mesmas é equivalente à altura total de um piso.

Cada uma das paredes parte, como já referido, do núcleo central e termina, regra geral, num dado pilar da periferia desse piso. A distribuição destas paredes é feita de forma a agrupar um dado número de pilares entre cada par de vigas, levando a que os pilares entre essas paredes funcionem de forma conjunta. Este funcionamento conjunto dos pilares a juntar à rigidez conferida pelas próprias paredes introduzidas num dado piso, tem como finalidade conferir uma maior rigidez global do edifício a acções horizontais, por exemplo para a acção do vento. Os “outriggers” são normalmente colocados no(s) piso(s) onde se espera que uma dada acção horizontal seja mais preponderante.

Em geral, trata-se de pisos do edifício que têm como finalidade servir de áreas técnicas, como por exemplo para casa-das-máquinas ou então como zona de passagem das tubagens dos aparelhos de ar-condicionado, sendo possível por isso mesmo introduzir estas paredes resistentes adicionais. Em geral, nestes pisos o núcleo central encontra-se fechado, existindo apenas uma entrada de acesso às tais áreas técnicas.

4.2 – Modelação dos “Outriggers” no Modelo de Estudo

No Capítulo 3 do presente trabalho, foi realizado um estudo sobre vários métodos de modelação. Concluiu-se aí que a modelação por elementos “Shell” (elementos de casca) seria aquela que levaria a um conjunto de resultados mais preciso/fiável dada a discretização dos vários elementos. Tendo isso em conta, e também o facto dos “outriggers” irem desempenhar exactamente a mesma função independentemente do tipo de modelação a utilizar, decidiu-se utilizar apenas os modelos com recurso a elementos de casca. Para além do mais, entendeu-se ser preferível a utilização de aberturas no núcleo central, visto todo e qualquer edifício possuir aí aberturas, permitindo desta forma um estudo mais realista.

No que respeita à modelação dos “outriggers”, foram utilizadas paredes com uma largura de 0,28 metros, idêntica à espessura utilizada para as lajes maciças dos pisos do edifício em estudo, e uma altura correspondente à altura utilizada para cada piso, ou seja, 4 metros.

Relativamente à disposição adoptada para estas mesmas vigas/paredes, tentou-se fazer uma distribuição o mais uniforme possível de modo a existirem grupos de 3 ou 4 pilares entre as vigas (incluindo os pilares aos quais as vigas se vão ligar na periferia do edifício), levando a uma estrutura de rigidez o mais uniformemente distribuída. Todas as paredes partem do núcleo central, umas indo

directamente aos pilares da periferia do edifício e outras com uma ligação intermédia aos núcleos laterais ou então aos pilares interiores. A disposição das referidas paredes que vão formar um dado “outrigger” pode ser visualizada através das seguintes figuras:

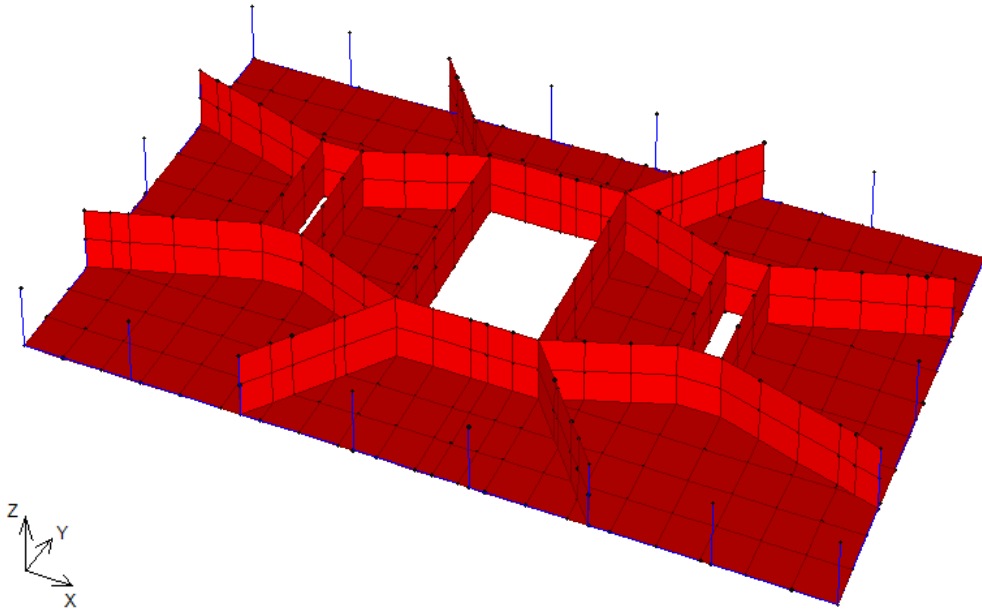


Figura 47 - Disposição adoptada para o conjunto de vigas que formam o “Outrigger” utilizado a um terço da altura total do edifício de estudo e também a meia altura do mesmo

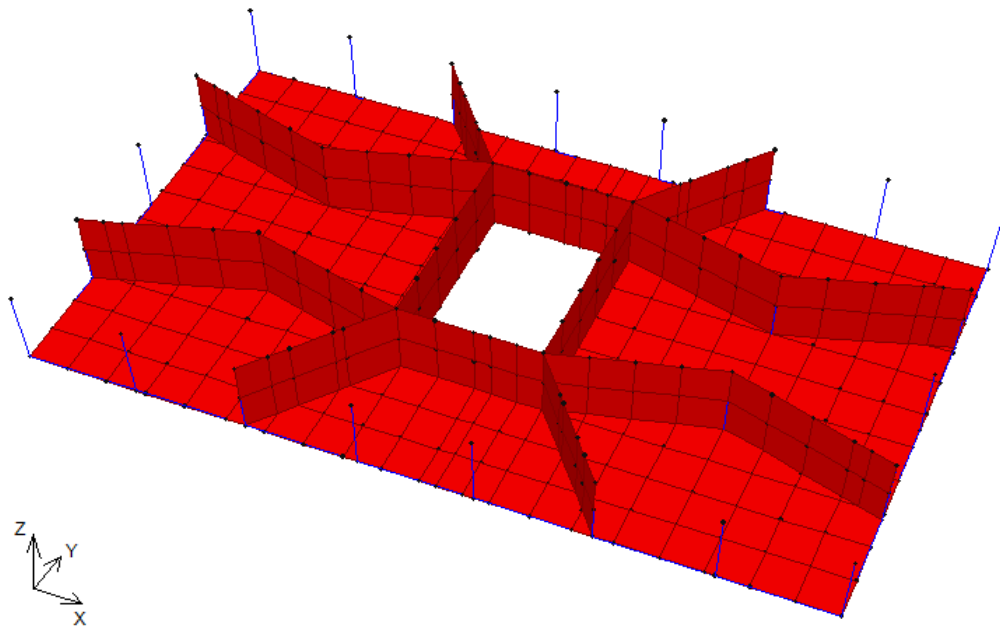


Figura 48 - Disposição adoptada para o conjunto de vigas que formam o “Outrigger” utilizado a dois terços da altura total do edifício e no topo do mesmo

4.3 – Estudo Comparativo entre os diversos posicionamentos dos “Outriggers”

De modo a se conseguir perceber qual a importância dos “outriggers” no comportamento da estrutura, decidiu-se realizar 3 modelos distintos relativamente ao número e posicionamento dos mesmos. Posteriormente, procedeu-se à sua análise em termos de períodos e modos de vibração, deslocamentos horizontais e verticais e por fim de tensões, à semelhança da análise realizada no ponto 3 deste trabalho.

Face ao posicionamento dos diversos “outriggers”, escolheu-se colocar num dos modelos apenas um “outrigger” no último piso do edifício, num outro modelo utilizaram-se “outriggers” no último piso e no piso central, a meia altura do edifício portanto, sendo que no 3º e último modelo para este estudo se utilizaram 3 “outriggers” a um terço da altura total, dois terços e topo do edifício.

4.3.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração

A análise das frequências/períodos e respectivos modos de vibração permite uma clara identificação do comportamento do edifício com a introdução e número de “outriggers” utilizados. Por outro lado, permite ter uma clara avaliação da sua influência nas frequências/períodos da estrutura, conforme se apresenta na Tabela 16.

Modelo	Modo	Movimento Principal	Frequência (Hz)	Período (s)
Piso Rígido Topo	1	Translação X	0,130	7,71
	2	Translação Y	0,158	6,35
	3	Torção Z	0,242	4,13
Piso Rígido Meio e Topo	1	Translação X	0,154	6,49
	2	Translação Y	0,175	5,73
	3	Torção Z	0,262	3,82
Piso Rígido a Cada Terço	1	Translação X	0,167	5,99
	2	Translação Y	0,181	5,53
	3	Torção Z	0,283	3,53

Tabela 16 - Modos de vibração, frequências e períodos dos três modelos analisados com “outriggers” nas 3 hipóteses consideradas

Após esta tabela, na Figura 49, pode-se ver uma vez mais um exemplo dos principais modos de vibração, mas agora para o modelo com 3 pisos rígidos, percebendo-se muito facilmente a existência de translações e rotação puras.

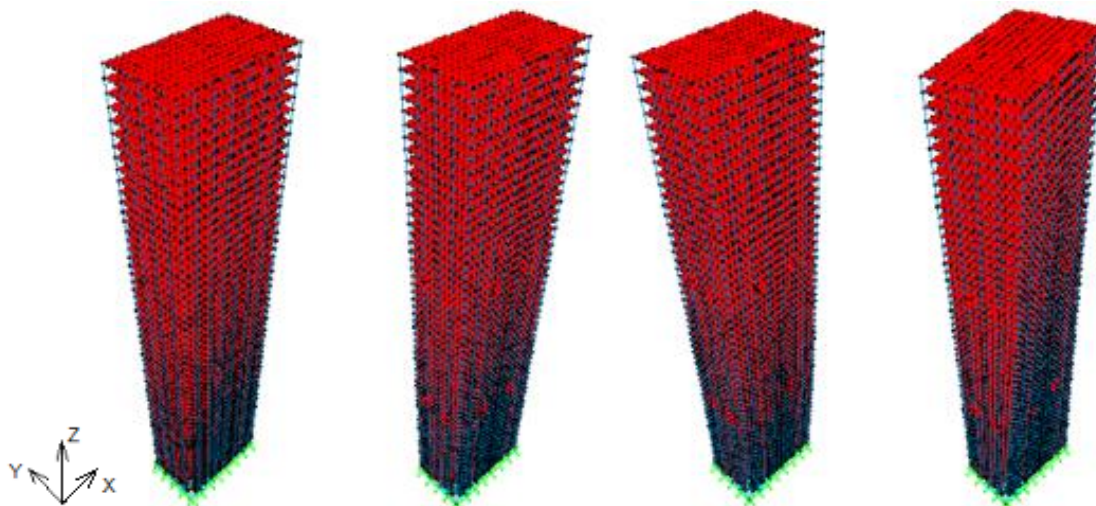


Figura 49 – Modelo indeformado (esquerda) e principais modos de vibração: Translação em X e Y (centro) e rotação em torno de Z (direita), para modelação por elementos de casca com aberturas e pisos rígidos a cada terço da altura do edifício

Como dito anteriormente, os “outriggers” têm como função conferir uma maior rigidez horizontal do edifício. Este mesmo objectivo foi alcançado como se pode observar pelos valores da Tabela 16, visto que, a nível global, a um aumento do número de “outriggers” está associado um aumento/diminuição das frequências/periódos, respectivamente, do caso de estudo considerado.

De notar ainda que, este aumento/diminuição das frequências/periódos é mais acentuado nas translações segundo X e Y do que na torção em torno de Z. Esta é, no entanto, uma situação normal, dado que os elementos adicionados têm como função primária conferir uma maior rigidez a acções horizontais. Contudo, vão afectar de certa forma a rigidez de torção do edifício, uma vez que todas as vigas adicionadas estão ligadas ao núcleo central.

4.3.2 – Deslocamentos

Seguindo a linha de raciocínio do ponto 4.3.1, é de esperar que os valores de deslocamentos horizontais venham confirmar o que aí foi referido. Relativamente a deslocamentos verticais as devidas conclusões serão tiradas após a análise de resultados.

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais, X e Y, e também às rotações em torno de Z, são obtidos os valores da Tabela 17. Conforme se pode verificar, os valores apresentados na Tabela 17 vão de encontro ao que se concluiu em 4.3.1. De facto, quanto maior o número de “outriggers” utilizados menores são os seus deslocamentos horizontais dado que maior é a rigidez da estrutura.

Modelo	Deslocamentos		
	Segundo X (m)	Segundo Y (m)	Rotação em Z (rad)
Piso Rígido Topo	0,54	0,43	0,00052
Piso Rígido Meio e Topo	0,39	0,36	0,00047
Piso Rígido a cada Terço	0,34	0,34	0,00042

Tabela 17 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota de 228 m, para os três modelos com “Outriggers”

De notar ainda que a diminuição dos valores desses mesmos deslocamentos é mais acentuada segundo a direcção X do que segundo a direcção Y. Esta situação pode ser justificada pelo facto da inércia segundo X ser menor que a segundo Y dado o comprimento das paredes segundo X ser menor do que em Y. Assim sendo, o efeito de aumento de rigidez e diminuição dos deslocamentos horizontais, por parte da adição de “outriggers”, terá necessariamente um maior efeito na direcção segundo a qual o edifício apresenta, inicialmente, uma menor rigidez de translação, ou seja, segundo X.

Em termos das rotações, em torno do eixo Z, verifica-se que os “outriggers”, embora permitam um melhor controlo das translações sofridas por edifícios altos, praticamente não interferem no valor das rotações dos pisos. Comparando os valores de rotações dos modelos do edifício com “outriggers”, obtidos na Tabela 17, ao valor de rotação da última linha da Tabela 11 (modelação com elementos de casca e aberturas no núcleo mas sem “outriggers”) verifica-se isso mesmo, dadas as muito pequenas variações. Além disso, conclui-se ainda que, do aumento do número de “outriggers”, resulta uma diminuição da rotação em torno de Z muito pouco significativa.

Passando agora para os deslocamentos verticais das paredes do núcleo central, onde está então incluído o empenamento, registam-se os valores constantes nas Figuras 50 a 52. Cada figura possui três núcleos, sendo o da esquerda o correspondente ao modelo com piso rígido no topo, o do centro ao que possui 2 pisos rígidos (topo e meia altura) e, por fim, o da direita que corresponde ao modelo com três pisos rígidos (a cada terço da altura do edifício).

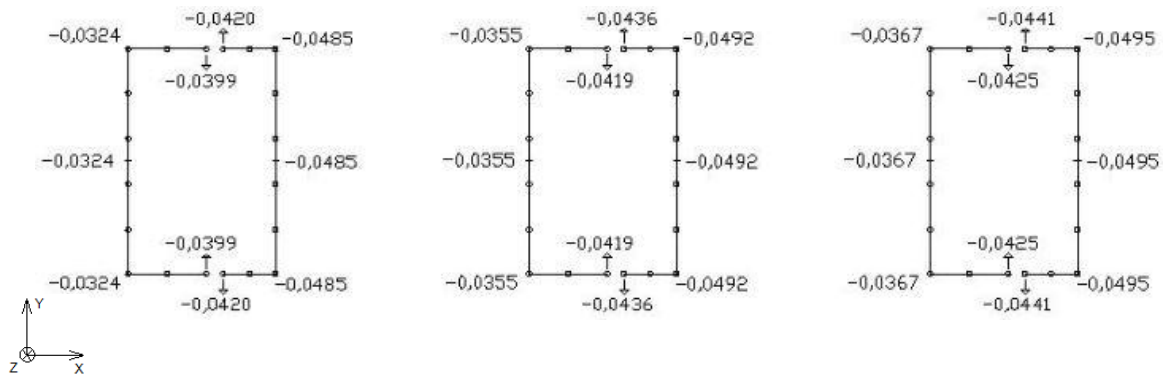


Figura 50 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo X nos diversos modelos com "Outriggers"

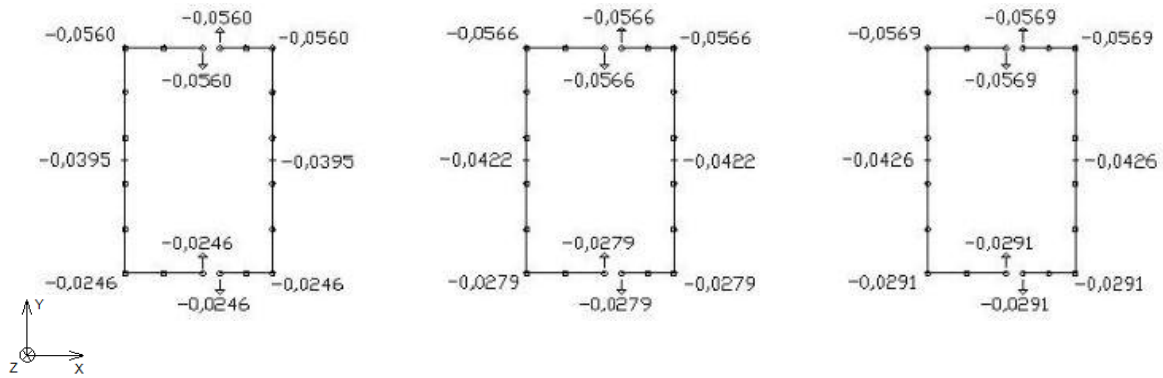


Figura 51 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y nos diversos modelos com "Outriggers"

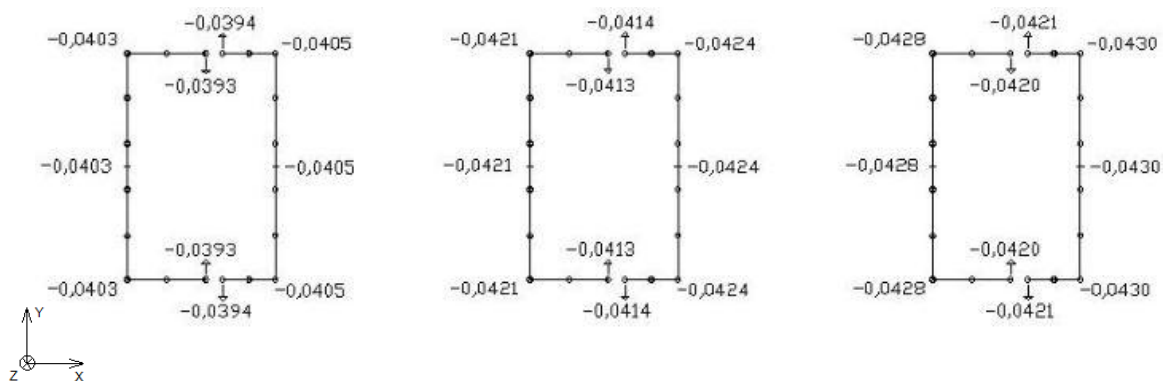


Figura 52 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 228 m, das paredes do núcleo central devido à aplicação de um momento torsor segundo Z nos diversos modelos com "Outriggers"

Utilizando, como exemplo, a representação do núcleo central mais à direita na Figura 41 e respectivos deslocamentos verticais, devidos à aplicação de uma força na direcção X, e comparando a mesma com a Figura 50 algumas conclusões se podem retirar. Com a adição de um “outrigger”, é suposto que os elementos desse piso funcionem todos em conjunto e, desta forma, que as paredes do núcleo central se movam como um corpo rígido, permanecendo os pontos todos de uma secção no mesmo plano, quando se está perante uma força que provoca um deslocamento horizontal no edifício. Esta situação, facilmente se verifica através do exemplo referido nas figuras, pois enquanto na Figura 41 se verificam variações bruscas de deslocamentos, visíveis de acordo com os valores apresentados nos banzos, na Figura 50 nota-se que se está perante uma variação mais suave e linear. Isto vem reflectir a função principal dos “outriggers”.

Por outro lado, para o valor do momento torsor aplicado no topo do edifício, não se verifica a existência de empenamento. Tal pode ser justificado pelo facto de todas as vigas existentes num dado piso, e que formam um “outrigger”, conduzam a uma secção equivalente que funciona fundamentalmente em torção uniforme, e portanto sem empenamento.

4.3.3 – Tensões

Com as conclusões retiradas em 4.3.1 e 4.3.2, é expectável que para acções horizontais se tenha um acréscimo de tensão muito maior nas extremidades dos banzos do núcleo central e que, para acções que provoquem torção, os valores de tensão variem muito pouco. Através de uma análise de tensões longitudinais, obtiveram-se então os seguintes valores:

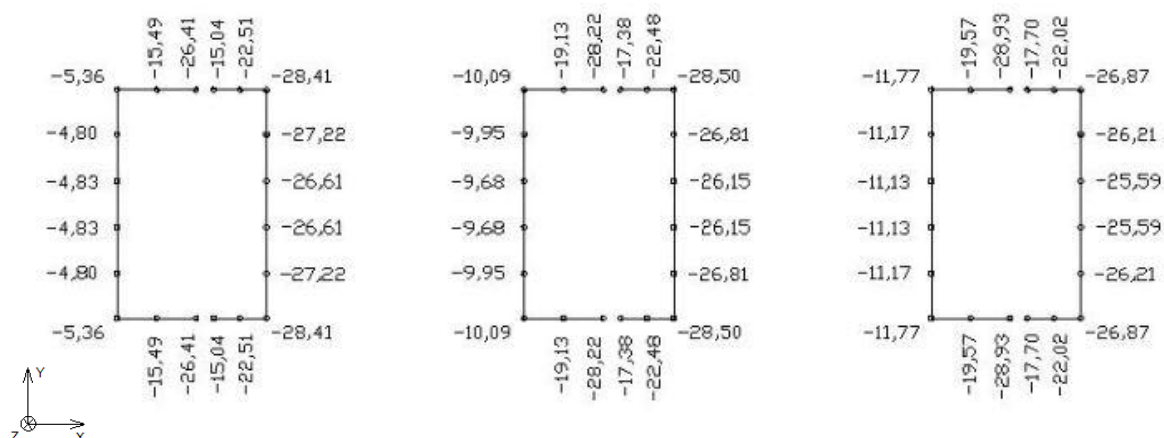


Figura 53 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo X nos diversos modelos com “Outriggers”

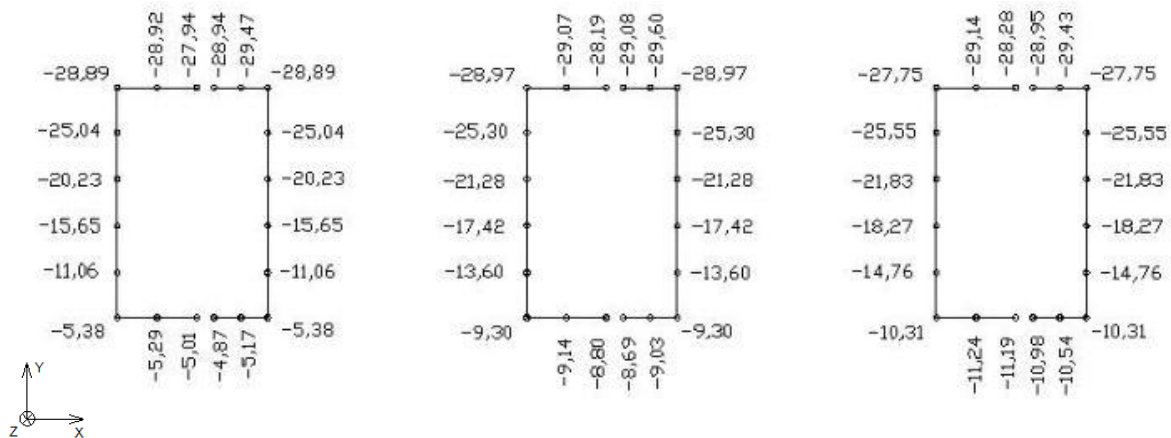


Figura 54 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de uma força horizontal segundo Y nos diversos modelos com "Outriggers"

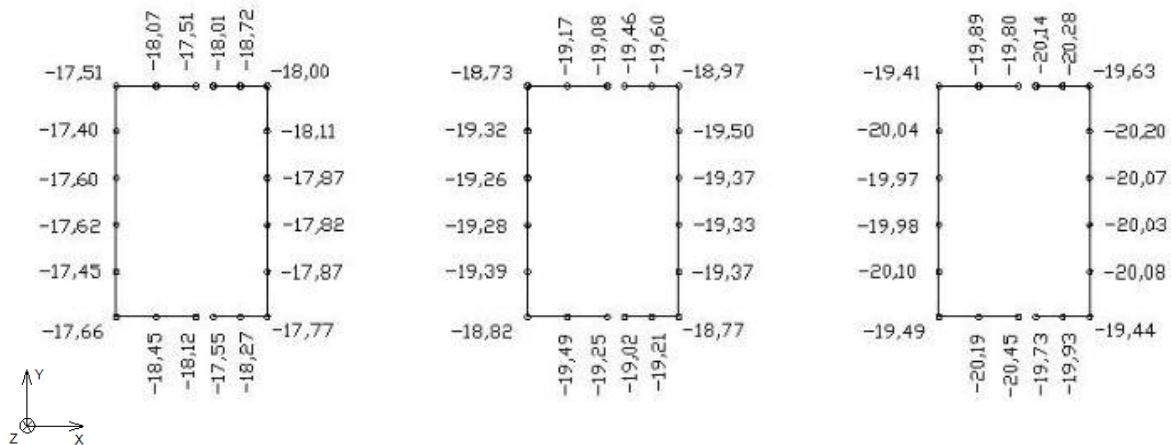


Figura 55 - Tensões longitudinais (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central devido à aplicação de um momento torsor segundo Z nos diversos modelos com "Outriggers"

As Figuras 53 a 55 vêm confirmar o que já era esperado. Quando comparadas, por exemplo, com as tensões da Figura 44, as da Figura 53 apresentam um acréscimo de tensão bastante mais significativo nas extremidades dos banzos da esquerda do núcleo central, sinal de que, como referido em 4.3.2, todas as paredes estão a funcionar em conjunto.

Em termos dos valores de tensões longitudinais provenientes de uma ação de torsão, todos eles estão relativamente ao mesmo nível, variando no máximo em 500 kPa entre si, o que para os valores em questão é uma variação muito baixa.

No entanto, mesmo sendo uma pequena variação, é possível observar, pelas diferenças de valores entre as extremidades dos banzos do núcleo central, que existe empenamento do piso.

4.4 – Conclusões sobre a introdução de “Outriggers”

Dos resultados apresentados ao longo do Capítulo 4, conclui-se que a existência de “outriggers” em edifícios altos tem a maior importância.

Em termos de frequências/períodos, conduz, respectivamente, ao seu aumento/diminuição, conferindo uma maior rigidez ao edifício em termos de deslocamentos horizontais. Esta influência será tanto maior quanto maior o número de “outriggers” utilizados.

No que respeita a rotações, estas diminuem de valor com a adição de “outriggers”, embora de forma muito pouco significativa. Naturalmente que, um maior aumento do número de “outriggers” conduz a uma maior diminuição das rotações.

Por outro lado, em termos de deslocamentos verticais, o conjunto de vigas/paredes que vêm formar cada “outrigger”, vem condicionar os mesmos. Aquando deslocamentos horizontais por parte do edifício, as variações dos deslocamentos verticais, nos vários pontos, do núcleo central, ocorrem de um modo mais linear e suave. Não existem variações rápidas e de valor elevado de um ponto para outro, como nos casos verificados onde não existiam “outriggers”.

Os vários elementos verticais existentes nos pisos com “outriggers” funcionam então como um todo, levando a que todos os pontos de uma dada secção do núcleo central permaneçam no mesmo plano, após um dado deslocamento, o que por sua vez confirma que existe apenas um pequeno empenamento do piso.

Finalmente, devido à restrição em termos dos deslocamentos verticais, provocada pelas várias vigas dos “outriggers”, as tensões são obviamente superiores em qualquer ponto de uma secção do núcleo central. Esta subida de tensões, provocada pela utilização de “outriggers”, será mais sentida nas extremidades dos banzos do núcleo central.

Capítulo 5 – Exemplo de Aplicação – Análise Global dos Efeitos do Vento

5.1 – Introdução sobre a acção horizontal a considerar

Para que um edifício alto apresente um comportamento estrutural adequado, deve demonstrar bom comportamento para as acções horizontais. Tanto o vento como o sismo são exemplos de acções que solicitam um edifício na direcção horizontal, levantando questões relacionadas com a percepção do movimento ou vibração da estrutura. Em caso de existência de nível excessivo de vibrações, os elementos não estruturais podem sofrer danos quer a nível local, como a fendilhação das paredes divisórias, ou conduzir ao eventual destacamento e posterior queda de elementos da fachada. (Montalvão, M. T., 2009)

Por outro lado, não tão importante a nível da segurança humana mas sim de fiabilidade numa dada estrutura, está o conforto dos ocupantes. Ou seja, é de grande importância saber para que nível de deslocamentos o ocupante considera como confortável e sente que é “segura” a estrutura em que se encontra.

Tendo então por base os deslocamentos verticais de empenamento do núcleo central, as acelerações de pico do edifício e o conforto dos ocupantes, realiza-se uma análise com o objectivo de verificar, para uma dada acção horizontal, se as vibrações não usuais daí resultantes se encontram dentro dos parâmetros de conforto de acordo com a norma ISO 6897 (www.iso.org).

Para as estruturas de edifícios muito altos, o vento é sempre uma acção horizontal preponderante para o seu dimensionamento em serviço. De modo a reduzir os efeitos provocados pela acção do vento, é frequente recorrer-se a dispositivos de amortecimento e muitas vezes é necessária uma análise aerodinâmica em túneis de vento. Assim sendo, optou-se por utilizar o vento como acção horizontal de referência para a presente análise.

5.2 – Caracterização da acção do vento

A caracterização da acção do vento é feita utilizando a regulamentação europeia EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento, a qual fornece disposições para a determinação das acções do vento para o projecto estrutural de edifícios e outras obras de Engenharia Civil.

Embora tratando-se de uma norma de projecto, este documento apresenta formulações complexas para a caracterização da acção do vento no caso de edifícios de grande altura, mas que são necessárias para permitir um entendimento da aplicação da acção horizontal no modelo em estudo, nomeadamente aquando a análise em termos de conforto.

5.2.1 – Caracterização do vento em escoamento livre

De forma a contabilizar a acção do vento sobre um edifício é necessário recorrer a um ponto de referência, a partir do qual todas as propriedades do vento são calculadas. De acordo com a EN 1991-1-4 esse ponto é definido com a altura de referência (z_e), obtido a partir da altura total h do edifício por:

$$z_e = 0,6 \times h \quad (5.1)$$

A velocidade base do vento (v_b) é dada por:

$$v_b = c_{season} \times c_{dir} \times v_{b,0} \quad (5.2)$$

Na qual c_{season} e c_{dir} contabilizam, respectivamente, a época do ano e o efeito da direcção do vento. Já $v_{b,0}$ representa a velocidade base de referência, a qual é definida a uma altura de 10 metros acima do solo, numa zona de terreno aberto com vegetação baixa e com obstáculos isolados de pelo menos 20 vezes a altura do edifício. De notar ainda que $v_{b,0}$ se refere ao valor característico de uma média de 10 minutos e com período de retorno de 50 anos.

Já a velocidade média do vento é dada por:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (5.3)$$

com,

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.4)$$

e

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (5.5)$$

Como se pode ver pela expressão da velocidade média, a mesma depende da rugosidade do terreno $c_r(z)$, de um coeficiente que quantifica a orografia do terreno $c_0(z)$ e, por último, da velocidade base do vento.

Nas expressões 5.4 e 5.5, z_0 representa o comprimento de rugosidade para a classe de terreno que se pretende e $z_{0,II}$ o comprimento de rugosidade para a classe II de rugosidade do terreno. O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ depende da categoria do terreno, tendo sido escolhida a categoria do tipo II do EN 1991-1-4 para o presente trabalho, como já referido no Capítulo 2.

5.2.2 – Caracterização “along-wind” da acção do vento

De acordo com a EN 1991-1-4, a força exercida pelo vento, segundo a sua direcção de actuação, sobre uma dada construção, é definida pela expressão:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A \quad (5.6)$$

Onde $q_p(z_e)$ representa a pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e , dependendo o seu valor da velocidade média e da intensidade de turbulência à altura z ($I_v(z)$) do vento, bem como da densidade volumétrica do ar ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$). A expressão da pressão dinâmica de pico vem então dada por:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (5.7)$$

com

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (5.8)$$

Tendo o coeficiente de turbulência (k_I) o valor de 1,0 de acordo com o Anexo Nacional.

Voltando novamente à expressão 5.6, face ao coeficiente de força c_f , este depende do coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados (Ψ_r), do coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento (Ψ_λ) e por fim pelo coeficiente de força para elementos de secção rectangular e arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades, traduzindo-se pela expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_r \times \Psi_\lambda \quad (5.9)$$

Por fim, face aos dois parâmetros da equação 5.6 ainda não mencionados, A diz respeito à área de referência da construção, isto é, a área da face lateral do edifício onde actuará a acção do vento e $c_s c_d$ é um produto de coeficientes relacionados com a interação da acção do vento com a estrutura.

O coeficiente c_s contabiliza o efeito da redução da acção do vento devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície da construção e o coeficiente c_d contabiliza o efeito da majoração devido às vibrações provocadas pela ressonância entre a turbulência do vento e a vibração da estrutura. Assim sendo, $c_s c_d$ é dado pela seguinte fórmula:

$$c_s c_d = \frac{1+2 \times k_p \times I_v(z_e) \times \sqrt{B^2+R^2}}{1+7 \times I_v(z_e)} \quad (5.10)$$

Na qual, excluindo o parâmetro $I_v(z_e)$, referido anteriormente, os restantes elementos são expressos através das seguintes formulas:

$$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \times \left(\frac{b+h}{L(z_e)}\right)^{0,63}} \quad (5.11)$$

onde,

$$L(z_e) = L_t \times \left(\frac{z_e}{z_t}\right)^\alpha \quad (5.12)$$

e também

$$k_p = \sqrt{2 \times \ln(v \times T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times T)}} \quad ; \quad k_p \geq 3 \quad (5.13)$$

onde,

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2+B^2}} \quad ; \quad v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (5.14)$$

tendo-se por fim

$$R^2 = \frac{\pi}{2 \times \delta} \times S_L(z_e, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) \quad (5.15)$$

onde,

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad (5.16)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad (5.17)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times h}{L(z_e)} \times f_L(z_e, n_{1,x}) \quad (5.18)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times b}{L(z_e)} \times f_L(z_e, n_{1,x}) \quad (5.19)$$

$$S_L(z_e, n) = \frac{n \times S_v(z_e, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \times f_L(z_e, n)}{(1 + 10,2 \times f_L(z_e, n))^{5/3}} \quad (5.20)$$

$$f_L(z_e, n_{1,x}) = \frac{n \times L(z_e)}{v_m(z_e)} \quad (5.21)$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (5.22)$$

$$\delta_a = \frac{c_f \times \rho \times b \times v_m(z_e)}{2 \times n_{1,x} \times m_e} \quad (5.23)$$

O factor B^2 , dado pela expressão 5.11, é um valor que tem em conta a influência das rajadas que não são amplificadas pelas propriedades dinâmicas da estrutura, por outras palavras, é um coeficiente de resposta quase-estática que traduz a falta de total correlação das pressões na superfície da construção.

O parâmetro $L(z_e)$, presente na expressão 5.11, representa a escala de turbulência à altura z_e , ou seja, representa a dimensão média da escala de turbilhões do vento natural. Este parâmetro vem definido pela fórmula apresentada em 5.12, tendo $L_t = 300$ m, $z_t = 200$ m e $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$.

Na expressão 5.13, k_p é um factor que também varia consoante o tipo de estrutura e tem como objectivo representar o factor de pico de uma forma mais precisa. Representa portanto o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta. Nesta mesma fórmula, v representa a frequência de passagens ascendentes e é dado pela fórmula 5.14, onde $n_{1,x}$ representa a frequência própria da estrutura e T é a duração de integração da velocidade média do vento, com $T = 600$ seg.

Por fim, o parâmetro R^2 , que figura nas fórmulas 5.10 e 5.14, contabiliza o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração da estrutura e é definido de uma forma bem complexa pela fórmula 5.15, cujos seus vários factores são definidos pelas expressões 5.16 a 5.23.

Nas expressões 5.16 a 5.23, R_h e R_b são funções de admitância aerodinâmica, $S_L(z_e, n_{1,x})$ é a função de densidade espectral de potência adimensional, $f_L(z_e, n_{1,x})$ uma frequência adimensional

determinada pela frequência própria da estrutura $n_{1,x}$ e $\bar{\delta}$ é, de acordo com a norma da EN 1991-1-4, a soma das parcelas do decremento logarítmico do amortecimento estrutural ($\bar{\delta}_s$), do amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental ($\bar{\delta}_a$) e do amortecimento devido a dispositivos auxiliares ($\bar{\delta}_d$).

5.2.3 – Máxima aceleração de um edifício na direcção “along-wind”

A aceleração máxima, provocada pela acção do vento, no topo de um edifício é dada, de acordo com a EN 1991-1-4, pela seguinte expressão:

$$a_{m\acute{a}x} = k_p \times \sigma_{a,x}(z) \quad (5.24)$$

Como se vê pela fórmula 5.24, a aceleração máxima é proveniente do produto entre o factor de pico (k_p), definido pela expressão 5.13 apresentada anteriormente, e o desvio padrão da aceleração característica na direcção do vento, isto é:

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \times \rho \times b \times I_v(z_e) \times v_m^2(z_e)}{m_{1,x}} \times R \times K_x \times \phi_{1,x}(z) \quad (5.25)$$

Pode parecer à primeira vista uma expressão complexa mas, na realidade, é bastante simples pois o numerador representa uma força e o denominador é uma massa equivalente para o modo fundamental de vibração na direcção do vento ($m_{1,x}$). Desta forma, se $F = m.a$, de acordo com a 2ª lei de Newton, o que é equivalente a dizer que $a = F / m$, esta última por sua vez, corresponde exactamente ao que a fórmula 5.25 pretende traduzir.

Ainda relativamente à expressão 5.25, R representa a raiz quadrada do coeficiente de resposta em ressonância, K_x é um coeficiente adimensional dado por:

$$K_x = \frac{\int_0^h v_m^2(z) \times \phi_{1,x}(z) dz}{v_m^2(z_e) \times \int_0^h \phi_{1,x}^2(z) dz} \quad (5.26)$$

e $\phi_{1,x}(z)$ representa a configuração do modo fundamental de vibração na direcção do vento, dado pela fórmula:

$$\phi_{1,x}(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad (5.27)$$

Por fim, admitindo a fórmula 5.27 e quando $c_0(z) = 1,0$ (terreno plano) a expressão 5.26 pode ser simplificada vindo então:

$$K_x = \frac{(2 \times \zeta + 1) \times \{(\zeta + 1) \times [\ln\left(\frac{ze}{z_0}\right) + 0,5] - 1\}}{(\zeta + 1)^2 \times \ln\left(\frac{ze}{z_0}\right)} \quad (5.28)$$

De notar ainda que, embora o desprendimento de vórtices (vortex shedding) possa ser uma parte importante na caracterização da acção do vento actuante numa estrutura, esta mesma acção foi considerada de forma aproximada através dos coeficientes unitários apresentados para a caracterização do vento, nos ábacos fornecidos em Cook, N., 2007.

5.3 – Aplicação e análise da acção do vento

Efectua-se neste ponto a aplicação da acção do vento ao modelo de edifício em estudo e é feita a sua análise em termos de frequências/períodos e modos de vibração, tensões e deslocamentos horizontais e verticais das paredes do núcleo central.

Tendo em conta todo o estudo realizado nos capítulos anteriores, no que respeita à existência ou inexistência de abertura no núcleo central, ao tipo de modelação dos núcleos, bem como à existência ou não de “outriggers” e seu posicionamento, decidiu-se utilizar neste estudo 4 modelos distintos.

Todos os modelos apresentam aberturas no núcleo central, situação mais próxima da realidade. Para evidenciar o efeito da existência de “outriggers” (cinturão de rigidez) apenas um dos modelos tem este piso rígido disposto a cerca de dois terços da altura total do edifício (Piso 37), o que corresponde ao posicionamento utilizado na Torre Espacio (e que, de acordo com os documentos consultados, corresponde ao melhor posicionamento para os “outriggers”, sensivelmente à altura correspondente à resultante da actuação do vento).

Assim sendo, existem 3 modelos sem “outriggers”, um com os núcleos modelados com elementos de barra, outro com recurso a barra única e o terceiro com elementos de casca (elementos “Shell”). O quarto modelo possuirá um “outrigger”, posicionado a dois terços da altura total e o núcleo modelado através de elementos de casca.

Nestes quatro modelos utiliza-se como acção horizontal actuante o vento, tanto na direcção X como a direcção Y em planta. Esta acção é aplicada de forma directa através da utilização do programa de

cálculo estrutural SAP2000 sobre uma das superfícies da fachada do edifício que seja perpendicular à direcção de actuação do vento a considerar.

Nos últimos 2 modelos, os que têm o núcleo modelado por elementos de casca, utiliza-se uma excentricidade de 5% para a actuação do vento. Com isto, pretende-se avaliar o efeito que um pequeno desfasamento da actuação da resultante de forças da acção do vento, face ao eixo vertical da fachada de um edifício, provoca no mesmo. É de notar que o Eurocódigo é omissivo relativamente à excentricidade a utilizar, sendo que se acabou por utilizar o valor de 5% de excentricidade que se considera nas análises sísmicas.

Por fim, antes de se passar à análise dos valores obtidos, é de grande importância referir dois pormenores relativos aos modelos utilizados para o estudo em questão. O primeiro diz respeito ao que, segundo a EN 1991-1-4, mais precisamente no ponto 1.1(2), se encontra especificado: “A presente norma aplica-se a edifícios e outras obras de engenharia civil com alturas até 200 metros”. Tendo em consideração esta curta frase e que o programa de cálculo estrutural não aceita, por realização directa, efectuar a análise dos modelos referidos, pois possuem um total de 228 metros, decidiu-se desta forma cortar os últimos 7 pisos (28 metros), perfazendo o limite de 200 metros de altura. De facto, calculando a pressão do vento a cada metro de altura verifica-se que a sua diferença dos 200 para os 228 metros, é de apenas 0,1 kN/m² (ver Figuras 56 e 57). Portanto, considerou-se que os efeitos seriam semelhantes entre os 200 e os 228 metros, e portanto não se considerou os últimos 28 metros do edifício.

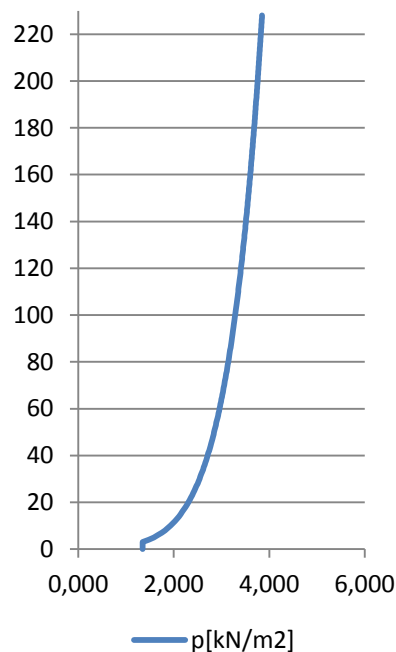


Figura 56 - Variação das pressões em altura com o vento a actuar segundo a direcção X

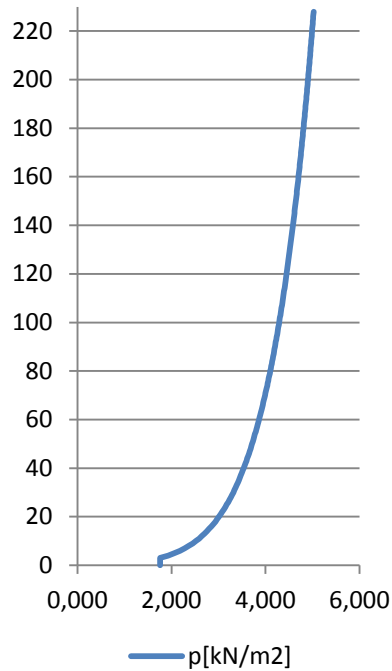


Figura 57 - Variação das pressões em altura com o vento a actuar segundo a direcção Y

O segundo pormenor reside no facto de esta análise também se dividir em termos da combinação usada. Numa primeira análise utiliza-se uma combinação de acções utilizando-se o vento como acção variável base e, posteriormente, é feita uma segunda análise onde se utiliza unicamente a acção do vento. Neste segundo caso, não se consideram as cargas permanentes, sobrecargas ou quaisquer coeficientes, com o intuito de se perceber, só por si, qual a influência da acção do vento em edifícios altos.

5.3.1 – Combinação de acções - Vento como acção variável base

De modo a se proceder à análise, foram utilizadas duas combinações. Uma para o estado limite de serviço, utilizando-se a combinação quase permanente (Equação 5.29), de forma a se extraírem os valores de deslocamentos, e outra para o estado limite último (Equação 5.30), esta com vista à análise em termos de tensões.

$$S_{CQP} = \sum G + \sum \psi_2(Q + Q_1) \quad (5.29)$$

$$S_{ELU} = \sum \gamma_G G + \gamma_Q Q_1 + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_i \quad (5.30)$$

Nas expressões 5.29 e 5.30, G , Q e Q_i são, respectivamente, as acções permanentes, acções variáveis e restantes acções variáveis e cujos valores se encontram na Tabela 1 e na Tabela 2 do Capítulo 3 no ponto 3.3.1.1.2. Já Q_1 , representa a acção variável base considerada, ou seja, o vento. Relativamente a ψ_0 e ψ_2 , apresentam-se como sendo coeficientes das acções variáveis e que tomam os valores de 0,7 e 0,3, respectivamente.

De notar que Q_1 , valor da acção do vento, foi aplicado de forma directa no programa de cálculo estrutural utilizado, como referido anteriormente. Para tal, foi utilizado o valor da velocidade básica do vento (27 m/s), foi definido o tipo de terreno (Tipo II), assim como os valores dos coeficientes $c_s c_d$, k_1 e $c_0(z)$ (todos com o valor de 1,0). Por último, definiu-se a superfície sob a qual se queria que a acção do vento fosse aplicada, dependendo da sua direcção de actuação (X ou Y). Esta superfície foi modelada com recurso a uma malha de elementos de casca de espessura 0,01 metros, módulo de elasticidade $E=1$ kPa e sem peso próprio, de modo a não alterar a rigidez global do edifício de estudo.

5.3.1.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração

As frequências/períodos e modos de vibração obtidos nos modelos para a análise do comportamento da estrutura para a acção do vento são apresentadas na Tabela 18:

Modelo	Aberturas	"Outrigger"	Modo	Movimento Principal	Frequência (Hz)	Período (s)
Elementos de Barra	Com	Sem	1	Translação X	0,154	6,48
			2	Translação Y	0,165	6,05
			3	Torção Z	0,372	2,69
Barra Única	Com	Sem	1	Translação X	0,200	5,00
			2	Translação Y	0,220	4,54
			3	Torção Z	0,668	1,50
Elementos de Casca (1)	Com	Sem	1	Translação X	0,148	6,76
			2	Translação Y	0,186	5,37
			3	Torção Z	0,277	3,61
Elementos de Casca (2)	Com	Com	1	Translação X	0,167	5,98
			2	Translação Y	0,208	4,81
			3	Torção Z	0,283	3,53

Tabela 18 - Modos de vibração, frequências e períodos dos modelos para a análise do vento

Uma vez mais, à semelhança dos pontos anteriores relativos ao mesmo tópico, os principais modos de vibração mantêm-se inalterados. Existem novamente translações e também rotações puras, como se verifica no prévio exemplo ilustrativo da Figura 49. Assim sendo, não se utilizará aqui nova figura para demonstrar novamente o que já se verificou anteriormente.

Quando se comparam os resultados dos 3 primeiros modelos com os da Tabela 10 do Capítulo 3, rapidamente se nota que as frequências são um pouco menores e os períodos também dado a se terem retirado os últimos 28 metros ao edifício. Contudo, os valores encontram-se na mesma ordem de grandeza, vindo confirmar que as diferenças de comportamento de um edifício com 200 metros e 228 metros são reduzidas.

Não se tendo alterado a fisionomia do edifício, a translação segundo X continua a ser o modo fundamental, seguindo a translação segundo Y e a rotação em torno de Z.

De resto, os valores vêm confirmar tudo aquilo que em pontos anteriores já se tinha verificado. O modelo efectuado através de uma barra única, continua sem dúvida o mais rígido e os modelos feitos com elementos de barra ou elementos de casca muito próximos um do outro em termos de valores.

A introdução de um “outrigger” no último modelo, vem diminuir o período e aumentar a frequência como esperado, podendo-se deduzir que os deslocamentos são menores, estando este elemento a realizar a sua função.

5.3.1.2 – Deslocamentos

À semelhança do realizado no ponto 3, começa-se a análise pelos deslocamentos horizontais e rotação por torção, seguindo-se para os deslocamentos verticais das paredes do núcleo central.

A existência ou não de aberturas, “outriggers” e excentricidade do vento apresenta-se na Tabela 19, sendo que a disposição referida é igualmente adoptada para todas as tabelas de valores a apresentar ora em diante. Os deslocamentos horizontais e rotações obtidas são apresentados na Tabela 20.

Modelo	Aberturas	"Outriggers"	Excentricidade do Vento
Elementos de Barra	Com	Sem	Sem
Barra única	Com	Sem	Sem
Elementos de Casca (1)	Com	Sem	Com
Elementos de Casca (2)	Com	Com	Com

Tabela 19 - Quadro síntese da existência de aberturas, “outriggers” e excentricidade do vento

Modelo	Deslocamentos			
	Segundo X (m)	Segundo Y (m)	Rotação em Z (rad) Vento X	Rotação em Z (rad) Vento Y
Elementos de Barra	0,059	0,099	0,00000	0,00001
Barra única	0,030	0,057	0,00000	0,00000
Elementos de Casca (1)	0,063	0,071	0,00009	0,00031
Elementos de Casca (2)	0,045	0,055	0,00008	0,00029

Tabela 20 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota de 200 m, para a acção do vento

A nível de deslocamentos horizontais, tanto em X como em Y, obtiveram-se os valores esperados.

O modelo de barra única, sendo o mais rígido, como referido várias vezes, apresenta os menores deslocamentos e o modelo realizado com recurso a elementos de barra os maiores. Tal e qual o que se verificou para os valores da Tabela 9 no Capítulo 3.

Contudo, poderia eventualmente pensar-se que o modelo realizado através de elementos de casca e que não possui nenhum “outrigger”, chegasse a apresentar valores bastante mais próximos dos do modelo de elementos de barra, mas tal não se verifica. Os valores são mais baixos e a explicação para tal é simples. Com a consideração de excentricidade para a actuação do vento, a resultante das forças dessa acção horizontal, seja em X ou em Y, é menor, dado a superfície de contacto do edifício com o vento ser menor, traduzindo-se assim em menores deslocamentos horizontais.

Ainda a nível de deslocamentos horizontais, entre os modelos de elementos de casca, aquele que possui menores valores (elementos de casca (2)) vem indicar de forma bem clara que o “outrigger” existente nesse modelo exerce correctamente a sua função, levando à diminuição dos deslocamentos horizontais.

Já a nível de rotações em torno do eixo Z, nem todos os valores foram os esperados. Com a actuação do vento segundo X, as rotações teriam de ser sempre nulas, tanto no modelo de barra única como no de elementos de barra, uma vez que o braço entre a resultante de forças e o centro de corte é zero. Mas segundo Y, o facto de o valor ser nulo, ou praticamente nulo para o modelo de elementos de barra, não era o esperado dado a existência de uma distância ainda considerável entre a resultante e o centro de corte do piso. A explicação que se encontra é que no caso dos modelos de barra única e de barras a modelar cada parede, o efeito das barras rígidas nos núcleos impede parte desta rotação.

Entre os modelos de elementos de casca, os valores apresentam-se bastante próximos. O “outrigger” não afecta directamente as rotações, apenas exerce influência nos deslocamentos horizontais. Uma vez mais se verifica que os “outriggers” são eficientes para reduzir os deslocamentos mas muito menos eficientes para controlar as rotações dos pisos.

A análise em termos de deslocamentos verticais dos pontos de referência das paredes do núcleo central é apresentada nas Figuras 58 a 61.

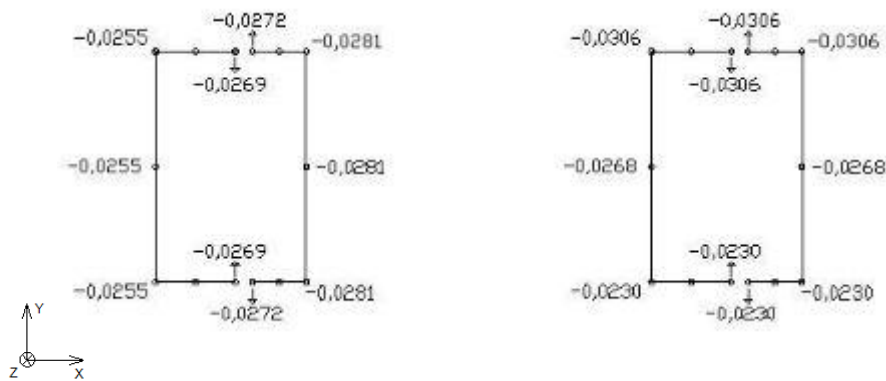


Figura 58 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de barra com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

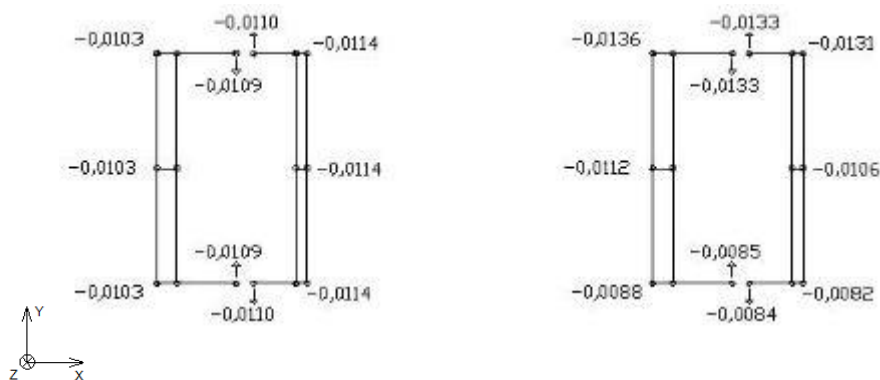


Figura 59 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de barra única com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

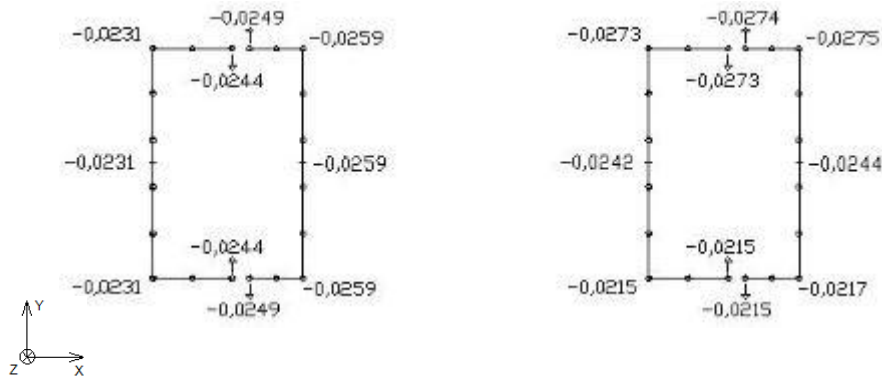


Figura 60 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

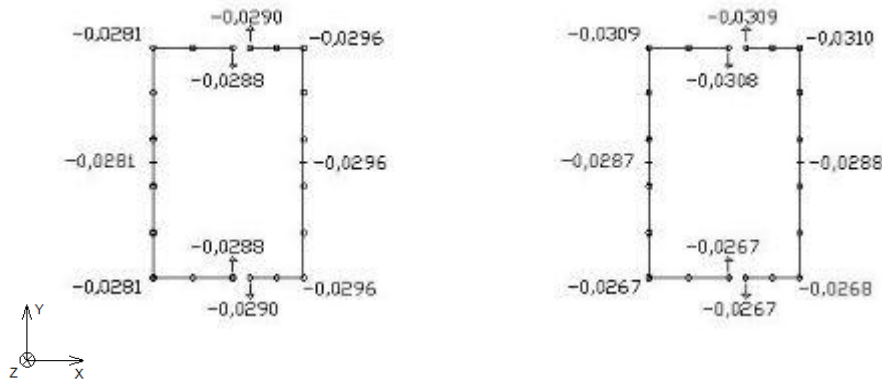


Figura 61 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

Tendo em consideração os valores das figuras acima e também os da Tabela 20, verifica-se que não existem deslocamentos verticais que indiquem a existência de empenamento tanto para o modelo de barra única como para o de elementos de barra.

Assim sendo, os deslocamentos verticais apresentados pelos elementos destes dois modelos resultam apenas das translações horizontais dos mesmos e das condições fronteira do núcleo central (encastrado-livre).

Face aos modelos de elementos de casca, actuando o vento segundo X, as conclusões são muito semelhantes aos modelos de barra dos parágrafos anteriores, verificando-se que neste caso existe uma ligeira rotação.

Já quando se analisam os valores para a actuação do vento segundo Y a situação é distinta. Com uma rotação um pouco maior pode-se concluir que os deslocamentos verticais resultam da acção

conjunta de translação e rotação, o que corresponde a verificar que existe empenamento em cada uma das metades do núcleo central.

5.3.1.3 – Tensões

Os valores de tensão dos vários elementos estão representados pelas Tabela 21 e 22, no caso do modelo de elementos de barra e barra única, e pelas Figuras 62 e 63, no caso dos modelos de elementos de casca.

Parede	Vento	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)	Tensão de Rotura (MPa)
13,3 x 0,80	Na direcção X	22,16	0,07	22,23	46,70
1,20 x 4,60	Na direcção X	12,28	1,28	13,56	46,70
1,20 x 3,10	Na direcção X	16,04	1,36	17,40	46,70
13,3 x 0,80	Na direcção Y	16,05	9,96	26,01	46,70
1,20 x 4,60	Na direcção Y	21,80	0,29	22,09	46,70
1,20 x 3,10	Na direcção Y	23,31	0,18	23,49	46,70

Tabela 21 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e modeladas com recurso a elementos de barra

Parte do NC	Vento	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)	Tensão de Rotura (MPa)
Esquerda	Na direcção X	4,78	1,56	6,34	46,70
Direita	Na direcção X	8,01	0,22	8,23	46,70
Esquerda	Na direcção Y	6,44	8,11	14,55	46,70
Direita	Na direcção Y	6,12	8,08	14,20	46,70

Tabela 22 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e sem excentricidade de actuação do vento ou “outriggers” para modelo de barra única

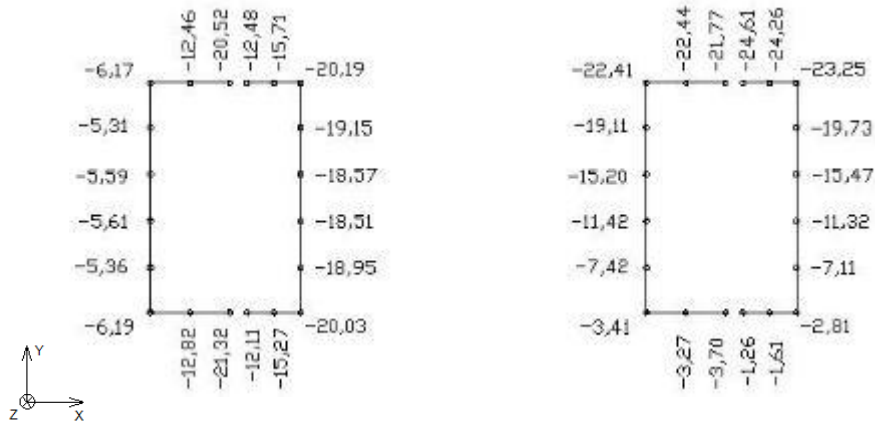


Figura 62 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

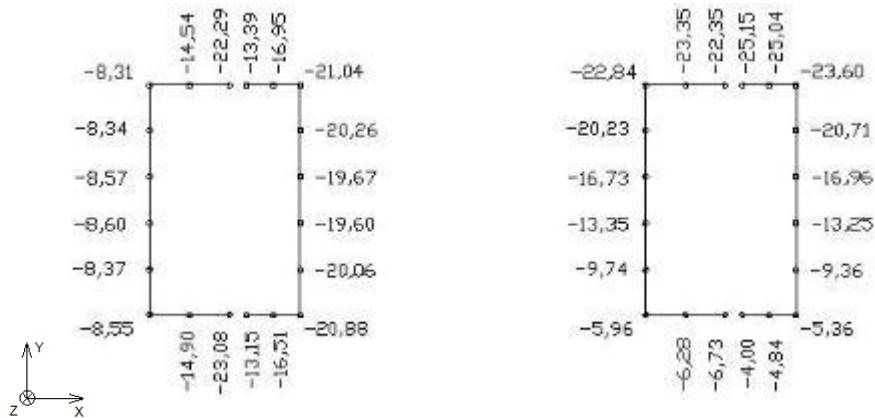


Figura 63 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

Das Tabelas 21 e 22, verifica-se que ainda existe uma boa folga entre as tensões existentes e a tensão de rotura. Também é visível que, no caso do modelo de barra única, essa folga é muito maior do que no modelo de elementos de barra. Esta situação verifica-se portanto uma vez mais, à semelhança do sucedido na análise do Capítulo 3 do presente trabalho, focando assim que o modelo de barra única, embora viável, tem as suas limitações.

De facto, modelando o núcleo central com uma barra única, embora mais rápido que a modelação por elementos de barra ou elementos de casca, perde-se precisão e também percepção da distribuição de tensões na secção transversal do núcleo.

Para avaliar a existência de empenamento e comportamento do núcleo central, a modelação com recurso a elementos de casca é aquela que, dentro das três, permite retirar maior informação.

Analisando os valores de ambos os modelos, aparentemente as tensões parecem estar relacionadas apenas com translações puras. Com a acção do vento a actuar segundo X, isso é praticamente verdade, já que através da Tabela 21 se podem observar em ambos os modelos rotações muito baixas. Além do mais, comparando as tensões das extremidades dos banzos de uma das metades do núcleo central, evidenciam-se diferenças na ordem dos 0,3 e 0,8 MPa, as quais traduzem o efeito das pequenas rotações existentes.

Já para a actuação do vento segundo Y se nota uma acentuada diferença de tensões nas extremidades dos banzos. É algo que não só se verifica entre os banzos da mesma metade do núcleo central (com diferenças de 18 ou 16 MPa), como entre os banzos simetricamente opostos face ao eixo Y (com diferenças de 3 MPa).

Contudo, estas diferenças de tensões não dizem respeito, exclusivamente, ao empenamento existente. As diferenças de 18 ou 16 MPa, entre os banzos da mesma metade do núcleo central, têm sobretudo a ver com as translações a que os elementos do edifício estão sujeitos, estando uma pequena parte destas diferenças relacionada com o empenamento. Já as pequenas diferenças de 3 MPa, entre banzos simetricamente opostos face ao eixo Y, vêm evidenciar que realmente existe empenamento mas também que o seu efeito é relativamente pequeno.

Mais uma vez, à semelhança do que se verificou para os deslocamentos verticais, a existência de excentricidade na secção, embora com um valor pequeno (5%), vem desempenhar um papel importante na existência das rotações dos pisos num edifício alto.

5.3.2 – Vento como única acção actuante

É importante em serviço avaliar o efeito directo que a actuação isolada do vento exerce sobre o edifício.

De facto, todas as cargas verticais existentes nos pisos levam a que as tensões nas paredes do núcleo central, que têm vindo a ser apresentadas, tenham valores negativos, visto serem mais influentes do que as tensões resultantes das demais acções laterais aplicadas ao edifício.

Assim, são apresentados agora os deslocamentos e as tensões apenas para a acção do vento.

5.3.2.1 – Frequências/Períodos e Modos de Vibração

Embora se esteja a considerar unicamente a acção do vento, a nível das componentes físicas nada foi alterado ao edifício. Como tal, as frequências/períodos e modos de vibração permanecem inalterados face ao que foi apurado e se encontra representado na Tabela 18.

5.3.2.2 – Deslocamentos

A nível de deslocamentos horizontais e rotações obtiveram-se os seguintes valores da Tabela 23.

A acção do vento neste caso não se encontra minorada por nenhum coeficiente, não sendo por isso de estranhar que os valores sejam superiores, em pouco mais do triplo, face aos da Tabela 20.

Passando agora à análise concreta dos valores, rapidamente se percebe que a acção do vento é importante em edifícios altos. Observam-se deslocamentos horizontais que variam entre os 13 e os 21 centímetros segundo X e os 18 e os 33 centímetros segundo Y.

Modelo	Deslocamentos			
	Segundo X (m)	Segundo Y (m)	Rotação em Z (rad) Vento X	Rotação em Z (rad) Vento Y
Elementos de Barra	0,211	0,329	0,00000	0,00005
Barra Única	0,128	0,190	0,00000	0,00000
Elementos de Casca (1)	0,208	0,236	0,00028	0,00104
Elementos de Casca (2)	0,150	0,183	0,00026	0,00095

Tabela 23 - Deslocamentos horizontais e rotações, medidos à cota 200 m, para o vento como acção horizontal única

São deslocamentos bastante elevados, percebendo-se a razão para estudos aerodinâmicos e soluções para na prática minimizar o seu efeito, desde “outriggers” a “mass dumpers” no topo dos edifícios.

A nível de rotações, continuam-se a verificar valores nulos ou quase nulos para os modelos de barra única e de elementos de barra.

Já a nível das rotações resultantes dos modelos de elementos de casca, é expectável que, sendo os valores da Tabela 23 mais elevados que os da Tabela 20, as conclusões retiradas ganhem importância, tal como se pode avaliar dos deslocamentos verticais das paredes do núcleo central das Figuras 64 a 67.

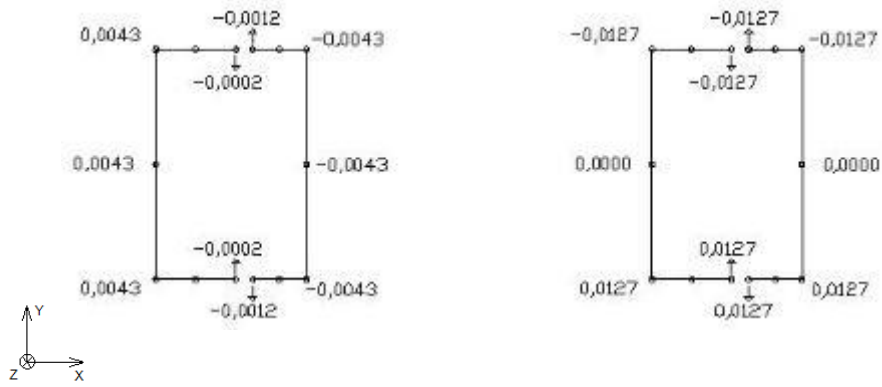


Figura 64 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de barra com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

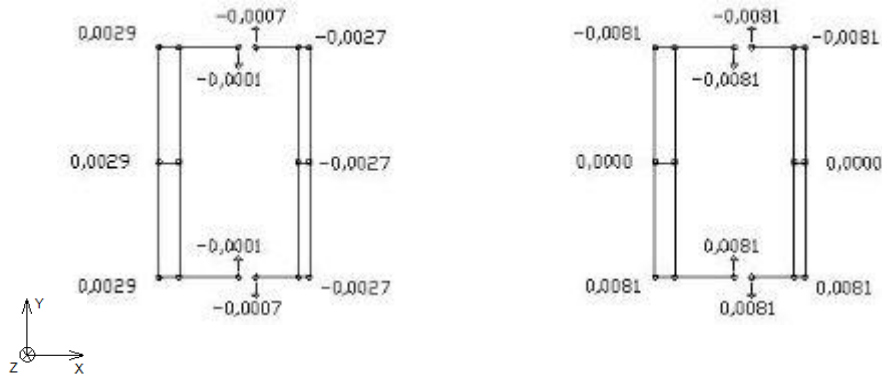


Figura 65 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de barra única com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

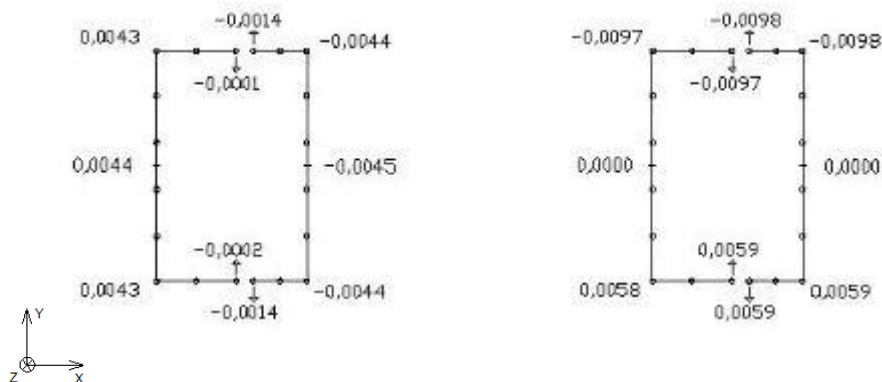


Figura 66 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

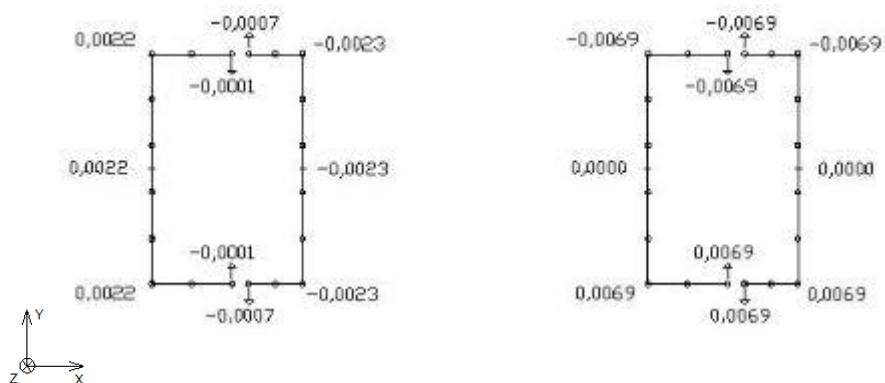


Figura 67 - Deslocamentos verticais (m), medidos à cota de 200 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

Continua, contudo, a observar-se que os deslocamentos resultantes do empenamento do núcleo central são pequenos, dado que eles se afiguram resultar quase só de translações puras do modelo de edifício. Na realidade estes deslocamentos continuam a ser um produto conjunto das translações e rotações resultantes da acção do vento.

5.3.2.3 – Tensões

Em termos de deslocamentos verticais, não foi possível ver nitidamente a existência de empenamento. No entanto, é possível que as tensões mostrem os efeitos que correspondem a pequenas diferenças em termos dos deslocamentos verticais do piso.

Face às tensões para os modelos de elementos de barra e barra única, as mesmas encontram-se especificadas nas Tabelas 24 e 25, respectivamente, sendo que as tensões dos modelos e elementos de casca se encontram expostas nas Figuras 68 e 69.

Parede	Vento	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
13,3 x 0,80	Na direcção X	4,42	0,05	4,47
1,20 x 4,60	Na direcção X	1,10	0,40	1,50
1,20 x 3,10	Na direcção X	1,68	0,96	2,64
13,3 x 0,80	Na direcção Y	0,00	6,64	6,64
1,20 x 4,60	Na direcção Y	5,66	0,05	5,71
1,20 x 3,10	Na direcção Y	6,43	0,04	6,47

Tabela 24 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota e 0 m, nas paredes do núcleo central para modelo feito com recurso a elementos de barra

Parte do NC	Vento	Tensão devida a N (MPa)	Tensão devida a M (MPa)	Tensão Total (MPa)
Esquerda	Na direcção X	1,11	1,06	2,17
Direita	Na direcção X	1,26	0,15	1,41
Esquerda	Na direcção Y	0,00	5,40	5,40
Direita	Na direcção Y	0,00	5,39	5,39

Tabela 25 - Máximas tensões de compressão, medidas à cota de 0 m, nas paredes do núcleo central com aberturas e sem excentricidade de actuação do vento ou “outriggers” para modelo de barra única

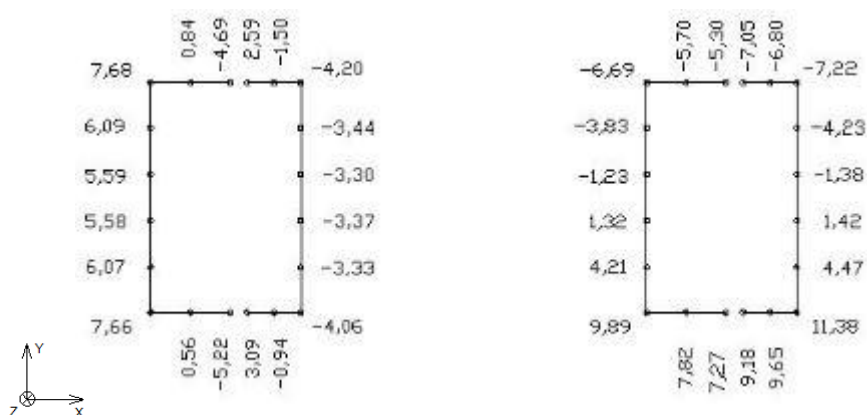


Figura 68 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (1) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

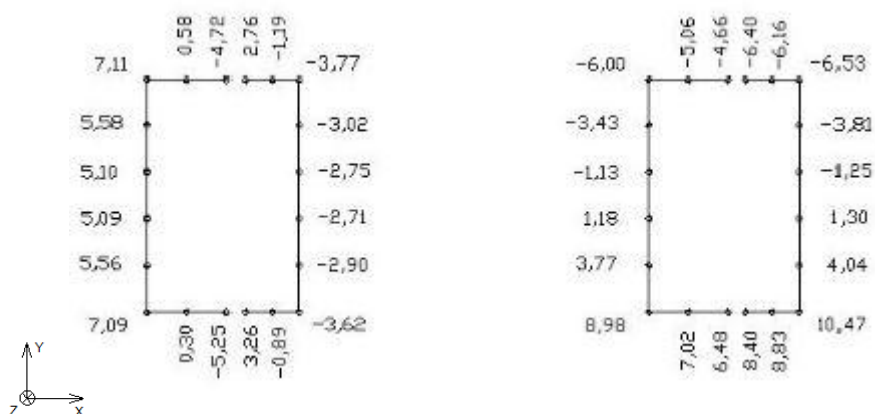


Figura 69 - Tensões (MPa), medidas à cota de 0 m, nas paredes resistentes do núcleo central do modelo de elementos de casca (2) com o vento a actuar segundo X (esquerda) e segundo Y (direita)

Obviamente que a acção do vento, só por si, não seria suficiente para atingir a tensão de rotura das paredes resistentes do núcleo central, verificando-se até, como esperado, que os valores estão bem mais longe de atingir essa tensão comparativamente aos apurados para a combinação usada em 5.3.1, como se pode observar através dos valores apurados para os modelos de elementos de barra e barra única que estão dispostos nas Tabela 24 e 25, respectivamente.

Não obstante tal facto, verifica-se nos elementos dispostos perpendicularmente à direcção de actuação do vento, que o valor de tensão corresponde entre 10% a 15% da tensão de rotura.

Relativamente aos modelos de elementos de casca, por comparação dos valores da Figura 68 com a 69, percebe-se que a existência de “outriggers” provoca uma diminuição global das tensões por consequência da diminuição dos deslocamentos horizontais.

Para além do mais, podem-se verificar pequenas diferenças entre as tensões apuradas nas extremidades dos banzos do núcleo central, quer com a acção do vento segundo X quer segundo Y. Este facto vem de encontro ao que se referiu no último parágrafo relativamente aos deslocamentos verticais das paredes.

Assim sendo, através de tudo o que foi referido, conclui-se que existem deslocamentos de empenamento.

5.4 – Análise em termos de conforto

Pretende-se por fim avaliar, a nível da percepção humana, quais os efeitos da acção do vento e quais as diferenças provenientes dos vários tipos de modelação utilizados face a este aspecto.

Esta avaliação é normalmente feita por controlo das acelerações. Assim, são determinadas as máximas acelerações de pico provocadas pela actuação do vento, mediante a equação 5.24 referida no ponto 5.2.3.

Estes valores são comparados com um gráfico da norma ISO 6897, gráfico este que permite, mediante uma curva, avaliar as vibrações não usuais dos edifícios destinados a utilizações gerais. Por sua vez, é possível perceber, a nível de conforto, aonde se situam os resultados dos diversos modelos e também qual a influência dos deslocamentos de empenamento face à percepção humana.

Os resultados parciais necessários (equação 5.1 a 5.28) são apresentados em tabelas resumo.

De notar ainda que, contrariamente ao considerado para análise dos esforços do vento, se utiliza a totalidade do edifício (228 metros).

- Dados base:

Edifício de Estudo	
Altura (m)	228
Nº de pisos	57
Forma da secção	Rectângular
Dimensão da secção (m ²)	1371,72
Material estrutural	Betão Armado
ρ edif (Kg/m ³)	2500

Tabela 26 - Dados base comuns aos modelos de estudo em termos de conforto

- Frequências fundamentais e existência de aberturas e “outriggers”:

Modelo	Aberturas	"Outriggers"	Excentricidade do Vento	Frequências Fundamentais segundo X (s ⁻¹)	Frequências Fundamentais segundo Y (s ⁻¹)
Elementos de barra	Com	Sem	Sem	0,129	0,136
Barra Única	Com	Sem	Sem	0,165	0,176
Elementos de Casca (1)	Com	Sem	Com	0,124	0,150
Elementos de Casca (2)	Com	Com	Com	0,142	0,169

Tabela 27 - Resumo das frequências fundamentais e existência de aberturas e “outriggers”

- Velocidade base e Velocidade média do vento:

Velocidade base do vento	
C_{dir}	1,0
$C_{gustation}$	1,0
$v_{b,0}$ (m/s)	27 (Zona A)
v_b (m/s)	27

Tabela 29 - Dados da velocidade base do vento

Velocidade média do vento	
$c_s(z)$	1,0
$c_t(z)$	1,50
k_s	0,19
z_s (m)	136,8
z_o (m)	0,05 (Zona II)
$v_m(z)$ (m/s)	40,60

Tabela 28 - Dados da velocidade média do vento

- Força exercida pelo vento (F_w):

Vento a actuar segundo a direcção X				
Coeficientes e Forças do vento (F_w)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos Finitos (1)	Elementos Finitos (2)
$q_p(Z_e)$ (Pa)	1941,45			
$c_s c_d$	1,07	1,02	1,07	1,05
A (m ²)	6475,2	6475,2	5827,68	5827,68
c_{f0}	1,75			
ψ_r	1,0			
ψ_λ	0,675			
c_f	1,18			
v (Hz)	0,107	0,128	0,104	0,115
k_p	3,09	3,15	3,08	3,12
k_r	0,19			
k_l	1,0			
σ_v (m/s)	5,13			
$I_v(Z_e)$	0,13			
Z_e (m)	136,8			
Z_t (m)	200			
L_t (m)	300			
α	0,52			
$L(Z_e)$ (m)	246,2			
B^2	0,52			
$f_L(z,n)$	0,78	1,00	0,75	0,86
$S_L(z,n)$	0,14	0,12	0,14	0,13
η_h	3,33	4,26	3,20	3,67
η_b	0,42	0,53	0,40	0,46
R_h	0,26	0,21	0,26	0,24
R_b	0,77	0,72	0,78	0,75
R^2	1,15	0,79	1,21	1,00
δ_s (m)	0,10			
δ_a (m)	0,0163	0,0127	0,0170	0,0148
δ_d (m)	0,00			
δ (m)	0,12	0,11	0,12	0,11
m_e (Kg/m)	342930			
F_w (kN)	15831,28	15074,50	14362,56	13970,09

Tabela 30 - Dados para o cálculo das forças exercidas pelo vento segundo a direcção X

Vento a actuar segundo a direcção Y				
Coeficientes e Forças do vento (F_w)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos Finitos (1)	Elementos Finitos (2)
$q_p(Z_e)$ (Pa)	1941,45			
$c_s c_d$	1,01	0,96	0,99	0,97
A (m^2)	11012,4	11012,4	9911,16	9911,16
c_{f0}	2,31			
ψ_r	1,0			
ψ_λ	0,675			
c_f	1,56			
v (Hz)	0,107	0,127	0,114	0,123
k_p	3,09	3,15	3,11	3,14
k_r	0,19			
k_l	1,0			
σ_v (m/s)	5,13			
$I_v(Z_e)$	0,13			
Z_e (m)	136,8			
Z_t (m)	200			
L_t (m)	300			
α	0,52			
$L(Z_e)$ (m)	246,2			
B^2	0,51			
$f_l(z,n)$	0,82	1,07	0,91	1,02
$S_l(z,n)$	0,13	0,12	0,13	0,12
η_h	3,51	4,55	3,87	3,37
η_b	0,74	0,96	0,82	0,92
R_h	0,24	0,20	0,22	0,20
R_b	0,64	0,58	0,62	0,59
R^2	0,82	0,54	0,71	0,58
δ_s (m)	0,10			
δ_a (m)	0,026	0,020	0,024	0,021
δ_d (m)	0,00			
δ (m)	0,13	0,12	0,13	0,13
m_e (Kg/m)	342930			
F_w (kN)	33637,16	32118,18	29734,00	29109,25

Tabela 31 - Dados para o cálculo das forças exercidas pelo vento segundo a direcção Y

- Aceleração máxima de pico ($a_{m\acute{a}x}$):

Vento a actuar segundo a direcção X				
Coeficientes e Aceleração de Pico ($a_{m\acute{a}x}$)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos de Casca (1)	Elementos de Casca (2)
$\sigma_{a,x}(h)$ (m/s ²)	0,041	0,034	0,042	0,038
$K_x(h)$	1,5	1,5	1,5	1,5
$\phi_{1,x}(h)$	1,0	1,0	1,0	1,0
$a_{m\acute{a}x,x}$ (m/s²)	0,13	0,11	0,13	0,12

Tabela 32 - Dados para o cálculo das acelerações de pico com o vento a actuar segundo X

Vento a actuar segundo a direcção Y				
Coeficientes e Aceleração de Pico ($a_{m\acute{a}x}$)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos de Casca (1)	Elementos de Casca (2)
$\sigma_{a,y}(h)$ (m/s ²)	0,078	0,063	0,072	0,065
$K_y(h)$	1,5	1,5	1,5	1,5
$\phi_{1,y}(h)$	1,0	1,0	1,0	1,0
$a_{m\acute{a}x,y}$ (m/s²)	0,24	0,20	0,22	0,21

Tabela 33 - Dados para o cálculo das acelerações de pico com o vento a actuar segundo Y

Apuradas as acelerações do piso superior para a acção do vento nos diversos modelos, é ainda necessário convertê-las em acelerações rms (do inglês “root mean square”) e alterar o período de retorno de 50 para 5 anos. Só assim se pode saber onde se localizam as acelerações no gráfico da norma ISO 6897 e tirar as respectivas conclusões.

Para se efectuar a primeira alteração, foi necessário considerar o factor de pico igual à unidade e para alterar o período de retorno foi utilizada a seguinte expressão:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \times \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \times \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (5.31)$$

A equação referida, e que faz parte da EN 1991-1-4, traduz um parâmetro (c_{prob}) que multiplicado aos valores de referência da velocidade do vento, permite obter valores de velocidade média do vento referida a intervalos de 10 minutos e com uma probabilidade p de ser excedida.

Os parâmetros K e n tomam o valor de 0,2 e 0,5, respectivamente. São valores recomendados pela EN 1991-1-4 e que correspondem a admitir que os valores máximos anuais da velocidade média do vento são modelados por uma distribuição de extremos do tipo I, Gumbel, de valores máximos. Assim, os novos valores de acelerações rms são os apresentados nas Tabelas 34 e 35.

Vento a actuar segundo a direcção X				
Novos coeficientes e Acelerações rms ($acel_{rms}$)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos de Casca (1)	Elementos de Casca (2)
v_b (m/s)	27			
C_{prob}	1,12			
$v_m(z_e)$ (m/s)	30,30			
σ_v (m/s)	5,13			
$I_v(z_e)$	0,17			
$f_L(z,n)$	1,05	1,34	1,01	1,16
$S_L(z,n)$	0,12	0,10	0,12	0,11
η_h	4,46	5,71	4,29	4,92
η_b	0,56	0,71	0,53	0,61
R_h	0,20	0,16	0,21	0,18
R_b	0,71	0,66	0,72	0,69
δ_s (m)	0,10			
δ_a (m)	0,0122	0,0095	0,0127	0,0110
δ_d (m)	0,00			
δ (m)	0,11	0,11	0,11	0,11
R^2	0,74	0,49	0,79	0,63
$\sigma_{a,x}(h)$ (m/s^2)	0,025	0,020	0,025	0,023
$acel_{rms}$ (m/s^2)	0,025	0,020	0,025	0,023

Tabela 34 - Dados para o cálculo das acelerações rms com o vento a actuar segundo X

Vento a actuar segundo a direcção Y				
Novos coeficientes e Acelerações rms ($acel_{rms}$)	Elementos de Barra	Barra Única	Elementos de Casca (1)	Elementos de Casca (2)
v_b (m/s)	27			
C_{prob}	1,12			
$v_m(Z_e)$ (m/s)	30,30			
σ_v (m/s)	5,13			
$I_v(Z_e)$	0,17			
$f_l(z,n)$	1,10	1,43	1,22	1,37
$S_l(z,n)$	0,12	0,10	0,11	0,10
η_h	4,71	6,09	5,19	5,85
η_b	1,00	1,29	1,10	1,24
R_h	0,19	0,15	0,17	0,16
R_b	0,57	0,50	0,54	0,51
δ_s (m)	0,10			
δ_a (m)	0,020	0,015	0,018	0,016
δ_d (m)	0,00			
δ (m)	0,12	0,12	0,12	0,12
R^2	0,51	0,32	0,43	0,35
$\sigma_{a,y}(h)$ (m/s^2)	0,046	0,036	0,042	0,038
$acel_{rms}$ (m/s^2)	0,046	0,036	0,042	0,038

Tabela 35 - Dados para o cálculo das acelerações rms com o vento a actuar segundo Y

Estando-se, neste momento, na posse de todos os valores de acelerações rms, é finalmente possível utilizar os mesmos para realizar uma análise comparativa com recurso ao gráfico da norma ISO 6897.

De modo a ser mais perceptível e a facilitar a análise, colocam-se, para cada tipo de modelo, o gráfico da norma ISO 6897 já com os valores das acelerações rms.

Os valores da ordenada dos gráficos correspondem às variações no plano horizontal do edifício, servindo portanto para avaliar qualquer posição do corpo humano, tais como, sentado, deitado ou de pé.

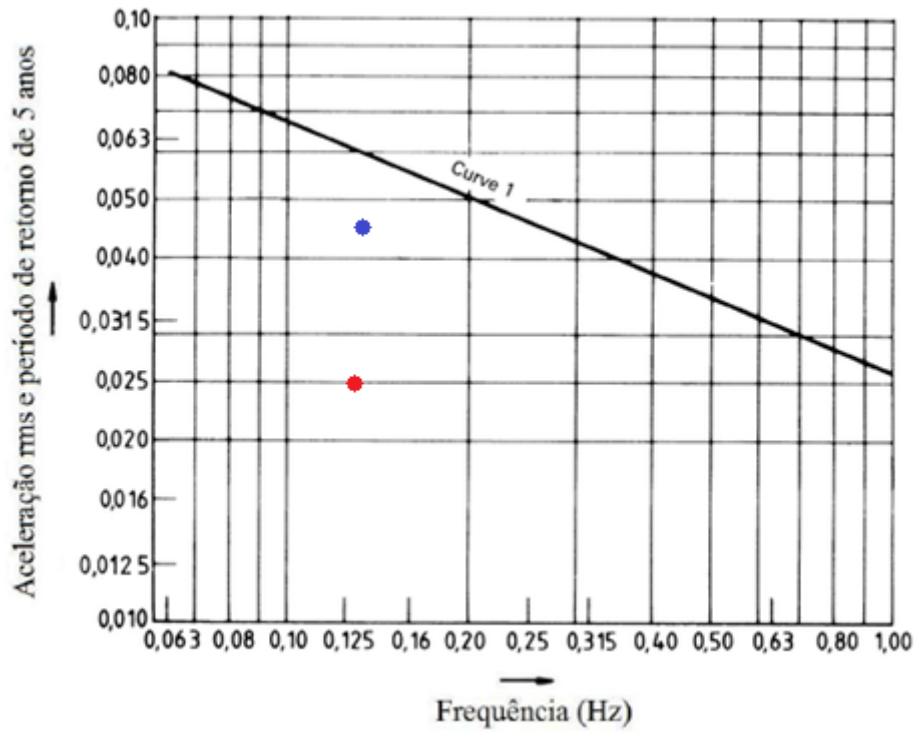


Figura 70 - Acelerações rms do modelo de elementos de barra para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)

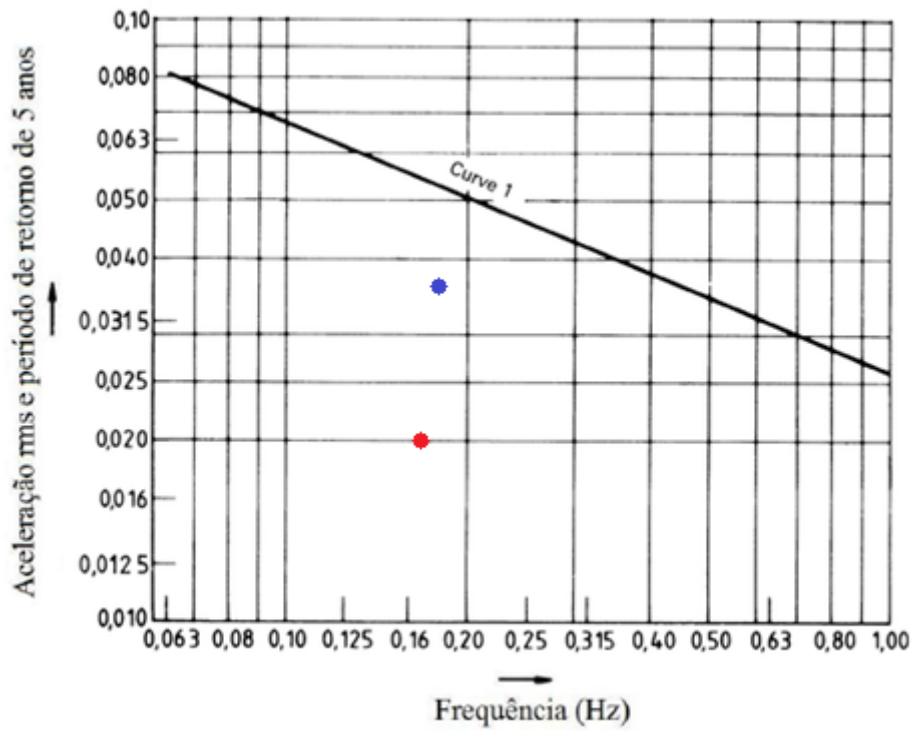


Figura 71 - Acelerações rms do modelo de barra única para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)

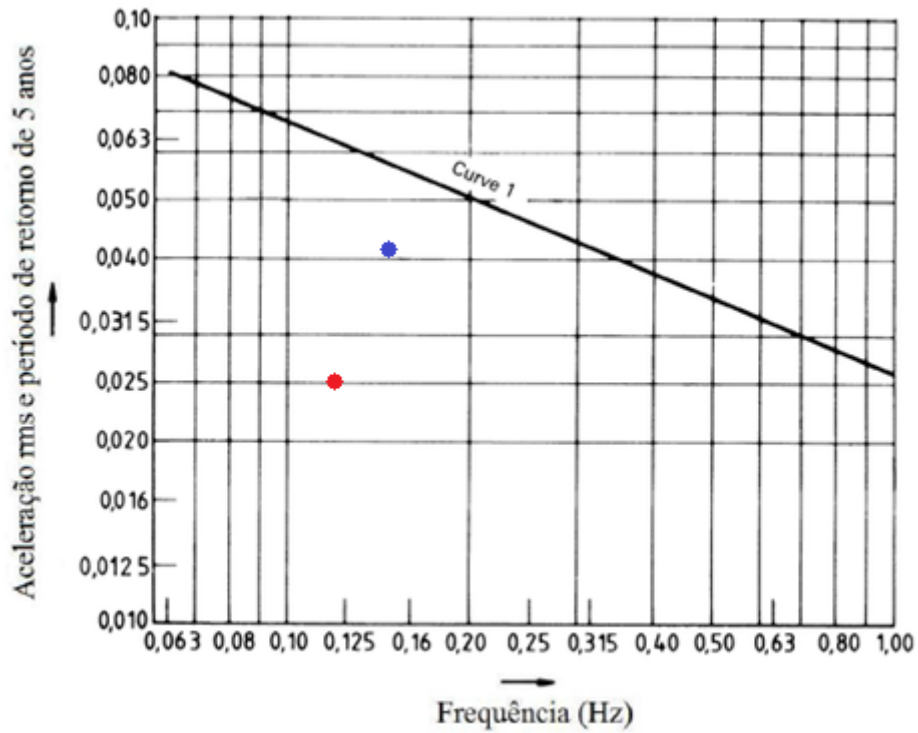


Figura 72 - Acelerações rms do modelo de elementos de casca (1) para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)

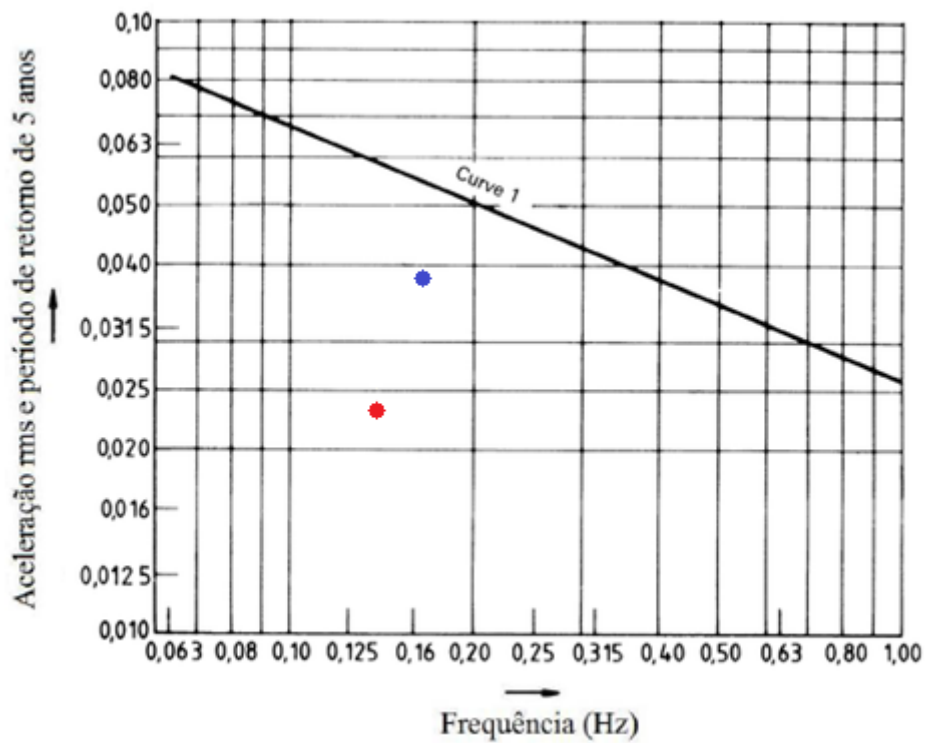


Figura 73 - Acelerações rms do modelo de elementos de casca (2) para o vento a actuar segundo X (vermelho) e segundo Y (azul)

Das Figuras 70 a 73, verifica-se que todos os valores de acelerações se encontram afastados, com um intervalo confortável, relativamente à curva que estipula os limites admissíveis.

Assim, pode afirmar-se que o vento não parece influenciar em termos de conforto os habitantes do topo do edifício em questão.

Em termos das modelações utilizadas, ao contrário do que se tem referido ao longo deste trabalho, perante os valores de acelerações apurados, o modelo de barra única está a par dos restantes. Sem dúvida que apresenta valores um pouco mais baixos comparativamente às restantes modelações, em parte devido à sua maior rigidez, mas o facto de as diferenças serem pequenas vem possibilitar afirmar que a realização de modelos com recurso a barra única é viável para esta avaliação.

Contudo, o modelo de elementos de barra, bem como ambos os modelos de elementos de casca, provam ser, mais uma vez, aqueles que fornecem maior informação e percepção do comportamento da estrutura. Este maior volume de informação é mais notório nos modelos de elementos de casca, proveniente de uma maior discretização dos demais elementos.

A nível das acelerações obtidas, o facto das mesmas serem menores segundo X do que segundo Y é verificada em todos os casos.

Por último, por comparação dos valores de acelerações de ambos os modelos realizados através de elementos de casca, torna-se visível que a colocação de um “outrigger”, no modelo de elementos de casca (2), vem provocar uma diminuição das acelerações face às do modelo de elementos de casca (1). A existência de “outriggers”, como já referido, vem provocar uma diminuição dos deslocamentos horizontais e, por sua vez, esta análise mostra que a essa diminuição de deslocamentos está associada uma diminuição de acelerações.

5.5 – Conclusões sobre o efeito da acção do vento

Com a consideração da acção do vento foram possíveis obter algumas conclusões importantes.

Da comparação entre uma combinação de acções, utilizando o vento como acção variável base, e a actuação de uma acção única, o vento, foi possível entender que esta acção horizontal é importante. Os elevados deslocamentos horizontais (entre 13 e 21 centímetros), bem como as tensões registadas só para esta acção (10 a 15% da tensão de rotura) vêm demonstrar a sua importância.

Compreendem-se por isto todas as medidas que têm sido utilizadas para reduzir os efeitos da acção do vento, como sejam a introdução de elementos como os “outriggers”, contrapesos no topo dos edifícios, câmaras de fluidos, entre outros, assim como a necessidade de análises aerodinâmicas, com o intuito avaliar bem as pressões do vento nos edifícios altos e as suas consequências.

Foi também possível, através desta mesma comparação, entender que os deslocamentos verticais de empenamento são, em geral, bastante reduzidos, só detectados pelas tensões longitudinais criadas, já que correspondem a diferenças mínimas nos deslocamentos verticais de corpo rígido dos pisos.

Através da análise em termos de conforto, avaliando as acelerações de pico conseguiu-se perceber que qualquer uma das modelações utilizadas ao longo do trabalho é viável para avaliar este efeito. Ainda através das acelerações se conseguiu perceber o efeito que a introdução de “outriggers” tem na redução das acelerações sentidas e também dos deslocamentos, para a acção do vento.

Relativamente às várias formas de modelação possíveis, a modelação por barra única é aquela que oferece menor volume de dados embora sem se ter de forma directa as distribuições de tensões no núcleo central que se está a modelar. Por seu lado as modelações por elementos de barra e elementos de casca vêm permitir uma maior percepção, dadas as maiores discretizações dos vários elementos, sobretudo quando se modela com recurso a elementos de casca.

Capítulo 6 – Conclusões Finais

No dimensionamento de edifícios altos e flexíveis e, por isso, sensíveis à acção do vento, o seu dimensionamento deve ter em conta esta acção no estado limite último e também em serviço, sendo neste caso particularmente importante.

Para efectuar o seu estudo é necessária uma modelação adequada da estrutura, nomeadamente do núcleo central de paredes, existindo várias formas possíveis.

Foram utilizados 3 métodos distintos de modelação dos núcleos: elementos de barra, barra única e elementos de casca. Foram avaliadas as vantagens e desvantagens destes métodos, nomeadamente comparando as frequências, os deslocamentos (horizontais e verticais) e tensões axiais nos núcleos utilizando as 3 modelações.

No Capítulo 3 foi efectuada um estudo comparativo entre os 35 primeiros pisos do edifício de estudo e o edifício completo. A nível de frequências e deslocamentos horizontais obteve-se o esperado, sendo que os mesmos são proporcionais à altura e rigidez total. Relativamente aos deslocamentos verticais das paredes do núcleo central, não é fácil verificar a existência de empenamento no caso do edifício com os 35 primeiros pisos, mas para o edifício completo verificou-se a existência de pequenas diferenças entre as extremidades dos banzos do núcleo central. Esta diferença de deslocamentos verticais traduz-se numa distribuição de tensões que se sobrepõe às tensões devidas às cargas verticais e que resulta do efeito do empenamento do núcleo no caso de uma acção que produz um momento torsor. Contudo, estas tensões são pequenas quando comparadas com as que resultam das cargas verticais.

É também sabido que em edifícios altos são usados vários dispositivos para atenuar os deslocamentos horizontais e vibrações em serviço resultantes das acções horizontais, como o vento. Tendo isso em conta foi estudado, no Capítulo 4, o uso de “outriggers” e qual o seu efeito em edifícios altos.

Através da variação do posicionamento e número destes elementos verifica-se que os mesmos desempenham um papel importante na diminuição dos deslocamentos horizontais. São elementos que vêm conferir maior rigidez ao edifício, aumentando as frequências de vibração e diminuindo os deslocamentos horizontais. Estes pisos rígidos não são tão eficientes no controlo das rotações do edifício.

Já a nível de tensões, os “outriggers” vêm provocar um aumento das mesmas, sendo tal efeito mais sentido nas extremidades dos banzos do núcleo central. São ainda verificadas pequenas variações de tensão entre essas extremidades, mostrando que ocorre um empenamento muito reduzido do núcleo.

No Capítulo 5 foi avaliado o conforto do edifício para a acção do vento, baseando o estudo no trabalho realizado pela Engenheira Teresa Montalvão. Foram utilizados 4 modelos distintos, em que

se aplicou a acção do vento regulamentar. Realizou-se a análise comparativa entre os 4 modelos, para a acção de dimensionamento em que o vento constitui a acção variável base e, considerando unicamente a acção do vento. Com estas análises foi possível entender, de uma melhor forma, qual a importância do vento em edifícios altos. Assim, concluiu-se que o vento é uma acção importante no dimensionamento deste tipo de estruturas, introduzindo deslocamentos horizontais elevados e dando origem a tensões nas paredes do núcleo central da ordem de 10 a 15% da tensão resistente do betão à compressão.

No mesmo capítulo, realizou-se a análise a nível de conforto utilizando os mesmos 4 modelos e compararam-se as acelerações rms obtidas com a curva proposta na norma ISO 6897.

Obtiveram-se para todos os modelos valores semelhantes e sempre abaixo dos limites propostos nesta norma.

A nível de modelação, mediante as várias análises efectuadas, foi possível concluir, primeiro que tudo, que a modelação do núcleo central de paredes resistentes através de uma barra única, utilizada ao longo do trabalho, não terá sido a mais bem conseguida. A utilização das barras rígidas dispostas na diagonal veio restringir um pouco os movimentos das paredes do núcleo, levando a que os valores provenientes das análises efectuadas correspondessem a uma estrutura mais rígida a nível global face aos restantes métodos de modelação utilizados.

Por outro lado, esta maior rigidez, aliada ao facto de não ser possível de forma directa obter a distribuição das tensões na secção do núcleo, constituem desvantagens importantes. Como tal, a modelação com recurso a barra única pode não ser o método de modelação mais indicado para o estudo de edifícios altos.

Já as modelações com recurso a elementos de barra e elementos de casca são ambas mais completas, sobretudo a de elementos de casca, obtendo-se em ambas resultados muito semelhantes, e constituindo possibilidades alternativas para a modelação das paredes do núcleo no caso de edifícios de grande altura.

Referências

- Aguirre Gallego, M. (2008). Torre Espacio. Aspectos Constructivos de Ejecución de la Estructura. Hormigón y Acero, 59, 249, 45 – 56.
- Alarcón Lopez de la Manzanara, J. (2010). La Torre Espacio en Madrid. Revista Técnica CEMENTO HORMIGÓN, 36.
- Bruguera Massagna, J. (2008). Torre Espacio. Proyecto Arquitectónico. Hormigón y Acero, 59, 249, 9 – 17.
- Camarinha, R. (2008). Acção e Efeitos do Vento em Edifícios Altos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Choi, H. S., Ho, G., Joseph, L. and Mathias, N. (2012). Outrigger Design for High-Rise Buildings, CTBUH Technical Guides.
- Cook, N. (2007). Designers' Guide to EN1991-1-4. Eurocode 1: Actions on Structures - Wind Actions. Thomas Telford.
- Corres Peiretti, H., Gómez Navarro, M. (2010). Concrete in High-Rise Buildings: Practical Experiences in Madrid. Structural Concrete, 11, 2, 83 – 91.
- Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas. LNEC, 2009.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. LNEC, 2009.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento. LNEC, 2010.
- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. LNEC, 2010.
- Gómez Navarro, M., Martínez Calzón, J. Estructura del Edificio de Gran Altura Torre Espacio. III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras. Las Estructuras del Siglo XXI – Sostenibilidad, Innovación y Retos del Futuro.
- Gómez Navarro, M., Martínez Calzón, J., Ballesteros Molpeceres, B. Estructura del Edificio Torre Espacio – Ejecución del Proyecto Constructivo. III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras. Las Estructuras del Siglo XXI – Sostenibilidad, Innovación y Retos del Futuro.
- Hoogendoorn, P. P., Álvarez Cabal, R. (s.d.). Four Tall Buildings in Madrid – Study of the Wind-Induced Response in Serviceability State.
- Kareem, A., Kijawski, T. e Tamura, Y. (1999). Mitigation of Motions of Tall Buildings with Specific Examples of Recent Applications

Martínez Calzón, J. (2003). Hormigones de Alta Resistencia en la Edificación de Gran Altura – Aplicación particular al Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana Madrid. *Hormigón y Acero*, 228 – 229, 5 – 14.

Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M. (2008). Torre Espacio. La Estructura del Edificio. *Hormigón y Acero*, 59, 249, 19 – 43.

Montalvão, M. T. (2009). Vibrações Induzidas pelo Vento em Edifícios Altos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Norma ISO 6897. (1984). Obtida em Fevereiro de 2015, de Web site de ISO: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:6897:ed-1:v1:en>

Ramilo, N. (2009). Modelação de Núcleos de Edifícios. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Taranath, B. S. (1997). *Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Building*. McGraw-Hill.

Timoshenko, S. (1941). *Strength of Materials: Part II: Advanced Theory and Problems*. D. Van Nostrand Company, Inc., Second Edition.

Anexos

Desenho 1 – Piso 1 a 35 para Núcleo Central sem Aberturas

Desenho 2 – Piso 36 e 37 para Núcleo Central sem Aberturas

Desenho 3 – Piso 38 a 47 para Núcleo Central sem Aberturas

Desenho 4 – Piso 48 a 57 para Núcleo Central sem Aberturas

Desenho 5 – Alçado e Corte A-A no Plano XZ para Núcleo Central sem Aberturas

Desenho 6 – Piso 1 a 35 para Núcleo Central com Aberturas

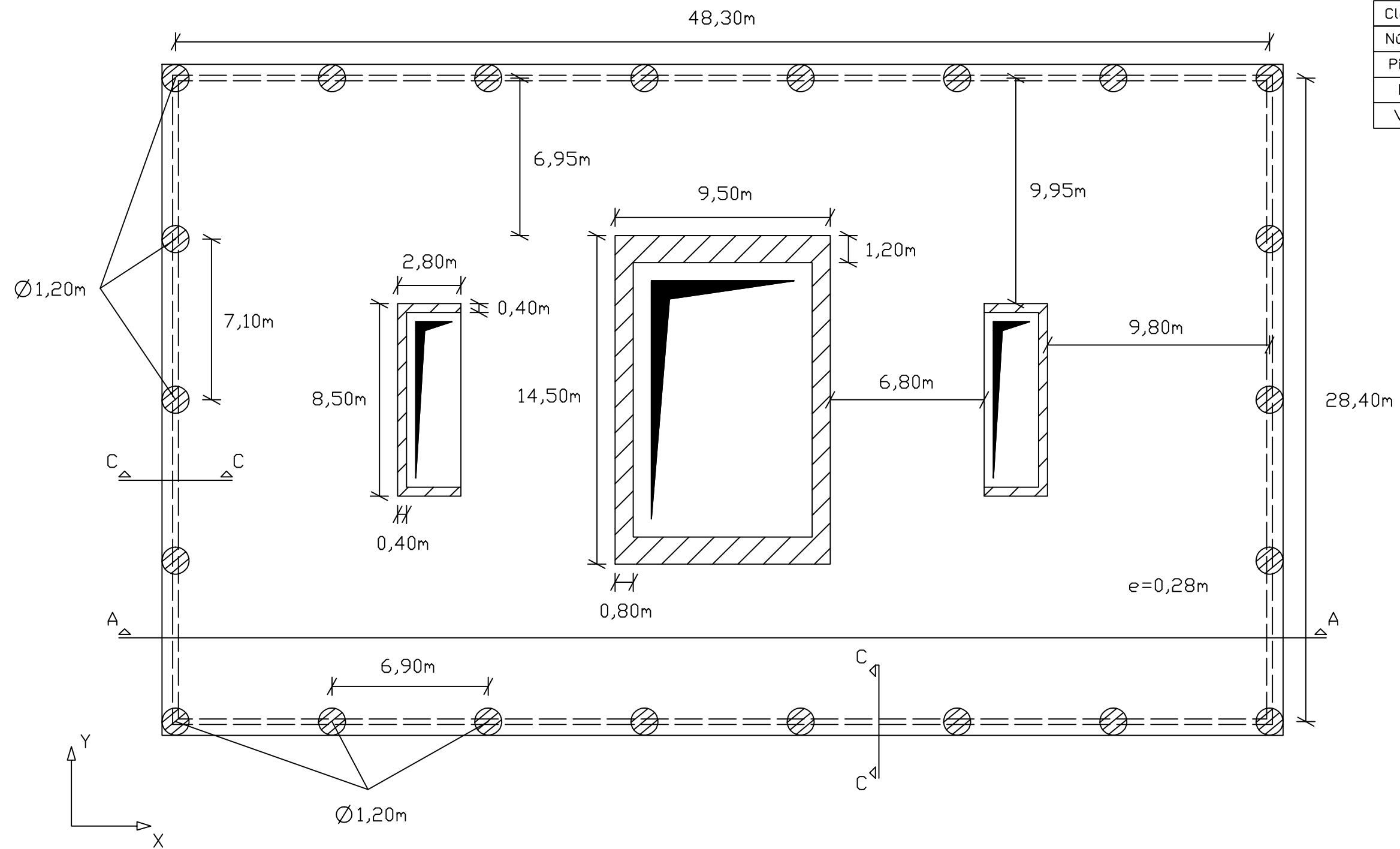
Desenho 7 – Piso 36 e 37 para Núcleo Central com Aberturas

Desenho 8 – Piso 38 a 47 para Núcleo Central com Aberturas

Desenho 9 – Piso 48 a 57 para Núcleo Central com Aberturas

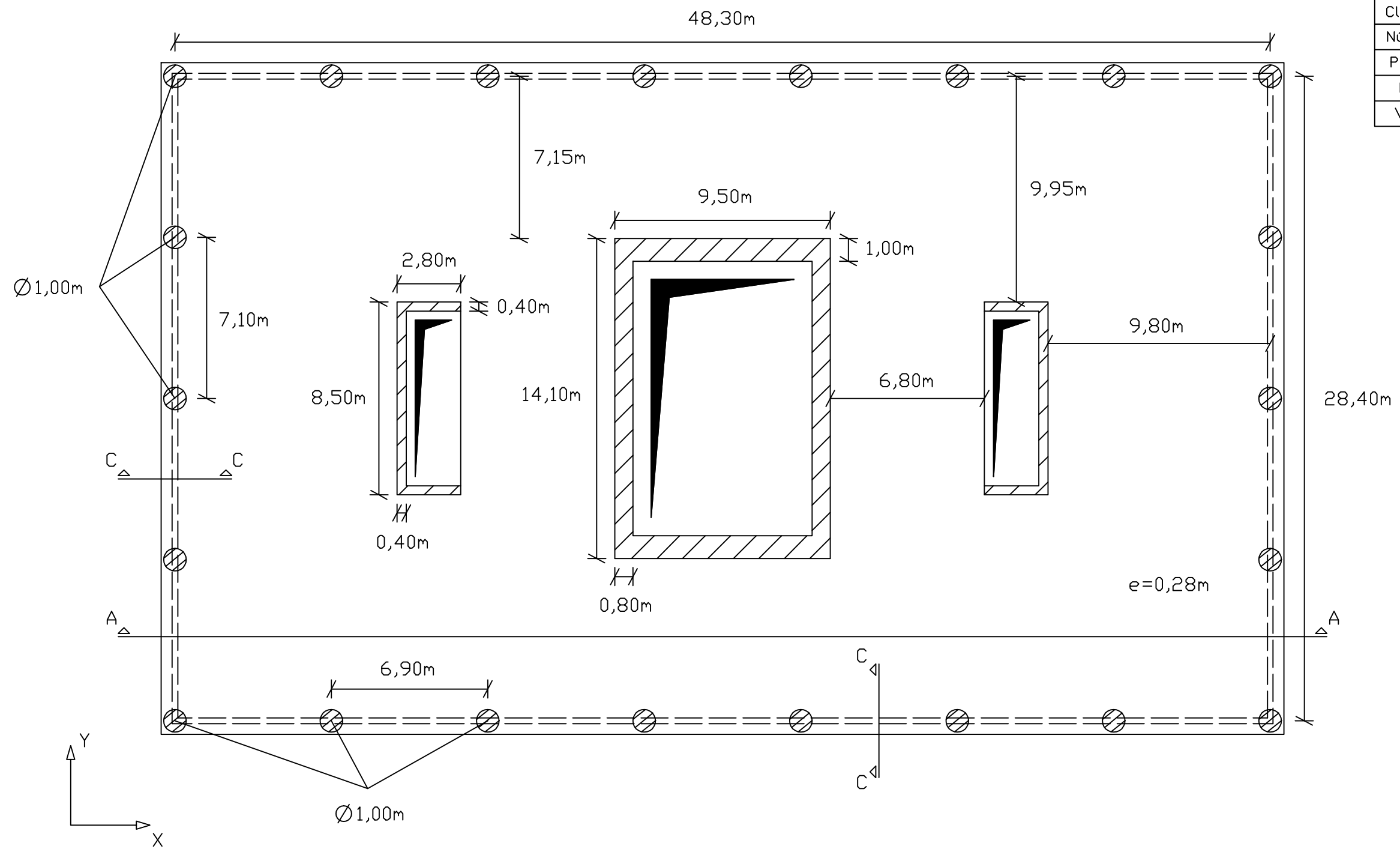
Desenho 10 – Alçado e Corte B-B no Plano XZ para Núcleo Central com Aberturas

Desenho 11 – Corte C-C – Pormenor da Viga



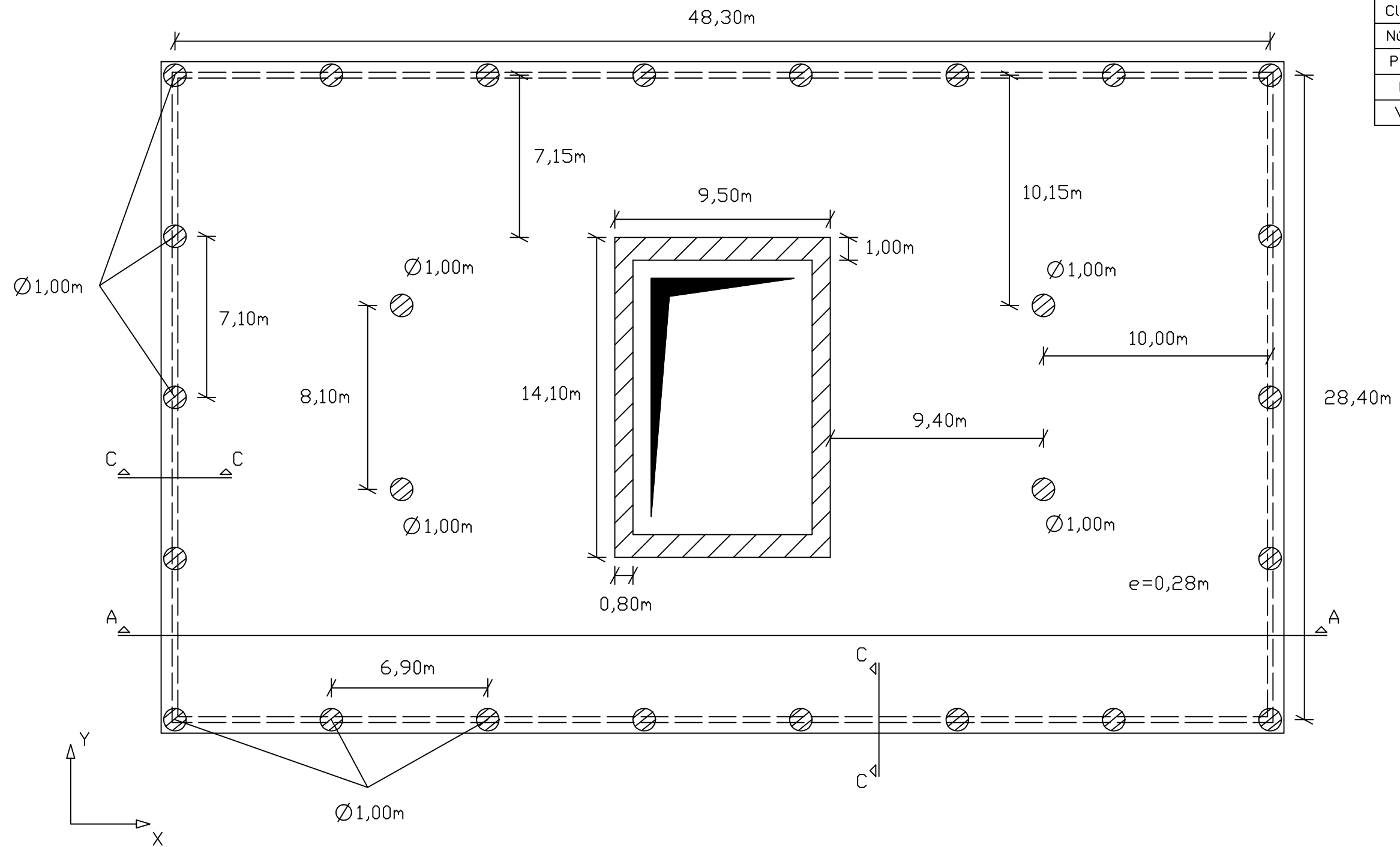
Classes de Betão	
Núcleos	C70/85
Pilares	C70/85
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 1	
Título	Piso 1 a 35 para Núcleo Central sem Aberturas
Escala	1:200



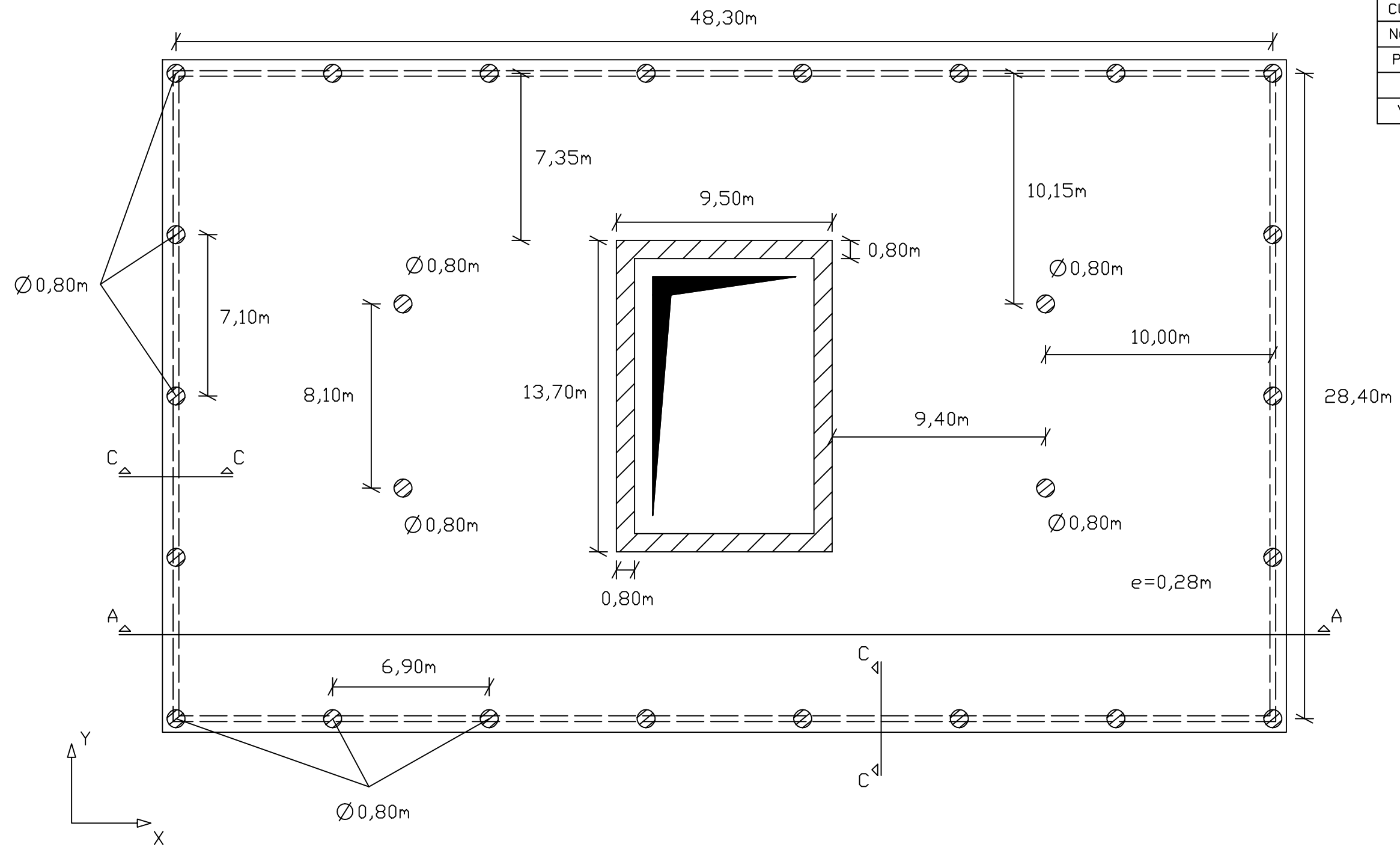
Classes de Betão	
Núcleos	C40/50
Pilares	C40/50
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 2	
Título	Piso 36 e 37 para Núcleo Central sem Aberturas
Escala	1:200



Classes de Betão	
Núcleos	C40/50
Pilares	C40/50
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

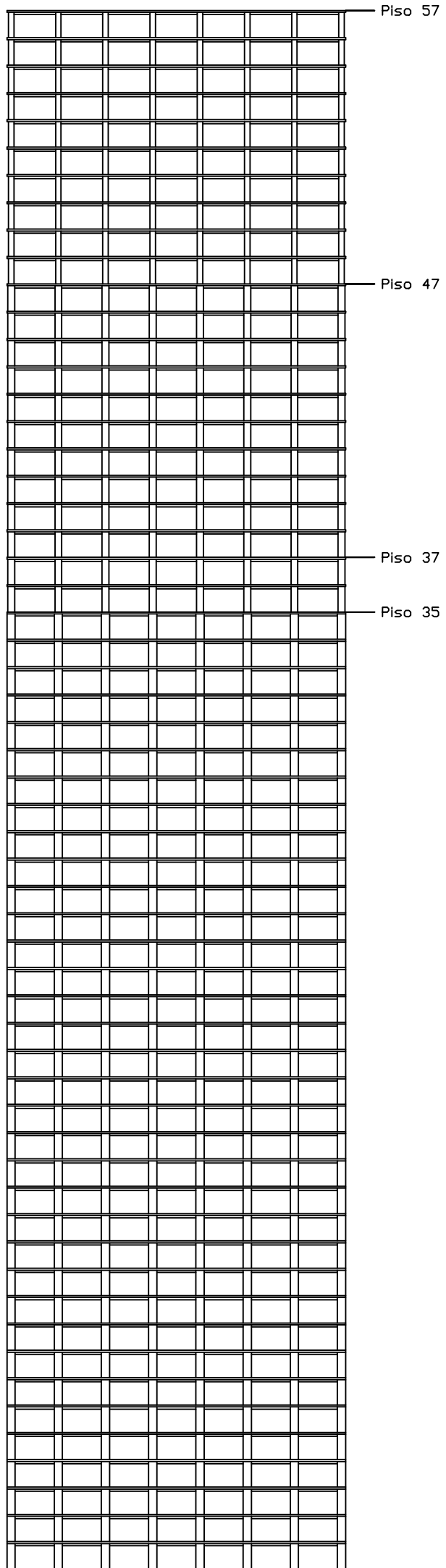
Desenho 3	
Título	Piso 38 a 47 para Núcleo Central sem Aberturas
Escala	1:200



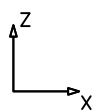
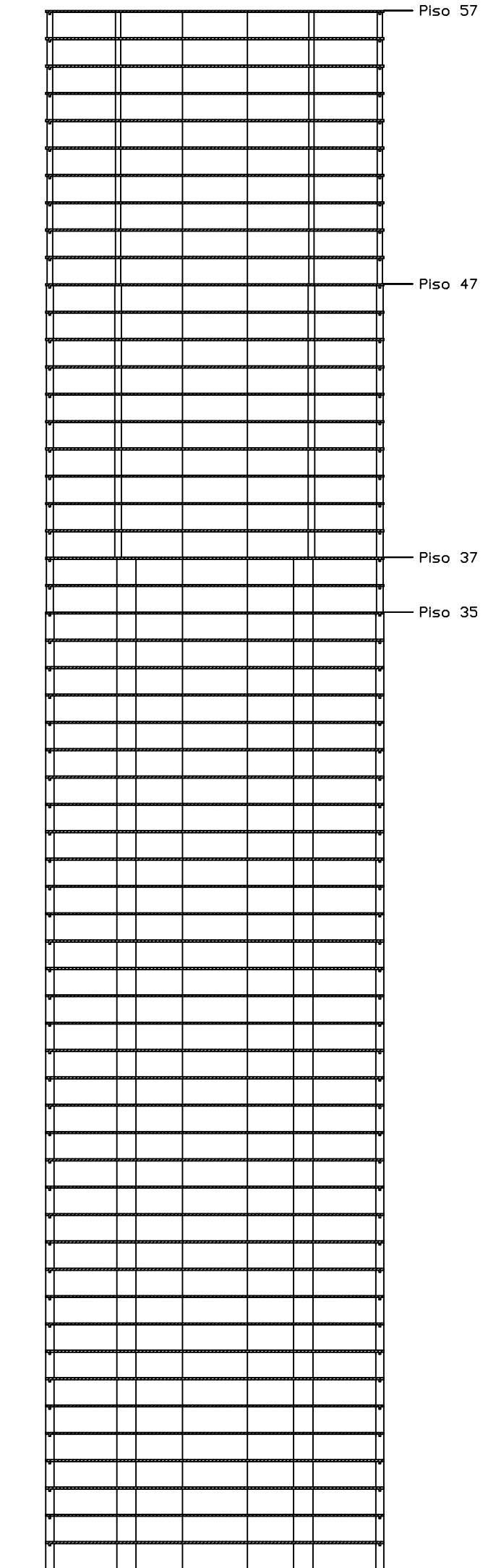
Classes de Betão	
Núcleos	C30/37
Pilares	C30/37
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 4	
Título	Piso 48 a 57 para Núcleo Central sem Aberturas
Escala	1:200

Alçado

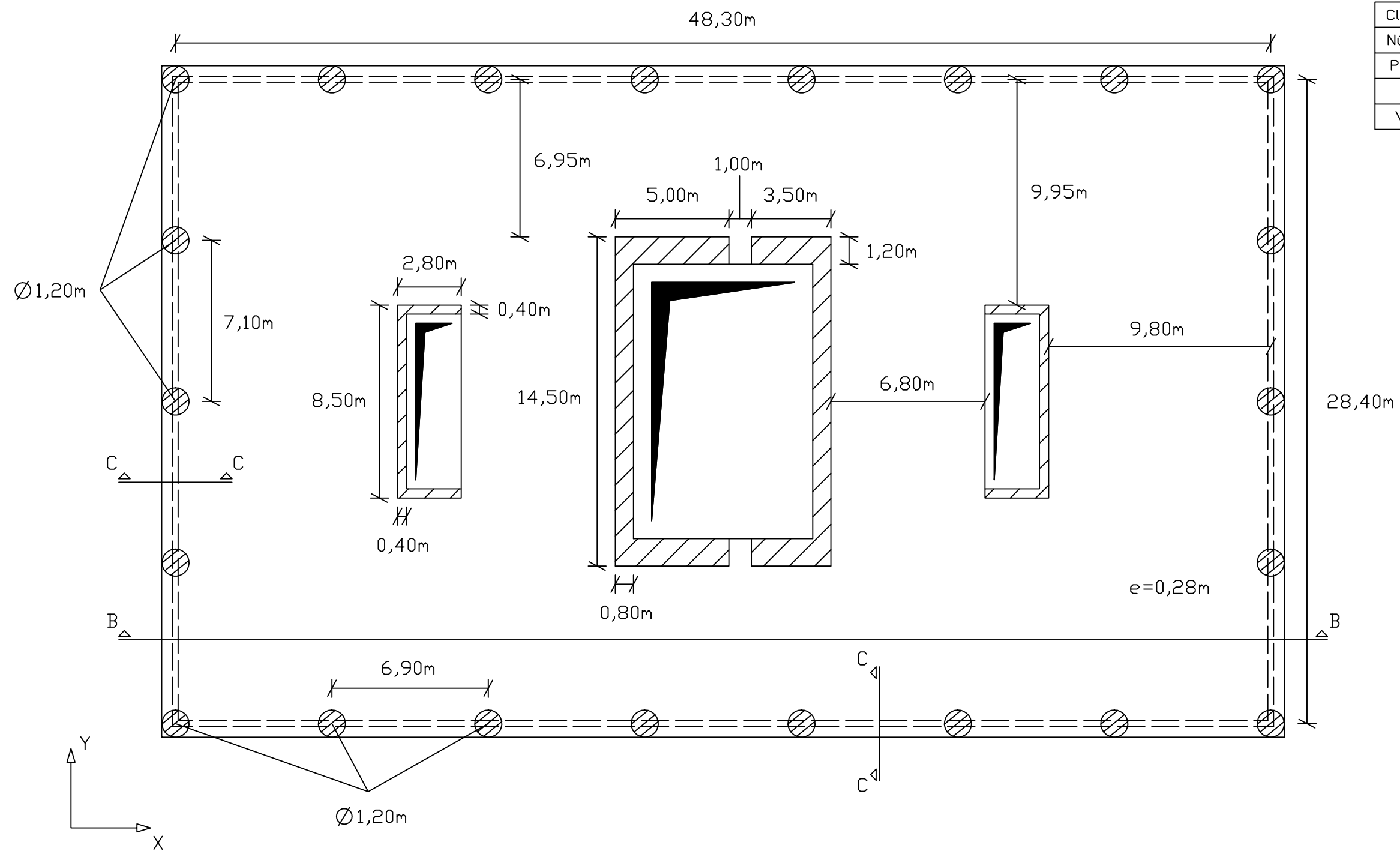


Corte A-A



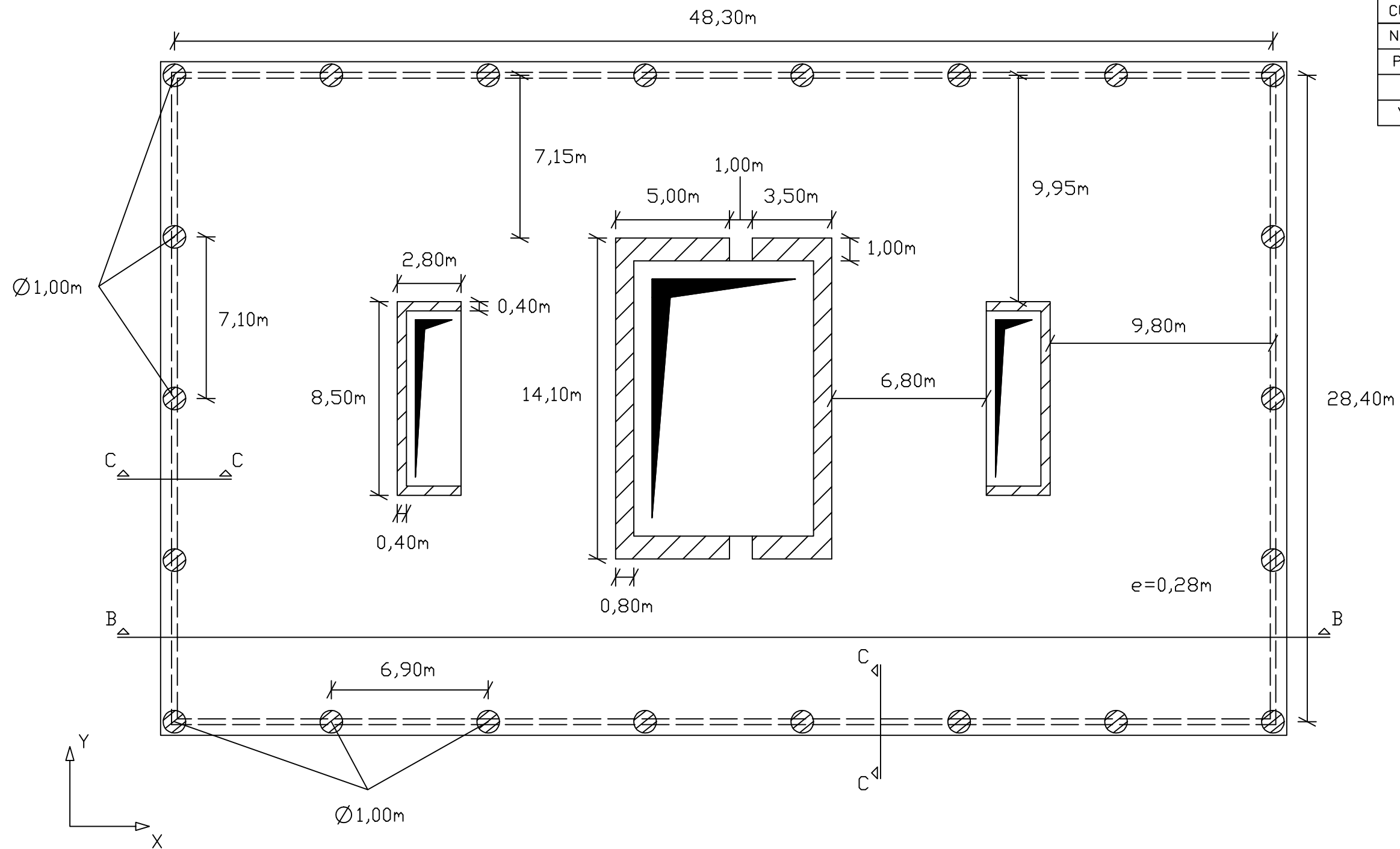
Desenho 5

Título	Alçado e Corte A-A no Plano XZ para Núcleo Central sem Aberturas
Escala	1:800



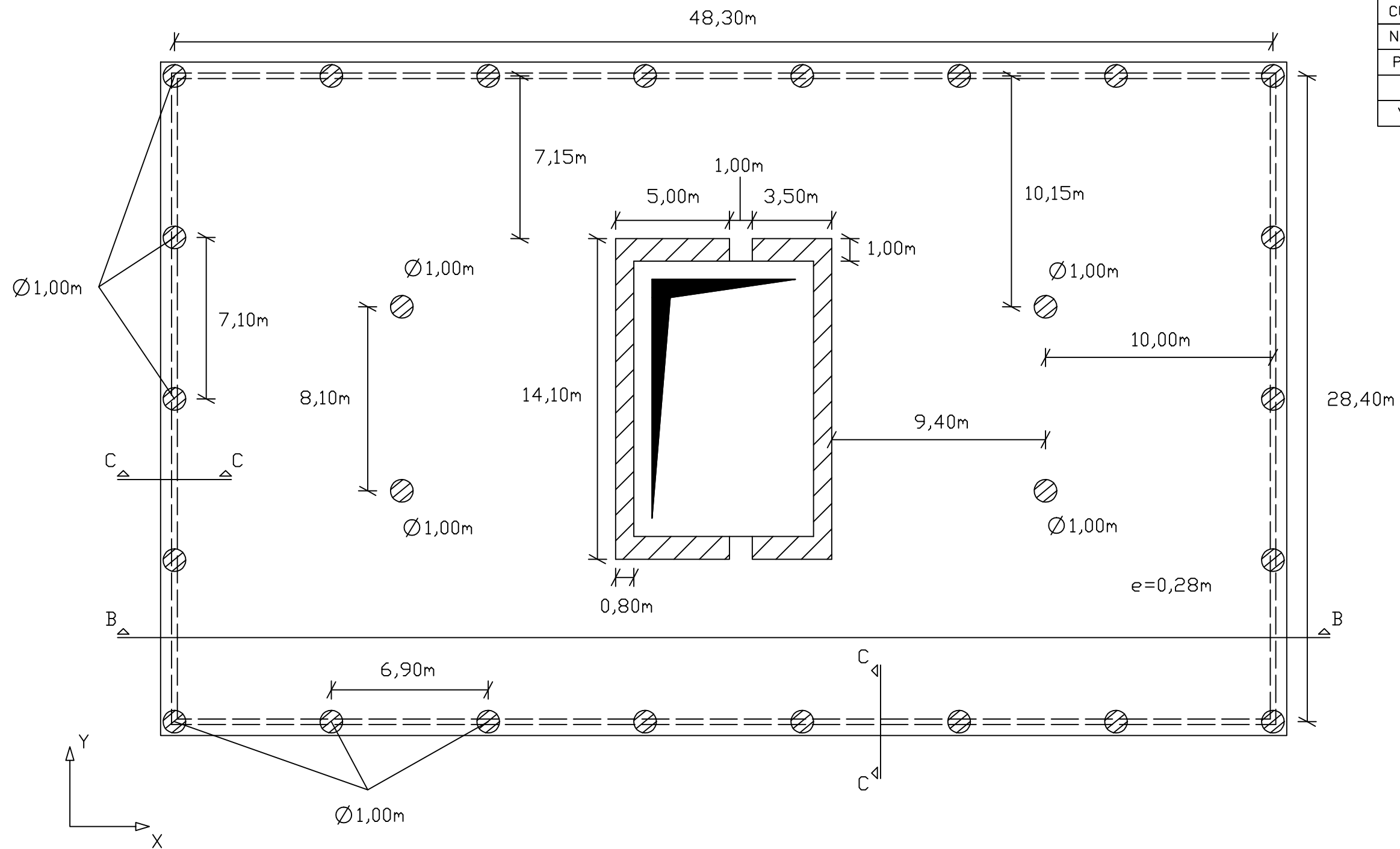
Classes de Betão	
Núcleos	C70/85
Pilares	C70/85
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 6	
Título	Piso 1 a 35 para Núcleo Central com Aberturas
Escala	1:200



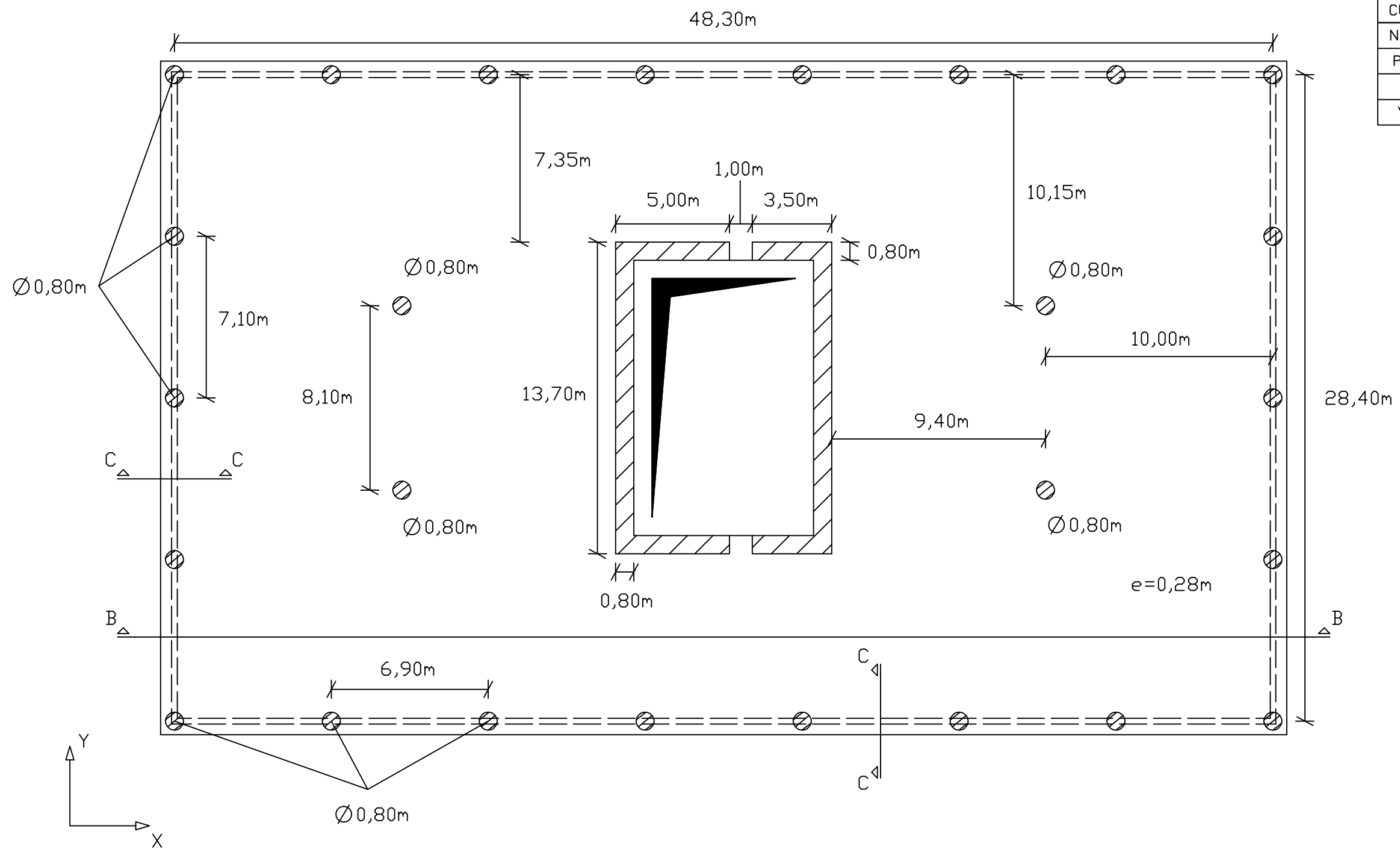
Classes de Betão	
Núcleos	C40/50
Pilares	C40/50
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 7	
Título	Piso 36 e 37 para Núcleo Central com Aberturas
Escala	1:200



Classes de Betão	
Núcleos	C40/50
Pilares	C40/50
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

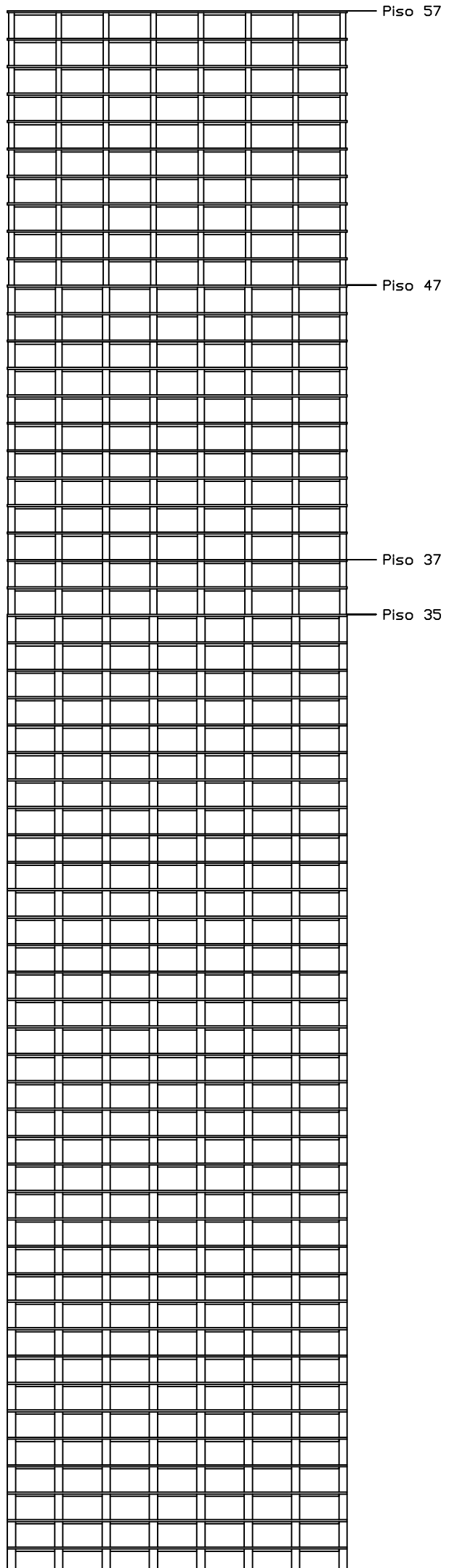
Desenho 8	
Título	Piso 38 a 47 para Núcleo Central com Aberturas
Escala	1:200



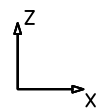
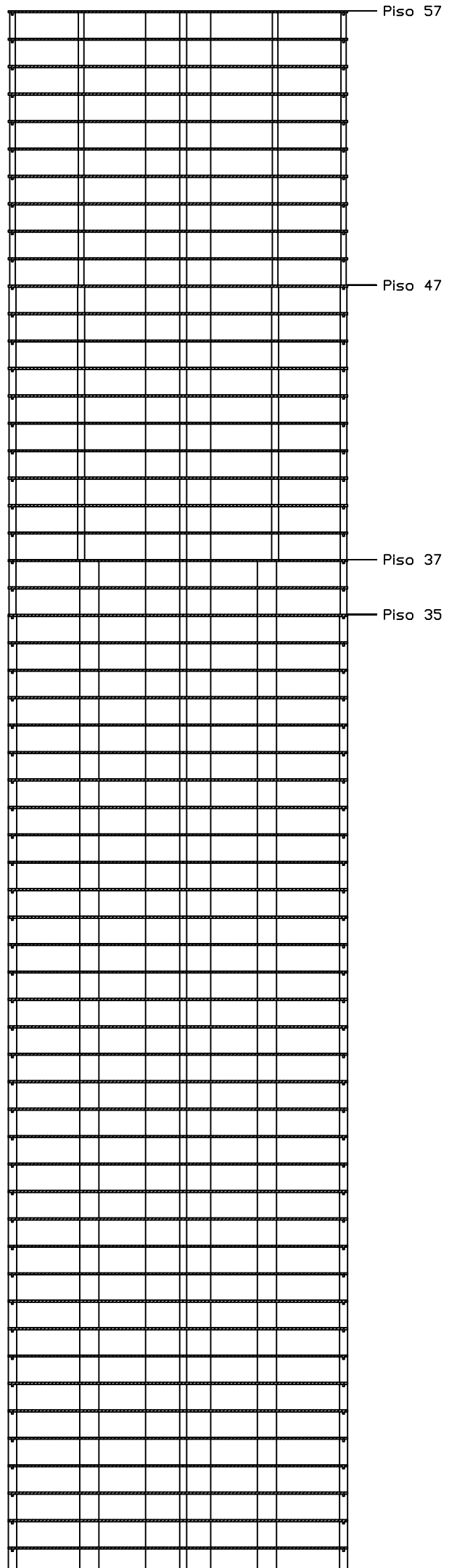
Classes de Betão	
Núcleos	C30/37
Pilares	C30/37
Laje	C30/37
Vigas	C30/37

Desenho 9	
Título	Piso 48 a 57 para Núcleo Central com Aberturas
Escala	1:200

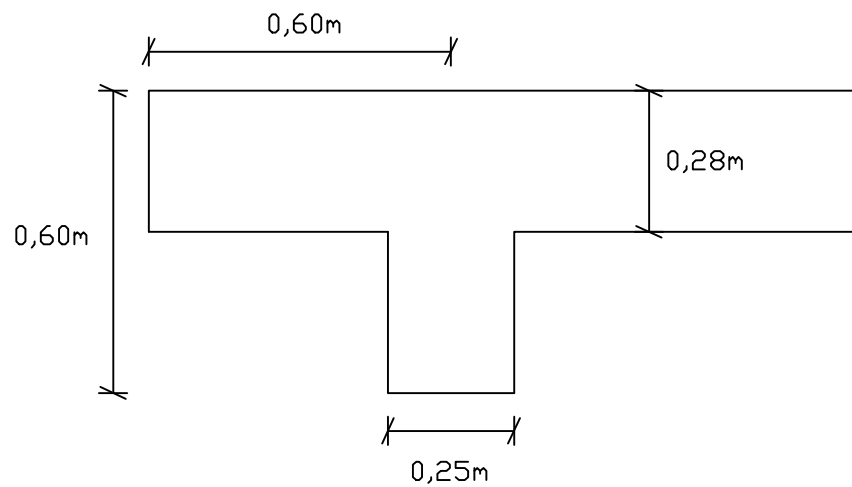
Alçado



Corte B-B



Desenho 10	
Título	Alçado e Corte B-B no Plano XZ para Núcleo Central com Aberturas
Escala	1:800



Classes de Betão	
Laje	C30/37
Viga	C30/37

Desenho 11	
Título	Corte C-C - Pormenor da Viga
Escala	1:15