



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

ANÁLISE SÍSMICA PUSHOVER DE PÓRTICOS METÁLICOS COM ELEMENTOS TUBULARES

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Anthony de Jesus Mendes

Orientadores

Carlos Alberto da Silva Rebelo

Rui António Duarte Simões

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2014

AGRADECIMENTOS

Nesta maravilhosa e gratificante jornada, certamente que não cairão no esquecimento momentos e histórias marcantes apenas possíveis de atingir na fabulosa cidade de Coimbra. Esta experiência, obviamente, não teria sido possível se não lhe estivesse associada um conjunto de pessoas que me marcaram na vida académica. Estas poucas palavras são para essas pessoas...

Em primeiro lugar, e como não podia deixar de ser, quero agradecer aos meus pais que, através do seu apoio financeiro e familiar, permitiram-me vivenciar algo de tão especial que me marcará para o resto da minha vida. Conseguir chegar à meta final foi a prova de que confiaram em mim e nas minhas capacidades, dando sentido a todas as horas de todos os dias que trabalhamos e suamos de maneira a darem-me tudo o que precisei.

Também quero agradecer aos meus orientadores, Professor Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo e Professor Doutor Rui António Duarte Simões, assim como à Engenheira Guiomar da Silva Ferreira Vicente, pelo apoio, disponibilidade e ensinamentos, indispensáveis na realização desta tese. Foi através dos vossos conselhos e ensinamentos que consegui a motivação necessária para a realização deste trabalho.

Não menos importantes são as pessoas com quem travei esta experiência, os meus amigos. Foi com a vossa amizade que cresci durante estes anos. Obrigado pela paciência, boa disposição, ajuda, aconselhamento e histórias que serão contadas durante anos. Sem vocês seria impossível falar em experiência...

O trabalho desenvolvido nesta tese foi inserido no projeto europeu RFCS FRAMEUP “*Optimization of frames for effective assembling*” (RFSR-CT-2011-00035).

RESUMO

A presente tese situa-se no âmbito do projeto europeu “FRAMEUP” – *Optimization of frames for effective assembling*.

Este projeto, desenvolvido em parceria com várias universidades e empresas europeias, baseia-se na construção modular de estruturas metálicas com perfis tubulares, sem qualquer tipo de contraventamento. A estrutura base tem 6 pisos e é constituída por pilares MSH 250x250x10 mm e vigas MSH 250x150x8 mm. É composta por pórticos ortogonais, com dimensões em planta de 11,10x10,77 m.

Este trabalho consiste, fundamentalmente, no estudo de três soluções derivadas da estrutura base, uma com 4 pisos, outra com 6 e, por último, uma com 8 pisos. Estas novas estruturas têm uma redução de 2 mm de espessura nas secções dos pilares, nos pisos da metade superior de cada edifício. Além disso, também foi associada a estes novos pilares uma rigidez de ligações mais baixa em relação à previamente existente.

Para verificar a segurança das soluções utilizaram-se o Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8, tendo sido aplicadas todas as cláusulas necessárias ao bom funcionamento das estruturas.

A ação sísmica foi calculada segundo o EC8, o qual permite vários tipos de análise, possíveis de utilizar na avaliação sísmica dos edifícios. O primeiro tipo de análise utilizado foi a análise modal por espectro de resposta, este que é o método de referência.

No entanto, o destaque vai para a análise *pushover* efetuada nos três edifícios. Prevista no Eurocódigo 8, esta análise tem em conta o comportamento não linear do material, apesar de ser uma análise estática. Relativamente simples de aplicar, a análise *pushover* permite monitorizar facilmente a formação de rótulas plásticas, o que resulta num melhor conhecimento da resposta da estrutura à ação sísmica. Assim, efetuou-se uma análise *pushover* aos pórticos de cada direção das estruturas.

Por observação dos resultados obtidos, facilmente se percebe que os elementos encontram-se em fase elástica, evidenciando a elevada resistência dos perfis tubulares que compõe as estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: perfis tubulares, sem contraventamento, ação sísmica, avaliação sísmica, análise *pushover*, rótula plástica.

ABSTRACT

The present thesis is inserted within the European project “FRAMEUP” – Optimization of frames for effective assembling.

This project, developed in partnership with several European universities and companies, is based on a modular construction of steel structures, composed by tubular hollow sections without bracing. The base structure is a six story building with MSH 250x250x10 mm columns and MSH 250x150x8 mm beams. Formed by orthogonal frames, the plant dimensions are 11,10x10,77 m.

This paperwork consists in the study of three different solutions, based on the structure above presented, with 4, 6 and 8 stories. This new structures have a 2 mm thickness reduction on their columns in the upper half floors of each building. Furthermore, it was also associated lower rigid joints to this new columns instead of the previously existent.

Eurocode 3 and Eurocode 8 were used to check the members of the buildings, using every clauses needed to verify if the structures have a good response when loaded.

The seismic action was calculated according to EC8, which allows various different types of possible analysis to evaluate seismic assessment of buildings. The first type used was the modal response spectrum analysis, which is the reference analysis type method.

However, the focus goes to the pushover analysis performed in all three structures. According to Eurocode 8, this analysis type takes into account the nonlinear behaviour of the material, despite being a static analysis. Simple to use, the pushover analysis can easily monitor the formation of plastic hinges, which results in a better understanding of the structure response under a seismic action. Thus, it was performed a pushover analysis in each frame of the structures.

By observation of the results, it can easily be understood that all elements are in elastic phase, showing the high strength of tubular hollow sections that compose the structures.

KEYWORDS: tubular hollow sections, without bracing, seismic action, seismic assessment, pushover analysis, plastic hinge.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Estruturas Metálicas Tubulares	3
1.3 Enquadramento.....	3
1.4 Objetivo	6
2 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	8
2.1 Introdução.....	8
2.2 Ação Sísmica	8
2.3 Análise Modal por Espectro de Resposta.....	12
2.4 Análise Estática Não Linear (<i>Pushover</i>)	14
2.5 Modelação das Estruturas.....	20
2.6 Verificação dos Elementos Segundo o Eurocódigo 3 – Parte 1	23
2.7 Verificação dos Elementos Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1	28
3 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	32
3.1 Introdução.....	32
3.2 Propriedades dos Elementos.....	32
3.3 Verificações – Eurocódigo 3	33
3.4 Verificações – Eurocódigo 8	37
3.4.1 Análise Modal por Espectro de Resposta.....	37
3.4.2 Análise <i>Pushover</i>	40
4 CONCLUSÃO.....	45
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	46
ANEXOS.....	A-1
A – Ações na Estrutura.....	A-1
B – Combinações mais Desfavoráveis para a Verificação dos Elementos.....	B-1
C – Identificação das Barras 445 E 102	C-1
D – Deslocamentos Relativos ao 1º Modo de Vibração.....	D-1

E – Análise <i>Pushover</i> dos Restantes Pórticos	E-1
F – Formação de Rótulas Plásticas	F-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Macaco hidráulico (RFSR, 2011)	4
Figura 1.2 – Estrutura de levantamento (RFSR, 2011)	4
Figura 1.3 - Esboço do processo de levantamento (RFSR, 2011).....	5
Figura 1.4 – Localização dos módulos (RFSR, 2011).....	5
Figura 1.5 – Geometria e secções do edifício completo.....	6
Figura 2.1 – Espectros para cálculo da ação sísmica	11
Figura 2.2 – Exemplo da diferença entre curvas de capacidade de sistemas MDOF e sistemas equivalentes SDOF.....	17
Figura 2.3 – Idealização elasto-perfeitamente plástica da curva de capacidade de um sistema SDOF equivalente numa análise <i>pushover</i>	17
Figura 2.4 – Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente SDOF.....	19
Figura 2.5 – Modelação da estrutura de 4 pisos (<i>Robot</i>).....	20
Figura 2.6 – Modelação da estrutura de 6 pisos (<i>Robot</i>).....	21
Figura 2.7 – Modelação da estrutura de 8 pisos (<i>Robot</i>).....	21
Figura 2.8 – Modelação da estrutura de 4 pisos (<i>SeismoStruct</i>).....	22
Figura 2.9 – Modelação da estrutura de 6 pisos (<i>SeismoStruct</i>).....	22
Figura 2.10 - Modelação da estrutura de 8 pisos (<i>SeismoStruct</i>)	23
Figura 2.11 – Parâmetros para a classificação das secções	24
Figura 3.1 – Curvas de capacidade (direção X, 4 pisos).....	42
Figura 3.2 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 4 pisos)	43
Figura A.1 – Peso próprio dos módulos	A-1
Figura A.2 – Peso próprio dos corredores, base	A-1
Figura A.3 – Peso próprio dos corredores, topo	A-1
Figura A.4 – Peso próprio das fachadas	A-2
Figura A.5 – Peso próprio da cobertura (painel sandwich)	A-2
Figura A.6 – Peso próprio da barreira de proteção ao fogo.....	A-2
Figura A.7 – Sobrecarga de Categoria A.....	A-2
Figura A.8 – Sobrecarga da cobertura (Categoria H).....	A-2
Figura A.9 – Vento 0°, direção X	A-2
Figura A.10 – Vento 90°, direção Y	A-2
Figura A.11 – Neve	A-2
Figura A.12 – Imperfeições 0°, direção X	A-2
Figura A.13 – Imperfeições 90°, direção -Y.....	A-3
Figura A.14 – Ação sísmica, análise modal por espectro de resposta	A-3
Figura A.15 – Sistema de eixos utilizado	A-3
Figura C.1 - Posição dos elementos mais esforçados.....	C-1

Figura D.1 – 1º modo de vibração (forma e deslocamentos)	D-1
Figura E.1 – Curvas de capacidade (direção Y, 4 pisos).....	E-1
Figura E.2 – Curvas de capacidade normalizadas (direção Y, 4 pisos).....	E-2
Figura E.3 – Curvas de capacidade (direção X, 6 pisos).....	E-4
Figura E.4 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 6 pisos).....	E-5
Figura E.5 – Curvas de capacidade (direção Y, 6 pisos).....	E-6
Figura E.6 – Curvas de capacidade normalizadas (direção Y, 6 pisos).....	E-7
Figura E.7 – Curvas de capacidade (direção X, 8 pisos).....	E-9
Figura E.8 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 8 pisos).....	E-10
Figura E.9 – Curvas de capacidade (direção Y, 8 pisos).....	E-11
Figura E.10 – Curvas de capacidade normalizadas (direção Y, 8 pisos).....	E-12
Figura F.1 – Caminho de formação de rótulas plásticas.....	F-1

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Variação paramétrica	7
Quadro 2.1 – Valores de γ_I , agR e ag	9
Quadro 2.2 – Parâmetros para definição dos espectros.....	9
Quadro 2.3 – Valores do coeficiente de redução ν	29
Quadro 3.1 – Propriedade do material.....	32
Quadro 3.2 – Propriedades geométricas dos elementos	32
Quadro 3.3 – Classificação das secções	33
Quadro 3.4 – Verificação da segurança da viga 455 (4 pisos)	34
Quadro 3.5 – Verificação da segurança da viga 455 (6 pisos)	34
Quadro 3.6 – Verificação da segurança da viga 455 (8 pisos)	34
Quadro 3.7 – Propriedades da resistência à encurvadura por compressão (pilar 102).....	35
Quadro 3.8 – Verificação da segurança da coluna 102 (4 pisos)	35
Quadro 3.9 – Verificação da segurança da coluna 102 (6 pisos)	36
Quadro 3.10 – Verificação da segurança da coluna 102 (6 pisos)	36
Quadro 3.11 – Verificação do requisito “limitação de danos”	37
Quadro 3.12 – Verificações dos elementos (4 pisos)	38
Quadro 3.13 – Verificações dos elementos (6 pisos)	38
Quadro 3.14 – Verificações dos elementos (8 pisos)	39
Quadro 3.15 – Verificação das condições de ductilidade global e local	40
Quadro 3.16 – Massa de cada piso	40
Quadro 3.17 – Forças de corte na base na análise modal	41
Quadro 3.18 – Forças aplicadas (direção X, 4 pisos).....	41
Quadro 3.19 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 4 pisos)	42
Quadro 3.20 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 4 pisos).....	43
Quadro B.1 – Combinação para o dimensionamento das vigas	B-1
Quadro B.2 – Combinação para o dimensionamento dos pilares.....	B-1
Quadro E.1 – Forças aplicadas (direção Y, 4 pisos).....	E-1
Quadro E.2 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção Y, 4 pisos).....	E-2
Quadro E.3 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção Y, 4 pisos).....	E-3
Quadro E.4 – Forças aplicadas (direção X, 6 pisos).....	E-3
Quadro E.5 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 6 pisos).....	E-4
Quadro E.6 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 6 pisos).....	E-5
Quadro E.7 – Forças aplicadas (direção Y, 6 pisos).....	E-6
Quadro E.8 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção Y, 6 pisos).....	E-7
Quadro E.9 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção Y, 6 pisos).....	E-8
Quadro E.10 – Forças aplicadas (direção X, 8 pisos).....	E-8

Quadro E.11 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 8 pisos).....	E-9
Quadro E.12 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 8 pisos).....	E-10
Quadro E.13 – Forças aplicadas (direção Y, 8 pisos).....	E-11
Quadro E.14 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção Y, 8 pisos).....	E-12
Quadro E.15 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção Y, 8 pisos).....	E-13

SIMBOLOGIA

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b	Largura de uma secção transversal
c	Largura ou altura de parte de uma secção transversal
c_f	Altura do banzo
c_w	Altura da alma
d_{et}^*	Deslocamento alvo elástico do sistema equivalente
d_m^*	Deslocamento no momento da formação do mecanismo plástico
d_n	Deslocamento no nó de controlo
d_r	Valor de cálculo do deslocamento entre pisos
d_t	Deslocamento alvo
d_t^*	Deslocamento alvo do sistema equivalente
d_y^*	Deslocamento no limite de plasticidade do sistema equivalente
f_y	Tensão de cedência do aço
h	Altura de uma secção transversal
k_{yy}	Fator de interação
k_{yz}	Fator de interação
k_{zy}	Fator de interação
k_{zz}	Fator de interação
m^*	Massa do sistema equivalente
m_i	Massa do piso i
n	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
q_u	Rácio entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado e na estrutura com resistência limitada
t	Espessura
t_f	Espessura do banzo
t_w	Espessura da alma
v	Coefficiente de redução

Letras maiúsculas latinas

$\sum M_{Rb}$	Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó
$\sum M_{Rc}$	Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó
A	Área de uma secção transversal
A_{Ed}	Valor de cálculo de uma ação sísmica $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$
A_{Ek}	Valor característico de uma ação sísmica
A_v	Área resistente ao esforço transversal
E	Módulo de elasticidade
E_E	Efeito da ação sísmica
E_m^*	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente
F^*	Força no sistema equivalente
F_b	Força de corte na base
F_i	Força sísmica horizontal no piso i
F_y^*	Força de cedência do sistema equivalente
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
I	Momento de inércia
L	Comprimento do elemento
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal
M_{Ed}	Valor de cálculo de momento fletor atuante
$M_{N,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço transversal normal
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico da secção bruta
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y - y
$M_{y,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y - y
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z - z
$M_{z,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z - z
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{Ed,E}$	Esforço de compressão (respetivamente, momento fletor e esforço transversal) na
$(M_{Ed,E},$	coluna devido à ação sísmica de cálculo
$V_{Ed,E})$	

$N_{Ed,G}$	Esforço de compressão (respetivamente, momento fletor e esforço transversal) na
$(M_{Ed,G},$	coluna devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a
$V_{Ed,G})$	situação de projeto sísmica
N_{Rk}	Valor característico da resistência à compressão
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
P	Valor representativo de uma ação de pré-esforço
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i
S	Coefficiente do solo
$S_d(T)$	Espetro de cálculo (para análise elástica)
$S_e(T)$	Espetro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, também designado por “espectro de resposta elástica”. Para $T = 0$ a aceleração espectral fornecida por este espectro é igual ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A multiplicado pelo coeficiente de solo S
T^*	Período do sistema equivalente
T_1	Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada
T_C	Período de separação dos períodos baixos e dos períodos médios ou longos
T_{NCR}	Período de retorno de referência da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{Ed,G}$	Valor de cálculo do esforço transversal devido às ações não sísmicas
$V_{Ed,M}$	Valor de cálculo do esforço transversal devido à aplicação dos momentos plásticos $M_{pl,Rd,A}$ e $M_{pl,Rd,B}$ com sinais opostos nas secções de extremidade A e B da viga
W_{pl}	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal

Letras gregas

α	Fator de imperfeição correspondente à curva de encurvadura apropriada
α, β	Parâmetros para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
α_1	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
α_u	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
β	Coeficiente correspondente ao limite do espectro de cálculo horizontal
γ_I	Coeficiente de importância
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{ov}	Coeficiente de sobrerresistência do material
ε	Fator que depende de f_y
η	Coeficiente de correção do amortecimento
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada
ξ	Amortecimento viscoso (em percentagem)
Φ	Valor para determinar o coeficiente de redução χ
χ	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
χ_y	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura em torno do eixo y-y
χ_z	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura em torno do eixo z-z
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i
$\psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação para uma ação variável i , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo
Ω	Valor mínimo de $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ de todas as vigas nas quais se situam zonas dissipativas; $M_{Ed,i}$ é o valor de cálculo do momento fletor na viga i na situação de projeto sísmica e $M_{pl,Rd,i}$ é o momento plástico correspondente
Γ	Coeficiente de transformação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

As estruturas metálicas apresentaram-se, desde sempre, como uma excelente alternativa à hegemonia que o betão armado detém na construção civil. A necessidade de criar estruturas mais leves, com um menor peso da mão-de-obra no custo final e com menor impacto ambiental fizeram com que o aço passasse a ser mais utilizado. Assistiu-se, então, a um aumento da competitividade deste tipo de solução estrutural em diversas áreas da construção, nomeadamente em pontes, pavilhões industriais e desportivos, coberturas de estádios, edifícios de escritórios e parques de estacionamento, entre outras (Simões, 2014).

Dadas as propriedades mecânicas do aço, das quais se destaca a excelente relação peso – resistência, as estruturas metálicas também assumiram desde cedo uma relação muito próxima com aspetos inovadores na construção, permitindo a sua integração com outros materiais. Também o facto de ser possível vencer grandes vãos, além de permitir obras com uma esbelteza considerável, contribuem para que o aço seja um material extremamente importante na construção de obras de arte.

Das primeiras obras, como a ponte *Ironbridge* (gofishing@) em Inglaterra (Fotografia 1.1-a), aos edifícios ultramodernos que se multiplicaram pelas grandes cidades, a arquitetura das estruturas metálicas esteve sempre associada à ideia de modernidade, inovação e vanguarda, traduzida em obras de grande expressão arquitetónica. As *Volkswagen Towers* em Wolfsburgo (outnext@), Alemanha (Fotografia 1.1-b), perfilam-se como um bom exemplo da evolução na construção de estruturas metálicas.



a) *Ironbridge*, Inglaterra



b) *Volkswagen Towers*, Alemanha

Fotografia 1.1 – Exemplo da evolução nas estruturas metálicas

O aço é também um dos materiais mais recicláveis do mundo, permitindo que as estruturas metálicas possam ser desmontadas e reaproveitadas e, ao contrário de outros produtos de construção, não contribui para o efeito de estufa.

O sistema construtivo em aço apresenta ainda outras vantagens, quando comparado ao sistema construtivo convencional:

- **Maior área útil** – As seções dos pilares e das vigas de aço são substancialmente mais esbeltas do que as equivalentes em betão, resultando num melhor aproveitamento do espaço interno, aumentando a área útil;
- **Flexibilidade** – As estruturas metálicas mostram-se especialmente indicadas nos casos onde há necessidade de adaptações, ampliações ou mudanças de ocupação dos edifícios. Além disso, tornam mais fácil a passagem de condutas de água e ar condicionado, bem como de outras utilidades como eletricidade, esgotos, linhas telefónicas, etc.;
- **Compatibilidade com outros materiais** – O sistema construtivo em aço é perfeitamente compatível com uma grande quantidade de materiais, desde os mais convencionais (tijolos e blocos, lajes moldadas *in situ*) até componentes pré-fabricados (lajes e painéis de betão, etc.);
- **Menor prazo de execução** – A fabricação da estrutura em paralelo com a execução das fundações, a possibilidade de se desenvolver em diversas frentes de trabalho em simultâneo, a diminuição de formas e escoramentos, bem como o facto da montagem da estrutura ser menos afetada por condições atmosféricas adversas, pode levar a uma redução até 40% no tempo de execução em comparação com os processos convencionais;
- **Racionalização de materiais e mão-de-obra** – Através de processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar aos 25%, sendo esse desperdício sensivelmente reduzido numa solução metálica através da adoção de sistemas industrializados;
- **Alívio de carga nas fundações** – Por serem mais leves, as estruturas metálicas podem reduzir até 30% o custo das fundações.
- **Garantia de qualidade** – A fabricação de uma estrutura metálica ocorre dentro de uma indústria e conta com mão-de-obra altamente qualificada, o que dá ao cliente a garantia de uma obra com qualidade superior devido controlo existente durante todo o processo industrial;
- **Antecipação dos lucros** – Em função da maior velocidade de execução da obra, haverá um ganho adicional pela ocupação antecipada do imóvel e pela rapidez no retorno do capital investido.

1.2 Estruturas Metálicas Tubulares

Dentro da vasta gama de perfis metálicos disponíveis, destacam-se os perfis tubulares por diversas razões.

As suas propriedades mecânicas são muito reconhecidas, oferecendo a possibilidade de criação de estruturas leves e resistentes, potenciando a sua rentabilidade e oferecendo um brio estético à obra. Devido à otimização da sua secção quando solicitados, oferecem uma resistência sem igual dentro dos perfis de aço existentes, nomeadamente no que diz respeito à compressão e à torção.

A nível estético, o recurso a perfis tubulares redondos, quadrados e retangulares contribui significativamente na arquitetura, conferindo à estrutura um aspeto atrativo, arrojado e moderno. Outra grande vantagem deste tipo de perfis está na ausência de cantos vivos e ângulos, oferecendo uma superfície lisa que permite facilmente a sua pintura e manutenção (ferpinta@).

É consensual que, comparativamente aos perfis abertos, os perfis tubulares apresentam grandes vantagens a nível estrutural. Contudo, apesar deste reconhecimento geral, há ainda alguma relutância no seu uso devido à dificuldade de execução das ligações entre perfis tubulares.

1.3 Enquadramento

A presente tese situa-se no âmbito do projeto europeu “FRAMEUP” – *Optimization of frames for effective assembling* (RFSR, 2011).

Inserido no tema da construção modular, este projeto propõe investigar a ideia da construção “de cima para baixo”. Isto requer o desenvolvimento um novo tipo de técnica de execução da estrutura principal, no que diz respeito à construção de edifícios a partir de módulos pré-fabricados.

A técnica acima referida demarca-se do comum, começando-se pela montagem do último piso de forma a criar uma estrutura rígida que será levantada por macacos hidráulicos (Figura 1.1), inseridos numa estrutura de levantamento (Figura 1.2). Esta ideia não é nova, tendo sido experimentada com resultados positivos pela empresa Skanska (RFSR, 2011).

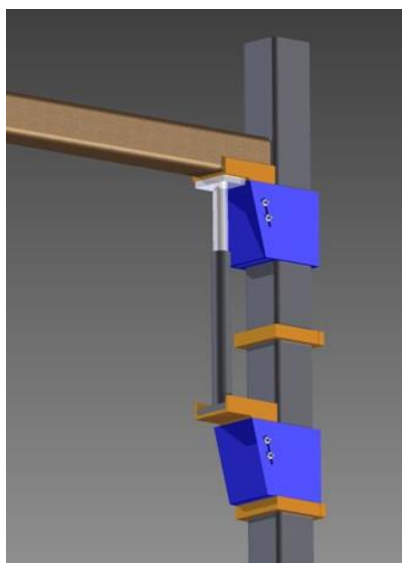


Figura 1.1 – Macaco hidráulico (RFSR, 2011)

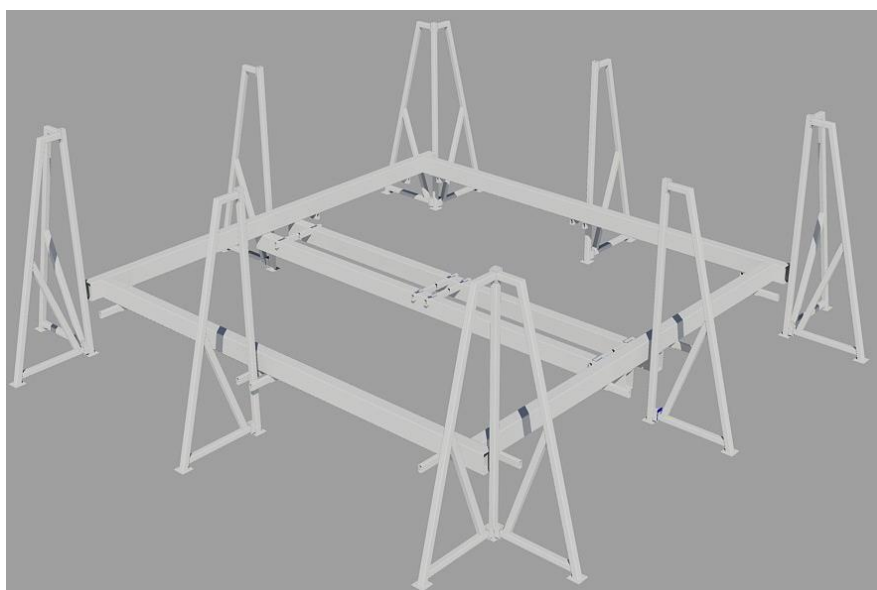


Figura 1.2 – Estrutura de levantamento (RFSR, 2011)

Após o levantamento do piso superior, é criado um novo piso ao nível do solo, por baixo do piso previamente levantado, e assim sucessivamente. Este método permitirá a proteção de cada piso de danos causados pela chuva e humidade durante a fase de construção.

Na Figura 1.3 apresenta-se um esboço do processo de levantamento de um piso.



Figura 1.3 - Esboço do processo de levantamento (RFSR, 2011)

A estrutura em estudo é constituída por perfis tubulares, sem qualquer tipo de contraventamento. Um dos principais objetivos é o desenvolvimento de uma solução técnica sustentável e competitiva, de modo a reduzir o tempo e os custos da construção.

A estrutura base é constituída por seis pisos, cada um composto por oito módulos (Figura 1.4).

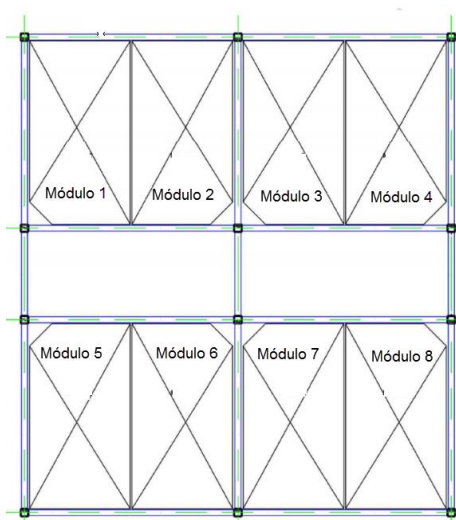


Figura 1.4 – Localização dos módulos (RFSR, 2011)

Estes módulos são suportados por uma estrutura porticada, constituída por perfis de secção tubular MSH 250x250x10 mm e MSH 250x150x8 mm para os pilares e vigas, respetivamente. A distância entre pórticos é apresentada na Figura 1.5, resultando em dimensões em planta de 11,10x10,77 m. Todos os pisos têm uma altura de 3,01 m, à exceção do último, 3,34 m.

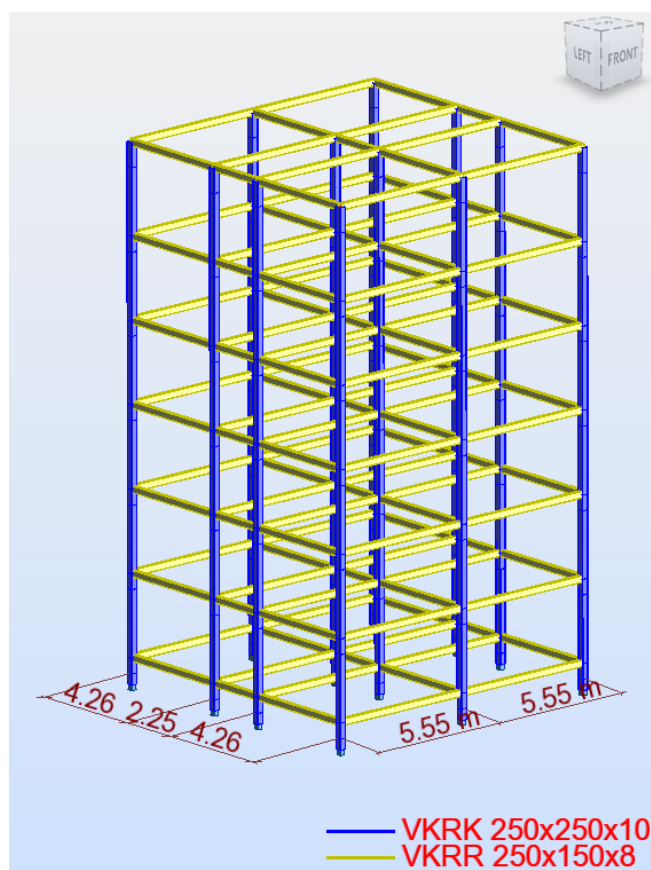


Figura 1.5 – Geometria e seções do edifício completo

1.4 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo a verificação da segurança de um edifício metálico composto por perfis tubulares sem contraventamento, segundo o Eurocódigo 3 (EC3) e o Eurocódigo 8 (EC8). A classe do aço utilizado é S355.

A verificação da segurança incorpora uma variação paramétrica, fazendo variar os seguintes parâmetros:

- Número de pisos;
- Secção dos pilares;
- Rigidez das ligações.

Ao nível do número de pisos, ficou estipulado que se estudariam soluções com quatro, seis e oito pisos. Dentro destas soluções, fez-se a variação da secção dos pilares, bem como da rigidez das ligações entre elementos. Foi então criada uma nova secção para os pilares, MSH 250x250x8 mm, retirando dois milímetros de espessura em relação aos já existentes. Esta nova secção foi introduzida na metade superior da estrutura, nas três soluções em estudo. A rigidez das ligações também foi alterada na metade superior da estrutura ao longo da variação do número de pisos. No Quadro 1.1 apresenta-se, esquematicamente, a variação paramétrica realizada.

Quadro 1.1 – Variação paramétrica

Nº de Pisos	Pisos	Secção dos Pilares [mm]	Rigidez das Ligações [kN.m/rad]
4	1 2	MSH 250x250x10	18145
	3 4	MSH 250x250x8	11617
6	1 2 3	MSH 250x250x10	18145
	3 4 5	MSH 250x250x8	11617
8	1 2 3 4	MSH 250x250x10	18145
	5 6 7 8	MSH 250x250x8	11617

Tal como acima referido, todos os elementos serão verificados segundo o Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8. No âmbito deste último, referente à ação sísmica, os cálculos serão feitos segundo duas abordagens:

- Análise modal por espectro de resposta;
- Análise estática não linear (*pushover*).

Todos os procedimentos de cálculo serão descritos no Capítulo 2, sendo os resultados apresentados no Capítulo 3.

2 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

2.1 Introdução

Tal como foi referido no final do Capítulo 1, a análise e verificação da segurança das estruturas em estudo serão efetuadas segundo o Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8. Ao longo deste Capítulo serão descritos todos os procedimentos de cálculo, apresentando todas as cláusulas utilizadas.

2.2 Ação Sísmica

O Eurocódigo 8 prevê a consideração de dois tipos de sismos num dimensionamento estrutural: sismo intraplacas e sismo interplacas. Ao primeiro tipo estão associados sismos de magnitudes elevadas, de longa duração e com predominância de frequências baixas. Por sua vez, aos sismos interplacas estão associadas magnitudes moderadas, uma duração inferior e uma predominância de frequências mais elevadas (Rêlo, 2009). Segundo o EC8, estes tipos de sismos são designados de Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente.

Como base para o cálculo da ação sísmica, foi definido que a estrutura se situa em Faro. De acordo com o EC8, a sismicidade é descrita por um único parâmetro, isto é, o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} . Existe uma variação deste parâmetro dependendo do país e da sua região.

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno corresponde ao período de retorno de referência T_{NCR} da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso. Para períodos de retorno que não sejam o de referência, o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A é dado por:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (1)$$

onde o coeficiente de importância, γ_I , é igual à unidade.

Assim, para Faro, os valores de a_{gR} e a_g são apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores de γ_I , a_{gR} e a_g

	Coeficiente de Importância [γ_I]	a_{gR} (m/s ²)	a_g (m/s ²)
Sismo Tipo 1	1	2	2
Sismo Tipo 2	1	1,7	1,7

No projeto, foi ainda definido que se trata de um terreno do tipo C, tendo sido atribuída à estrutura uma classe de importância II. O amortecimento viscoso da estrutura, ζ , foi definido com sendo igual a 2%, restando o coeficiente de comportamento, q , igual a 3. O EC8 define um valor do coeficiente correspondente ao limite do espectro de cálculo horizontal, β , igual a 0,2.

Para a representação da ação sísmica, a EN 1998-1 (CEN, 2010b) permite a utilização de espectros de resposta elásticos. Para o cálculo do espectro de resposta elástica e do espectro de cálculo, a cláusula NA-3.2.2.2(2) do EC8 define os valores dos períodos T_B , T_C e T_D , e do coeficiente de solo, S , para um tipo de terreno C. O valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$S = S_{max} \text{ se } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad (2)$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \text{ se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad (3)$$

$$S = 1,0 \text{ se } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad (4)$$

Os valores dos limites de período e do coeficiente do solo são apresentados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Parâmetros para definição dos espectros

Tipo de Terreno C	S_{max}	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Sismo Tipo 1	1,60	1,40	0,10	0,60	2,00
Sismo Tipo 2	1,60	1,46	0,10	0,25	1,20

É ainda necessário calcular o coeficiente de correção do amortecimento, η , para a definição do espectro de resposta elástica, visto que o amortecimento é de 2% e não 5%. A cláusula 3.2.2.2(3) prevê o cálculo de η segundo a expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (5)$$

resultando num coeficiente de correção $\eta = 1,20$.

Segundo a cláusula 3.2.2.2(1), o espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (8)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \quad (9)$$

O espectro de cálculo, $S_d(T)$ é definido pela cláusula 3.2.2.5(4):

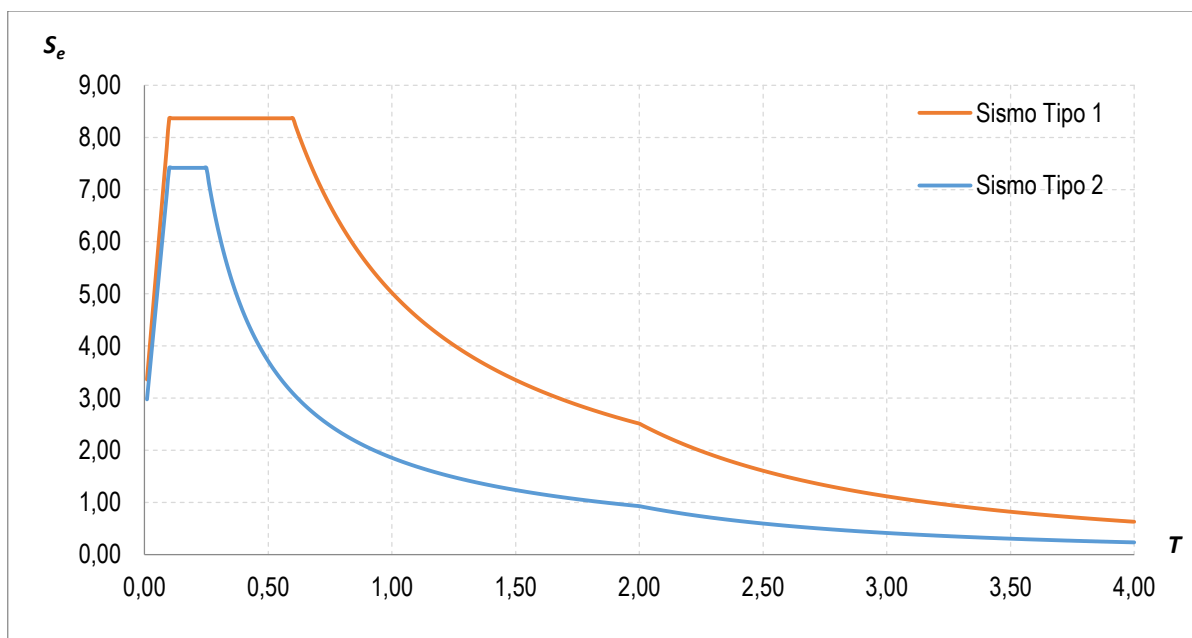
$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (11)$$

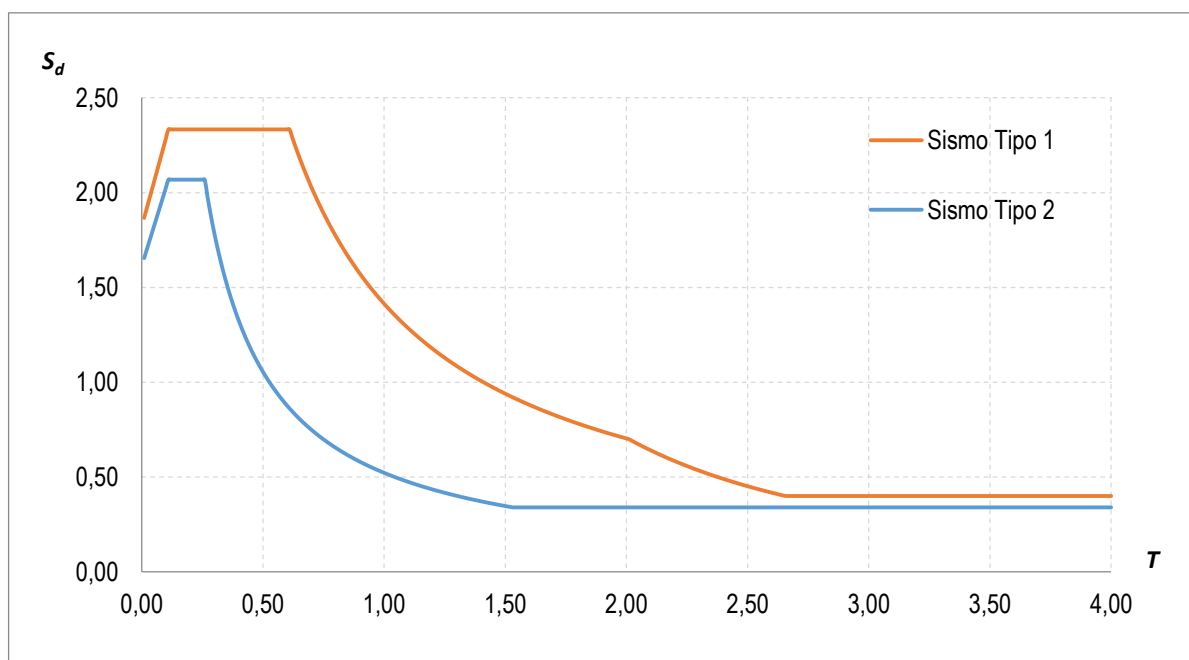
$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (13)$$

O espectro de resposta elástica e o espectro de cálculo são representados na Figura 2.1-a e na Figura 2.1-b, respetivamente.



a) Espectro de resposta elástica



b) Espectro de cálculo

Figura 2.1 – Espectros para cálculo da ação sísmica

De acordo com a EN 1990 (CEN, 2009), a combinação de ações para o cálculo dos esforços para uma situação de projeto sísmica é dada por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,j} \quad (14)$$

O coeficiente $\psi_{2,i}$ é retirado do Quadro A1.1 do EC0, sendo igual 0,3. No entanto, os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na expressão relativa à cláusula 3.2.4(2) da EN 1998-1 (CEN, 2010b):

$$\sum G_{k,j} + " \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (15)$$

O coeficiente de combinação $\psi_{E,i}$ é calculado segundo a cláusula 4.2.4(2), tendo em conta a possibilidade das massas das ações variáveis não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (16)$$

Pela mesma norma, verifica-se também que o valor de φ é 0,8, dado que se considera que os pisos têm uma ocupação correlacionada.

2.3 Análise Modal por Espectro de Resposta

A análise modal por espectro de resposta é um tipo de análise linear, podendo ser aplicada em qualquer tipo de edifício, independentemente da sua regularidade. É, portanto, o método de análise de referência para o EC8, podendo ser aplicado em modelos planos (2D) e em modelos espaciais (3D). A aplicação deste tipo de análise requer que os materiais apresentem um comportamento elástico linear.

Pela Figura 1.5, presente na secção 1.3, é possível observar que as estruturas são compostas por pórticos ortogonais, fazendo com que seja possível fazer uma análise 2D nas direções X e Y . No entanto, é preferível fazer a análise modal por espectro de resposta num modelo tridimensional. Assim, cada modo é representado por um vetor Φ_n para o modo n , contendo os deslocamentos e as rotações nas três direções, X , Y e Z , ou seja, inclui todos os graus de liberdade do modelo estrutural.

Segundo esta análise, todos os efeitos da ação sísmica devem ser calculados por modo, sendo posteriormente combinados. Devem ainda ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura desde que uma das seguintes condições possa ser demonstrada (cláusula 4.3.3.3.1(3) da EN 1998-1 (CEN, 2010b)):

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

Caso as duas condições acima referidas não se verifiquem, tal como em edifícios com uma contribuição significativa dos modos de torção, deverá considerar-se numa análise espacial um número mínimo de modos que satisfaçam as condições impostas pela cláusula 4.3.3.3.1(5) da EN 1998-1 (CEN, 2010b).

No âmbito desta análise por espectro de resposta, as respostas elásticas de dois modos de vibração diferentes são muitas vezes consideradas como sendo independentes uma da outra. Segundo a cláusula 4.3.3.3.2(1) do EC8, as respostas de dois modos de vibração i e j , incluindo os modos de translação e os de torção, podem ser consideradas como independentes entre si se os seus períodos T_i e T_j satisfizerem a seguinte condição, com $T_j \leq T_i$:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (17)$$

Caso a condição acima seja verificada, o valor máximo E_E do efeito de uma ação sísmica poderá ser obtido através da raiz quadrada da soma dos quadrados, usualmente denominada por SRSS (*Square Root of Sum of Squares*). Uma vez que esta condição abrange apenas soluções em que os períodos estejam suficientemente afastados, o efeito da ação sísmica será obtido segundo um conceito mais rigoroso, como é o caso da Combinação Quadrática Completa (CQC). Assim, os efeitos da ação sísmica serão calculados segundo a seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N r_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (18)$$

onde:

E_{Ei} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração i ;

E_{Ej} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração j ;

r_{ij} – Coeficiente de correlação dos modos i e j , dado por:

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + \rho \xi_j)\rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \rho(1 + \rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)\rho^2} \quad (19)$$

em que:

$$\rho = T_i/T_j$$

ξ_i – Coeficiente de amortecimento do modo i ;

ξ_j – Coeficiente de amortecimento do modo j .

2.4 Análise Estática Não Linear (*Pushover*)

O uso de métodos de análise não lineares é predominante no estudo de novos tipos de estruturas, no sentido de avaliar o seu comportamento na ocorrência de um sismo (Maddala, 2013). No contexto da EN 1998-1 (CEN, 2010b), os métodos não lineares estão limitados a:

- Avaliação detalhada do comportamento sísmico de um novo tipo de estrutura, incluindo a confirmação do mecanismo plástico pretendido e da distribuição e extensão de danos;
- Dimensionamento de estruturas com isolamento sísmico, para as quais a aplicação de métodos de análise lineares é permitida segundo algumas restrições, sendo os métodos não lineares as referências para a análise.

No caso específico da análise estática não linear (*pushover*), a EN 1998-1 (CEN, 2010b) define ainda dois tipos de uso adicionais:

- Para verificar ou corrigir o valor do fator α_u/α_1 , incorporado no valor do coeficiente de comportamento do material, q_0 , de modo a ter em conta a sobrerresistência, Ω , devida à redundância do sistema estrutural;
- Para dimensionar estruturas com base numa análise estática não linear e na verificação da deformação dos seus elementos dúcteis, em vez de fazer o dimensionamento com base em forças para uma análise elástica linear através do espectro de cálculo que incorpora o coeficiente de comportamento, q . Neste caso, a ação sísmica é definida em função de um deslocamento alvo, derivada do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento, em vez do espectro de cálculo.

A introdução da análise *pushover* é uma novidade do EC8, não havendo precedentes do seu uso. Por este motivo, este tipo de análise é passível de ser restringido ou até proibido pelos países através dos seus respetivos Anexos Nacionais (Fardis et al, 2005).

Desde a sua implementação, e devido à sua simplicidade e ao fácil acesso a ferramentas computacionais, a análise *pushover* tem vindo a ganhar cada vez mais importância, sendo que permite a avaliação sísmica de edifícios e pode ser usada no dimensionamento de novas estruturas sem recurso à utilização de um coeficiente de comportamento (Fardis et al, 2005).

A análise *pushover* é feita numa estrutura com massas gravíticas constantes, aplicando forças laterais incrementais ao nível dos pisos, ou seja, onde estão introduzidas as massas, de forma a simular a inércia das forças induzidas pela componente horizontal da ação sísmica. Como as forças aplicadas não são constantes mas sim incrementadas monotonicamente, este método permite a monitorização da formação de rótulas plásticas até ao mecanismo de colapso, bem como a distribuição de danos em função da grandeza das forças laterais aplicadas associadas aos deslocamentos horizontais. Assim, pode-se admitir que este método é, essencialmente, uma extensão da análise por forças laterais linear para o regime não linear, abrangendo apenas a componente horizontal de um sismo (Fardis et al, 2005).

O EC8 prevê que se devem utilizar pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais (cláusula 4.3.3.4.2.2(1)), devendo ser adotada a distribuição que conduz aos resultados mais desfavoráveis:

- Uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);
- Uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica.

As forças a aplicar no modelo são calculadas segundo o Anexo B.1 do EC8, dadas por:

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (20)$$

em que:

\bar{F}_i – Forças laterais normalizadas;

m_i – Massa do piso i ;

Φ_i – Deslocamento no piso i , normalizado.

Após a modelação e aplicação de uma distribuição de cargas, é possível obter um dos elementos-chave da análise *pushover* – a curva de capacidade. A curva de capacidade de uma estrutura é a relação entre a força de corte na base, F_b , e o deslocamento no nó de referência, d_n . Este nó de referência, geralmente denominado por nó de controlo, situa-se no topo da estrutura. Para a determinação da curva de capacidade, o deslocamento nesse nó terá de ser, no mínimo, 1,5 vezes maior que o deslocamento alvo que define a resposta da estrutura à ação sísmica em causa (Coutinho, 2008). Como poderá ser observado no Capítulo 3, as curvas de capacidade foram calculadas para deslocamentos entre 1 m e 2 m, grandezas que ultrapassam com grande margem os deslocamentos alvo próprios de cada pórtico.

No entanto, esta curva de capacidade é relativa a um sistema com vários graus de liberdade (MDOF – *Multiple Degree of Freedom*), pelo que é necessário determinar uma nova curva de capacidade para um sistema de um grau de liberdade equivalente (SDOF – *Single Degree of Freedom*) (Bhatt, 2007). Este sistema SDOF equivalente, essencial para a determinação da resposta sísmica da estrutura, é também determinado segundo o Anexo B.2 através de um coeficiente de transformação, Γ . Diretamente relacionado com a forma do primeiro modo de vibração, o coeficiente de transformação Γ é calculado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (21)$$

onde:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (22)$$

A força F^* e o deslocamento d^* do sistema equivalente com um só grau de liberdade que definem a nova curva de capacidade, são calculados por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (23)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (24)$$

A diferença entre as curvas de capacidade dos sistemas MDOF e correspondentes sistemas SDOF equivalentes é representada na Figura 2.2.

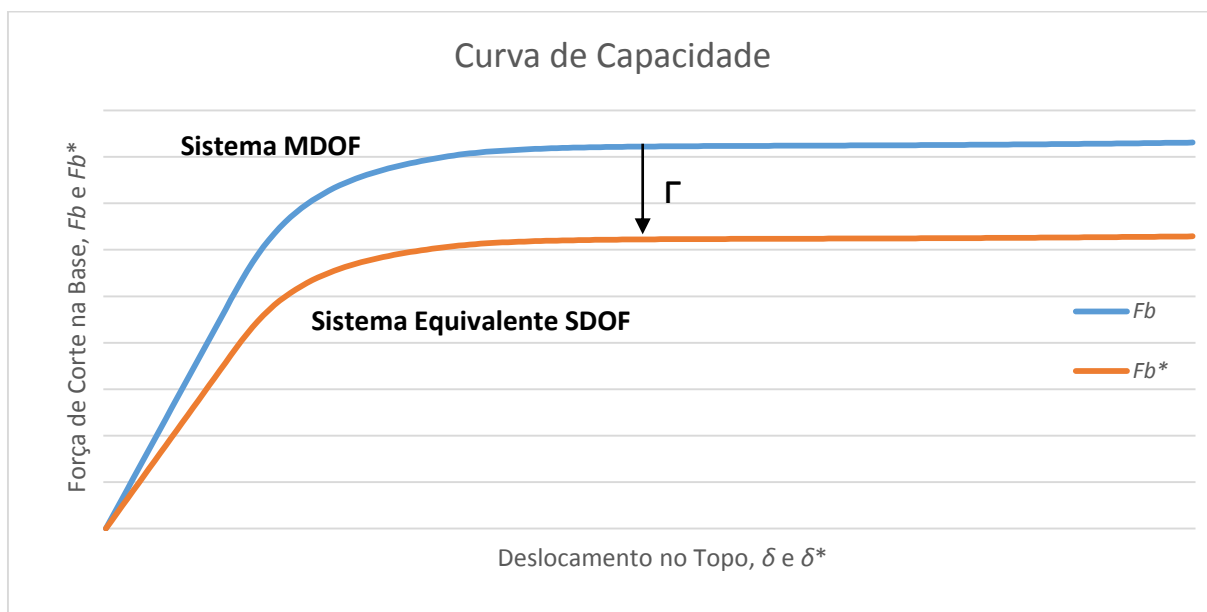


Figura 2.2 – Exemplo da diferença entre curvas de capacidade de sistemas MDOF e sistemas equivalentes SDOF

A determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica é descrita no Anexo B.3 da EN 1998-1 (CEN, 2010b). Para a determinação do deslocamento alvo, é necessário estimar um período T^* do sistema equivalente com um grau de liberdade. Este período é determinado com base na rigidez elástica de uma curva elasto-perfeitamente plástica ajustada à curva de capacidade do sistema SDOF (Figura 2.3).

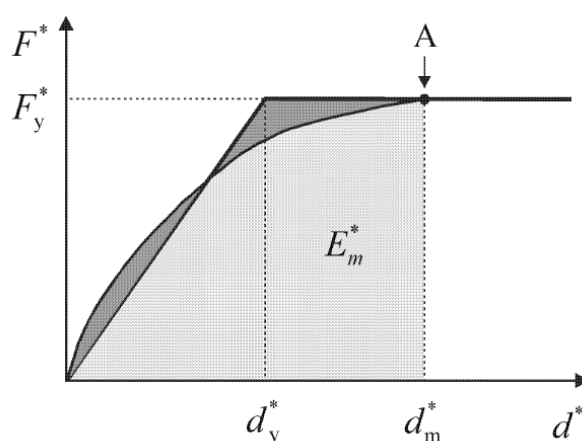


Figura 2.3 – Idealização elasto-perfeitamente plástica da curva de capacidade de um sistema SDOF equivalente numa análise *pushover*

A força de cedência, F_y^* , da curva elasto-perfeitamente plástica, que também representa a resistência última do sistema SDOF equivalente, é igual à força de corte na base aquando da formação do mecanismo plástico (ponto A da Figura 2.3). A rigidez elástica do sistema idealizado é determinada de forma a que as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas sejam iguais. A partir desta condição, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema equivalente SDOF é dada por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (25)$$

onde:

d_m^* – Deslocamento no momento da formação do mecanismo plástico;

E_m^* – Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

O período T^* do sistema idealizado equivalente com um grau de liberdade é determinado segundo o Anexo B.4 do EC8, sendo estimado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (26)$$

O deslocamento alvo do sistema equivalente SDOF é calculado segundo o Anexo B.5. De acordo com esta norma, primeiro é calculado um deslocamento alvo da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado, d_{et}^* , dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (27)$$

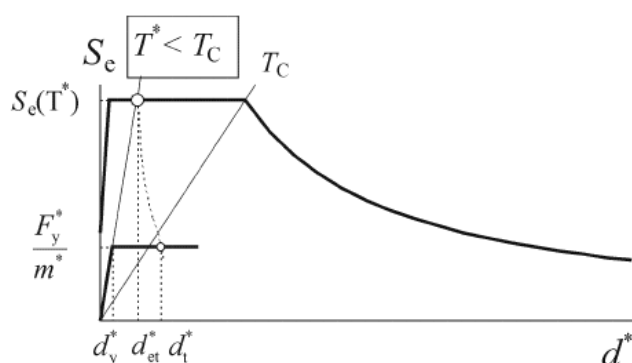
Segundo esta abordagem, o deslocamento alvo do sistema equivalente com um grau de liberdade é determinado diretamente através do espetro de resposta elástica com 5% de amortecimento, assumindo que o período T^* é maior que o período de transição, T_C , ou seja, que se tratam de períodos médios ou longos (Figura 2.4-b). Assim, quando se está neste domínio, o deslocamento alvo, d_t^* , é igual a d_{et}^* .

No caso de períodos curtos ($T^* < T_C$, Figura 2.4-a), e se a resposta for elástica ($F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$), o deslocamento alvo será igualmente d_{et}^* . Caso contrário, a resposta é não linear, sendo o deslocamento alvo dado por:

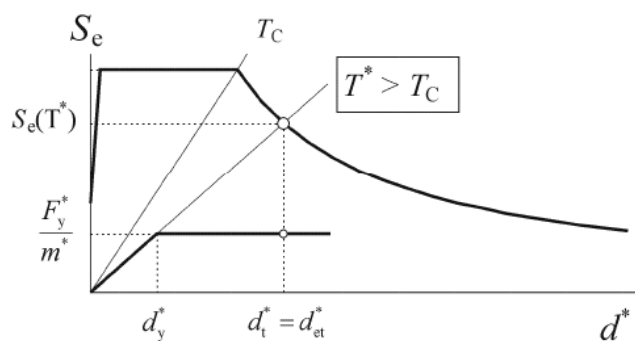
$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (28)$$

onde q_u é o rácio entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^* , dado por:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (29)$$



a) Períodos curtos



b) Períodos médios e longos

Figura 2.4 – Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente SDOF

Por fim, o Anexo B.6 do EC8 indica que o deslocamento alvo do sistema com vários graus de liberdade é obtido por:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (30)$$

Este deslocamento alvo, como já foi referido, corresponde ao nó de controlo da estrutura. A partir da curva de capacidade previamente calculada, é possível obter deslocamentos, rotações, esforços, etc., para o deslocamento alvo. A partir destes valores, torna-se possível verificar a segurança da estrutura na ocorrência de um sismo, assim como os danos provocados pelo mesmo.

2.5 Modelação das Estruturas

A primeira modelação das estruturas (que inclui a análise modal por espectro de resposta) foi efetuada no programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*[®]. A modelação teve como base a estrutura de seis pisos anteriormente representada na Figura 1.5, tendo sido ajustada aos parâmetros já mencionados. Visto que nesta estrutura base já se encontram as ações incidentes, estas não foram quantificadas. Contudo, foram ajustadas aquando da variação do número de pisos, sendo apresentadas no Anexo A. A modelação das estruturas é apresentada na Figura 2.5, na Figura 2.6 e na Figura 2.7, para as estruturas de 4, 6 e 8 pisos, respetivamente.

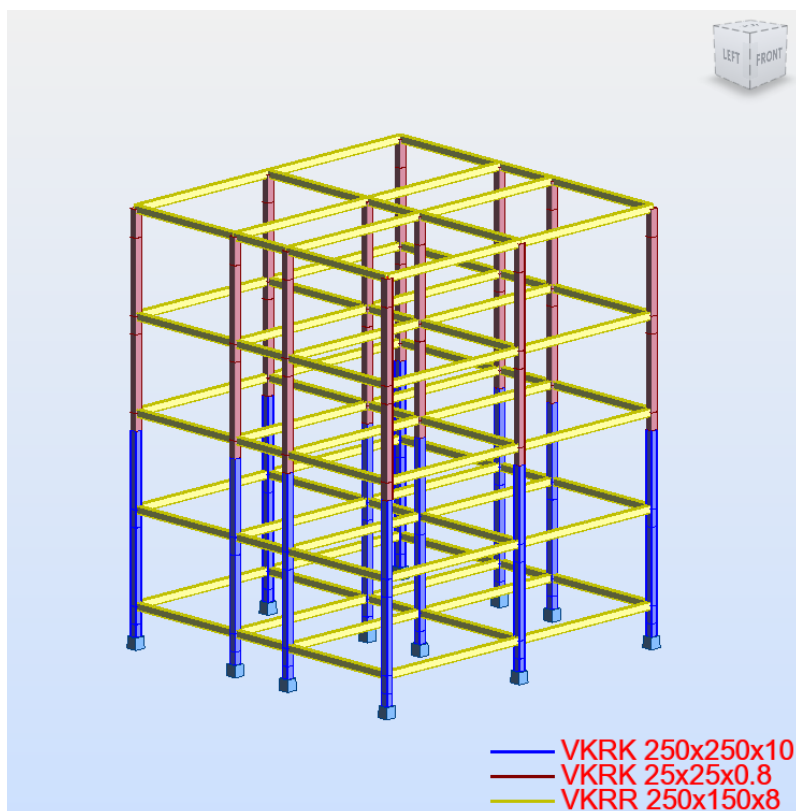


Figura 2.5 – Modelação da estrutura de 4 pisos (*Robot*)

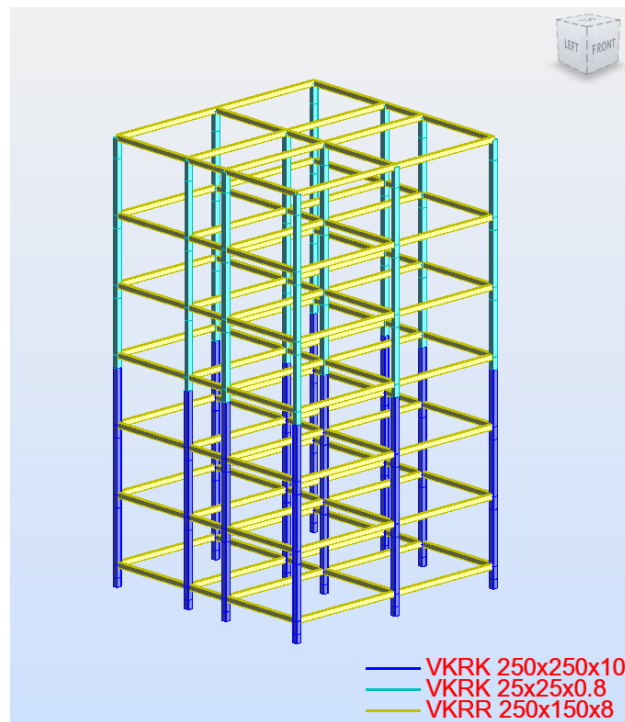


Figura 2.6 – Modelação da estrutura de 6 pisos (*Robot*)

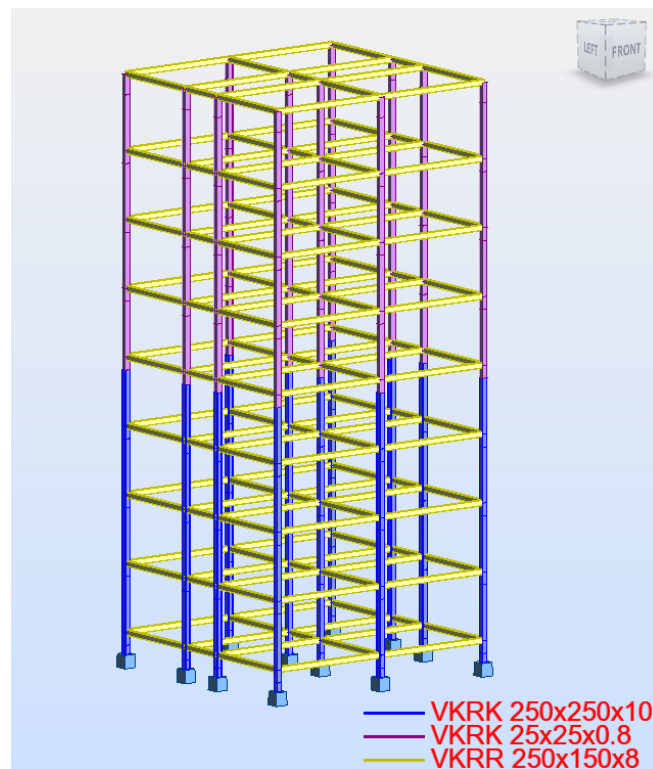
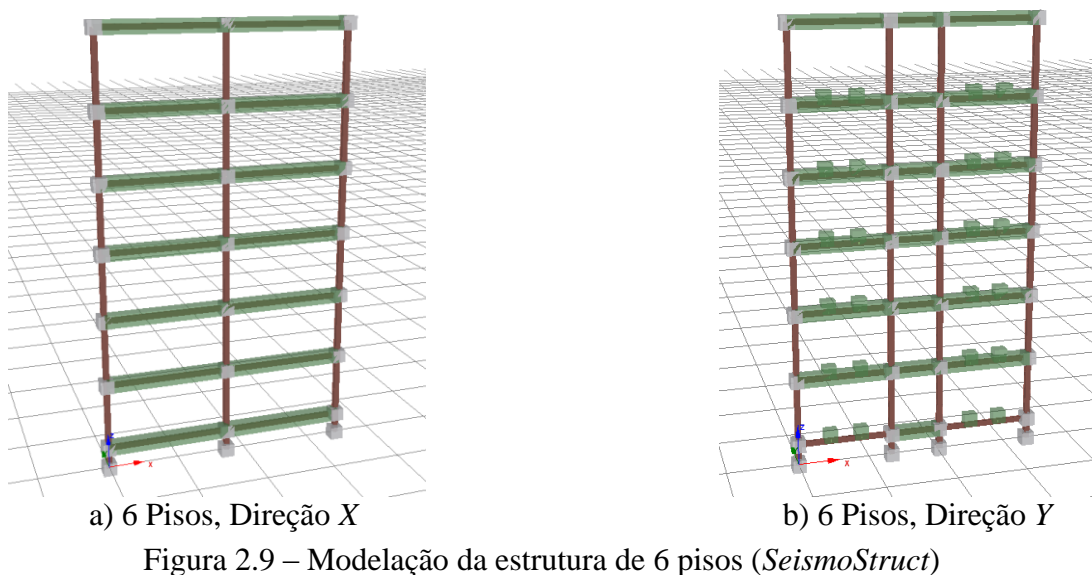
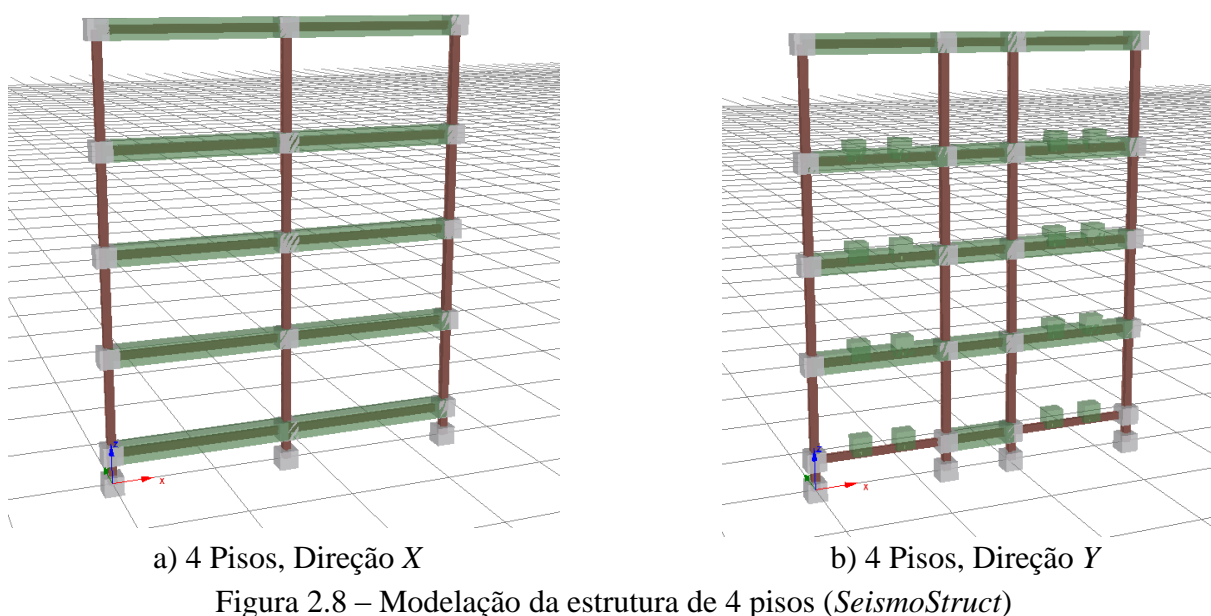


Figura 2.7 – Modelação da estrutura de 8 pisos (*Robot*)

Além das ações, também as combinações estão definidas no modelo da estrutura base. As combinações mais desfavoráveis relativas à verificação de cada elemento estrutural serão devidamente discriminadas no Anexo B.

Já para a análise *pushover*, a modelação foi feita no *software SeismoStruct*[®] (Seismosoft, 2013), tendo a análise sido efetuada num modelo plano (2D). Foram então analisados os pórticos simples que compõem as estruturas, resultando em seis modelos diferentes, representados na Figura 2.8, na Figura 2.9 e na Figura 2.10, para as soluções de 4, 6 e 8 pisos, respetivamente.



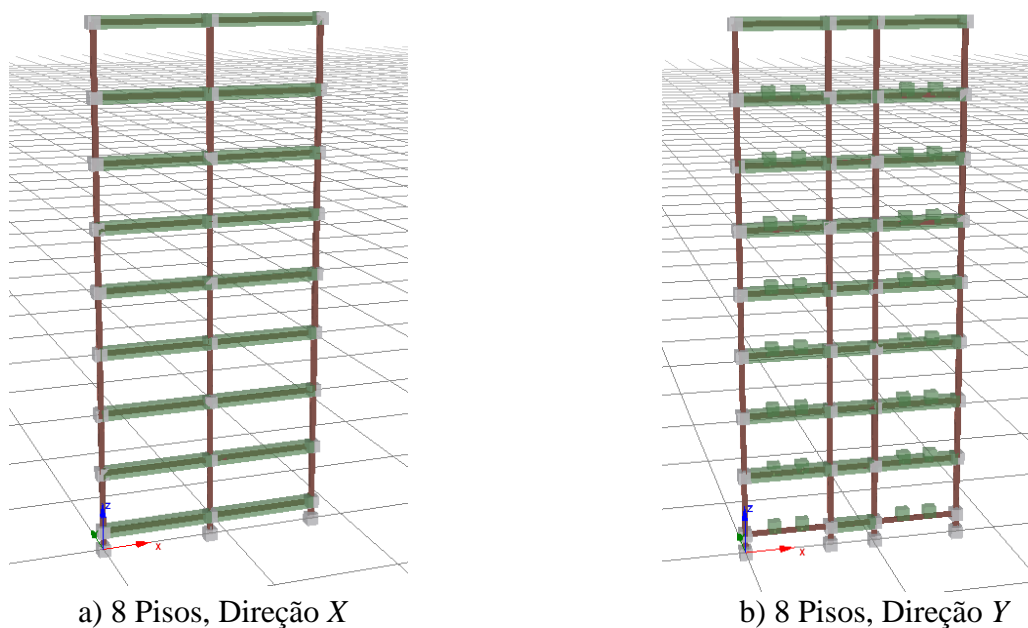


Figura 2.10 - Modelação da estrutura de 8 pisos (*SeismoStruct*)

As massas pontuais e distribuídas presentes nos modelos correspondem às ações da combinação sísmica referente à estrutura base em *Robot*.

2.6 Verificação dos Elementos Segundo o Eurocódigo 3 – Parte 1

O Eurocódigo 3 – Parte 1-1 é um regulamento que pretende avaliar a segurança de estruturas compostas por elementos metálicos (Gardner, 2004). Deste modo, e ao longo desta secção, serão discriminadas todas as cláusulas necessárias à verificação da segurança da estrutura.

A classificação das secções é efetuada segundo o Quadro 5.2 da EN 1993-1-1 (CEN, 2010a). Para tal, considera-se que os pilares estão solicitados a compressão pura, de forma conservativa, sendo de Classe 1 se satisfizerem a seguinte condição:

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon \quad (31)$$

As vigas, por terem um esforço axial desprezável, são classificadas à flexão, sendo de Classe 1 se:

$$\frac{c_w}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad (32)$$

No entanto, quando existe flexão, há necessariamente uma parte da secção que está comprimida. Assim, para ser de Classe 1, a secção terá também de cumprir o requisito seguinte:

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 33\varepsilon \quad (33)$$

Os valores de c_w , c_f , t_w e t_f são relativos à geometria da secção, calculados segundo a Figura 2.11, enquanto $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$. No caso dos pilares, $c_w = c_f = c$, e $t_w = t_f = t$.

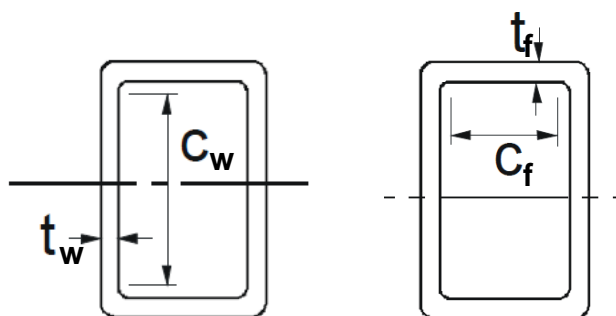


Figura 2.11 – Parâmetros para a classificação das secções

No Capítulo 3 poderão ser verificados os cálculos relativos à classificação das secções, podendo adiantar-se que todos os elementos são de Classe 1.

Tanto nas vigas como nos pilares, por serem constituídos por perfis de secção tubular, pode ser desprezada a verificação à encurvadura lateral. Já a encurvadura provocada por flexão composta com compressão foi apenas tida em conta na verificação dos pilares, visto que o esforço axial nas vigas é desprezável, como poderá ser verificado no Capítulo 3.

Deste modo, para as vigas serão apenas efetuadas verificações de esforço axial, esforço transversal e momento fletor.

Em relação ao esforço axial, deve ser verificada a condição imposta pela cláusula 6.2.3(1), Equação (34), no caso de se tratar de um esforço de tração. Caso se esteja perante um esforço de compressão, a verificação deve ser efetuada segundo a cláusula 6.2.4(1), Equação (35).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (34)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (35)$$

onde:

$$N_{t,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \text{ com } \gamma_{M0} = 1.$$

A verificação ao esforço transversal é feita através da cláusula 6.2.6(1), igual a:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (36)$$

Não havendo torção, o valor de cálculo do esforço transversal resistente, $V_{c,Rd}$, é dado pela cláusula 6.2.6(2):

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (37)$$

em que:

A_v – Área resistente ao esforço transversal, igual a $Ah/(b+h)$ ou a $Ab/(b+h)$, dependendo da carga ser paralela à altura ou à largura, respetivamente;

A – Área da secção transversal;

b – largura total;

h – altura total.

A verificação ao momento fletor é efetuada segundo a cláusula 6.2.5(1), dada por:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (38)$$

O valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal em relação a um dos seus eixos principais, $M_{c,Rd}$, é determinado pela cláusula 6.2.5(2). Tratando-se de uma secção transversal de Classe 1, este valor é dado por:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

No caso dos pilares, além de se efetuarem as verificações acima referidas, deve-se ter em conta que estes elementos contam com um esforço axial de compressão significativo. Deste modo, os elementos serão verificados à flexão composta.

A verificação das secções dos elementos à flexão composta é efetuada segundo a cláusula 6.2.9.1(6) do EC3-1-1, visto que se está perante a atuação de momentos fletores segundo duas direções, ou seja, flexão desviada. Assim, a flexão desviada tem de ser verificada de acordo com a seguinte condição:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (40)$$

em que:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \leq 6$$

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

Para secções tubulares, os valores de $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$ são calculados da seguinte forma:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a_w) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (41)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a_f) \leq M_{pl,z,Rd} \quad (42)$$

onde:

$$a_w = (A - 2bt)/A \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2ht)/A \leq 0,5$$

Em relação à estabilidade dos elementos, estes terão de verificar as condições impostas pelo EC3 relativas à encurvadura por compressão e por flexão composta com compressão. A resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos é descrita na cláusula 6.3.1.1 do EC3-1-1. Estes elementos deverão verificar a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (43)$$

O valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido, $N_{b,Rd}$, é obtido através da condição descrita cláusula 6.3.1.1(3), para secções transversais de Classes 1, 2 ou 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (44)$$

O coeficiente parcial de segurança, γ_{M1} , é igual a 1, sendo o valor do coeficiente de redução, χ , calculado segundo a cláusula 6.3.1.2(1):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (45)$$

Os parâmetros necessários ao cálculo da encurvadura são dados pelas seguintes equações:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (46)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (47)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (48)$$

onde:

Φ – Valor para determinar o coeficiente de redução, χ ;

$\bar{\lambda}$ – Esbelteza normalizada;

N_{cr} – Valor crítico do esforço normal;

α – Fator de imperfeição correspondente à curva de encurvadura apropriada.

O fator de imperfeição é obtido através do Quadro 6.1 do EC3-1-1, enquanto a curva de encurvadura é obtida segundo o Quadro 6.2 da mesma norma. Sabendo que as secções são tubulares, aliadas a um aço S355, resulta numa curva de encurvadura a , o que corresponde a um fator de imperfeição, α , igual a 0,21.

A verificação da estabilidade dos elementos em flexão composta com compressão é efetuada segundo a cláusula 6.3.3(4) da EN 1993-1-1 (CEN, 2010a):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (49)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (50)$$

Os momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro, $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$, tendo em conta que se está perante elementos de Classe 1, são nulos. Já o valor do coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, χ_{LT} , por se ter considerado que os elementos têm resistência suficiente, é igual a 1. Os valores característicos da resistência à compressão, N_{Rk} , e da resistência à flexão, $M_{y,Rk}$ em torno de y - y e $M_{z,Rk}$ em torno de z - z , são calculados através do Quadro 6.7 do EC3-1-1:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y \quad (51)$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y \quad (52)$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,z} \cdot f_y \quad (53)$$

Os coeficientes de interação, k_{ij} , podem ser calculados através de dois métodos:

- Método 1, desenvolvido por um grupo de investigadores Franco-Belga – Anexo A;
- Método 2, desenvolvido por um grupo de investigadores Austro-Alemão – Anexo B.

A EN 1993-1-1 (CEN, 2010a) permite a utilização de qualquer um dos métodos (Simões, 2014), tendo sido escolhido o Método 1 para o cálculo dos fatores de interação, sendo os resultados apresentados no Capítulo 3.

2.7 Verificação dos Elementos Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1

O Eurocódigo 8 tem como objetivo a prevenção do colapso da estrutura e a limitação dos danos. De modo a conseguir atingir os objetivos pretendidos, são definidos dois parâmetros que devem ser verificados em todos os dimensionamentos: a não ocorrência de colapso e a limitação de danos (Romãozinho, 2008). Para o primeiro parâmetro, a estrutura deve ser dimensionada para que não se verifique colapso local ou global na ocorrência de um sismo com um período de retorno de 475 anos. Deve também ser garantida uma capacidade resistente residual da estrutura após o sismo, na medida em que esta seja capaz de resistir a réplicas do mesmo. Relativamente ao segundo parâmetro, o EC8 estabelece valores limite de deslocamentos entre pisos para o sismo com maior probabilidade de ocorrência. Deste modo, fica assegurado que os custos de

reparação da estrutura para sismos de maior ocorrência não sejam desproporcionais ao custo total da estrutura.

Neste projeto, os elementos que compõem a estrutura pertencem à classe de ductilidade DCM (ductilidade média). O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas de projeto, com um modelo de análise elástica convencional que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Apesar do Quadro 6.2 do EC8 definir valores para este coeficiente, no projeto admitiu-se $q = 3$, tal como foi indicado na secção 2.2.

De acordo com a cláusula 4.4.3.1(1) da EN 1998-1 (CEN, 2010b), o requisito da “limitação de danos” é considerado como satisfeito se, sob uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”, os deslocamentos entre pisos, d_r , forem limitados a:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (54)$$

onde:

v – coeficiente de redução, definido no Anexo Nacional (NA-4.4.3.2(2));

h – altura entre pisos

Os valores do coeficiente de redução são dados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Valores do coeficiente de redução v

Ação sísmica	v
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

O deslocamento relativo entre pisos é dado pela multiplicação do deslocamento de cada piso pelo coeficiente de comportamento, q , como é indicado na expressão seguinte:

$$\delta_{er} = (\delta_{ei} - \delta_{ei-1}) \times q \quad (55)$$

De acordo com a cláusula 6.6.2 do EC8, as vigas deverão ter resistência suficiente à encurvadura por flexão e por torção, de acordo com o EC3, admitindo a formação de uma rótula plástica numa extremidade da viga. Também deverá ser verificado o momento plástico total e a capacidade de rotação nas rótulas plásticas nas vigas não reduzidas pelas forças de compressão e de corte. Deste modo, para secções de Classe 1 e 2, deverão ser cumpridas as seguintes condições:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (56)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (57)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (58)$$

em que:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal;

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor;

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transversal;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ – Resistências de cálculo de acordo com o EC3-1-1;

$V_{Ed,G}$ – Valor de cálculo do esforço transversal devido às ações não sísmicas;

$V_{Ed,M}$ – Valor de cálculo do esforço transversal devido à aplicação dos momentos plásticos $M_{pl,Rd,A}$ e $M_{pl,Rd,B}$ com sinais opostos nas secções de extremidade *A* e *B* da viga.

De acordo com a cláusula 6.6.3 do EC8, os pilares devem ser verificados à compressão, considerando a combinação mais desfavorável do esforço normal e dos momentos fletores. Os valores de N_{Ed} , M_{Ed} e V_{Ed} deverão ser calculados segundo as seguintes expressões:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (59)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \quad (60)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (61)$$

em que:

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) – Esforço de compressão (respetivamente, momento fletor e esforço transverso) na coluna devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmica;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) – Esforço de compressão (respetivamente, momento fletor e esforço transverso) na coluna devido à ação sísmica de cálculo;

Ω – Valor mínimo de $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ de todas as vigas nas quais se situam zonas dissipativas; $M_{Ed,i}$ é o valor de cálculo do momento fletor na viga i na situação de projeto sísmica e $M_{pl,Rd,i}$ é o momento plástico correspondente.

O valor do coeficiente de sobrerresistência, γ_{ov} , de acordo com a cláusula 6.2(3), é igual a 1,25.

O EC8, através da cláusula 4.4.2.3, refere que deve-se verificar que tanto os elementos estruturais como a estrutura no seu todo possuem ductilidade adequada, ou seja, deve evitar-se a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, uma vez que tal mecanismo pode induzir, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas. Assim, deverá ser satisfeita a condição seguinte em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (62)$$

onde:

$\sum M_{Rc}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

3 ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Introdução

Neste Capítulo serão expostos todos os resultados referentes às normas apresentadas no Capítulo 2. Apesar de terem sido verificados todos os elementos das estruturas, serão apenas apresentadas as verificações dos elementos mais esforçados.

3.2 Propriedades dos Elementos

Como foi referido no Capítulo 1, o material utilizado é o aço S355. No Quadro 3.1 apresentam-se as propriedades relevantes do mesmo.

Quadro 3.1 – Propriedade do material

Material - S355J2H (S355)	
f_y [MPa]	355
ϵ	0,814

No Quadro 3.2 apresentam-se as propriedades geométricas das secções utilizadas nas estruturas.

Quadro 3.2 – Propriedades geométricas dos elementos

Vigas - MHS 250x150x8		Pilares - MHS 250x250x10		Pilares - MHS 250x250x8	
A [cm ²]	60,8	A [cm ²]	94,9	A [cm ²]	76,6
A_v [cm ²]	38	A_v [cm ²]	47,45	A_v [cm ²]	38,31
I_y [cm ⁴]	5111	I_y [cm ⁴]	9055	I_y [cm ⁴]	7443
I_z [cm ⁴]	2298	I_z [cm ⁴]	9055	I_z [cm ⁴]	7443
$W_{pl,y}$ [cm ³]	501	$W_{pl,y}$ [cm ³]	851	$W_{pl,y}$ [cm ³]	693
$W_{pl,z}$ [cm ³]	350	$W_{pl,z}$ [cm ³]	851	$W_{pl,z}$ [cm ³]	693
h [mm]	250	h [mm]	250	h [mm]	250
b [mm]	150	b [mm]	250	b [mm]	250
t_f [mm]	8	t_f [mm]	10	t_f [mm]	8
t_w [mm]	8	t_w [mm]	10	t_w [mm]	8

A classificação das secções encontra-se no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Classificação das secções

Vigas - MHS 250x150x8		Pilares - MHS 250x250x10		Pilares - MHS 250x250x8	
c_f [mm]	118	c [mm]	210	c [mm]	214
t_f [mm]	8	t [mm]	10	t [mm]	8
c_f / t_f	14,75	c / t	21	c / t	26,75
33ϵ	26,85	33ϵ	26,85	33ϵ	26,85
c_w [mm]	218	$c / t < 33\epsilon$	Classe 1	$c / t < 33\epsilon$	Classe 1
t_w [mm]	8				
c_w / t_w	27,25				
72ϵ	58,58				
$c_f / t_f < 33\epsilon$	Classe 1				
$c_w / t_w < 72\epsilon$					

Como se pode verificar, todas as secções são de Classe 1.

3.3 Verificações – Eurocódigo 3

As verificações apenas foram efetuadas para os elementos mais esforçados, ou seja, para uma viga e para uma coluna. Nas três soluções estudadas, os elementos mais esforçados acabaram por ser os mesmos. Assim, a viga verificada foi a 445, enquanto o pilar verificado foi o 102. Estes elementos encontram-se identificados com a devida numeração no Anexo C.

As verificações da viga 445 nas soluções com 4, 6 e 8 pisos encontram-se apresentadas no Quadro 3.4, no Quadro 3.5 e no Quadro 3.6, respetivamente. De referir que, apesar de desprezável, o esforço axial é de tração nas estruturas de 4 e 6 pisos e de compressão na solução de 8 pisos.

Quadro 3.4 – Verificação da segurança da viga 455 (4 pisos)

N_{Ed} [kN]	4,51	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	$0,002 < 1$
M_{Ed} [kN.m]	82,12	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	$0,46 < 1$
V_{Ed} [kN]	75,08	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$0,10 < 1$
$N_{t,Rd}$ [kN]	2158,40		
$M_{c,Rd}$ [kN.m]	177,85		
$V_{c,Rd}$ [kN]	778,85		

Quadro 3.5 – Verificação da segurança da viga 455 (6 pisos)

N_{Ed} [kN]	1,48	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	$0,001 < 1$
M_{Ed} [kN.m]	118,25	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	$0,66 < 1$
V_{Ed} [kN]	91,38	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$0,12 < 1$
$N_{t,Rd}$ [kN]	2158,40		
$M_{c,Rd}$ [kN.m]	177,85		
$V_{c,Rd}$ [kN]	778,85		

Quadro 3.6 – Verificação da segurança da viga 455 (8 pisos)

N_{Ed} [kN]	1,74	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	$0,001 < 1$
M_{Ed} [kN.m]	157,54	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	$0,89 < 1$
V_{Ed} [kN]	109,10	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$0,14 < 1$
$N_{c,Rd}$ [kN]	2158,40		
$M_{c,Rd}$ [kN.m]	177,85		
$V_{c,Rd}$ [kN]	778,85		

Verifica-se, então, que as vigas encontram-se em segurança nas três soluções, sendo que a situação mais desfavorável encontra-se na estrutura de 8 pisos, visto que tem o momento fletor atuante maior.

Para o pilar 102, como foi referido no Capítulo 2, é tido em conta o fenómeno de encurvadura. No Quadro 3.7 apresentam-se as propriedades da coluna verificada segundo cada um dos eixos.

Quadro 3.7 – Propriedades da resistência à encurvadura por compressão (pilar 102)

Encurvadura segundo <i>Y</i>		Encurvadura segundo <i>Z</i>	
Curva de encurvadura	<i>a</i>	Curva de encurvadura	<i>a</i>
$N_{cr,y}$ [kN]	31266,22	$N_{cr,z}$ [kN]	31266,22
λ_y	0,33	λ_z	0,33
α_y	0,21	α_z	0,21
Φ_y	0,57	Φ_z	0,57
χ_y	0,97	χ_z	0,97
$N_{b,Rd,y}$ [kN]	3270,57	$N_{b,Rd,z}$ [kN]	3270,57

As verificações enunciadas no Capítulo 2 encontram-se apresentadas no Quadro 3.8, no Quadro 3.9 e no Quadro 3.10, para as soluções de 4, 6 e 8 pisos, respetivamente. Nestes Quadros também se apresentam parâmetros do elemento necessários à verificação da encurvadura por flexão composta com compressão.

Quadro 3.8 – Verificação da segurança da coluna 102 (4 pisos)

Encurvadura por flexão composta com compressão		N_{Ed} [kN]	331,2	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0,10
χ_y	0,97	$M_{y,Ed}$ [kN.m]	31,89	$M_{y,Ed}/M_{c,Rd}$	0,11
χ_z	0,97	$M_{z,Ed}$ [kN.m]	79,49	$M_{z,Ed}/M_{c,Rd}$	0,26
χ_{LT}	1	V_{Ed} [kN]	41,81	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0,04
N_{Rk} [kN]	3368,95	$N_{b,Rd}$ [kN]	3270,57	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	0,10
$M_{y,Rk}$ [kN.m]	302,105	$N_{c,Rd}$ [kN]	3368,95	Eq. (40)	0,13
$M_{z,Rk}$ [kN.m]	302,105	$M_{c,Rd}$ [kN.m]	302,11	Eq.(49)	0,32
k_{yy}	0,82	$V_{c,Rd}$ [kN]	972,53	Eq. (50)	0,37
k_{yz}	0,49	α	1,68	< 1,0	
k_{zy}	0,49	β			
k_{zz}	0,81	$M_{N,y,Rd}$ [kN.m]	302,11		
		$M_{N,z,Rd}$ [kN.m]	302,11		

Quadro 3.9 – Verificação da segurança da coluna 102 (6 pisos)

Encurvadura por flexão composta com compressão		N_{Ed} [kN]	837,91	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0,25
χ_y	0,97	$M_{y,Ed}$ [kN.m]	0,02	$M_{y,Ed}/M_{c,Rd}$	0,00
χ_z	0,97	$M_{z,Ed}$ [kN.m]	116,13	$M_{z,Ed}/M_{c,Rd}$	0,38
χ_{LT}	1	V_{Ed} [kN]	49,16	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0,05
N_{Rk} [kN]	3368,95	$N_{b,Rd}$ [kN]	3270,57	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	0,26
$M_{y,Rk}$ [kN.m]	302,105	$N_{c,Rd}$ [kN]	3368,95	Eq. (40)	0,19
$M_{z,Rk}$ [kN.m]	302,105	$M_{c,Rd}$ [kN.m]	302,11	Eq.(49)	0,42
k_{yy}	0,66	$V_{c,Rd}$ [kN]	972,53	Eq. (50)	0,53
k_{yz}	0,43	α	1,78	< 1,0	
k_{zy}	0,4	β			
k_{zz}	0,71	$M_{N,y,Rd}$ [kN.m]	297,3		
		$M_{N,z,Rd}$ [kN.m]	297,3		

Quadro 3.10 – Verificação da segurança da coluna 102 (6 pisos)

Encurvadura por flexão composta com compressão		N_{Ed} [kN]	1179,07	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0,35
χ_y	0,97	$M_{y,Ed}$ [kN.m]	0,02	$M_{y,Ed}/M_{c,Rd}$	0,00
χ_z	0,97	$M_{z,Ed}$ [kN.m]	172,71	$M_{z,Ed}/M_{c,Rd}$	0,57
χ_{LT}	1	V_{Ed} [kN]	68,27	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0,07
N_{Rk} [kN]	3368,95	$N_{b,Rd}$ [kN]	3270,57	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	0,36
$M_{y,Rk}$ [kN.m]	302,105	$N_{c,Rd}$ [kN]	3368,95	Eq. (40)	0,46
$M_{z,Rk}$ [kN.m]	302,105	$M_{c,Rd}$ [kN.m]	302,11	Eq.(49)	0,60
k_{yy}	0,65	$V_{c,Rd}$ [kN]	972,53	Eq. (50)	0,76
k_{yz}	0,42	α	1,93	< 1,0	
k_{zy}	0,39	β			
k_{zz}	0,7	$M_{N,y,Rd}$ [kN.m]	257,22		
		$M_{N,z,Rd}$ [kN.m]	257,22		

Mais uma vez, verifica-se que é na solução de 8 pisos onde se encontram esforços maiores, ainda que insuficientes para os pilares deixem de estar em segurança segundo a EN 1993-1-1 (CEN, 2010a).

Através destes resultados, facilmente se conclui que as estruturas de 4 e 6 pisos encontram-se sobredimensionadas, enquanto a solução estrutural de 8 pisos pode ser otimizada, de modo a reduzir o custo global da estrutura.

3.4 Verificações – Eurocódigo 8

3.4.1 Análise Modal por Espectro de Resposta

As verificações apresentadas na secção 2.7 foram efetuadas com base nos resultados obtidos da modelação das estruturas no programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis*[®]. Mais uma vez, as verificações foram efetuadas apenas para os elementos mais esforçados de cada solução (uma viga e uma coluna), sendo estes os elementos verificados na secção 3.3.

Começando pela verificação da limitação de danos segundo as Equações (54) e (55), os deslocamentos máximos entre pisos foram obtidos através das combinações sísmicas. No entanto, observou-se que o sismo do Tipo 1 é o mais condicionante, sendo que as verificações foram apenas efetuadas para este tipo de sismo. Os resultados são apresentados no Quadro 3.11.

Quadro 3.11 – Verificação do requisito “limitação de danos”

4 Pisos		6 Pisos		8 Pisos	
$d_{r,max}$	55,50 mm	$d_{r,max}$	64,20 mm	$d_{r,max}$	60,60 mm
$\delta_{ei} - \delta_{ei-1}$	18,50 mm	$\delta_{ei} - \delta_{ei-1}$	21,40 mm	$\delta_{ei} - \delta_{ei-1}$	20,20 mm
ν	0,4	ν	0,4	ν	0,4
q	3	q	3	q	3
h	3010,00 mm	h	3010,00 mm	h	3010,00 mm
$d_{r,max} \nu \leq 0,010 h$		$d_{r,max} \nu \leq 0,010 h$		$d_{r,max} \nu \leq 0,010 h$	
22,20 mm < 30,10 mm		25,68 mm < 30,10 mm		24,24 mm < 30,10 mm	
Verifica		Verifica		Verifica	

Através do Quadro 3.11, verifica-se que a condição é satisfeita nas três soluções.

Ao nível de esforços, as vigas foram verificadas através das Equações (56), (57) e (58), enquanto os pilares foram verificados segundo as Equações (59), (60) e (61). As verificações encontram-se apresentadas por solução, sendo que o Quadro 3.12, o Quadro 3.13 e o Quadro 3.14 correspondem às soluções de 4, 6 e 8 pisos, respetivamente.

Quadro 3.12 – Verificações dos elementos (4 pisos)

M_{Ed}	67,91 kN.m	$M_{pl,Rd}$	177,86 kN.m
N_{Ed}	7,75 kN	$N_{pl,Rd}$	2158,40 kN
V_{Ed}	119,51 kN	$V_{pl,Rd}$	778,85 kN
$V_{Ed,G}$	36,01 kN	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	$0,382 < 1$
$V_{Ed,M}$	83,50 kN	$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	$0,004 < 0,15$
		$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	$0,153 < 0,5$

a) Vigas

N_{Ed}	489,62 kN	$N_{c,Rd}$	3368,95 kN
M_{Ed}	263,88 kN.m	$M_{c,Rd}$	302,11 kN.m
V_{Ed}	135,91 kN	$V_{c,Rd}$	972,53 kN
$N_{Ed,G}$	270,31 kN	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	$0,145 < 1$
$M_{Ed,G}$	8,60 kN.m	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	$0,873 < 1$
$V_{Ed,G}$	5,62 kN	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$0,140 < 1$
$N_{Ed,E}$	60,90 kN		
$M_{Ed,E}$	70,89 kN.m		
$V_{Ed,E}$	36,18 kN		
γ_{ov}	1,25		
Ω	2,62		

b) Pilares

Quadro 3.13 – Verificações dos elementos (6 pisos)

M_{Ed}	71,40 kN.m	$M_{pl,Rd}$	177,86 kN.m
N_{Ed}	7,27 kN	$N_{pl,Rd}$	2158,40 kN
V_{Ed}	119,51 kN	$V_{pl,Rd}$	778,85 kN
$V_{Ed,G}$	36,01 kN	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	$0,401 < 1$
$V_{Ed,M}$	83,50 kN	$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	$0,003 < 0,15$
		$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	$0,153 < 0,5$

a) Vigas

N_{Ed}	733,49 kN
M_{Ed}	263,81 kN
V_{Ed}	134,39 kN
$N_{Ed,G}$	416,60 kN
$M_{Ed,G}$	8,61 kN.m
$V_{Ed,G}$	5,64 kN
$N_{Ed,E}$	92,52 kN
$M_{Ed,E}$	74,51 kN.m
$V_{Ed,E}$	37,59 kN
γ_{ov}	1,25
Ω	2,49

$N_{c,Rd}$	3368,95 kN
$M_{c,Rd}$	302,11 kN.m
$V_{c,Rd}$	972,53 kN

$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,218 < 1
$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,873 < 1
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	0,138 < 1

b) Pilares

Quadro 3.14 – Verificações dos elementos (8 pisos)

M_{Ed}	69,21 kN.m
N_{Ed}	6,69 kN
V_{Ed}	119,51 kN

$M_{pl,Rd}$	177,86 kN.m
$N_{pl,Rd}$	2158,40 kN
$V_{pl,Rd}$	778,85 kN

$V_{Ed,G}$	36,01 kN
$V_{Ed,M}$	83,50 kN

$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	0,389 < 1
$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	0,003 < 0,15
$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	0,153 < 0,5

a) Vigas

N_{Ed}	938,47 kN
M_{Ed}	253,33 kN
V_{Ed}	128,41 kN
$N_{Ed,G}$	560,87 kN
$M_{Ed,G}$	8,60 kN.m
$V_{Ed,G}$	5,63 kN
$N_{Ed,E}$	108,16 kN
$M_{Ed,E}$	70,10 kN.m
$V_{Ed,E}$	35,17 kN
γ_{ov}	1,25
Ω	2,54

$N_{c,Rd}$	3368,95 kN
$M_{c,Rd}$	302,11 kN.m
$V_{c,Rd}$	972,53 kN

$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,279 < 1
$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,839 < 1
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	0,132 < 1

b) Pilares

Mais uma vez, observa-se que os elementos mais esforçados encontram-se em segurança, verificando as condições impostas pela EN 1998-1 (CEN, 2010b).

Para a verificação das condições de ductilidade global e local, foi escolhido o nó mais desfavorável, ou seja, um nó onde coincidem dois pilares MSH 250x250x8, por serem os que têm menos resistência, com duas vigas. A verificação é apresentada no Quadro 3.15, sendo igual nas três soluções estruturais.

Quadro 3.15 – Verificação das condições de ductilidade global e local

M_{Rc} [kN.m]	246,02	$\sum M_{Rc}$ [kN.m]	492,03
M_{Rb} [kN.m]	177,86	$1,3 \sum M_{Rb}$ [kN.m]	462,42

Observa-se, então, que as condições de ductilidades são verificadas.

3.4.2 Análise *Pushover*

Na Figura 2.1-a é possível verificar que o sismo Tipo 1 é o mais condicionante. Deste modo, a análise *pushover* foi efetuada apenas para este tipo de sismo, ou seja, apenas foi calculado um deslocamento alvo para cada pórtico.

Começando pela análise dos pórticos da solução com 4 pisos, fez-se a quantificação da massa de cada piso segundo a combinação da Equação (15) para as duas direções. As massas são apresentadas no Quadro 3.16, onde n representa o número total de pisos.

Quadro 3.16 – Massa de cada piso

Direção X		Direção Y	
Piso 0	4,792 ton	Piso 0	15,513 ton
Pisos 1 - ($n-1$)	5,709 ton	Pisos 1 - ($n-1$)	17,358 ton
Piso n	6,309 ton	Piso n	3,983 ton

Tal como foi referido na secção 2.4, terão de ser aplicadas duas distribuições distintas de forças laterais, resultando em duas curvas de capacidade para cada pórtico e, conseqüentemente, dois deslocamentos alvo. A primeira distribuição de forças foi efetuada apenas em função da massa de cada piso, dividindo-a pela massa máxima. A segunda distribuição de forças já terá em conta os deslocamentos normalizados de cada piso relativos ao primeiro modo de vibração (Anexo D), multiplicando-os pela massa de cada piso.

A título de comparação, foi ainda calculado, através da cláusula 4.3.3.2.2, a força de corte na base, V_d , da análise modal de cada pórtico.

$$V_d = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (63)$$

onde:

$S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – Massa total do edifício, calculada de acordo com a Equação (15);

λ – Fator de correção, igual a 0,85 se $T_1 \leq T_C$, ou igual a 1 nos restantes casos.

O cálculo da força de corte na base é apresentada no Quadro 3.17.

Quadro 3.17 – Forças de corte na base na análise modal

	4P X	4P Y	6P X	6P Y	8P X	8P Y
T_1 [s]	0,74	0,78	1,09	1,24	1,45	1,72
$S_d(T_1)$ [m/s ²]	1,89	1,79	1,28	1,13	0,97	0,81
m [ton]	33,71	77,90	47,46	115,32	61,20	152,75
λ	0,85	0,85	0,85	1,0	1,0	1,0
V_d [kN]	54,21	118,84	51,81	130,20	59,09	124,33

Na direção X (Figura 2.8-a), as forças aplicadas são apresentadas no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 – Forças aplicadas (direção X, 4 pisos)

Distribuição "uniforme"	
Piso	F [kN]
4	1,0000
3	0,9115
2	0,9293
1	0,9293
0	0,7437

Distribuição "modal"	
Piso	F [kN]
4	7,4680
3	5,3484
2	3,6118
1	3,1299
0	0,2178

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura 3.1.

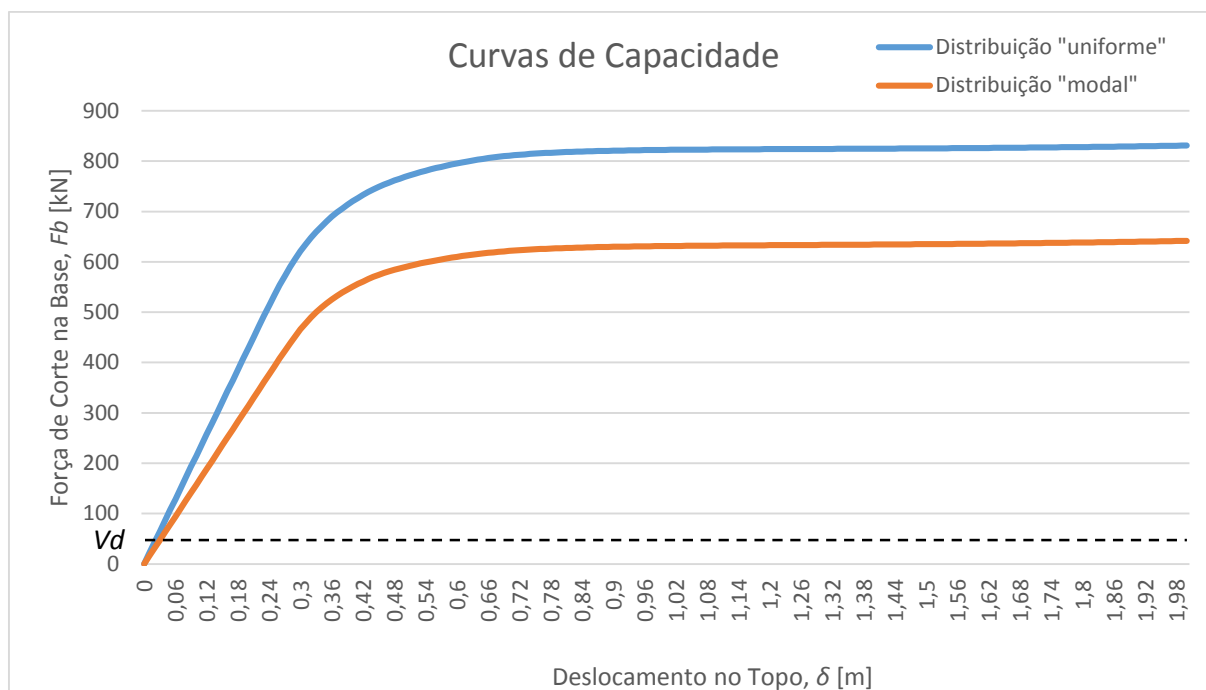


Figura 3.1 – Curvas de capacidade (direção X, 4 pisos)

Pela análise das curvas de capacidade acima representadas, observa-se que a força de corte basal de dimensionamento, V_d , encontra-se no patamar elástico do comportamento do material, situação que se vai repetir na análise dos restantes pórticos.

A curva de capacidade normalizada (Figura 3.2) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 4 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
19,776	14,970	1,321

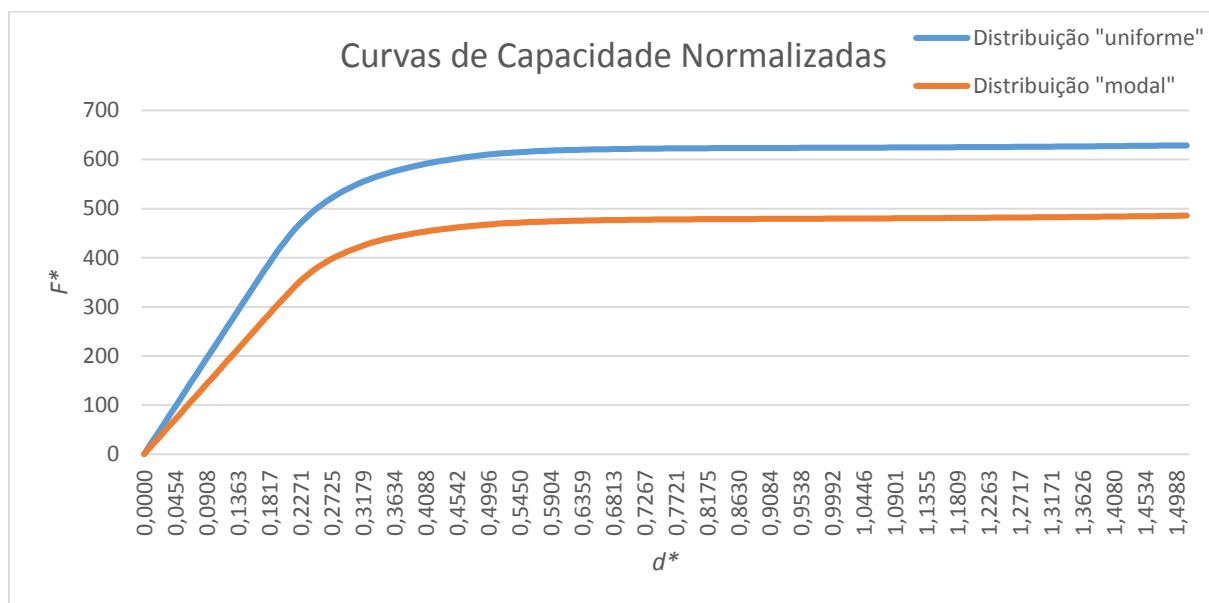


Figura 3.2 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 4 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro 3.20.

Quadro 3.20 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 4 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
$F^*_{m\acute{a}x} = F_y^*$ [kN]	628,86	$F^*_{m\acute{a}x} = F_y^*$ [kN]	485,58
$d^* (F^*_{m\acute{a}x}) = d_m^*$ [m]	1,506	$d^* (F^*_{m\acute{a}x}) = d_m^*$ [m]	1,506
E_m^*	839,19	E_m^*	642,88
d_y^* [m]	0,344	d_y^* [m]	0,365
T^* [s]	0,65	T^* [s]	0,77
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	7,72	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	6,52
T_C [s]	0,6	T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,0827	d_{et}^* [m]	0,0979
d_t^* [m]	0,0827	d_t^* [m]	0,0979
d_t [m]	0,1092	d_t [m]	0,1293

É possível observar, através do deslocamento alvo, que a distribuição “modal” é a mais desfavorável, condição que se vai repetir em todos os pórticos analisados. No entanto, o deslocamento alvo é demasiado baixo em relação à capacidade do material, fazendo com que a

estrutura se encontre em regime elástico. Tanto por esta razão como pelo facto do dimensionamento ser condicionado pelo deslocamento entre pisos, não serão verificados os elementos a partir dos esforços obtidos por esta análise.

A formação de rótulas plásticas ocorre em função da curvatura dos elementos, dada por:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{I/v} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{1}{v} \quad (64)$$

Tendo em conta que todos os elementos das estruturas têm 250 mm de altura, a distância v ao centro geométrico é também igual, 125 mm. Da Equação (64) resulta $1 / \rho = 0,0135 \text{ m}^{-1}$.

Tendo em conta a repetitividade do processo, as análises *pushover* dos restantes pórticos encontram-se apresentadas no Anexo E.

Importa referir que, para os deslocamentos alvo calculados, não existe formação de rótulas plásticas. No entanto, apresentam-se no Anexo F a formação de rótulas plásticas de cada pórtico, para a distribuição “modal”, até à formação do mecanismo plástico.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho tinha como objetivo o estudo de três soluções estruturais, derivadas de um edifício base de 6 pisos. Este estudo baseou-se, sobretudo, na verificação da segurança das estruturas segundo o Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8.

Com base nos resultados obtidos das verificações segundo o EC3-1-1, facilmente se conclui que as soluções de 4 e 6 pisos encontram-se muito sobredimensionadas, sendo que a de 8 pisos poderia ser otimizada. O facto de as estruturas não serem contraventadas revela que o uso de perfis tubulares é uma excelente solução no mercado da construção metálica, ainda que a dificuldade de criar ligações entre perfis esteja presente.

Em relação às verificações efetuadas segundo o EC8-1, também aqui se verifica que todos os requisitos são cumpridos através da análise modal por espetro de resposta. No entanto, esta análise é elástica, limitando a deformação dos elementos ao ponto em que estes atingem a sua tensão máxima, algo que pode levar a um sobredimensionamento. Assim, torna-se muito importante o uso de um método de análise não linear, de modo a avaliar a ductilidade disponível na estrutura quando se pretende aproveitar a capacidade de deformação para além do limite elástico. O método de análise não linear utilizado foi a análise *pushover*.

Tendo em conta que é importante a realização de uma análise *pushover* quando se projeta um novo tipo de estrutura, esta enquadra-se perfeitamente no caso em estudo. A ideia desta análise passa pela aplicação de cargas horizontais crescentes até à obtenção de um deslocamento alvo no topo da estrutura. Daqui, obtém-se a curva de capacidade da estrutura, essencial para perceber o comportamento da mesma em função das forças aplicadas. Estas forças, apesar de estáticas, permitem com que se passe para o domínio não linear do comportamento do material.

Através das várias análises *pushover* realizadas, conclui-se que as estruturas mantêm-se em regime elástico quando atingem o deslocamento alvo calculado, confirmando a ideia de sobredimensionamento acima referida.

No entanto, a análise *pushover* tem algumas limitações, nomeadamente o facto de não ter em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados da estrutura, nem a alteração das suas características modais devida à modificação da rigidez. Assim, de modo a avaliar de forma mais realista o desempenho sísmico de uma estrutura, poderá ser realizada uma análise dinâmica não linear.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bhatt, C. (2007). “Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings According to Eurocode 8 – Linear and Nonlinear Analyses”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

CEN (2009). “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”. EN 1990, European Committee for Standardization, Brussels.

CEN (2010a). “Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. EN 1993-1-1, European Committee for Standardization, Brussels.

CEN, (2010b). “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. EN 1998-1, European Committee for Standardization, Brussels.

Coutinho, D. (2008). “Análise “Pushover” de Edifícios em Betão Armado”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.

Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. (2005). “Designer’s Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”. Thomas Telford Publishing, London.

FERPINTA@ (2014). <http://www.ferpinta.pt/index.php?cat=61>. Grupo Ferpinta (página internet oficial), Vale de Cambra. Acesso em: 23 de Abril de 2014.

Gardner, L., Nethercot, D. (2004). “Designer’s Guide to EN 1993-1-1”. Thomas Telford Publishing, London.

GOFISHING@ (2014). <http://www.gofishing.co.uk/Angling-Times/Section/wheretofish/England2/Shropshire/River-Severn/>. Acesso em: 5 de Maio de 2014.

Maddala, P. (2013). “Pushover Analysis of Steel Frames”. Tese de Mestrado, Department of Civil Engineering of National Institute of Technology, Orissa.

OUTNEXT@ (2014). <http://www.outnext.com/on/2008/05/self-storage-pa.html>. Acesso em: 5 de Maio de 2014.

Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel (RFSR), (2011). “Performance based assessment of a new skeletal system and robustness”. Universidade de Coimbra.

Rôlo, R. (2009). “Geração de Pares de Sismos Compatíveis com um Espectro de Resposta”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Romãozinho, M. (2008). “Dimensionamento para a Acção do EC8 – Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a um Exemplo Prático”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Seismosoft. (2013). “SeismoStruct v6.5 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures” disponível a partir de <http://www.seismosoft.com>. Acesso em: 2 de Julho de 2014

Simões, R. (2014). “ Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”. Coleção Construção Metálica e Mista, cmm Press, Coimbra.

ANEXOS

A – Ações na Estrutura

Neste anexo apresentam-se todos os casos simples de carga considerados na modelação das estruturas em *Robot*. A sua ordem é a seguinte:

- Caso de carga 1 – Peso próprio da estrutura
- Caso de carga 2 – Peso próprio dos módulos, 4 ton cada (Figura A.1)
- Caso de carga 3 – Peso próprio dos corredores, base, 0,5 kN/m² (Figura A.2)
- Caso de carga 4 – Peso próprio dos corredores, topo, 0,5 kN/m² (Figura A.3)
- Caso de carga 5 – Peso próprio das fachadas, 0,5 kN/m² (Figura A.4)
- Caso de carga 6 – Peso próprio da cobertura (painel sandwich), 0,5 kN/m² (Figura A.5)
- Caso de carga 7 – Peso próprio da barreira de proteção ao fogo, 0,5 kN/m² (Figura A.6)
- Caso de carga 8 – Sobrecarga de Categoria A, 2,0 kN/m² (Figura A.7)
- Caso de carga 9 – Sobrecarga de utilização da cobertura, 0,4 kN/m² (Figura A.8)
- Caso de carga 10 – Vento 0°, direção X (Figura A.9)
- Caso de carga 11 – Vento 90°, direção Y (Figura A.10)
- Caso de carga 12 – Neve (Figura A.11)
- Caso de carga 13 – Imperfeições 0°, direção X (Figura A.12)
- Caso de carga 14 – Imperfeições 90°, direção -Y (Figura A.13)
- Caso de carga 15 – Ação sísmica, análise modal por espectro de resposta (Figura A.14)

O sistema de eixos utilizados encontra-se representado na Figura A.15.

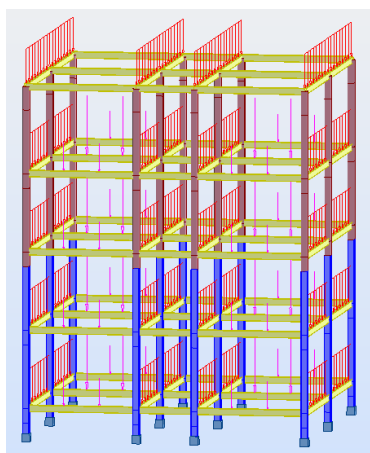


Figura A.1

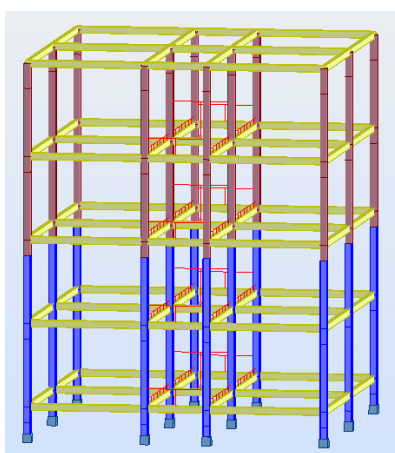


Figura A.2

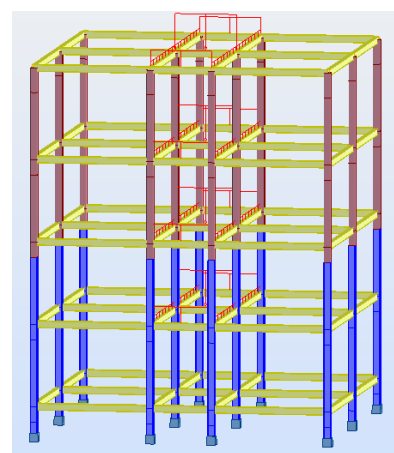


Figura A.3

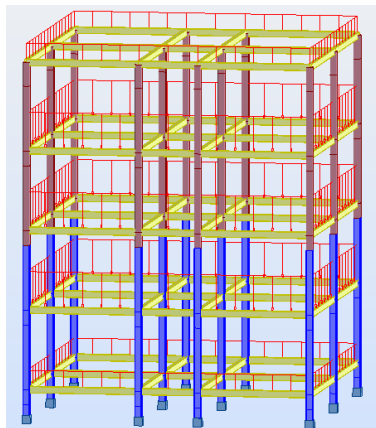


Figura A.4

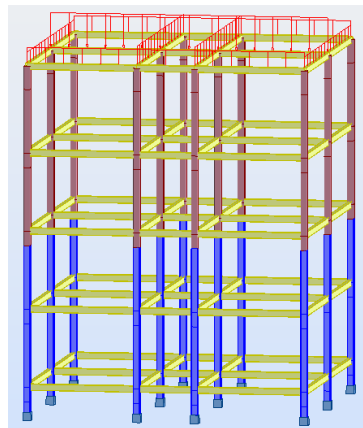


Figura A.5

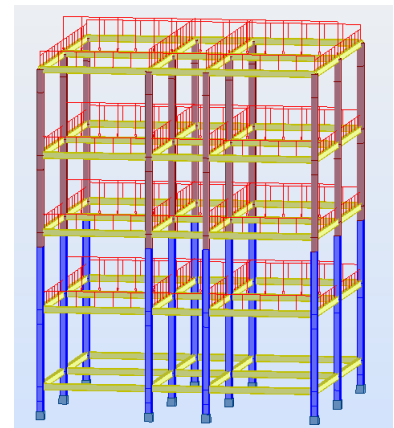


Figura A.6

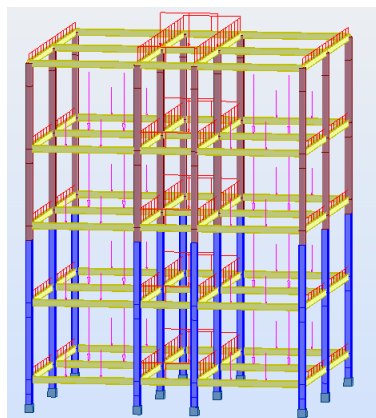


Figura A.7

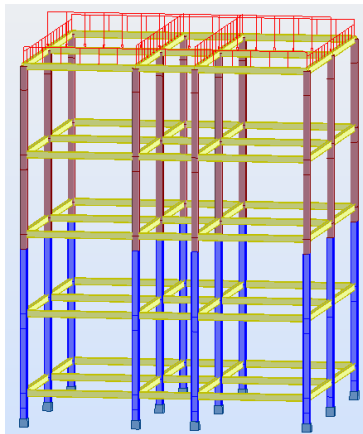


Figura A.8

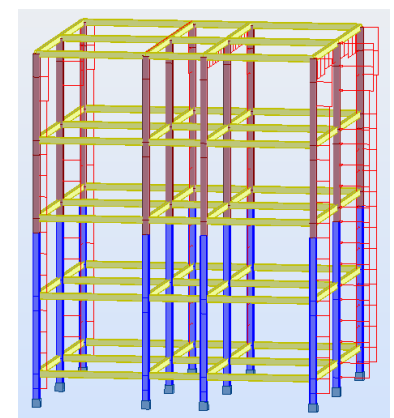


Figura A.9

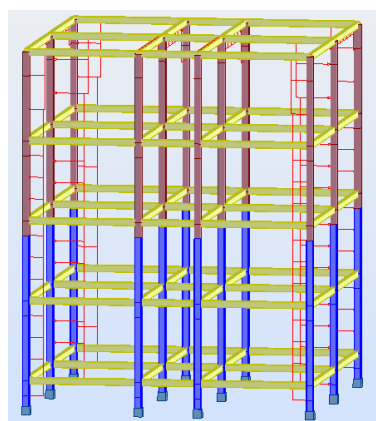


Figura A.10

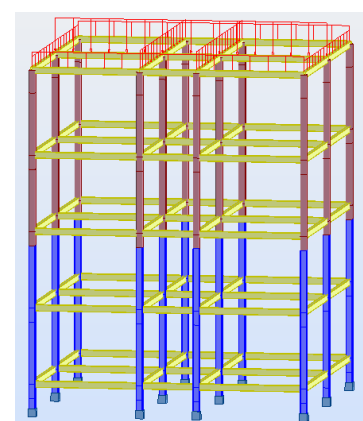


Figura A.11

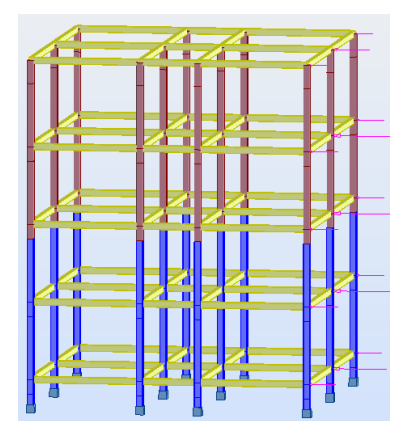


Figura A.12

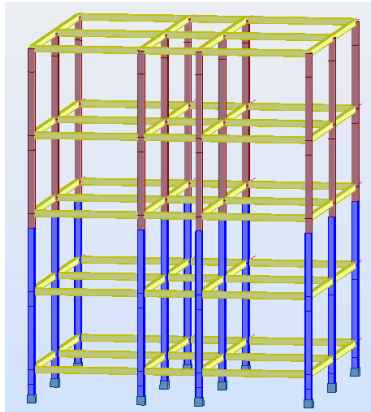


Figura A.13

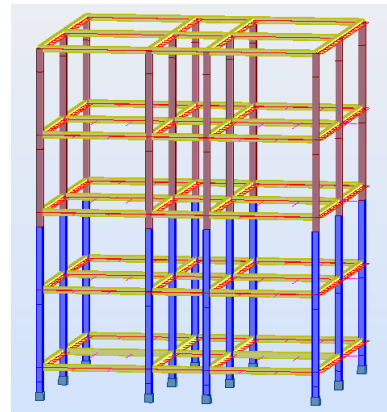


Figura A.14

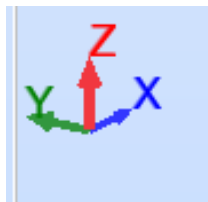


Figura A.15

B – Combinações mais Desfavoráveis para a Verificação dos Elementos

Os esforços de dimensionamento foram obtidos segundo duas combinações, uma ULS para as vigas e uma sísmica para os pilares. Aqui apresentam-se as combinações, discriminando os casos de carga introduzidos, bem como os seus coeficientes parciais de segurança.

No Quadro B.1 apresenta-se a combinação 21 (ULS) para o dimensionamento da viga 445.

Quadro B.1 – Combinação para o dimensionamento das vigas

Caso de Carga	Coefficiente
1	1,20
2	1,20
3	1,20
4	1,20
5	1,20
6	1,20
7	1,20
8	1,05
10	1,50
12	1,20
13	1,20

No Quadro B.2 apresenta-se a combinação 205 (sísmica) para o dimensionamento do pilar 102.

Quadro B.2 – Combinação para o dimensionamento dos pilares

Caso de Carga	Coefficiente
1	1,00
2	1,00
3	1,00
4	1,00
5	1,00
6	1,00
7	1,00
8	0,30
14	$1,0 E_x - 0,3 E_y$

C – Identificação das Barras 445 E 102

As barras 445 (pilar) e 102 (viga) podem ser observadas na Figura C.1. Nota para a posição das mesmas, igual nas três soluções estudadas.

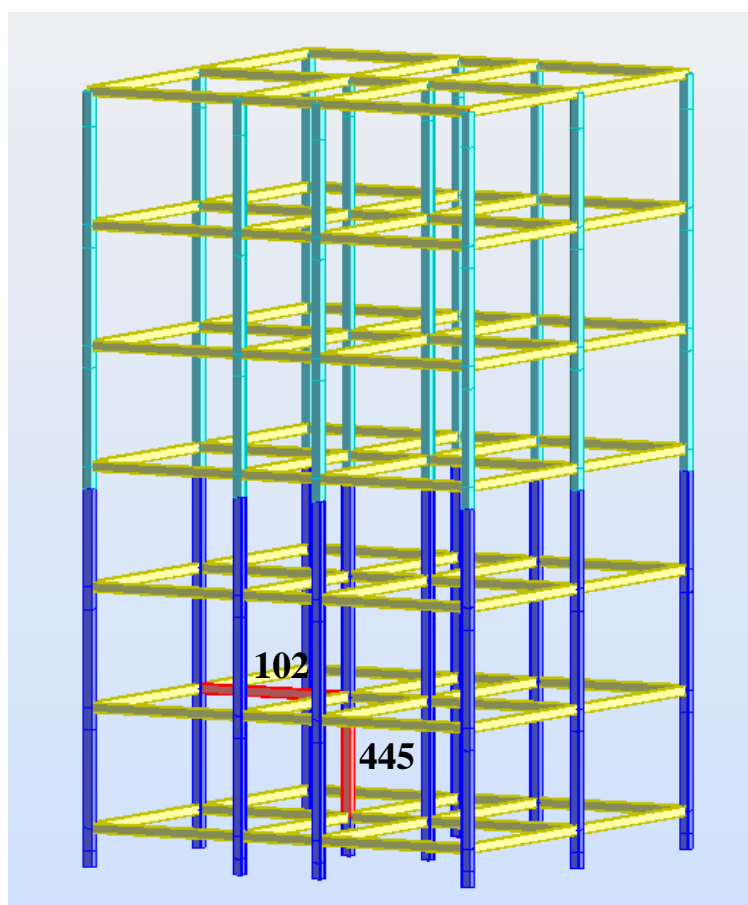
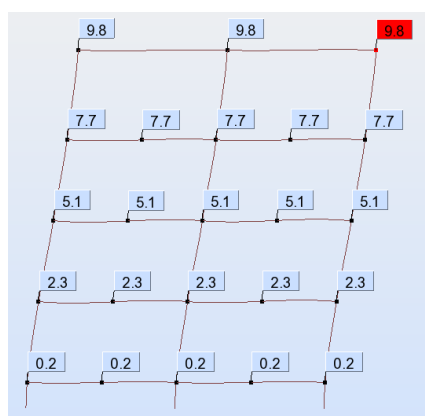


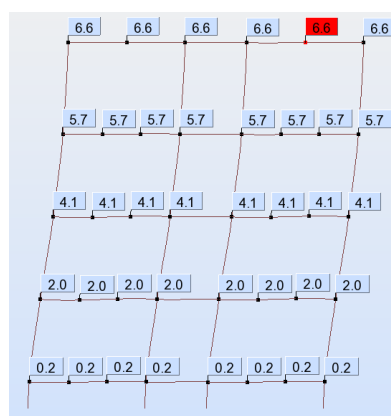
Figura C.1 – Posição dos elementos mais esforçados

D – Deslocamentos Relativos ao 1º Modo de Vibração

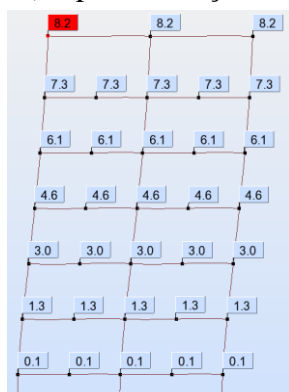
Na Figura D.1 apresentam-se os deslocamentos relativos ao 1º modo de vibração de cada pórtico.



a) 4 pisos, direção X



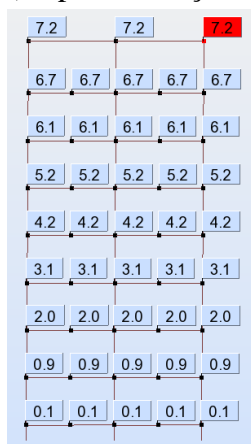
b) 4 pisos, direção Y



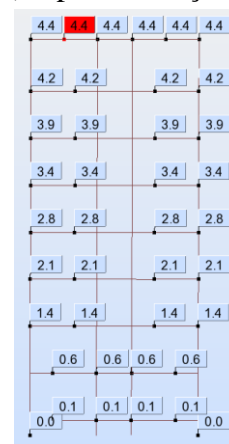
c) 6 pisos, direção X



d) 6 pisos, direção Y



e) 8 pisos, direção X



f) 8 pisos, direção Y

Figura D.1 – 1º modo de vibração (forma e deslocamentos)

E – Análise *Pushover* dos Restantes Pórticos

Na direção *Y* (4 pisos, Figura 2.8-b), as forças aplicadas são apresentadas no Quadro E.1.

Quadro E.1 – Forças aplicadas (direção *Y*, 4 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
Piso	F [kN]	Piso	F [kN]
4	0,2836	4	5,3320
3	0,9906	3	16,0856
2	1,0000	2	11,6807
1	1,0000	1	5,6979
0	0,8686	0	0,4949

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura E.1.

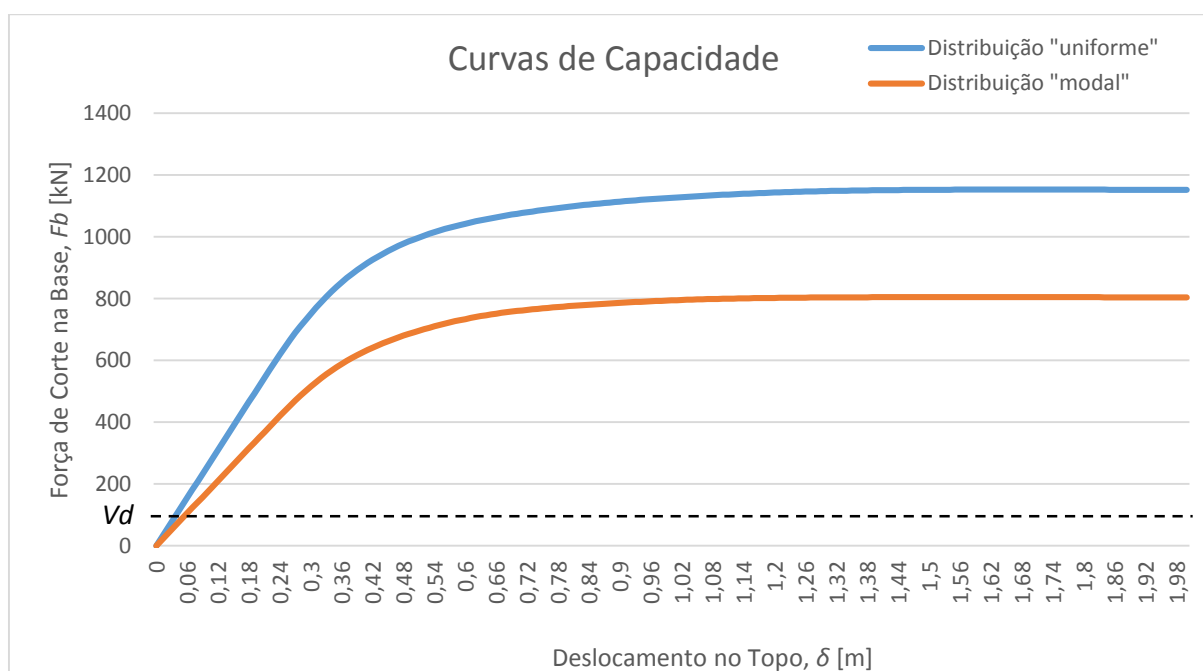


Figura E.1 – Curvas de capacidade (direção *Y*, 4 pisos)

A curva de capacidade normalizada (Figura E.2) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro E.2.

Quadro E.2 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção Y, 4 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
39,291	28,222	1,392

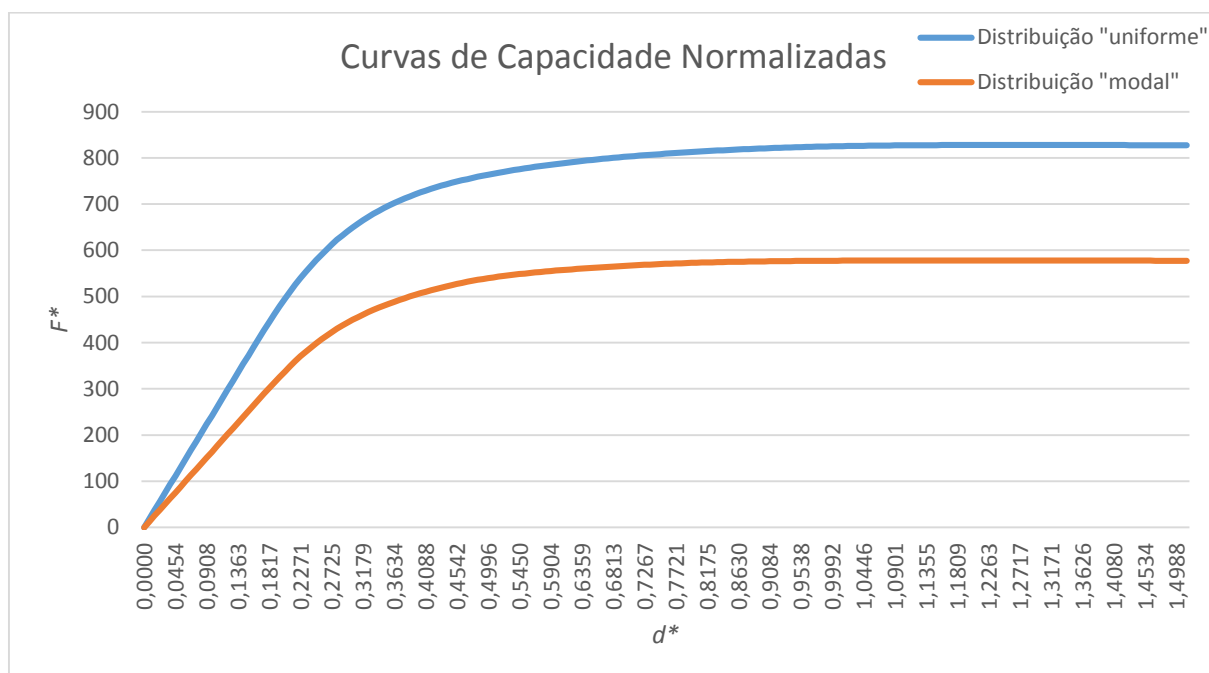


Figura E.2 – Curvas de capacidade normalizadas (direção Y, 4 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro E.3.

Quadro E.3 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção Y, 4 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	828,02	$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	578,08
$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,603	$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,564
E_m^*	417,54	E_m^*	269,26
d_y^* [m]	0,198	d_y^* [m]	0,196
T^* [s]	0,61	T^* [s]	0,73
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	8,23	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	6,88
T_C [s]	0,6	T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,0776	d_{et}^* [m]	0,0928
d_t^* [m]	0,0776	d_t^* [m]	0,0928
d_t [m]	0,1080	d_t [m]	0,1292

Para a solução com 6 pisos, as forças aplicadas no pórtico da direção X (Figura 2.9-a) são apresentadas no Quadro E.4.

Quadro E.4 – Forças aplicadas (direção X, 6 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
Piso	F [kN]	Piso	F [kN]
6	1,0000	6	7,4680
5	0,9115	5	6,0599
4	0,9115	4	5,0638
3	0,9293	3	5,2337
2	0,9293	2	3,4133
1	0,9293	1	1,4791
0	0,7437	0	0,0910

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura E.3.

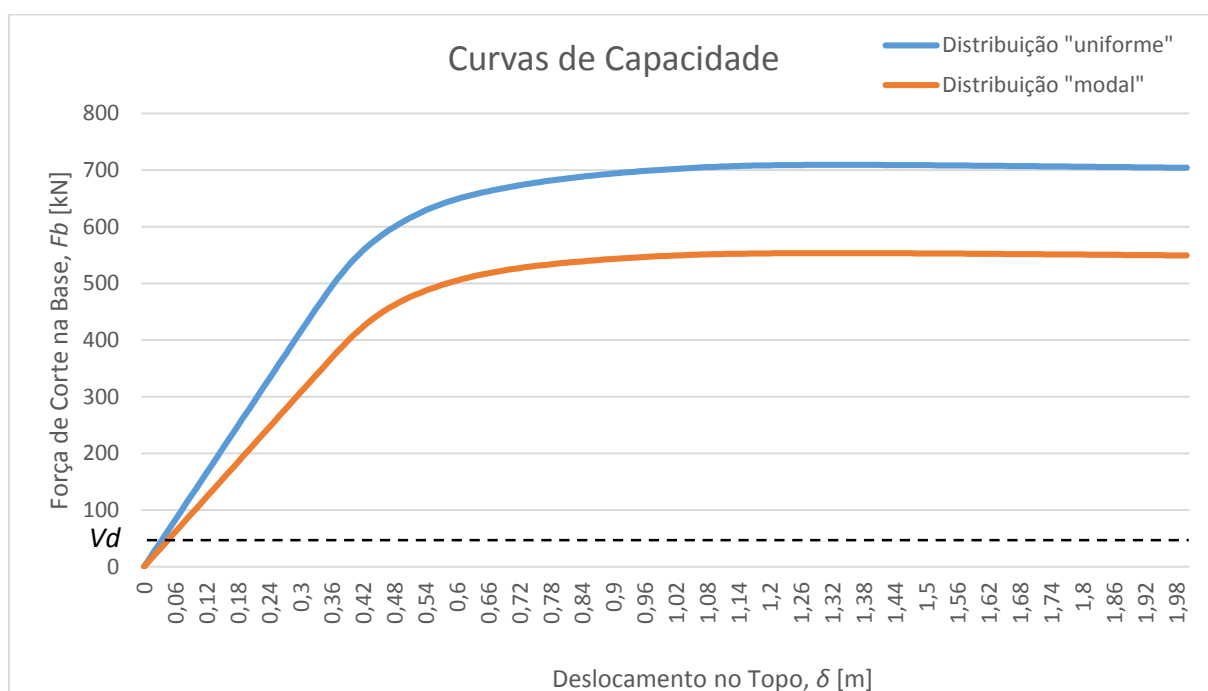


Figura E.3 – Curvas de capacidade (direção X, 6 pisos)

A curva de capacidade normalizada (Figura E.4) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro E.5.

Quadro E.5 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 6 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
28,809	22,572	1,276

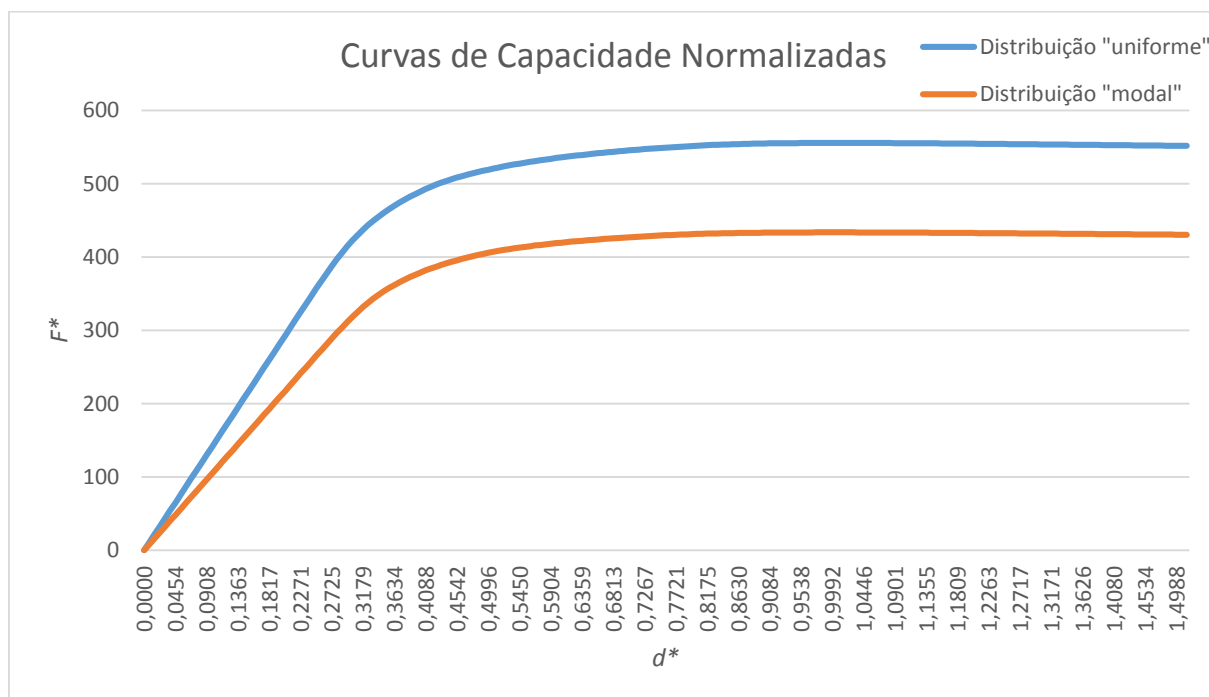


Figura E.4 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 6 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro E.6.

Quadro E.6 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 6 pisos)

Distribuição "uniforme"	
$F^*_{m\acute{a}x} = F_y^*$ [kN]	555,68
$d^*(F^*_{m\acute{a}x}) = d_m^*$ [m]	1,050
E_m^*	459,02
d_y^* [m]	0,448
T^* [s]	0,96
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	5,23
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1221
d_t^* [m]	0,1221
d_t [m]	0,1558

Distribuição "modal"	
$F^*_{m\acute{a}x} = F_y^*$ [kN]	433,65
$d^*(F^*_{m\acute{a}x}) = d_m^*$ [m]	1,042
E_m^*	351,98
d_y^* [m]	0,461
T^* [s]	1,1
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	4,56
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1399
d_t^* [m]	0,1399
d_t [m]	0,1785

Na direção *Y* (Figura 2.9-b), as forças aplicadas são apresentadas no Quadro E.7.

Quadro E.7 – Forças aplicadas (direção *Y*, 6 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
Piso	F [kN]	Piso	F [kN]
6	0,2836	6	5,3320
5	0,9906	5	17,1928
4	0,9906	4	15,0437
3	1,0000	3	11,9328
2	1,0000	2	7,9552
1	1,0000	1	3,6160
0	0,8686	0	0,3141

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura E.5.

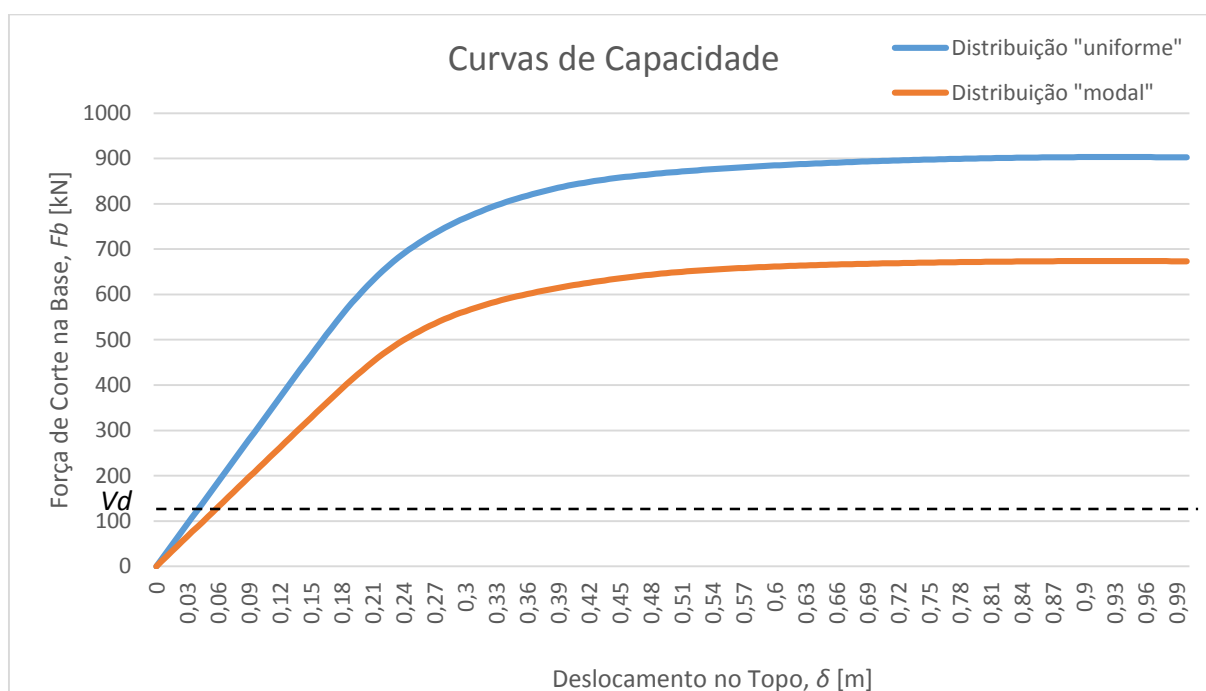
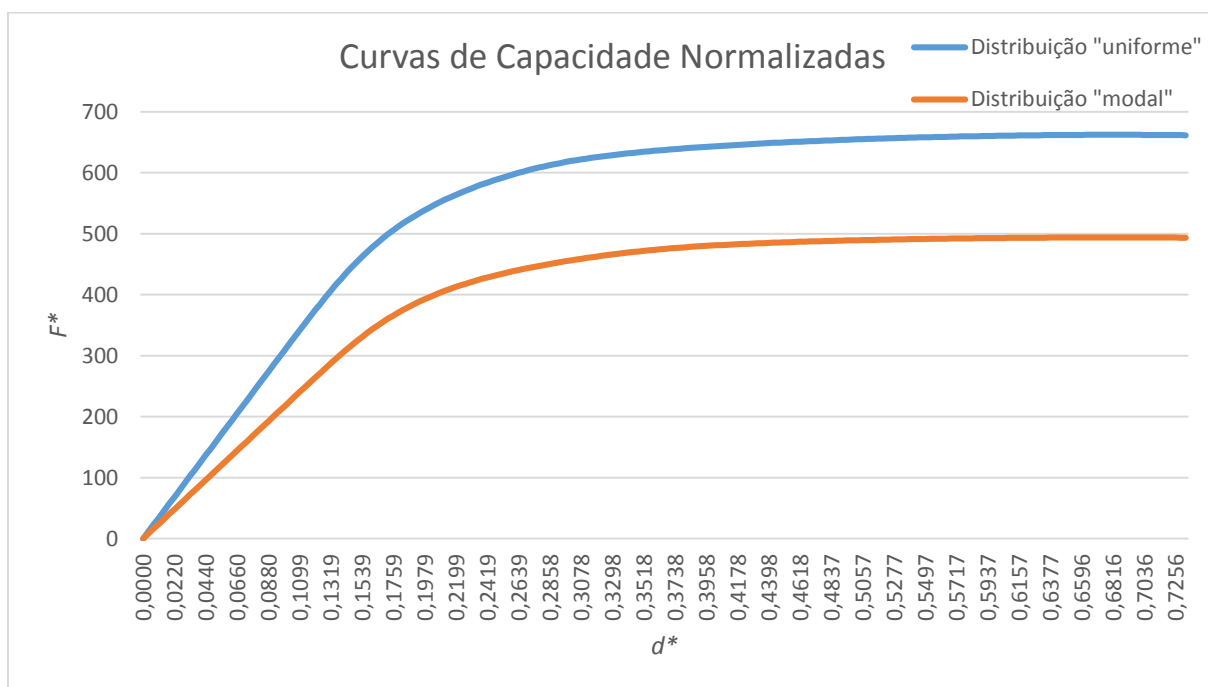


Figura E.5 – Curvas de capacidade (direção *Y*, 6 pisos)

A curva de capacidade normalizada (Figura E.6) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro E.8.

Quadro E.8 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção *Y*, 6 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
61,386	44,993	1,364

Figura E.6 – Curvas de capacidade normalizadas (direção *Y*, 6 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro E.9.

Quadro E.9 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção Y, 6 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	662,08	$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	493,85
$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,682	$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,682
E_m^*	367,78	E_m^*	271,62
d_y^* [m]	0,252	d_y^* [m]	0,263
T^* [s]	0,96	T^* [s]	1,14
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	5,23	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	4,40
T_C [s]	0,6	T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1221	d_{et}^* [m]	0,1450
d_t^* [m]	0,1221	d_t^* [m]	0,1450
d_t [m]	0,1665	d_t [m]	0,1978

Para a solução com 8 pisos, as forças aplicadas no pórtico da direção X (Figura 2.10-a) são apresentadas no Quadro E.10.

Quadro E.10 – Forças aplicadas (direção X, 8 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
Piso	F [kN]	Piso	F [kN]
8	1,0000	8	7,4680
7	0,9115	7	6,3343
6	0,9115	6	5,7671
5	0,9115	5	5,8027
4	0,9293	4	4,7786
3	0,9293	3	3,5270
2	0,9293	2	2,2755
1	0,9293	1	1,0240
0	0,7437	0	0,0910

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura E.7.

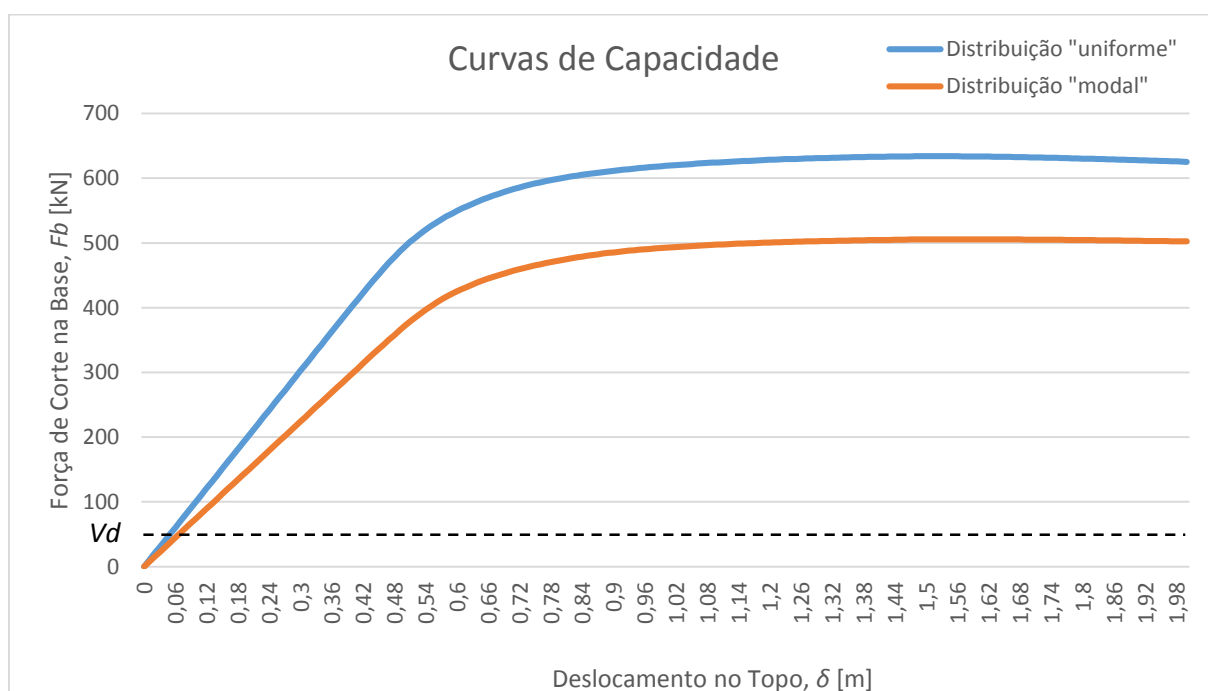


Figura E.7 – Curvas de capacidade (direção X, 8 pisos)

A curva de capacidade normalizada (Figura E.8) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro E.11.

Quadro E.11 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção X, 8 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
37,068	29,176	1,270

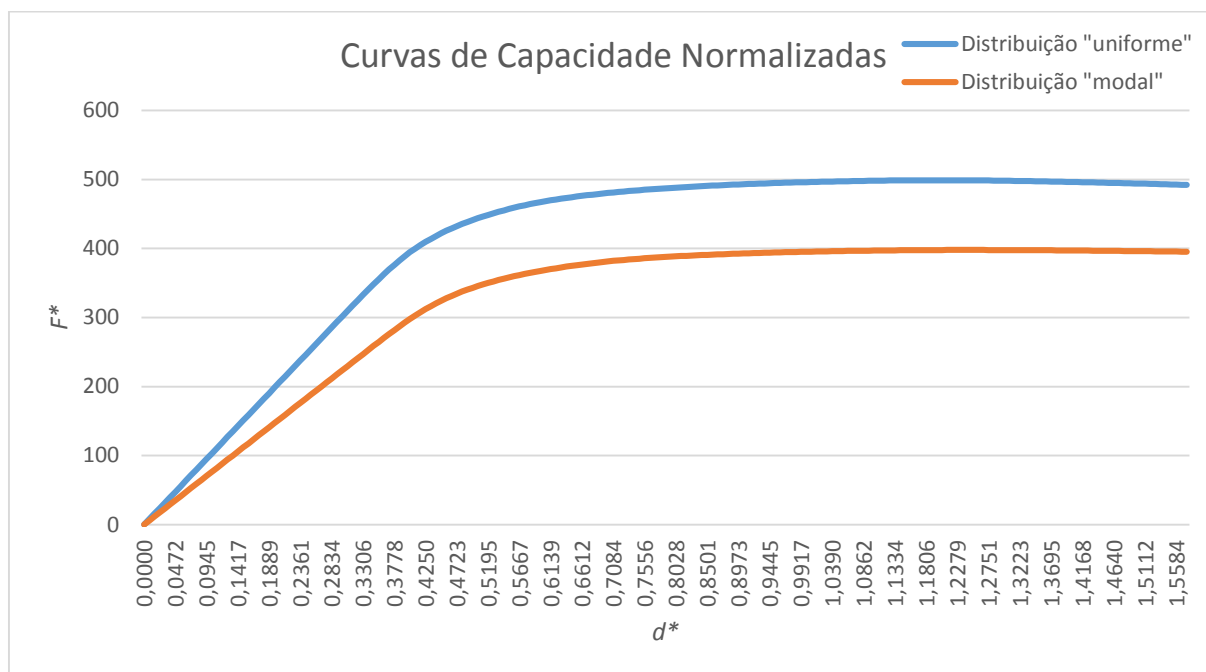


Figura E.8 – Curvas de capacidade normalizadas (direção X, 8 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro E.12.

Quadro E.12 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção X, 8 pisos)

Distribuição "uniforme"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	498,93
$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	1,196
E_m^*	462,38
d_y^* [m]	0,539
T^* [s]	1,26
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	3,98
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1602
d_t^* [m]	0,1602
d_t [m]	0,2036

Distribuição "modal"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	397,89
$d^* (F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	1,236
E_m^*	377,54
d_y^* [m]	0,574
T^* [s]	1,45
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	3,46
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1844
d_t^* [m]	0,1844
d_t [m]	0,2343

Na direção *Y* (Figura 2.10-b), as forças aplicadas são apresentadas no Quadro E.13.

Quadro E.13 – Forças aplicadas (direção *Y*, 8 pisos)

Distribuição "uniforme"		Distribuição "modal"	
Piso	<i>F</i> [kN]	Piso	<i>F</i> [kN]
8	0,2836	8	5,3320
7	0,9906	7	17,7789
6	0,9906	6	16,5089
5	0,9906	5	16,2376
4	1,0000	4	13,4997
3	1,0000	3	10,1248
2	1,0000	2	6,7499
1	1,0000	1	2,8928
0	0,8686	0	0,4188

As curvas de capacidade relativas a cada distribuição estão representadas na Figura E.9.

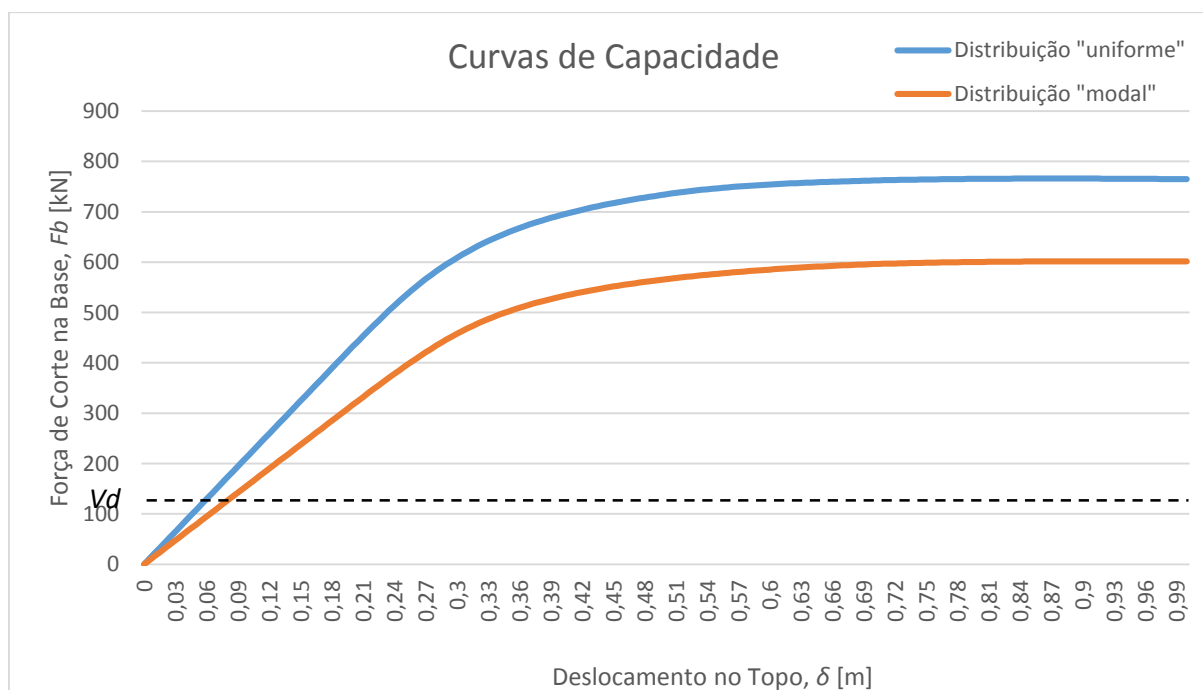


Figura E.9 – Curvas de capacidade (direção *Y*, 8 pisos)

A curva de capacidade normalizada (Figura E.10) é calculada em função do coeficiente de transformação Γ , Quadro E.14.

Quadro E.14 – Cálculo do coeficiente de transformação (direção Y, 8 pisos)

m^* [ton]	$\sum m_i^* \Phi_i^2$ [ton]	Γ
89,543	69,114	1,296

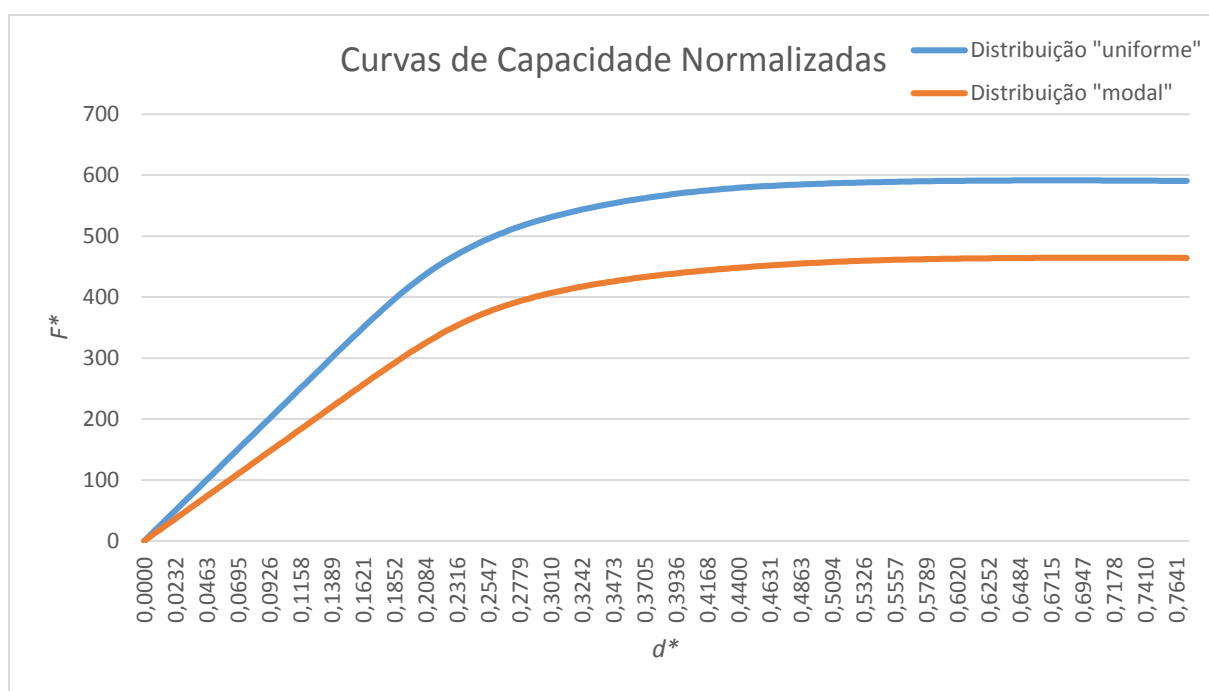


Figura E.10 – Curvas de capacidade normalizadas (direção Y, 8 pisos)

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Quadro E.15.

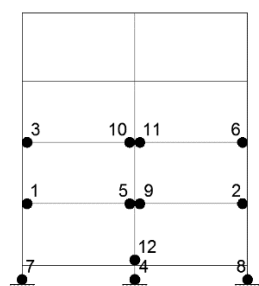
Quadro E.15 – Cálculo dos deslocamentos alvo (direção *Y*, 8 pisos)

Distribuição "uniforme"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	591,26
$d^*(F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,675
E_m^*	309,59
d_y^* [m]	0,304
T^* [s]	1,35
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	3,72
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,1717
d_t^* [m]	0,1717
d_t [m]	0,2224

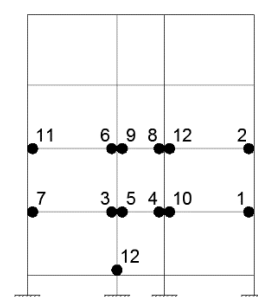
Distribuição "modal"	
$F^*_{máx} = F_y^*$ [kN]	464,42
$d^*(F^*_{máx}) = d_m^*$ [m]	0,710
E_m^*	253,86
d_y^* [m]	0,327
T^* [s]	1,58
$S_e(T^*)$ [m/s ²]	3,18
T_C [s]	0,6
d_{et}^* [m]	0,2009
d_t^* [m]	0,2009
d_t [m]	0,2603

F – Formação de Rótulas Plásticas

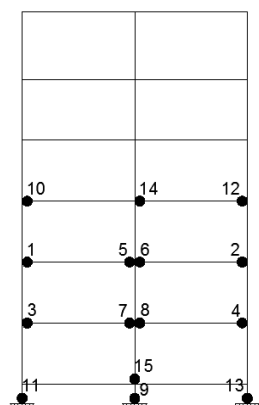
Na Figura F.1 apresentam-se os caminhos de formação de rótulas plásticas nos seis pórticos, para a distribuição “modal” de forças.



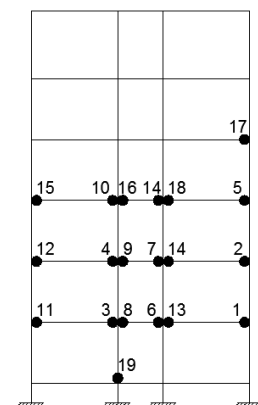
a) 4 pisos, direção X



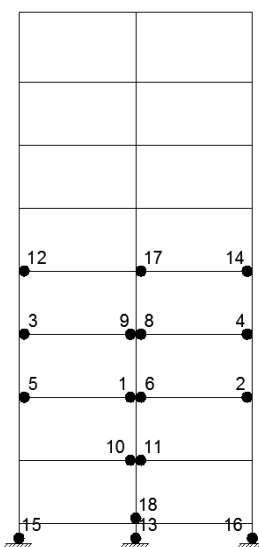
b) 4 pisos, direção Y



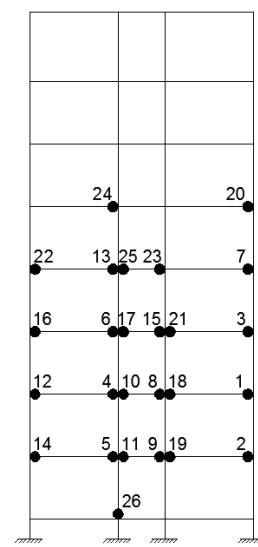
c) 6 pisos, direção X



d) 6 pisos, direção Y



e) 8 pisos, direção X



f) 8 pisos, direção Y

Figura F.1 – Caminho de formação de rótulas plásticas