



Avaliação da resistência sísmica de um edifício de betão armado

Rui Filipe Mendes Lousa

Dissertação para obtenção do Grau Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Tenente Coronel de Engenharia João Paulo do Amaral de Oliveira

Júri

Presidente: Professor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogais: Professor António Manuel Candeias de Sousa Gago

Major de Engenharia Artur Jorge Espada Caracho

Outubro de 2017

[Deixado intencionalmente em branco]

Agradecimentos

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a ajuda de certas pessoas que me apoiaram, incentivaram, contribuíram e me motivaram a seguir em frente e trabalhar mesmo quando o caminho parecia complicado, por isso irei agradecer individualmente a cada uma dessas pessoas.

Começo a agradecer ao meu orientador, Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro, por me ter orientado ao longo desta dissertação, sem ele nada disto teria sido possível. Agradeço desde já a disponibilidade, dedicação, o apoio e a motivação que me deu, tendo sido muito gratificante ter trabalhado com o Professor. Mais uma vez obrigado por tudo.

Ao meu coorientador, Tenente-Coronel João Paulo do Amaral de Oliveira, por me ter ajudado na escolha do edifício em estudo, por se ter demonstrado disponível e ter facilitado o acesso ao Regimento de Transportes sempre que tal foi necessário. Ao meu Tenente-Coronel o meu sincero obrigado.

Aos meus pais, pelo apoio constante não só nesta etapa, mas sim ao longo do meu percurso académico e por me terem apoiado ao longo da minha vida.

Ao meu irmão, João Pedro, por todo o apoio, pela sua compreensão e pelos momentos de desabafo ajudando-me nos momentos mais difíceis.

A minha madrasta, Cláudia, pelo apoio e ajuda que me tem dado desde que nos conhecemos. A ti o meu obrigado.

Aos meus irmãos, Afonso e Gonçalo, apesar de não se terem apercebido destes tempo de grande dificuldade, agradeço por me conseguirem por a sorrir e me fazerem voltar a ser criança.

Ao meu primo Henrique, pelo incentivo, pelos conselho e preocupação que demonstrou ao longo desta fase. A ti o meu sincero obrigado.

Aos meus grandes amigos que deste que me lembro estão sempre presentes, André Marinho, ao Bruno Amora e ao João Paulo Miró da Costa Rodrigues. Agradeço-vos do fundo do coração, não há palavras que cheguem para agradecer todo o apoio que me deram ao longo da minha vida. Aos momentos de descontração, os momentos de desabafo, os momentos de alegria e tristeza. Obrigado por tudo.

Por fim, aos meus camaradas de curso que partilharam e vivenciaram comigo estes últimos 6 anos, onde passamos momentos difíceis e complicados. A vocês o meu obrigado.

[Deixado intencionalmente em branco]

Resumo

O sismo é uma catástrofe natural que causa grandes danos materiais e perda de vidas humanas. Uma das preocupações é o facto de ser imprevisível, o que torna importante minimizar os seus efeitos. Os edifícios devem ser projetados para resistir à ação sísmica, uma vez que vidas humanas dependem do seu desempenho durante um sismo.

Esta dissertação tem como principal objetivo a análise sísmica de um edifício de betão armado. O edifício foi estudado tendo em conta uma análise modal por espectro de resposta, uma análise linear onde a resposta não linear é tida em conta através de um coeficiente de comportamento. O problema destes métodos é que não se dá qualquer informação acerca do comportamento não linear da estrutura.

A ação sísmica é uma ação que impõe deslocamentos à estrutura. À medida que estes deslocamentos aumentam, a estrutura vai-se deformando e originando rótulas plásticas que levam à perda de rigidez do edifício e conseqüentemente ao seu colapso. A análise não linear, mais conhecida como *pushover* pretende simular este efeito.

Como métodos não lineares foram usados o método do espectro de capacidade e o método de N2. O método do espectro de capacidade baseia-se na sobreposição da curva de capacidade com o espectro de resposta reduzido, sendo este corrigido, baseando-se no amortecimento do espectro de resposta. O N2, não tem em conta o amortecimento do espectro de resposta, mas sim os períodos obtidos.

Por fim, foi feita a verificação de segurança do edifício e comparados os resultados dos dois métodos.

PALAVRAS-CHAVE: análise sísmica, análise não-linear, pushover, curva de capacidade.

[Deixado intencionalmente em branco]

Abstract

Earthquakes are natural catastrophes that cause severe damage both in material terms and in loss of human life. One of the main concerns is its unpredictability, which makes important to minimize its effects. Building should be designed to withstand earthquakes, as human lives depend on the building performance during such events.

The main purpose of this dissertation is to analyze the performance of a reinforced concrete building during a seismic event. The building was analyzed taking into account a modal analysis by response spectrum, a linear analysis where the non-linear answer is considered through a behavior coefficient. The main limitation of these methods is their inability to provide information about the structure's non-linear behavior.

Seismic action is an action that imposes displacements on the structure. As these displacements increase, the structure becomes deformed and plastic hinges start to form, which lead to the loss of stiffness and, consequently, to its collapse. The static non-linear analysis, better known as pushover, is intended to simulate this effect.

As nonlinear methods, the capacity spectrum method and N2 method were used. The capacity spectra method is based on the overlap of the capacity curve with the reduced response spectrum, which is corrected based on the damping of the response spectrum. The N2 does not take directly into account the damping of the response spectrum, but the periods obtained.

Finally, the safety check of the building was performed and the results of the two methods were compared.

KEYWORDS: seismic analysis, non-linear analysis, pushover, capacity curve.

[Deixado intencionalmente em branco]

Índice

Agradecimentos.....	iii
Resumo	v
Abstract.....	vii
Índice	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas	xvii
Lista de Acrónimos e Siglas	xix
Nomenclatura	xxi
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1. Enquadramento e objetivos.....	1
1.2. Organização	1
Capítulo 2 – Estado da Arte	3
2.1. Enquadramento	3
2.2. Critérios básicos de conceção sísmica.....	4
2.3. Procedimentos para a avaliação da capacidade e reabilitação de edifícios	5
2.4. Níveis de desempenho	5
2.5. Ação sísmica.....	6
2.5.1. Espectros de resposta	7
2.6. Comportamento estrutural	9
2.7. Elementos primários e secundários.....	10
2.8. Métodos de análise.....	10
2.8.1. Análise linear	10
2.8.2. Análise não linear	11
2.8.2.1. <i>Pushover</i>	11
2.8.2.2. Cargas laterais	12
2.8.2.3. Deslocamento-alvo	12
2.8.2.4. Curva de capacidade	12
2.8.2.5. Método do Espectro de Capacidade	15
2.8.2.6. Método N2.....	21
Capítulo 3 – Caso de Estudo.....	25

3.1.	Modelação do edifício.....	27
3.1.1.	Materiais	28
3.1.2.	Regularidade	30
3.1.3.	Tipo de solo	32
3.1.4.	Espectro de resposta elástico	33
3.1.5.	Paredes de alvenaria.....	34
3.2.	Outras ações	35
3.3.	Combinações de ações	35
Capítulo 4 – Resultados e aplicação dos métodos de análise.....		37
4.1.	Análise Modal	37
4.2.	Sismo condicionante	39
4.3.	Identificação dinâmica.....	40
4.4.	Transformação do espectro no formato <i>Acceleration-Displacement Response Spectrum</i> (ADRS).....	42
4.5.	Análise não-linear	44
4.5.1.	Rótulas plásticas calculadas manualmente	44
4.5.2.	Forças laterais	46
4.5.3.	Curva de capacidade.....	46
4.5.4.	Método Espectro de Capacidade (ATC 40)	50
4.5.5.	Método N2	53
4.6.	Deslocamentos entre pisos	57
4.7.	Formação de rótulas plásticas.....	59
Capítulo 5 – Discussão dos resultados		61
Capítulo 6 – Conclusão		65
6.1.	Observações finais	65
6.2.	Desenvolvimentos futuros	65
Bibliografia		67
ANEXO A – PLANTA DO PM136.....		1
.....		1
ANEXO B – Categorias de utilização definidas no EC1		3
ANEXO C – Frequências, períodos e fatores de participação de massa para PM136		4
ANEXO D – Valores para a definição das rótulas plásticas.....		5

ANEXO E – Valores obtidos para a conversão da curva de capacidade para espectro de capacidade (ATC40)	11
ANEXO F – Espectros de capacidade dos diferentes modelos e consoante o tipo de carregamentos. 13	
ANEXO G – Obtenção dos pontos iniciais para método do espectro de capacidade	15
ANEXO H – Relações idealizadas elasto-perfeitamente plásticas para o método de N2	17
ANEXO I – Interseção curva de capacidade com o espectro de resposta (Método N2).....	19

[Deixado intencionalmente em branco]

Lista de Figuras

Figura 1 – Sismos ocorridos no último mês	3
Figura 2 – Zonamento sísmico em Portugal Continental	6
Figura 3 – Comportamento hysterético idealizado de um elemento dúctil	9
Figura 4 – Método do pushover	12
Figura 5 – Curva de capacidade	13
Figura 6 – Espectro de capacidade	14
Figura 7 – Determinação do ponto de desempenho	15
Figura 8 – Fatores de participação modal e coeficientes de massa modal	16
Figura 9 – Representação bilinear do espectro de capacidade para o método do espectro de capacidade	17
Figura 10 – Cálculo do amortecimento para o espectro reduzido	18
Figura 11 – Cálculo de áreas	19
Figura 12 – Ponto de desempenho	21
Figura 13 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica .	22
Figura 14 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos.....	23
Figura 15 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos médios e longos	24
Figura 16 – Localização do Regimento de Transportes	25
Figura 17 – Localização do hangar	25
Figura 18 – Perfil transversal do edifício	26
Figura 19 – Perfil transversal do PM136.....	26
Figura 20 – Asna com secção variável	27
Figura 21 – Junta de dilatação	27
Figura 22 – Propriedades do betão C25/30	28
Figura 23 – Propriedades aço S235.....	29
Figura 24 – Diagrama Tensão-Deformação do betão C25/30	29
Figura 25 – Diagrama Tensão-Deformação do aço S235	30
Figura 26 – Edifício PM136	31
Figura 27 – Refinamento da malha na zona das vigotas/parede alvenaria	31
Figura 28 – Refinamento da malha na zona do pilar	32
Figura 29 – Escavação realizada junto ao PM136.....	32
Figura 30 – Espectro de resposta elástico da ação sísmica.....	34
Figura 31 – Propriedades da parede de alvenaria	35
Figura 32 – Configurações dos primeiros quatro modos de vibração para o modelo A (1º modo – imagem superior a esquerda, 2º modo – imagem superior direita, 3º modo – imagem inferior esquerda, 4º modo – imagem inferior direita).....	38

Figura 33 - Configurações dos primeiros três modos de vibração para o modelo B (1º modo – imagem superior a esquerda, 2º modo – imagem superior direita, 3º modo – imagem inferior).....	39
Figura 34 – Nó de comparação.....	39
Figura 35 – Equipamento usado para medição das frequências do edifício	40
Figura 36 – Resultados da identificação dinâmica – primeiro ensaio	41
Figura 37 – Resultados da identificação dinâmica – segundo ensaio	41
Figura 38 - Espectro de resposta no formato ADRS para os dois tipos de ações	43
Figura 39 – Formação de rótulas plásticas num pórtico	44
Figura 40 – Nó de controlo utilizado para a análise pushover para os diversos modelos e métodos..	47
Figura 41 – Curvas de capacidade para o modelo A para o carregamento uniforme e para a distribuição modal.....	47
Figura 42 – Curva de capacidade referente ao modelo B para o carregamento uniforme.....	48
Figura 43 – Curva de capacidade referente ao modelo B para o carregamento modal.....	48
Figura 44 – Modos transversais do modelo B (imagem superior esquerda 1º modo; imagem superior direita 2º modo; imagem inferior 3º modo).....	49
Figura 45 – Possível combinação de modos através do SAP2000®	50
Figura 46 – Procedimento para escolha de ponto inicial	51
Figura 47 – Curva idealizada bilinear entre a força basal e deslocamento. À esquerda temos a curva com rigidez após cedência positiva e à direita a curva com rigidez após cedência negativa	52
Figura 48 – Relação bilinear do espectro de capacidade do modelo A para ação sísmica tipo 1	52
Figura 49 – Curva de capacidade de 1 grau de liberdade para o modelo A com carregamento uniforme e distribuição modal.....	54
Figura 50 – Curva de capacidade de um grau de liberdade para o modelo B com carregamento uniforme	55
Figura 51 – Identificação da parede esquerda (P.E.) e da parede direita (P.D.).....	58
Figura 52 – As cores que representam os níveis estruturais.....	59
Figura 53 – Formação da 1ª rótula plástica modelo A	59
Figura 54 – Formação da 1ª rótula plástica para o modelo B.....	60
Figura 55 – Curva de capacidade com a força global do modelo degradada	61
Figura 56 – Utilização do equipamento profoscope da proseq.....	66
Figura A.1 – Espectro de capacidade do modelo A para o carregamento uniforme	A.13
Figura A.2 – Espectro de capacidade do modelo A para a distribuição modal	A.13
Figura A.3 – Espectro de capacidade do modelo B para o carregamento uniforme	A.14
Figura A.4 – Pontos de desempenho teste do modelo A para o carregamento uniforme.....	A.15
Figura A.5 – Pontos de desempenho teste do modelo A para o carregamento modal	A.15
Figura A.6 – Pontos de desempenho teste do modelo B para o carregamento uniforme.....	A.16
Figura A.7 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo A para o carregamento uniforme.....	A.17

Figura A.8 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo A para a distribuição modal	A.17
Figura A.9 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo B para o carregamento uniforme.....	A.18
Figura A.10 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.A. para o carregamento uniforme com o espectro de resposta	A.19
Figura A.11 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.A. para a distribuição modal com o espectro de resposta	A.19
Figura A.12 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.B. para o carregamento uniforme com o espectro de resposta	A.20

[Deixado intencionalmente em branco]

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Valores do coeficiente de redução ν	4
Tabela 2 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1	8
Tabela 3 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2	8
Tabela 4 – Valores do fator de modificação de amortecimento	19
Tabela 5 – Valores mínimos permitido para SRa e SRv	20
Tabela 6 – Tipos de comportamento estrutural	20
Tabela 7 – Varões utilizados nas secções dos pilares e vigas	30
Tabela 8 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica... ..	33
Tabela 9 – Valores da ação sísmica	33
Tabela 10 – Coeficiente do Solo	33
Tabela 11 – Valor médio da tensão de rotura e do módulo de elasticidade da alvenaria	34
Tabela 12 – Valores recomendados para o coeficiente ψ_2 para edifícios	36
Tabela 13 – Valores de ϕ para calcular ψE_i	36
Tabela 14 – Coordenadas espectrais para a ação sísmica tipo 1	42
Tabela 15 - Coordenadas espectrais para a ação sísmica tipo 2.....	43
Tabela 16 – Comprimento das rótulas plásticas	46
Tabela 17 – Valores iniciais escolhidos para o processo do espectro de capacidade.....	51
Tabela 18 – Ponto de desempenho teste do modelo A	52
Tabela 19 – Deslocamento-alvo final obtido pelo método do espectro de capacidade	53
Tabela 20 – Deslocamentos obtidos para o Modelo A	53
Tabela 21 – Coeficiente de transformação do modelo A	54
Tabela 22 – Deslocamentos obtidos para o Modelo B	54
Tabela 23 – Coeficiente de transformação modelo B	54
Tabela 24 – Deslocamento no limite de plasticidade obtido para os diferentes modelos e carregamentos	55
Tabela 25 – Deslocamento-alvo da estrutura obtida para os diferentes métodos e carregamentos ...	56
Tabela 26 – Períodos equivalentes e deslocamentos-alvo para a estrutura com um grau de liberdade para os diversos modelos e tipos de carregamento	57
Tabela 27 – Deslocamento-alvo da estrutura com vários graus de liberdade.....	57
Tabela 28 – Deslocamento entre pisos admissível.....	58
Tabela 29 – Verificação dos deslocamentos entre pisos	58
Tabela 30 – Fator de ductilidade dos diversos modelos e tipos de carregamento.....	63
Tabela A.1 – Frequências, período e fatores de participação de massa, sem consideração do terreno	A.4

Tabela A.2 – Frequências, período e fatores de participação de massa, com consideração do terreno	A.4
Tabela A.3 – Frequências, períodos e fatores de participação de massa, sem consideração do terreno (modelo considerando a fendilhação do betão)	A.4
Tabela A.4 – Frequências, períodos e fatores de participação de massa, com consideração do terreno (modelo considerando a fendilhação do betão)	A.4
Tabela A.5 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares do alinhamento 1 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x110	A.5
Tabela A.6 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 4 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x65	A.6
Tabela A.7 - Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 6 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x110.....	A.7
Tabela A.8 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 1 (Anexo A) do 2º piso com secção 35x110	A.8
Tabela A.9 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 6 (Anexo A) do 2º piso com secção 35x110	A.9

Lista de Acrónimos e Siglas

A.S.1 – Ação sísmica do tipo 1

A.S.2 – Ação sísmica do tipo 2

ADRS – Acceleration–Displacement Response Spectrum

ATC40 – Applied Technology Council 40

CQC – Combinação Quadrática Completa

EC0 – Eurocódigo nº0

EC1 – Eurocódigo nº1

EC2 – Eurocódigo nº2

EC8 – Eurocódigo nº8

FEMA – Federal Emergency Management Agency

gl – grau de liberdade

IO – Immediate Occupancy

LS – Life Safety

M.A. – Modelo A

M.B. – Modelo B

NC – Near Colapse

P.D. – Parede direita

P.E. – Parede esquerda

PM136 – Prédio Militar nº136

RQSQ – Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados

[Deixado intencionalmente em branco]

Nomenclatura

Símbolos latinos	Definição
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gr}	Aceleração máxima de referência
a_{max}	Aceleração máxima
a_{pi}	Aceleração do ponto de desempenho teste
A_{pl}	Área do paralelograma
A_s	Área de armadura
a_y	Aceleração do ponto de cedência
b	Base da secção
c	Amortecimento
d	Altura útil
d^*	Deslocamento de um sistema de um grau de liberdade
d^*_{et}	Deslocamento-alvo da estrutura para T^*
d^*_i	Deslocamento i da curva de capacidade de um grau de liberdade
d^*_{i+1}	Deslocamento $i+1$ da curva de capacidade de um grau de liberdade
d^*_m	Deslocamento no ponto da formação do mecanismo plástico
d^*_t	Deslocamento-alvo
d^*_y	Deslocamento no limite de plasticidade do sistema com um só grau de liberdade
db_l	Diâmetro do varão de aço utilizado
d_n	Deslocamento do nó de controlo com vários graus de liberdade
d_{pi}	Deslocamento do ponto de desempenho teste
d_r	Valor de cálculo do deslocamento entre pisos
d_t	Deslocamento-alvo do sistema com vários graus de liberdade
d_y	Deslocamento do ponto de cedência
E	Módulo de elasticidade
E^*_m	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

e_{ai}	Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma em todos os pisos
E_D	Energia dissipada pelo amortecimento
E_{S0}	Energia de deformação máxima
F^*	Força de um sistema de um grau de liberdade
F_i^*	Força i da curva de capacidade de um grau de liberdade i
F_{i+1}^*	Força $i+1$ da curva de capacidade de um grau de liberdade
\overline{F}_l	Forças laterais normalizadas
F_y^*	Força de cedência
F_b	Força de corte na base
f_d	Resistência de compressão
F_i	Intensidade de carregamento no piso i
f_u	Tensão última do aço
F_y	Força aplicada
f_y	Tensão de cedência do aço
f_{ye}	Tensão de cedência esperada para o aço
g	Aceleração da gravidade
$G_{k,j}$	Valor característico das cargas permanentes
h	Altura entre pisos
K	Rigidez
k	Fator de modificação de amortecimento
k	Constante dependente das propriedades do aço para a profundidade da linha neutra
L_C	Distância entre a secção crítica e o ponto de inflexão da deformada do elemento
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
L_{max}	Comprimento na maior direção
L_{min}	Comprimento na menor direção
L_p	Comprimento da rótula plástica
L_{sp}	Comprimento da profundidade da linha neutra
m	Massa

m^*	Massa equivalente
m_i	Massa do piso i
m_n	Massa do nó n
N	Nível N
ρ	Fator incremental que controla a intensidade do carregamento
PF_1	Fator de participação modal
q^*	Deslocamento relativo solo-estrutura
\ddot{q}_s	Aceleração do solo
$Q_{k,i}$	Valor característico das cargas variáveis
q_u	Relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^*
S	Coefficiente de solo
$S(T_1)$	Coefficiente de solo para ação sísmica tipo 1
$S(T_2)$	Coefficiente de solo para ação sísmica tipo 2
S_a	Coordenada de aceleração espectral
$S_a(T_1)$	Coordenada de aceleração espectral para a ação sísmica do tipo 1
$S_a(T_2)$	Coordenada de aceleração espectral para a ação sísmica do tipo 2
S_{ae}	Espetro de resposta elástico de aceleração
S_{ai}	Aceleração espectral no ponto i do espectro de capacidade
S_d	Coordenada de deslocamento espectral
$S_d(T_1)$	Coordenada de deslocamento espectral para ação sísmica do tipo 1
$S_d(T_2)$	Coordenada de deslocamento espectral para ação sísmica do tipo 2
S_{de}	Espetro de resposta elástico de deslocamento
S_{di}	Deslocamento espectral no ponto i do espectro de capacidade
$S_e(T)$	Espetro de resposta elástico de aceleração
$S_e(T^*)$	Aceleração elástica espectral para o período T^*
$S_e(T_1)$	Aceleração elástica espectral para o período corresponde a ação sísmica tipo 1
$S_e(T_2)$	Aceleração elástica espectral para o período corresponde a ação sísmica tipo 1

S_{max}	Parâmetro para definir o coeficiente máximo do solo
SR_A	Fator de redução de aceleração
SR_v	Fator de redução de velocidade
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T^*	Período equivalente
T_1	Período fundamental em cada uma das duas direções
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
V_i	Força basal no ponto i da curva de capacidade
W	Peso da estrutura para a combinação de ações em questão
w	Percentagem mecânica de armadura
w'	Frequência angular
w_j	Peso associado ao nível j
X_{CM}	Abcissa do ponto do centro de massa
x_n	Abcissa do nó n
Y_{CM}	Ordenada do ponto do centro de massa
y_n	Ordenada do nó n

Símbolos gregos

Definição

α_1	Coeficiente de massa modal
β_{eff}	Amortecimento viscoso efetivo
β_{eq}	Amortecimento viscoso equivalente
β_0	Amortecimento histerético
Γ	Fator de transformação
γ	Peso volúmico
Y_I	Coeficiente de importância
Δ_{roof}	Deslocamento na cobertura

ε	Deformação
ε_{uk}	Deformação última
ε_{yk}	Deformação de cedência
η	Coefficiente de correção do amortecimento
λ	Esbelteza
μ	Momento reduzido
ν	Coefficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de dano
ξ	Amortecimento viscoso da estrutura
φ	Deslocamento no centro de massa de cada piso
ϕ_i	Componente da deformada do modo condicionante no piso i
$\bar{\phi}_i$	Deslocamento normalizado
ϕ_{i1}	Amplitude do modo 1 no nível j
ϕ_n	Deslocamento no topo do edifício
$\phi_{1,roof}$	Primeiro modo do nível de amplitude do telhado
φ	Coefficiente de redução que tem em conta a possibilidade da presença do carregamento
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para a ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coefficiente de combinação para o valor quase-permanente da ação variável

[Deixado intencionalmente em branco]

Capítulo 1 – Introdução

1.1. Enquadramento e objetivos

Esta dissertação surge no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Militar e tem como objetivo principal testar algumas metodologias mais recentes, recorrendo a análise não linear, para a avaliação sísmica de uma estrutura de betão armado num edifício real, em vez do método corrente em projeto, que se baseia na análise modal, assumindo um comportamento linear e usando espectros de resposta.

Os sismos são uma das catástrofes naturais com maior poder de destruição, podendo causar muitas mortes. O facto de serem imprevisíveis, faz com que não seja possível executar planos de evacuação e a única maneira de tentar reduzir o seu impacto, os danos causados, e mais importante, salvar vidas humanas é reforçando e preparando o edifício para o caso de estes fenómenos acontecerem.

O edifício em causa, utilizado como caso de estudo é um hangar do Regimento de Transportes, designado como Prédio Militar (PM) nº136, que se localiza em Lisboa. Esta unidade é responsável pelo apoio logístico ao Exército, nomeadamente no fornecimento de viaturas ao Exército.

Para atingir o objetivo principal foram traçadas várias etapas. Inicialmente será feita uma pesquisa bibliográfica relativamente às metodologias existentes para a avaliação sísmica de edifícios de betão armado.

De seguida, a escolha de um edifício de betão armado e a recolha de todos os elementos necessários para a sua modelação no programa SAP2000® e fazer a análise sísmica linear com base em espectros de resposta.

Concluída esta fase, efetuar-se-á a modelação do edifício de forma a obter a curva de capacidade através do método de análise não linear *pushover*.

Verificar a segurança sísmica com base no método N2 do Eurocódigo 8 (EC8) e do método do Espectro de capacidade do *Applied Technology Council – 40* (ATC-40).

1.2. Organização

Esta dissertação de mestrado está dividida em seis capítulos, sendo este o capítulo 1 onde é feita uma breve introdução com os objetivos e a sua estruturação.

No capítulo 2 é feita uma abordagem relativamente aos métodos de análise sísmica. Neste capítulo é feita uma referência aos métodos lineares e não lineares para a avaliação sísmica.

O capítulo 3 é referente ao caso de estudo, onde é feita uma descrição do edifício, tendo em conta a sua localização, o tipo de solo e a sua estrutura. Neste capítulo também é abordado a sua modelação no programa SAP2000®, tendo em conta os vários pormenores do edifício, como a cota do terreno, as paredes de alvenaria e as juntas de dilatação.

No capítulo 4 é onde são recolhidos os dados do programa e aplicados os métodos de análise para a avaliação da resistência sísmica do edifício.

O capítulo 5 tem como objetivo fazer uma discussão dos resultados obtidos.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e são feitas propostas para futuras investigações, para as quais não se conseguiram obter resposta neste trabalho.

Capítulo 2 – Estado da Arte

2.1. Enquadramento

Os sismos são conhecidos pelo seu poder devastador, pois são causadores de grande destruição, tanto a nível de material como de vidas humanas. Sendo estes imprevisíveis é de extrema importância prepararmos para a sua ocorrência a qualquer altura.

Segundo Appleton (2013), a ação sísmica em Portugal é muito importante uma vez que o território nacional se encontra inserido em zonas de moderada a elevada sismicidade, como se pode observar na Figura 1. Portugal sofreu um grande terramoto em 1755, que marcou a história do país e que segundo o que muitos especialistas dizem, este irá repetir-se e Portugal poderá não estar preparado para o enfrentar.

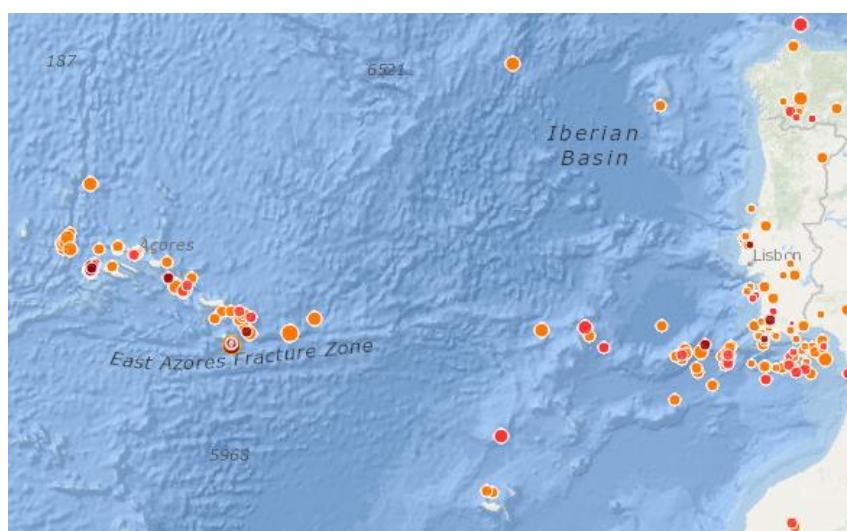


Figura 1 – Sismos ocorridos no último mês (fonte:www.ipma.pt, acedido a 20 de Outubro)

Segundo Datta (2010), um sismo é um movimento súbito e transitório da superfície terrestre. Os locais mais prováveis para a ocorrência de sismos são as falhas nos limites das placas tectónicas. O movimento das placas tectónicas entre si, tanto na direção como na magnitude leva a uma acumulação de tensão. Esta energia que é armazenada quando atinge um valor limite, ocorre um movimento repentino ou deslizamento que liberta a energia acumulada. Esta ação gera ondas elásticas que se propagam através do meio elástico e, eventualmente, atingem a superfície terrestre.

A intensidade e a magnitude são os dois parâmetros mais comuns para representar o sismo. A magnitude mede a quantidade de energia libertada e é medida pela escala de Richter. A intensidade é um parâmetro subjetivo, uma vez que é determinado pela perceção do sismo pela população e pelo grau de destruição. Esta é avaliada pela escala de Mercalli.

Pelo facto de Portugal ser uma zona de risco e como os sismos são imprevisíveis e bastante devastadores, cada vez é mais importante analisar sismicamente os edifícios, tanto os mais antigos num âmbito de reforço, como os mais recentes antes de serem construídos, tendo em conta a sua ação na fase de projeto.

Segundo Bento e Lopes (2016), uma maneira de avaliar o risco sísmico é analisando três parâmetros importante: a perigosidade que é caracterizado pela probabilidade de ocorrência de sismos de certas características durante certos períodos de tempo; o risco, ou seja, as pessoas e o ambiente exposto aos sismos; e por fim, a vulnerabilidade, que está relacionado com a resistência sísmica do meio ambiente. É sobre este último parâmetro que nós engenheiros devemos intervir.

Em Portugal, no caso da avaliação sísmica, regemo-nos pelo EC8 que “*aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas*” (EC8, p. 19, 2009). Este tem como finalidade, no caso de ocorrerem sismos, de assegurar que os danos causados sejam reduzidos e, mais importante, que a vida humana seja preservada.

2.2. Critérios básicos de conceção sísmica

Segundo o EC8-1 (2009), as estruturas nas regiões sísmicas são projetadas consoante dois requisitos/níveis. O requisito de não ocorrência de colapso e o de limitação de danos. O nível de não colapso deve ser verificado para níveis de ação mais elevados quando se trata de um edifício importante, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo.

No caso do requisito de limitação de danos, a estrutura é projetada tendo em conta que a probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo. Neste caso, é aplicado um coeficiente de redução à ação sísmica de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Valores do coeficiente de redução v (EC8, p. 212, 2009)

Ação sísmica	v
Tipo 1	0,4
Tipo 2	0,55

Nas regiões sísmicas temos de ter em conta nas fases iniciais de conceção dos edifícios certos requisitos. Estes princípios são a simplicidade estrutural que tem em consideração a construção de sistemas estruturais mais simples, caracterizados pela transmissão de forças através de trajetórias claras tornando a incerteza nos cálculos menores e a previsão do comportamento sísmico mais claro. A uniformidade, simetria e redundância estrutural que “*tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro*” (EC8-1, p. 46, 2009).

É importante a resistência e rigidez nas duas direções, uma vez que o movimento sísmico é um fenómeno bidirecional, ou seja, o edifício deve estar apto para resistir a ações horizontais tanto numa como na outra direção.

É importante a resistência e rigidez à torção com o objetivo de “*limitar os movimentos devidos à torção que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais*” (EC8-1, p. 47, 2009).

É importante a ação de diafragma ao nível dos pisos para garantir que os pavimentos “*recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal*” (EC8-1, p. 47, 2009).

Por fim, a fundação adequada para “assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício” (EC8-1, p. 47, 2009).

2.3. Procedimentos para a avaliação da capacidade e reabilitação de edifícios

Segundo o ATC (1996), os procedimentos para a avaliação da capacidade e reabilitação de edifícios são os seguintes, podendo estes serem realizados em ordem diferente:

- Definições de níveis de desempenho sísmico e critérios de exigência sísmica para estabelecimento de objetivos;
- Orientações para a revisão das condições existentes, determinação preliminar de deficiências, formulação de uma estratégia de reabilitação e estabelecimento de um programa adequado de garantia de qualidade;
- Métodos ou técnicas analíticas para investigações detalhadas para avaliar a capacidade sísmica e o desempenho sísmico esperado dos edifícios existentes e para a verificação do desempenho após a sua reabilitação;
- Regras e pressupostos de características de materiais para uso na modelagem, atribuição de capacidades e avaliação de desempenho aceitável.

2.4. Níveis de desempenho

Segundo Appleton (2013), o desempenho das estruturas que se encontram sujeitas a ações sísmicas está ligado ao cumprimento de determinados comportamentos durante a ocorrência de um sismo. “O comportamento das estruturas sob a ação dos sismos pode ser definida por quatro níveis de desempenho” (Appleton, p. 652, 2013).

O primeiro nível é o operacional, que está associado à funcionalidade da construção e à operacionalidade dos seus equipamentos. Neste nível, o sismo não deve afetar a operacionalidade dos equipamentos, nem devem ocorrer danos significativos na estrutura.

A operação imediata, *Immediate Occupancy* (IO), onde a construção já sofre danos ligeiros nos elementos estruturais, mas continua a manter a sua operacionalidade e funcionalidade. “A resistência da estrutura não é afetada, mantendo a capacidade para resistir a novos sismos” (Appleton, p.652, 2013).

No terceiro nível, proteção de vidas, *Life Safety* (LS), ocorrem danos significativos na estrutura, mas não provocam o seu colapso. Neste nível o importante como o nome refere é salvar vidas humanas, logo a estrutura mantém “a capacidade de carga para as ações gravíticas, e resistência e rigidez residuais suficientes para resistir às réplicas do sismo” (Appleton, p. 653, 2013). Contudo, a sua reparação poderá ser de tal modo elevado, que a pode tornar economicamente inviável.

Por fim, o nível quase colapso, *Near Collapse* (NC), onde a estrutura sofre danos muito elevados. Os seus elementos estruturais verticais continuam preparados para resistir às ações gravíticas quase permanentes, mas os elementos não estruturais colapsam, o que põem em causa as vidas humanas.

2.5. Ação sísmica

A ação sísmica é dependente de três fatores, da zona sísmica, do tipo de solo e da fonte sismogénica.

Relativamente ao zonamento sísmico, Portugal está dividido consoante o tipo de sismo, ou seja, caso o sismo seja do tipo 1 (sismo afastado) tem 6 zonas e caso seja tipo 2 (sismo próximo) tem 5 zonas, como se pode observar na Figura 2.

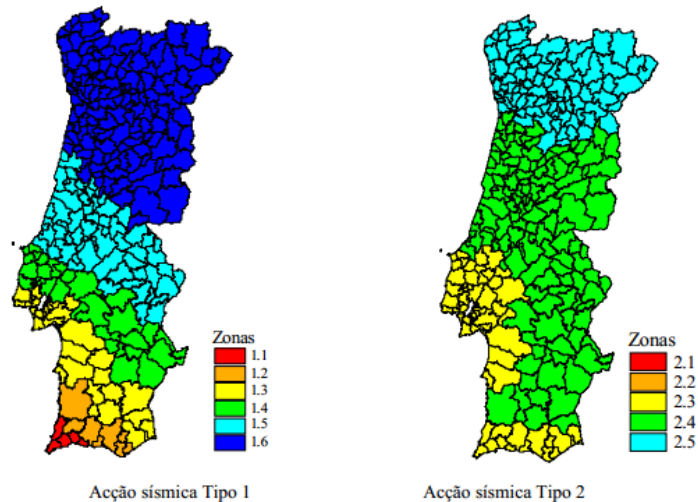


Figura 2 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, p.207, 2009)

Em relação ao tipo de solo, este encontra-se dividido em 5 tipos, A,B,C,D e E. Estes são utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica. “*Os terrenos maus tendem a provocar uma amplificação das ondas sísmicas, agravando os efeitos por elas causados. Em geral quanto piores forem os terrenos de fundação, maiores serão os esforços devidos ao sismo*” (Jacinto, p. 5, 2014).

Por fim, a fonte sismogénica que está relacionada com a fonte de origem sísmica. Em Portugal temos 2 tipos de sismos, como foi referido anteriormente. Segundo Jacinto (2014), o sismo tipo 2, sendo menos distante, é mais rico em altas frequências que o sismo tipo 1. Por isso, para uma estrutura em particular que não se sabe o tipo de sismo condicionante, as estruturas mais rígidas, que por sua vez possuem frequências mais altas, poderão ser mais prejudicadas pelo sismo tipo 2, do que pelo sismo tipo 1.

A ação dos sismos sobre as estruturas consiste na transmissão dos movimentos do solo à sua base. Quando “*a estrutura é atuada por movimentos na base, situação verificada durante a atuação de sismos, as equações que caracterizam a resposta dinâmica*” (Proença e Azevedo, p. 68, 1991) num sistema de 1 grau de liberdade, tomam a seguinte forma apresentada na equação 1.

$$m\ddot{q}^* + c\dot{q}^* + Kq^* = m\ddot{q}_s(t) \quad (1)$$

Em que:

m – Massa (kg);

c – Amortecimento;

K – Rigidez (kNm);

\ddot{q}_s - Aceleração do solo (m/s²);

q^* - Deslocamento relativo solo-estrutura (m).

Segundo Proença e Azevedo (1991), a ação sísmica pode ser vista “*como a sobreposição de harmônicas, com diferentes amplitudes para diferentes frequências*” (Proença e Azevedo, p. 68, 1991). A solução da equação 1 pode ser obtida utilizando técnicas de resolução numérica, ou através de técnicas de análise modal.

A ação sísmica pode ser definida pelo espectro de resposta, por espectros de potência e por acelerogramas artificiais, registados ou simulados. Neste caso, irá se optar por uma análise sísmica, baseada nos espectros de resposta.

2.5.1. Espectros de resposta

O movimento sísmico é representado por um espectro de resposta elástico de aceleração, que é definido como “*o valor máximo da aceleração que um oscilador de um grau de liberdade sofreria quando excitado por uma dada ação sísmica*” (Proença e Azevedo, p. 69, 1991).

Segundo o EC8 (2009), o espectro de resposta elástico de aceleração ($S_e(T)$) é definido pelas seguintes expressões:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \quad (3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C}{T} \quad (4)$$

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

Em que:

$S_e(T)$ – Espectro de resposta elástico de aceleração (m/s²);

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

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície (m/s²);

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);

S – Coeficiente de solo;

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Os valores dos períodos e do coeficiente do solo descrevem a forma do espectro de resposta elástico e dependem do tipo de terreno e do tipo de ação sísmica.

Tabela 2 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1
(EC8, p.210, 2009)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 3 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2
(EC8, p.211, 2009)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,30	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Em que:

S_{max} – parâmetro para definir o coeficiente máximo do solo

Segundo o EC8 (2009), o valor do coeficiente de correção de amortecimento pode ser determinado pela expressão 6:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (6)$$

Em que:

ξ – amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

Quando um edifício responde ao movimento do solo provocado por um sismo, ele tem deslocamentos laterais, que por sua vez, provocam deformações nos elementos estruturais. Para baixos níveis de resposta, as deformações dos elementos estarão dentro da sua faixa elástica, ou seja, na fase linear, e nenhum dano ocorrerá. Em níveis mais altos de resposta, as deformações dos elementos excederão as suas capacidades lineares, e conseqüentemente o edifício sofrerá danos.

Para proporcionar um desempenho sísmico confiável, um edifício deve ter um sistema completo de resistência à força lateral, capaz de limitar os deslocamentos laterais induzidos pelos sismos a níveis aceitáveis para o desempenho pretendido. Os fatores básicos que afetam a resistência à força lateral são a massa do edifício, a sua rigidez, o amortecimento, a sua configuração, a capacidade de deformação e o tipo de solo.

2.6. Comportamento estrutural

Segundo o EC8-1 (2009), para a modelação do edifício temos que ter em conta vários aspetos, principalmente nos elementos sujeitos à flexão. Devemos ter em conta o efeito de fendilhação, ou seja, devemos considerar a rigidez em estado fendilhado. Esta, simplificada, é assumida igual a 50% da rigidez em estado não fendilhado.

Segundo Appleton (2013), a ductilidade tem grande importância para o comportamento das estruturas quando estas se encontram sob a ação dos sismos, uma vez que esta reduz a resistência da estrutura. Isto faz com que a força aplicada (F_y) na estrutura para atingir o mesmo deslocamento seja menor, conduzindo assim a um consumo menor de materiais. Sendo esta força menor, reduz a aceleração máxima (a_{max}) induzida na estrutura, conforme a equação 8.

$$a_{max} = \frac{F_y}{m} \quad (7)$$

Tem que se ter em conta que para garantir a capacidade de deformação da estrutura, “é preciso evitar os modos de rotura frágeis dos elementos estruturais, como por exemplo a rotura por esforço transversal, e assegurar que são os mecanismos de cedência dúcteis que controlam o comportamento da estrutura” (Appleton, p. 668, 2013).

Outro conceito importante que também se encontra associado a ductilidade é a capacidade da estrutura para dissipar energia. Esse comportamento pode ser observado na Figura 3, que representa a relação força-deslocamento da estrutura, sabendo que a área interior do diagrama corresponde à energia dissipada. Pode-se reparar que quanto maior é a deformação da estrutura, proveniente da maior ductilidade, maior é a área do diagrama, que corresponde a uma maior quantidade de energia dissipada, que por fim permite com que a estrutura consiga suportar maiores níveis de ação sísmica.

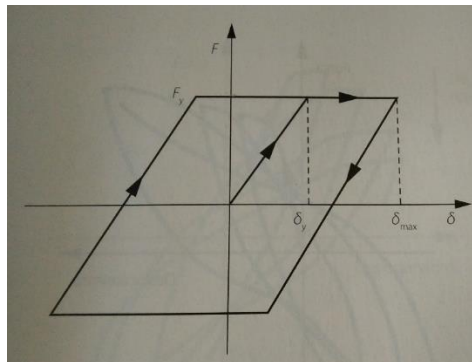


Figura 3 – Comportamento histerético idealizado de um elemento dúctil (Appleton, p.669, 2013)

Resumindo, quanto mais dúctil a estrutura for, maior será o nível da ação sísmica que esta será capaz de suportar. Esta dissipação ocorre nas extremidades dos elementos estruturais e é materializada pelas rótulas plásticas.

Isto leva a um tipo de dimensionamento por capacidade real, que tem como objetivo “garantir a ductilidade global da estrutura e a ductilidade local dos elementos estruturais” (Appleton, p. 688, 2013). Este tipo de dimensionamento destina-se a assegurar que são “os elementos e mecanismos com maior capacidade de deformação a acomodar os deslocamentos induzidos pela ação sísmica”

(Appleton, p. 688, 2013). Uma das coisas que devemos garantir, é que a formação das rótulas plásticas se dê inicialmente nas vigas, uma vez que estas apresentam maior ductilidade que os pilares.

Segundo Appleton (2013), não basta apenas ter uma boa ductilidade inicial para ter um bom desempenho sob a ação sísmica, mas que essa ductilidade se mantenha sob a ação de ciclos de deformação repetidos.

Com a deformação da estrutura, esta fica sujeita aos efeitos P- Δ . Segundo Appleton (2013), estes aumentam os deslocamentos da estrutura e contrariam a força de restituição.

Os efeitos P- Δ são os efeitos de 2^o ordem que devem ser incluídos nos esforços relativos à combinação que envolve o sismo.

2.7. Elementos primários e secundários

Segundo Appleton (2013), como em certas situações é possível considerar que certos elementos não contribuem para a resistência à ação sísmica, então classificamos esses elementos como secundários. Os que asseguram a resistência sísmica, são designados como primários.

Segundo EC8-1 (2009), os elementos secundários devem ser dimensionados de modo a suportar as forças gravíticas, quando se encontram sujeitos aos deslocamentos devido à situação de sismo mais desfavorável. Este também impõe algumas limitações, pois todos os elementos secundários não devem contribuir para a rigidez lateral da estrutura mais de 15% do que todos os elementos primários e a escolha dos elementos secundários, não pode influenciar a classificação da estrutura em termos da sua regularidade.

2.8. Métodos de análise

Existem quatro métodos de análise, as análises elásticas lineares, as elásticas não lineares, dinâmicas lineares e dinâmicas não lineares.

Segundo o EC8 (2009) os métodos de análise são a análise modal por espectro de resposta, a análise estática linear por forças laterais, a análise estática não linear (pushover) e a análise temporal não linear.

2.8.1. Análise linear

Segundo o EC8-1 (2009), temos dois tipos de análise linear, o método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta.

A utilização deste tipo de análise está condicionada pela regularidade do edifício. Para além deste requisito também tem que satisfazer a equação:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (8)$$

Em que:

T_1 – Período fundamental em cada uma das duas direções (s).

Segundo Appleton (2013), estas condições permitem assumir que a resposta da estrutura é condicionada pelos modos de vibração fundamental relativamente às duas direções horizontais principais.

Assim sendo, é depois calculado a força de corte na base para cada direção acima das fundações ou acima de uma cave rígida.

Segundo Appleton (2013), na análise modal os esforços são obtidos através de espectros de resposta de projeto, que incluem o coeficiente de comportamento. Os deslocamentos relativos a ação sísmica são obtidos através da multiplicação do coeficiente de comportamento pelos deslocamentos obtidos na análise linear. O coeficiente de comportamento é o “*coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto*” (EC8-1, p. 21, 2009).

Na análise modal são considerados todos os modos de vibração que contribuem significativamente para o comportamento da estrutura. Para isso tem que se satisfazer as seguintes condições, “*a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura*” e “*todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são consideradas*” (EC8-1, p. 58, 2009).

As respostas modais são combinadas usando as combinações modais. Estas podem ser a Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ) ou Combinação Quadrática Completa (CQC).

2.8.2. Análise não linear

Como métodos não lineares temos a análise estática não linear (*pushover*) e a análise (dinâmica) temporal não linear.

2.8.2.1. Pushover

Segundo ATC-40 (1996), apesar de a análise linear dar uma boa indicação da capacidade elástica das estruturas e onde ocorre a primeira cedência das estruturas, esta não pode prever os mecanismos que falham e explicar a redistribuição de esforços durante a cedência da estrutura. Por isso, os procedimentos da análise não linear nos ajudam a demonstrar como os edifícios realmente funcionam, identificando os modos de falha e o potencial de colapso progressivo, visto que se supõe que a capacidade elástica da estrutura é excedida quando submetida a grandes sismos.

Os métodos de análise não lineares exigem a determinação de três elementos principais: a capacidade, o deslocamento e o desempenho da estrutura

A capacidade de uma estrutura depende da resistência e da capacidade de deformação dos elementos da estrutura. Por isso para determinar as capacidades além do regime elástico é necessário alguma forma de análise não linear, como o procedimento *pushover*.

O método de *pushover* consiste numa “*análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Poderá ser aplicada para a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e de edifícios existentes para os seguintes efeitos:*” (EC8-1, p.60, 2009)

- Verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados;

- Como alternativa a uma análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento.

Como o próprio nome leva a pensar, o método de *pushover* é como se puxássemos a estrutura e à medida que aumentamos a força, ela vai tendo um deslocamento, como se pode observar na Figura 4. Assim, definimos uma curva que relaciona a força com o deslocamento, designada como curva de capacidade, que será abordada mais a frente.

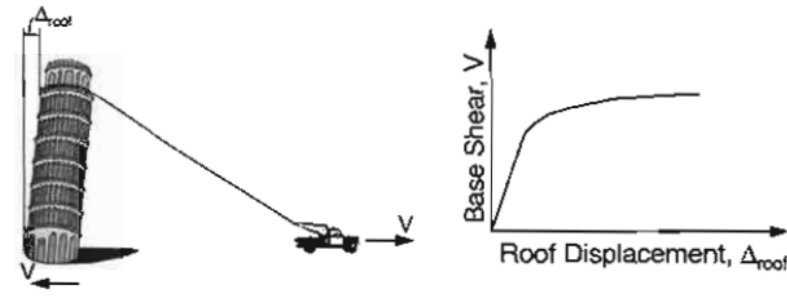


Figura 4 – Método do pushover (ATC40, p.8-4, 1996)

2.8.2.2. Cargas laterais

Segundo o EC8-1 (2009), deve ser aplicado pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais, uma distribuição uniforme que se baseia “em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura” (p. 60, 2009) e uma distribuição modal que é “proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica” (p. 60, 2009).

2.8.2.3. Deslocamento-alvo

Este deslocamento é definido como “a exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástico em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade” (EC8-1, p. 61, 2009)

Assim sendo, neste método o modelo é submetido a forças ou deslocamentos laterais, que aumentam monotonicamente até que se atinja o deslocamento-alvo.

2.8.2.4. Curva de capacidade

Segundo o EC8-1 (2009), a relação entre a força de corte na base e a curva de capacidade “deverá ser determinada para valores do deslocamento de controlo entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo” (EC8-1, p.61, 2009).

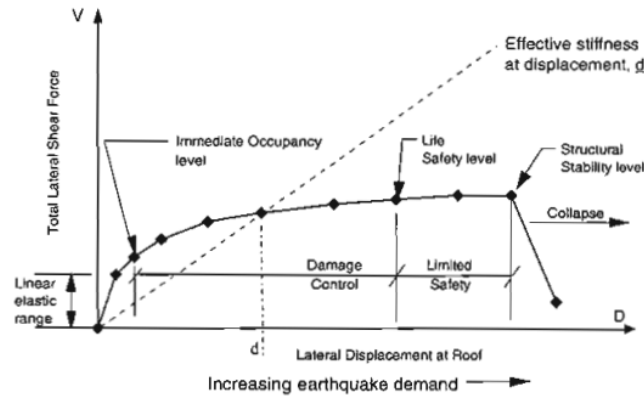


Figura 5 – Curva de capacidade (ATC40, p.6-6, 1996)

Na Figura 5, os pontos discretos indicados pelo símbolo ♦ representam a ocorrência de eventos importantes na história de resposta lateral da estrutura. Tal evento pode ser a iniciação da cedência de um elemento ou um tipo particular de dano. Avaliando-se os efeitos cumulativos dos danos sofridos em cada um dos eventos individuais e o comportamento geral da estrutura em deslocamentos laterais crescentes, é possível determinar e indicar na curva de capacidade, aqueles deslocamentos laterais estruturais que representam limites nos vários níveis de desempenho estrutural.

A curva do espectro de capacidade para a estrutura é obtida através da transformação da curva de capacidade da força lateral (V) vs. deslocamento lateral (d), para as coordenadas de aceleração espectral (S_a) vs. deslocamento espectral (S_d), mais conhecido por espectro de resposta no formato *Acceleration-Displacement Response Spectrum* (ADRS). A equação usada para tal transformação é a equação 9.

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \times S_d \quad (9)$$

Quando a curva de capacidade é traçada em coordenadas S_a vs. S_d , as linhas radiais desenhadas a partir da origem do gráfico podem ser determinadas, usando a equação 10. Estas representam o período da estrutura (T).

$$T = \frac{2\pi}{w'} \quad (10)$$

Em que:

w' - Frequência angular (rad/s)

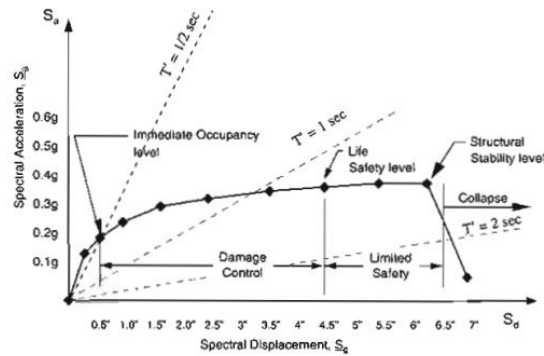


Figura 6 – Espectro de capacidade (ATC40, p.6-9, 1996)

A Figura 6 é um gráfico do espectro de capacidade obtido a partir da curva de capacidade representada na Figura 5 e traçada com os períodos modais efetivos. Esta estrutura em particular, representada por este gráfico, teria um período elástico aproximadamente de 0,5 segundos. Há medida que o movimento do solo aumenta de intensidade, o período da estrutura aumenta. O edifício cuja curva de capacidade está representada na Figura 6 entraria em colapso antes de ter a sua rigidez degradada, o suficiente para produzir um período efetivo de 2 segundos.

A exigência sísmica e a capacidade da estrutura são mutuamente dependentes. À medida que o deslocamento aumenta, a estrutura eventualmente cede e à medida que a sua rigidez diminui, o período aumenta. Isto encontra-se representado no espectro de capacidade. Os deslocamentos inelásticos aumentam o amortecimento e reduzem a exigência. O método do espectro de capacidade reduz a exigência para encontrar uma interseção com o espectro de capacidade onde o deslocamento é consistente com o amortecimento implícito.

Outra fonte de dependência mútua entre a capacidade e a exigência sísmica, é o amortecimento efetivo. Como um edifício cede em resposta à exigência sísmica, ele dissipa energia com amortecimento histerético. Os edifícios que têm ciclos de histerese grandes e estáveis dissipam mais energia do que aqueles com ciclos comprimidos, causados pela degradação da força e rigidez. Uma vez que a energia que é dissipada não precisa ser armazenada na estrutura, o amortecimento efetivo diminui a exigência de deslocamento.

Para encontrar o ponto onde a exigência e a capacidade são iguais, deve-se selecionar um ponto no espectro de capacidade como uma estimativa inicial. Usando a aceleração espectral e o deslocamento definido por este ponto, pode-se então calcular os fatores de redução para aplicar ao espectro elástico de 5%, para explicar a dissipação de energia histerética, ou amortecimento efetivo, associado ao ponto específico. Se o espectro de resposta reduzido intercepta o espectro de capacidade no ponto inicial ou próximo dele, então este é o ponto de desempenho, onde a capacidade da estrutura corresponde à exigência para o sismo em específico. Se a interseção não está razoavelmente perto do ponto inicial, então pode-se assumir um novo ponto em algum lugar entre o ponto inicial e esse ponto e repetir o processo até que uma solução seja alcançada.

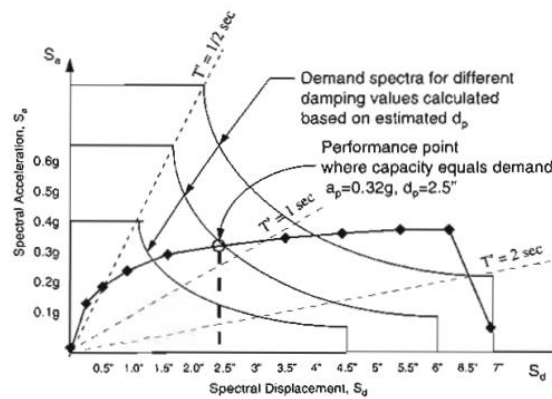


Figura 7 – Determinação do ponto de desempenho (ATC40, p.6-10, 1996)

Uma vez determinado o ponto de desempenho, a aceitabilidade de um projeto de reabilitação para atender aos objetivos de desempenho do projeto, pode ser avaliada, avaliando-se onde o ponto de desempenho cai na curva de capacidade. Para a estrutura e sismo representados na Figura 7, o ponto de desempenho ocorre dentro da porção central da faixa de desempenho de controlo de dano como mostra a Figura 6, indicando que para este sismo esta estrutura teria menos dano que o permitido para o nível LS e mais do que seria permitido para o nível IO. Com essas informações, a eficácia da estratégia de reabilitação específica para alcançar os objetivos de desempenho do projeto podem ser estudadas.

2.8.2.5. Método do Espectro de Capacidade

O método do espectro de capacidade é uma análise estática não linear incremental. No processo de execução desta análise estática incremental não-linear, uma curva de capacidade é desenvolvida para o edifício. Este método é proposto pelo ATC40 e consiste numa abordagem gráfica, onde a curva de capacidade da estrutura é sobreposta a um espectro de resposta reduzido.

O espectro de resposta reduzido é obtido através da redução do espectro de resposta elástico, para ter em conta o amortecimento da estrutura.

Segundo o ATC 40 (1996), esta curva de capacidade é um gráfico que compara a força de corte basal com a deformação lateral (deslocamento) do edifício ao nível do topo, sob ação dessa força lateral aplicada. Se um edifício tivesse capacidade elástica linear infinita, esta curva de capacidade seria uma linha reta com uma inclinação igual à rigidez global da estrutura. Como os edifícios reais não possuem capacidades elásticas lineares infinitas, a curva de capacidade consiste tipicamente em uma série de segmentos de linha reta com declive decrescente, representando a progressiva degradação da rigidez estrutural que ocorre quando o edifício é sujeito a um aumento do deslocamento lateral. Esta acaba ao longo do incremento do deslocamento lateral por ceder e colapsar.

Os princípios de conversão neste método para a alteração do sistema de vários graus de liberdade para um sistema de único grau de liberdade (gl), são descritos no ATC40, que se apresenta seguidamente.

Para a conversão da curva de capacidade para o espectro de capacidade, primeiro é calculado o fator de participação modal (PF_1) usando a equação 11 e o coeficiente de massa modal (α_1) usando a equação 12.

$$PF_1 = \frac{\sum_{j=1}^N (w_j \phi_{j1}) / g}{\sum_{j=1}^N (w_j \phi_{j1}^2) / g} \quad (11)$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{j=1}^N (w_j \phi_{j1}) / g}{\sum_{j=1}^N w_j / g \times \sum_{j=1}^N (w_j \phi_{j1}^2) / g} \quad (12)$$

Em que:

N – Nível N ;

w_j – Peso associado ao nível j (kN);

g – Aceleração da gravidade ($g=9,8 \text{ m/s}^2$);

ϕ_{j1} – Amplitude do modo 1 no nível j (m).

Depois por cada ponto na curva de capacidade (V, Δ_{roof}) é calculado o ponto associado no espectro de capacidade (S_a, S_d) através das equações 13 e 14.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \alpha_1} \quad (13)$$

Em que:

S_{ai} – Aceleração espectral no ponto i do espectro de capacidade (m/s^2);

V_i – Força basal no ponto i da curva de capacidade (kN);

W – Peso da estrutura para a combinação de ações em questão (kN).

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (14)$$

Em que:

S_{di} – Deslocamento espectral no ponto i do espectro de capacidade (m);

Δ_{roof} – Deslocamento no topo da estrutura (m);

$\phi_{1,roof}$ – Primeiro modo do nível de amplitude do telhado (m).

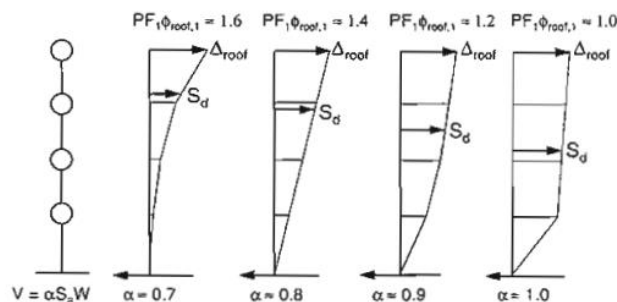


Figura 8 – Fatores de participação modal e coeficientes de massa modal (ATC40, p.8-10, 1996)

Como é demonstrado na Figura 8, tanto o fator de participação como o coeficiente de massa modal variam de acordo com o modo de deformação da estrutura.

É necessário uma representação bilinear do espectro de capacidade, para estimar o amortecimento efetivo e a redução adequada da exigência espectral. A construção da representação bilinear, requer a definição do ponto (a_{pi}, d_{pi}) . Este ponto, é o ponto de avaliação do teste estimado para desenvolver um espectro de resposta reduzido. Se este espectro intersectar com o espectro de capacidade no ponto (a_{pi}, d_{pi}) estimado, então esse é o ponto de desempenho.

Para construir a representação linear, o ATC40 propõe, tal como se encontra representado na Figura 9, que seja desenhada uma linha na origem com a rigidez inicial do edifício e uma segunda linha que vá até ao ponto de desempenho com um declive, que faça com que a área designada na figura por A_1 seja igual a área A_2 .

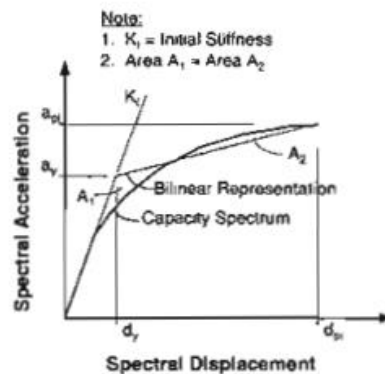


Figura 9 – Representação bilinear do espectro de capacidade para o método do espectro de capacidade (ATC40, p. 8-13, 1996)

O amortecimento que ocorre quando sujeito a ações dos sismos, conduz a que a estrutura na fase inelástica possa ser vista como uma combinação de amortecimento viscoso inerente à estrutura e amortecimento hysterético. O amortecimento hysterético está relacionado com a área dentro dos ciclos que são formados quando a força do sismo (força de corte) é graficamente comparada com o deslocamento da estrutura. O amortecimento hysterético pode ser representado como amortecimento viscoso equivalente (β_{eq}) usando a equação 15.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (15)$$

Em que:

β_0 – Amortecimento hysterético representado como amortecimento viscoso equivalente, dado pela equação 16.

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (16)$$

Em que:

E_D – Energia dissipada pelo amortecimento;

E_{S0} – Energia de deformação máxima.

Para facilitar a observação destes passos, é possível observar este método na Figura 10.

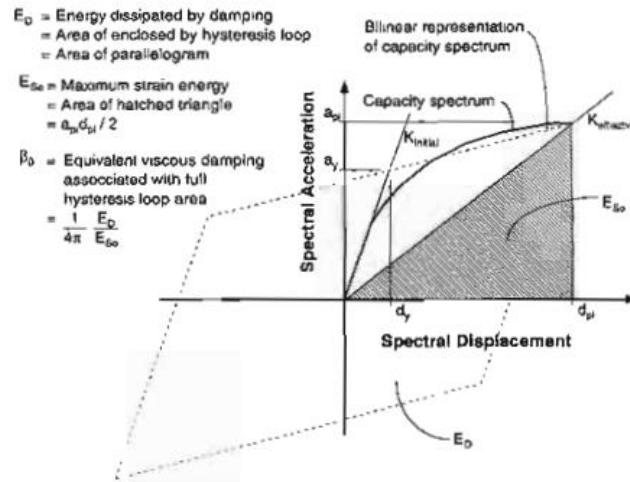


Figura 10 – Cálculo do amortecimento para o espectro reduzido (ATC40, p. 8-14, 1996)

Primeiro é calculado a E_{S0} , que é a área do triângulo a sombreado, que é dado pela equação 17.

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (17)$$

E de seguida a E_D que se encontra representada como a área do paralelograma a tracejado e é dado pela equação 18.

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (18)$$

Esta área foi obtida através da ajuda da Figura 11.

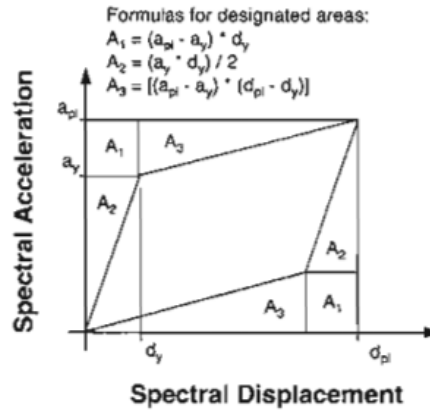


Figura 11 – Cálculo de áreas (ATC40, p. 8-15, 1996)

Assim sendo a equação 16 passa a ser:

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{19}$$

Substituindo a equação 19 na equação 15 temos:

$$\beta_{eq} = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \tag{20}$$

O ATC40 (1996) propõe para o caso dos edifícios de betão armado, que normalmente não são estruturas dúcteis e que simulam imperfeições dos ciclos histeréticos, um fator de modificação de amortecimento, k.

O fator k é uma medida de extensão, em que a histerese real do edifício é bem representada pela Figura 10, inicialmente ou após degradação. O fator k depende do comportamento estrutural do edifício. O ATC40 simula três categorias de comportamento estrutural. O comportamento do tipo A, que representa ciclos de histerese estáveis; o tipo B representa uma redução moderada da área; por fim, o tipo C, representa um comportamento histerético pobre com uma redução substancial da área do ciclo.

O intervalo e valores para os valores de k são demonstrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores do fator de modificação de amortecimento (adaptado ATC40, p. 8-17, 1996)

Tipo de comportamento estrutural	β_e	k
Tipo A	$\leq 16,25$	1
	$> 16,25$	$1,13 \cdot \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	> 25	$0,845 \cdot \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Qualquer valor	0,33

Os fatores de redução espectral são usados para corrigir o espectro de resposta elástico (5% amortecido). Com base nos valores atribuídos de k , são obtidos, respetivamente, pela equação 21 o fator de redução de aceleração (SR_A) e pela equação 22 o fator de redução de velocidade (SR_v).

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eff})}{2,12} \quad (21)$$

$$SR_v = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eff})}{1,65} \quad (22)$$

Em que:

β_{eff} – Amortecimento viscoso efetivo e é dado pela equação 23.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (23)$$

Estes valores dependendo do tipo do comportamento estrutural do edifício. Têm de ter no mínimo os valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores mínimos permitido para SR_A e SR_v (adaptado ATC40, p. 8-17, 1996)

Tipo de comportamento estrutural	SR_A	SR_v
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

Para facilitar a atribuição do tipo de comportamento a uma determinada estrutura, pode ser usada a Tabela 6.

Tabela 6 – Tipos de comportamento estrutural (adaptado ATC40, p. 8-19, 1996)

Duração Sísmica	Edifício novo	Edifício existente	Edifício antigo
Curta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Longa	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Por fim, quando o deslocamento na interseção do espectro de resposta e o espectro de capacidade está dentro de 5%, ou seja, $0,95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05d_{pi}$, do ponto de desempenho teste, então (a_{pi}, d_{pi}) torna-se o ponto de desempenho, como se encontra demonstrado na Figura 12.

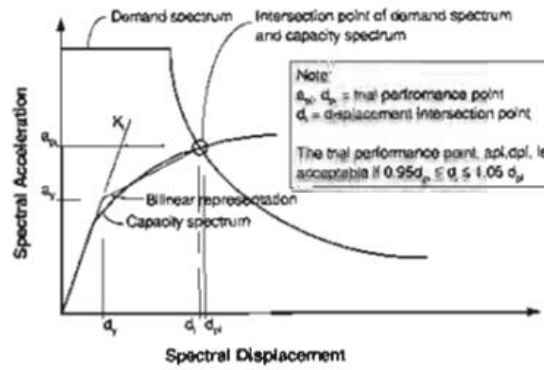


Figura 12 – Ponto de desempenho (ATC40, p. 8-21, 1996)

Caso não verifique a condição é necessário fazer nova iteração utilizando o ponto obtido (a_i, d_i) como novo ponto de desempenho teste (a_{pi}, d_{pi}) .

2.8.2.6. Método N2

Este método de análise estática não linear é o proposto pelo EC8 e também será abordado nesta dissertação. A realização desta análise, também passa pela determinação da curva de capacidade e o desempenho sísmico é determinado usando um espectro de resposta no formato ADRS.

Segundo Fafjar (2005), neste método a exigência sísmica é determinada a partir de espectros inelásticos e depende do período idealizado do sistema de 1 grau de liberdade.

No EC8, nomeadamente no anexo B, é proposto uma relação entre as forças laterais normalizadas e os deslocamentos normalizados.

$$\bar{F}_i = m_i \bar{\phi}_i \quad (24)$$

Em que:

\bar{F}_i – Forças laterais normalizadas (kN);

m_i – Massa do piso i (kg);

$\bar{\phi}_i$ – Deslocamento normalizado (m).

Para a aplicação deste método, é necessário ter a curva de capacidade que relaciona a força de corte na base (F_b) com o deslocamento do nó de controlo com vários graus de liberdade (d_n), para podermos a posteriori obter o deslocamento-alvo. Na aplicação deste método é necessário fazer a transformação do sistema de vários graus de liberdade para um sistema equivalente de um só grau de liberdade.

A massa de um sistema equivalente a um grau de liberdade é calculada pela seguinte equação:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (25)$$

O coeficiente de transformação (Γ) é obtido através:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (26)$$

A força (F^*) e o deslocamento (d^*) de um sistema de um só grau de liberdade é dado por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (27)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (28)$$

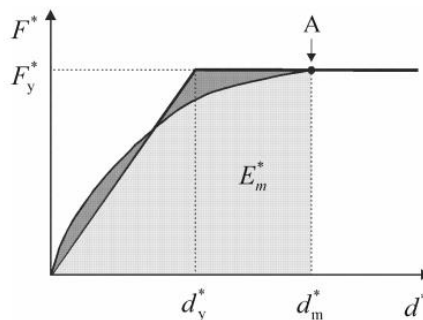


Figura 13 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica (EC8, p. 193, 2009)

Após o cálculo efetuado pelas equações 27 e 28, é possível traçar a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 gl. Após isto, e como se encontra representado na Figura 13, é necessário determinar uma curva bilinear que representa a relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica. Para isso, é determinada a força de cedência (F_y^*), que representa a resistência última do sistema idealizado, que é igual à força de corte na base para formação do mecanismo plástico. A formação do mecanismo plástico, encontra-se representada na Figura 13 com a letra A. “A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas” (EC8, p. 193, 2009). Com base nisto, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema com um só grau de liberdade (d_y^*) é dado pela equação 29.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (29)$$

Em que:

E_m^* - Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico (kN.m);

d_m^* - Deslocamento no ponto da formação do mecanismo plástico (m).

Após sabermos o deslocamento no limite de plasticidade, para determinar o período do sistema idealizado recorreremos a equação 30.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (30)$$

O deslocamento-alvo da estrutura com este período e caso tivesse um comportamento elástico ilimitado era dado pela equação 31.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (31)$$

Em que:

$S_e(T^*)$ – Aceleração elástica espectral para o período T^* (m/s²).

Como o sistema equivalente não tem um comportamento elástico ilimitado, a determinação do deslocamento-alvo (d_t^*), depende do período da estrutura. Caso tenha um período curto, ou seja, $T^* < T_C$, então:

Se $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, o comportamento da estrutura é elástica, logo utiliza-se a equação 32.

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (32)$$

No caso de $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, então resposta é não linear, e nesse caso utiliza-se a equação 33.

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}) \geq d_{et}^* \quad (33)$$

Em que:

q_u – Relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^* é dado pela equação 34.

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (34)$$

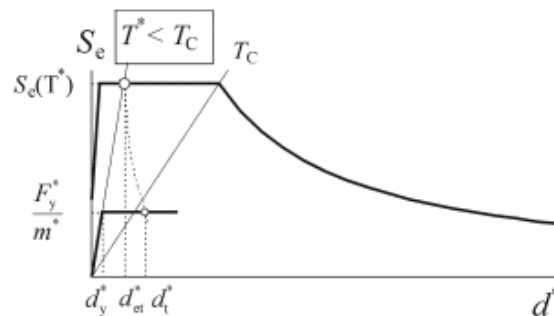


Figura 14 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos (EC8, p. 195, 2009)

No caso de períodos médios e longos, ou seja, $T^* \geq T_C$, recorreremos a equação 32.

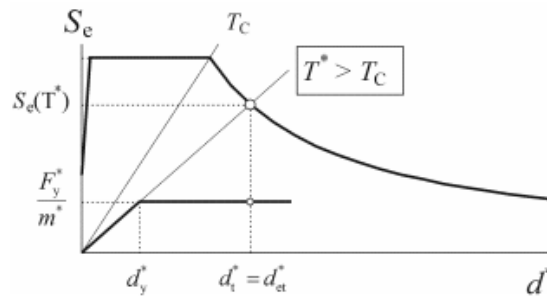


Figura 15 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos médios e longos (EC8-1, p. 195, 2009)

Caso o deslocamento-alvo d_t^* seja muito diferente do deslocamento d_m^* o EC8, prevê que pode ser aplicado na determinação da relação idealizada forças/deslocamento elasto-perfeitamente plástica um processo iterativo, no qual é usado d_t^* e o correspondente F_y^* em vez de d_m^* na equação 29.

Por fim, o deslocamento-alvo do sistema com vários graus de liberdade é dado por:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (35)$$

Após isto é possível comparar estes valores com os máximos admissíveis da estrutura e concluir se a segurança é verificada ou não.

Capítulo 3 – Caso de Estudo

O edifício em estudo localiza-se no Regimento de Transportes localizado na Portela, em Lisboa, como se pode observar na Figura 16. Este edifício é um hangar de viaturas, e a sua localização em pormenor está na Figura 17. Foi construído nos anos 70 e é constituído por dois pisos, com uma área de 1800m².



Figura 16 – Localização do Regimento de Transportes (imagem retirada do Google Maps, acedido a 30 de Março)

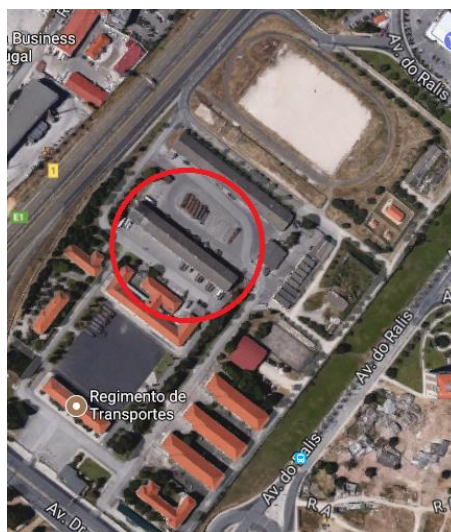


Figura 17 – Localização do hangar (imagem retirada do Google Maps, acedido a 30 de Março)

Este edifício tem uma particularidade, a cota do terreno ao nível transversal do edifício é diferente, estando o terreno de um dos lados do edifício a uma cota de 5 metros mais elevada do que do outro lado, como se pode observar na Figura 18. Este pormenor torna interessante a sua análise uma vez que vai influenciar a análise dinâmica do edifício devido a deformada da estrutura.



Figura 18 – Perfil transversal do edifício

O hangar apresenta uma planta regular e tem 2 pisos. É constituído por pórticos de betão armado preenchidos por paredes de alvenaria e lajes de betão armado. Como se pode observar no Anexo A – Planta do PM136 na maior direção x, com 106,4m, o edifício é constituído por 20 pórticos afastados 5,6m entre si, vazados alternadamente na fachada norte.

Na direção y, com 16,2m, o primeiro piso é constituído por dois vãos, um com 11,22m e outro com 4,98m. No segundo piso tem um vão de 16,2m, como se pode observar na Figura 19.



Figura 19 – Perfil transversal do PM136

O piso inferior tem um pé direito de 5 metros, enquanto o superior tem 7,9 metros nos cantos e no centro 12,9 metros. O piso inferior tem como funcionalidade o armazenamento de viatura pesadas, enquanto o superior para além de armazenar as viaturas ligeiras, tem um pavilhão desportivo, um ginásio, um auditório e arrecadações de armazenamento de material e peças.

A modulação do edifício foi realizada utilizando o SAP 2000® (versão 18.2).

3.1. Modelação do edifício

Para a sua modelação foi feito um levantamento da estrutura com um medidor laser, com o qual foi possível saber que o edifício é composto por pilares exteriores com 0,35m de comprimento por 1,10m de largura (P35x110) e por pilares interiores com 0,35m de comprimento por 0,65m de largura (P35x65), como se pode ver na Figura 19. As vigas principais têm de secção 0,35m de comprimento e 0,65m de largura (V35x65), enquanto as secundárias (transversais) têm 0,35m de comprimento e 0,4m de largura (V35x40). A asna da cobertura é de secção variável, tendo na base uma secção de 0,85m de comprimento e 0,35m de largura (A85x35) e no topo com 0,65m de comprimento e 0,35m de largura (A65x35), como é observável na Figura 20. A laje é maciça e tem uma espessura de 0,25m.

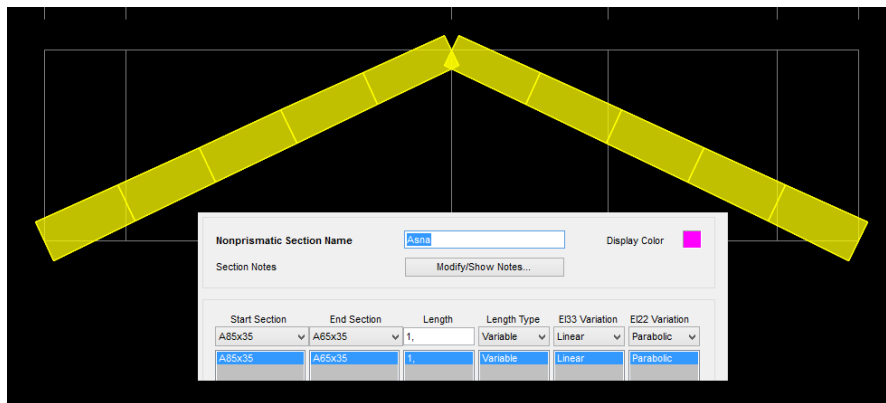


Figura 20 – Asna com secção variável

Este edifício possui duas juntas de dilatação no pórtico I, especificamente no lado esquerdo, e no pórtico L do lado direito. Pode-se observar os pórticos em questão no Anexo A – Planta do PM136.

Como se pode ver uma das juntas de dilatação do edifício na Figura 21.



Figura 21 – Junta de dilatação

As juntas de dilatação existem devido à necessidade de limitar as deformações devido às variações de temperatura e retração do betão, as quais podem não só provocar fendilhação nos elementos da estrutura, como esforços secundários os quais podem por em causa a segurança do edifício.

De forma a contabilizar o efeito das juntas de dilatação, foi feito no modelo a libertação da rotação no eixo z nas zonas onde se localizavam as juntas de dilatação.

3.1.1. Materiais

Inicialmente foi utilizado um esclerómetro para determinar o tipo de betão presente na estrutura, mas os resultados não foram conclusivos. Assim sendo, e sabendo que o edifício foi construído nos anos 70, foi suposto que o tipo de betão utilizado foi um C25/30 com as seguintes propriedades: um peso próprio de 25kN/m^3 , um coeficiente de poisson de 0,2 e um módulo de elasticidade de 31GPa .

Apesar do SAP2000®, já ter definido automaticamente este tipo de classe de betão, convém confirmar os valores. Feita essa confirmação os valores utilizados encontram-se na Figura 22.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" for a concrete material named "C25/30". The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is "C25/30" with a green color swatch. Material Type is "Concrete". There is a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 24,9926 and Mass per Unit Volume is 2,5485. Units are set to "KN, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 31000000; Poisson, U is 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A is 9,900E-06; Shear Modulus, G is 12916667.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c is 25000; Expected Concrete Compressive Strength is 25000. There is an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" and a "Shear Strength Reduction Factor" field.

At the bottom, there is an unchecked checkbox "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 22 – Propriedades do betão C25/30

O aço considerado foi um S235 com as seguintes propriedades: em relação à sua massa não foi considerado o seu peso volúmico, visto este ser pouco influenciável na massa global da estrutura. Foi considerado um coeficiente de poisson de 0,3; um módulo de elasticidade de 210kN/mm^2 ; um módulo de distorção de 81kN/mm^2 ; uma tensão de cedência de 235N/mm^2 ; e por fim uma tensão de rotura de 360N/mm^2 .

Essas propriedades foram introduzidas como apresentado na Figura 23

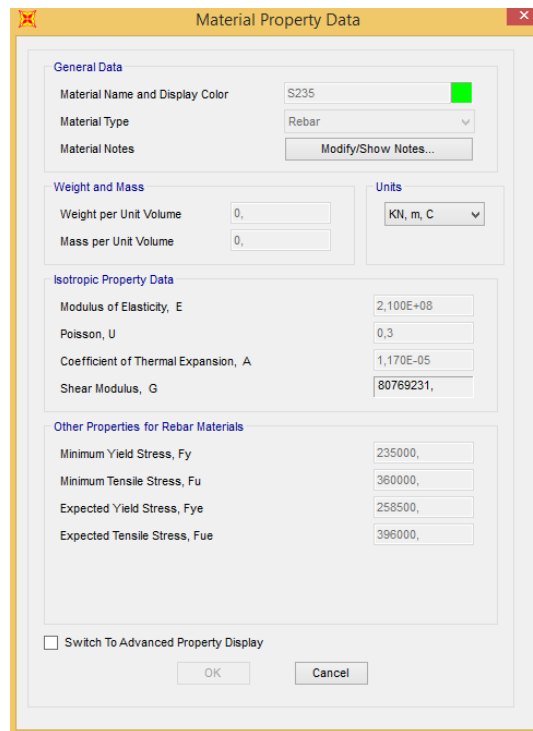


Figura 23 – Propriedades aço S235

Para além destas propriedades, e uma vez que o comportamento não linear de uma estrutura é dado pela formação de rótulas plásticas, é necessário introduzir as propriedades não lineares dos materiais. No caso do betão, segundo o EC2-1 (2010), foi utilizado uma tensão de compressão de 2,1‰ e uma tensão última de 3,5‰.

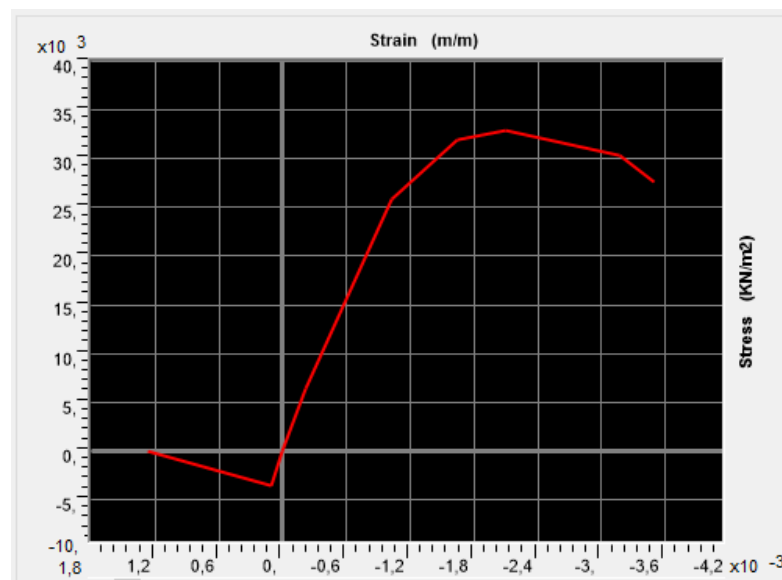


Figura 24 – Diagrama Tensão-Deformação do betão C25/30

Segundo Pipa (1993, citado em Belejo *et. al*, n.d), no caso do aço S235 com uma tensão de cedência (f_y) de 235N/mm² foram determinadas as deformações de cedência (ϵ_{yk}) e última (ϵ_{uk}) através das equações 36 e 37 respectivamente.

$$\varepsilon_{yk} = 5,93 - 0,0077 \times fy = 4,12\% \quad (36)$$

$$\varepsilon_{uk} = 23,8 - 0,0244 \times fy = 18,07\% \quad (37)$$

Com isto foi obtido o diagrama de tensão-deformação representado na Figura 25.

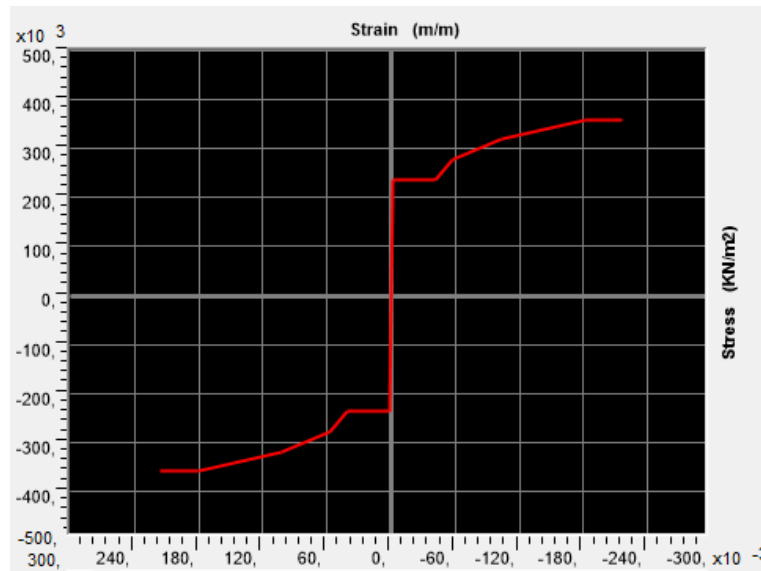


Figura 25 – Diagrama Tensão-Deformação do aço S235

Em relação aos varões utilizados na secção, devido a inexistência do projeto de estrutura do edifício, foi utilizado um momento reduzido (μ) de 0,2 para a determinação do tipo de varões que serão usados nesta dissertação. De acordo com a Tabela 7 pode-se observar o tipo de varões definidos.

Tabela 7 – Varões utilizados nas secções dos pilares e vigas

	μ	w	b	d	As	Varões usados	As
Pilar 35x65	0,21	0,25	0,35	0,60	42,23	6 ϕ 25 + 4 ϕ 20	42,02
Pilar 35x110	0,21	0,25	0,35	1,05	73,91	14 ϕ 25+2 ϕ 20	75,02
Viga 35x40	0,21	0,25	0,35	0,35	24,64	4 ϕ 25 + 2 ϕ 20	25,91
Viga 35x67	0,21	0,25	0,35	0,62	43,64	4 ϕ 25+8 ϕ 20	44,76

Em que:

w – Percentagem mecânica de armaduras;

b – Base da secção (m);

d – Altura útil (m);

As – Área de armaduras (cm²).

3.1.2. Regularidade

Como se pode observar no Anexo A – Planta do PM136, a estrutura apesar de aparentar ser regular em planta, uma vez que é simétrica em relação a um eixo paralelo a y, não o é em relação a direção x.

Também não cumpre o critério da esbelteza (equação 38) uma vez que na maior direção, a estrutura tem 106,4m e na menor tem 16,2m, o que dá uma esbelteza de 6,6 o que é superior aos 4 que são referidos no EC8.

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \quad (38)$$

Em que:

λ – Esbelteza;

L_{\max} – Comprimento na maior direção (m);

L_{\min} – Comprimento na menor direção (m).

Como modelo final obteve-se o que se encontra representado na Figura 26.

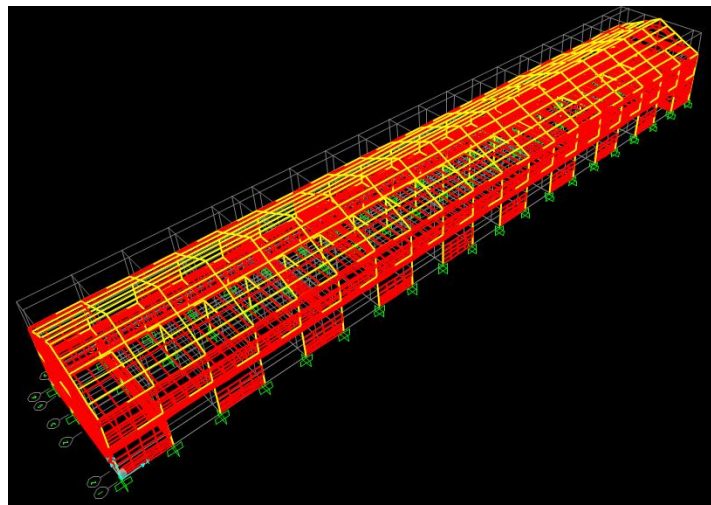


Figura 26 – Edifício PM136

Como se pode observar, foi tido em conta na modelação dos edifícios a utilização dos elementos finitos, daí ter-se feito um refinamento das malhas para se poder obter melhores resultados. Foi tido em especial atenção o facto de conseguir ligar todos os nós nas 3 dimensões para garantir que todos os elementos (paredes, pilares, lajes, vigas) estivessem todas ligadas. Pode-se verificar na Figura 27, o cuidado que se teve no refinamento, principalmente em ligar as vigotas da cobertura à parede de alvenaria.

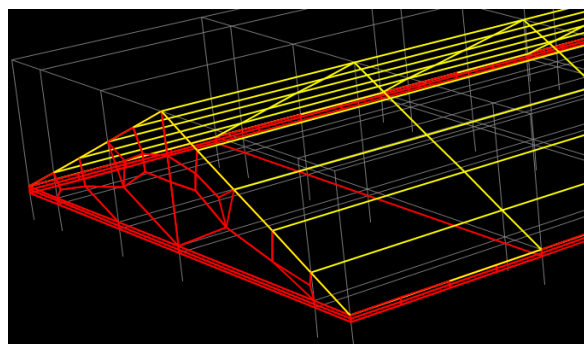


Figura 27 – Refinamento da malha na zona das vigotas/parede alvenaria

Como se pode ver na Figura 28, foi tido em especial atenção o refinamento da malha do pilar (P35x110), tornando esta com mais elementos junto ao topo e a base para se poder obter melhores resultados relativamente aos deslocamentos e deformada dos pilares, uma vez que os pilares sofrem maiores curvaturas nas extremidades.

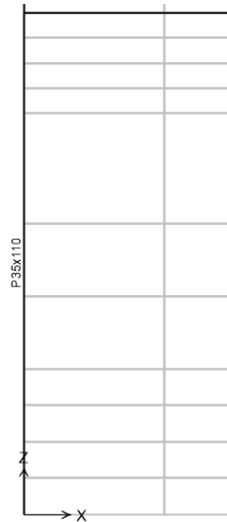


Figura 28 – Refinamento da malha na zona do pilar

3.1.3. Tipo de solo

Através da análise da escavação que foi feita no regimento e que se encontra representada na Figura 29, podemos concluir que o tipo de solo presente é do tipo B, uma vez que o terreno permite ter um talude considerável, sem se desmoronar, que tira a hipótese de ser um terreno arenoso. Pela Figura 29 é possível especular que se trata de um solo argiloso/rocha branda.



Figura 29 – Escavação realizada junto ao PM136

Uma vez que a ação sísmica é representada pelo espectro de resposta, os valores dos parâmetros referentes ao solo do tipo B retirados do EC8-1, encontram-se apresentados na Tabela 8, respetivamente para a ação sísmica do tipo 1 (A.S. 1) e para a ação sísmica do tipo 2 (A.S. 2).

Tabela 8 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica (adaptado do EC8-1, p. 210, 2009)

Tipo de ação sísmica	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A.S.1	1,35	0,1	0,6	2,0
A.S.2	1,35	0,1	0,25	2,0

Este edifício possui uma particularidade, trata-se de um edifício com o terreno a dois níveis de cada lado, ou seja, um pórtico semi enterrado.

3.1.4. Espectro de resposta elástico

Relativamente ao zonamento sísmico, visto o edifício estar localizado em Lisboa e sendo um edifício pertencente à classe de importância II, a aceleração máxima (a_g), através da aceleração máxima de referência (a_{gr}), e do coeficiente de importância (Y_I) foi calculada, podendo se observar os respetivos valores na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores da ação sísmica

	A.S. T1	A.S. T2
Lisboa	Zona 1.3	Zona 2.3
agr	1,5	1,7
Y_I	1	1
ag	1,5	1,7

Após isto, e sabendo que o solo é do tipo B, são obtidos os parâmetros definidores da ação sísmica.

O coeficiente do solo obtido através da equação 39 encontra-se na Tabela 10.

$$S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} * (a_g - 1) \quad (39)$$

Tabela 10 – Coeficiente do Solo

S (T1)	S (T2)
1,17	1,15

Em que:

S (T₁) – Coeficiente do Solo da ação sísmica do tipo 1;

S (T₂) – Coeficiente do Solo da ação sísmica do tipo 1.

Através das equações 2, 3, 4 e 5 e tendo em conta os períodos determinados na Tabela 8, são traçados os espectros de resposta elásticos dos dois tipos de ação sísmica. Para a ação sísmica do tipo 1 e 2 temos o gráfico apresentado na Figura 30.

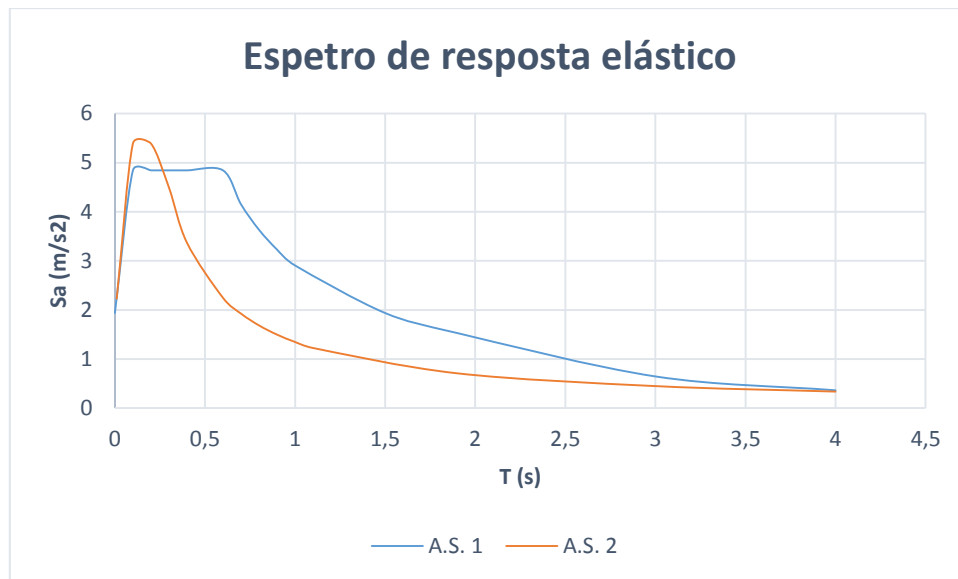


Figura 30 – Espectro de resposta elástico da ação sísmica

3.1.5. Paredes de alvenaria

As paredes de alvenaria apesar de serem elementos não estruturais devem se ter em conta, uma vez que estas têm interação com a resistência à carga lateral e podem influenciar de forma significativa o comportamento dos edifícios sob a ação dos sismos.

Por isso, para se ter em conta as paredes de alvenaria no modelo, é necessário recolher os dados para a sua modelação, nomeadamente o módulo de elasticidade.

Baseado nos ensaios realizados por Pires (1990), foi utilizado os valores médios que se encontram representados na Tabela 11.

Tabela 11 – Valor médio da tensão de rotura e do módulo de elasticidade da alvenaria (adotado Pires, p.180, 1990)

Tensão de rotura	Módulo de elasticidade
Valor médio compressão (MPa)	Valor médio (MPa)
1,1	3119

Para ter em conta a massa da parede de alvenaria, segundo o Preceram (2006) foi utilizado o valor de 630kg/m³. Os dados utilizados na modelação das paredes de alvenaria, encontram-se presentes na Figura 31.

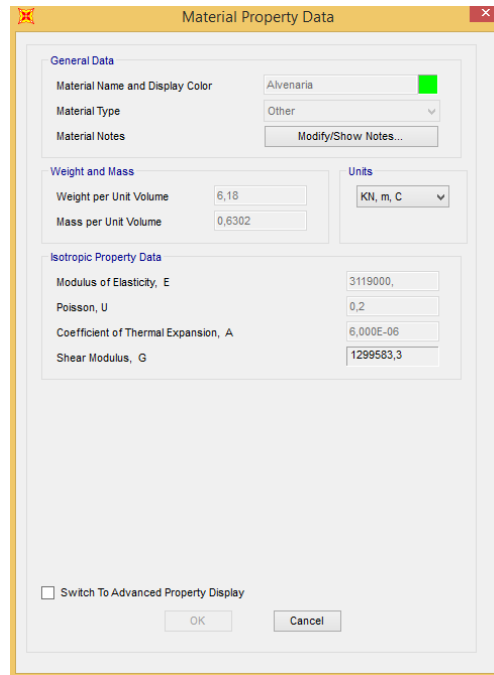


Figura 31 – Propriedades da parede de alvenaria

3.2. Outras ações

O PM136 no piso superior possui diversos compartimentos com diferentes funções, e no caso das sobrecargas estas correspondem a categorias. Essas encontram-se no Anexo B – Categorias de utilização definidas pelo EC1-1. No caso deste edifício, temos uma garagem de viaturas ligeiras, logo foi considerada categoria F, temos um armazém que se enquadra na categoria E1, um ginásio e um pavilhão que se encontram na categoria C4, e por fim uma sala de aula e um auditório, com a categoria C2.

Com base no EC1-1 (2009), como ação permanente foi considerado apenas o peso volúmico do betão ($\gamma = 25\text{kN/m}^3$). Como sobrecargas, consoante as categorias definidas anteriormente, foi considerado a sobrecarga dos veículos na garagem de $2,5\text{kN/m}^2$, o do ginásio de 5kN/m^2 , o do pavilhão de 5kN/m^2 , o do armazém de $7,5\text{kN/m}^2$, o do auditório de 4kN/m^2 e a sala de aula de 4kN/m^2 .

3.3. Combinações de ações

Segundo o EC8-1 (2009), na ação sísmica os efeitos de inércia devem ter em conta as massas associadas a todas as forças gravíticas que aparecem na equação 40.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (40)$$

Em que:

$G_{k,j}$ – Valor característico das cargas permanentes;

$\psi_{E,i}$ – Coeficiente de combinação para a ação variável i ;

$Q_{k,i}$ – Valor característico das cargas variáveis.

O coeficiente de combinação $\psi_{E,i}$ tem em conta a possibilidade de reduzir as sobrecargas de projeto, uma vez que tem em conta a possibilidade das cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Este coeficiente é determinado pela equação 41.

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (41)$$

Em que:

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente da ação variável;

φ – Coeficiente de redução que tem em conta a possibilidade da presença do carregamento.

Segundo o EC0 (2009), os valores para os coeficientes de combinação $\psi_{2,i}$ dependem do tipo de categoria consoante a Tabela 12.

Tabela 12 – Valores recomendados para o coeficiente ψ_2 para edifícios

Ação	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,3
Categoria B: zonas de escritório	0,3
Categoria C: zonas de reunião	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30 \text{ kN}$	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$	0,3
Categoria H: coberturas	0

Sendo assim, para o caso da sobrecarga da garagem (categoria F) foi considerado um $\psi_2 = 0,6$. No caso da sala de aula, do auditório, ginásio e pavilhão, sendo estas da categoria C, foi usado um $\psi_2 = 0,6$. Por fim o armazém tem um $\psi_2 = 0,8$.

Os valores para o coeficiente de redução encontram-se determinado no Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de φ para calcular ψ_{Ei} (EC8, p. 52, 2009)

Tipo de ação variável	Piso	ϕ
Categorias A-C*	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F* e arquivos		1,0

Este facto é inferior a 1 para se poder ter em conta que nem todos os pisos têm a sua carga no máximo. Como o edifício em estudo possui poucos pisos, será considerado um $\varphi=1$.

Capítulo 4 – Resultados e aplicação dos métodos de análise

Após a apresentação das diversas metodologias no capítulo 2 e da descrição do edifício em estudo no capítulo 3, ir-se-á prosseguir na apresentação dos resultados obtidos através do modelo.

Para comparar com os resultados obtidos através da identificação dinâmica, será usado o módulo de elasticidade para o estado não fendilhado. Para a aplicação dos métodos de análise, irá ser usado apenas 50% do módulo de elasticidade correspondente ao estado fendilhado. No caso da parede de alvenaria, o módulo de elasticidade (E) utilizado foi de 20% de 3119MPa e a resistência de compressão (f_d) utilizado foi de 1,1MPa. Por fim, para a definição não linear da alvenaria, foi necessário determinar a sua deformação (ϵ) usando a equação 42.

$$\epsilon = \frac{f_d}{E} = 7,054 \times 10^{-4} \quad (42)$$

4.1. Análise Modal

Recorrendo ao programa SAP2000® foi efetuada uma análise modal que permite obter os modos de vibração da estrutura e os respetivos períodos e frequências associados. O período associado a cada modo de vibração dá-nos o tempo que a estrutura demora a realizar uma oscilação completa, enquanto a frequência nos indica o número de oscilações completas por segundo. Através da análise modal é possível saber os fatores de participação de massa em cada direção e para cada modo de vibração, permitindo-nos assim ter uma noção da influência de cada modo na resposta global da estrutura.

Antes de começar as diversas análises serão descritos dois tipos de modelos diferentes. O modelo A (M.A) que será o edifício PM136 sem a restrição da translação na direção transversal (direção y) devido ao terreno e o modelo B (M.B) que terá em conta essa restrição.

Segundo Penzien e Clough (1995), o método de Ritz é um dos métodos mais eficientes para resolver problemas de vibração estrutural, onde provavelmente não são necessários mais de 40 modos para a análise dinâmica em sistemas, que têm muitos graus de liberdade. Embora isso possa ser considerado como um esquema de redução de coordenadas Rayleigh-Ritz, tem a grande vantagem de que as coordenadas modais resultantes podem ser obtidas para qualquer grau de precisão desejado.

Este modelo utiliza condições cinemáticas, que são o meio mais fácil de reduzir o número de graus de liberdade, uma vez que só considera os modos que têm contribuição numa certa direção.

Como para a análise sísmica da estrutura só interessa analisar nas direções horizontais, ou seja, nas direções x e y, e como através do método de Ritz consegue-se otimizar a solução, obteve-se para o modelo A, a acumulada de 90% na direção x e y no modo 250, enquanto no modelo B se obteve no modo 253.

Os modos de vibração não dependem do tipo de carregamento, mas sim da massa e da rigidez dos elementos, por isso como o 1º modo é aquele que mobiliza menor energia para

deformar a estrutura, então é previsível que este modo seja mobilizado mais na direção y, uma vez que tem menor fator de participação de massa e rigidez nessa direção, logo a inércia será menor.

Os primeiros modos de vibração do modelo A podem ser observados na Figura 32 e os primeiros modos do modelo B podem se observar na Figura 33. Comparando com os fatores de participação de massa obtidos no Anexo C - Frequências, períodos e fatores de participação de massa para PM136, podemos dizer que no 1º modo de vibração do modelo A, como todas as paredes do edifício mexem é confirmado o facto de este ser o modo com maior participação na direção y. Com isto também confirmamos o facto de como nesta direção a inércia é menor, fosse esperado que o 1º modo fosse nesta direção. No 2º modo já temos maior participação na direção x, dá para verificar se observarmos na zona junto ao referencial de origem. No 3º modo voltamos a ter mais participação na direção y, desta vez na zona central do edifício. Por fim no 4º modo, temos maior participação na direção y junto ao referencial de origem.

Em relação ao modelo B, pelo facto de o edifício estar restrito transversalmente, influencia o comportamento estrutural, tendo assim modos de vibração diferentes. No caso do 1º modo obtemos maior participação na mesma na direção y, mas apenas na zona central do edifício. No 2º modo, continuamos a ter participação na direção y, mas desta vez junto da zona do referencial de origem. Por fim, no 3º modo obtemos participação na direção x apesar de ser pouca.

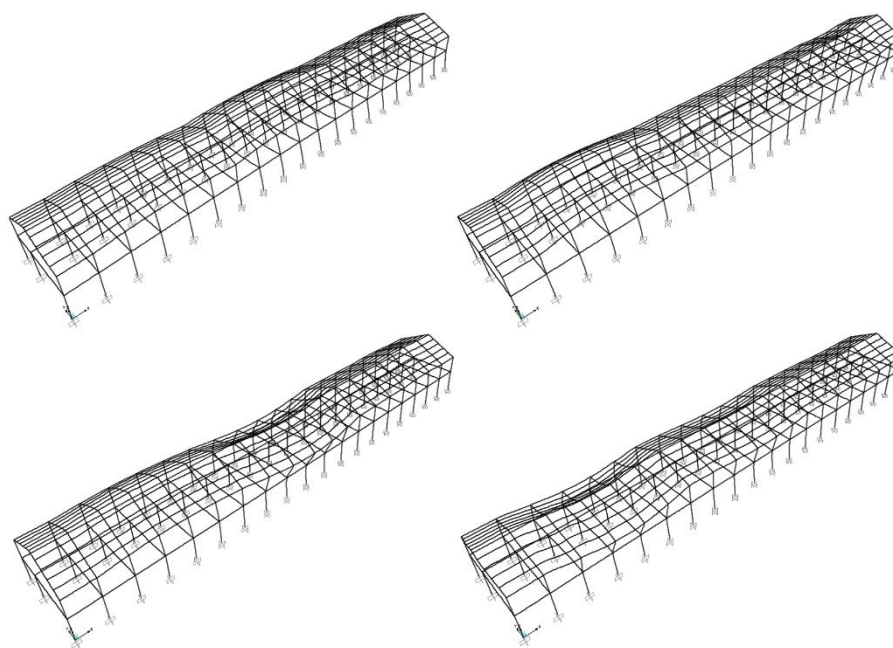


Figura 32 – Configurações dos primeiros quatro modos de vibração para o modelo A (1º modo – imagem superior a esquerda, 2º modo – imagem superior direita, 3º modo – imagem inferior esquerda, 4º modo – imagem inferior direita)

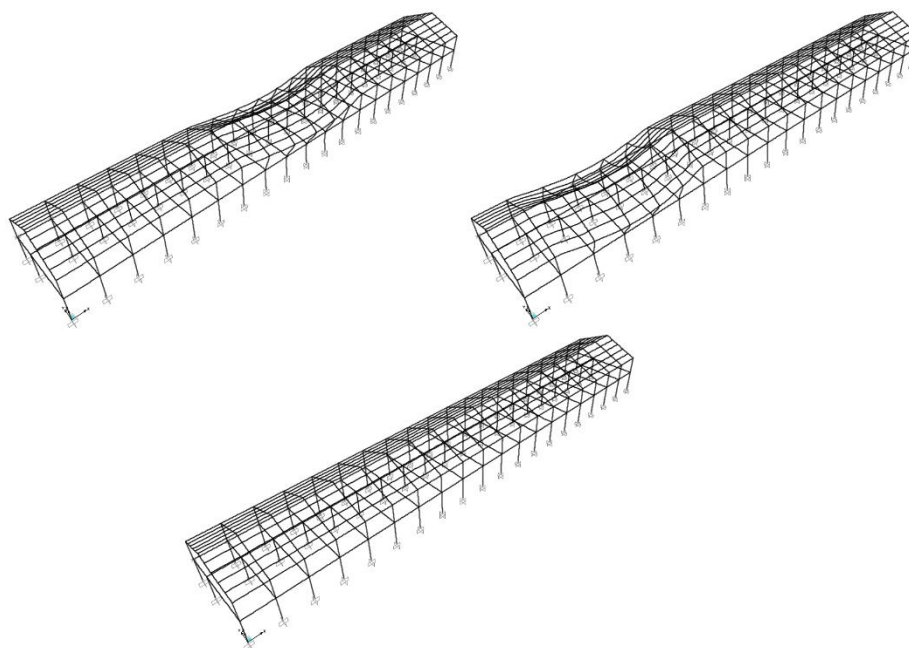


Figura 33 - Configurações dos primeiros três modos de vibração para o modelo B (1º modo – imagem superior a esquerda, 2º modo – imagem superior direita, 3º modo – imagem inferior)

4.2. Sismo condicionante

Esta estrutura sendo rígida e com poucos pisos e, como foi verificado anteriormente, é uma estrutura com frequências altas. Por isso, tenderá a ser mais condicionada pelo sismo do tipo 2, ou seja, o sismo próximo, uma vez que este é rico em frequências mais altas.

Uma vez que recorremos ao programa SAP2000®, é possível através de uma análise estática, saber qual o sismo que provoca maiores deslocamentos e esforços na estrutura. Sendo a estrutura bastante resistente na direção x devido a sua rigidez e aos pórticos de betão armado que possui nessa direção, apenas foi analisado o sismo tipo 1 e tipo 2 na direção y.

Para analisar os diferentes tipos de sismo foi utilizado o mesmo nó para poder comparar o deslocamento. O nó usado encontra-se no centro do edifício na coordenada no canto superior direito do perfil transversal, como se pode verificar na Figura 34.



Figura 34 – Nó de comparação

No caso do modelo A, para o sismo do tipo 1 foi obtido um deslocamento de 0,0252m e um esforço transversal máximo de 144kN e para o sismo do tipo 2 um deslocamento de 0,0263m e um esforço transversal máximo de 151,6kN.

Em relação ao modelo, B, o sismo do tipo 1 produz um deslocamento de 0,0026m e um esforço transversal máximo de 48,9kN, enquanto para o sismo do tipo 2, tem um deslocamento de 0,003m e um esforço transversal máximo de 55,42kN.

Assim pode-se confirmar o previsível que o sismo mais condicionante para este edifício é o sismo do tipo 2.

4.3. Identificação dinâmica

Uma vez tendo um caso de estudo e tendo equipamento do Instituto Superior Técnico à disposição, para ajudar na confirmação das frequências obtidas através do programa SAP2000®, foram realizados ensaios de medições de frequências no edifício através da utilização de um acelerómetro, como se pode verificar na Figura 35.



Figura 35 – Equipamento usado para medição das frequências do edifício

Após a recolha e análise dos dados não foi possível tirar uma conclusão definitiva como era previsto, uma vez que o sinal obtido pelo acelerómetro foi muito fraco, como se pode observar na Figura 36.

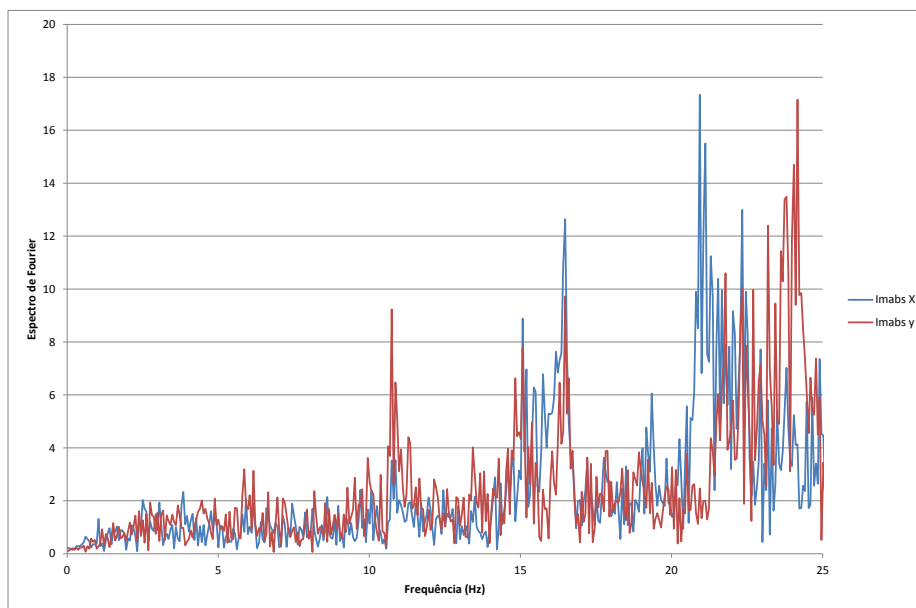


Figura 36 – Resultados da identificação dinâmica – primeiro ensaio

Como se pode observar, não se conseguiu identificar uma frequência, uma vez que temos vários picos e para além disso, os valores no espectro de Fourier são muito baixos, isto pode se dever ao facto do edifício ser muito rígido e a vibração ambiente muito fraca. Foram retiradas as viaturas do hangar, mas mesmo assim não foi possível obter melhores resultados.

O único ensaio que deu algum resultado mais coerente foi o realizado no pavilhão. Neste é possível observar uma frequência de 2Hz, como se pode ver na Figura 37.

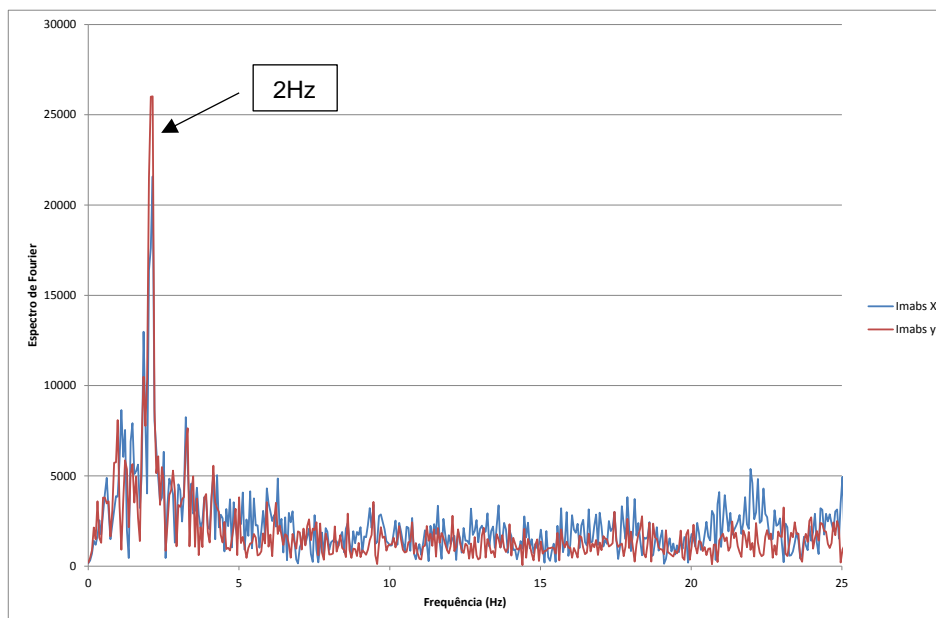


Figura 37 – Resultados da identificação dinâmica – segundo ensaio

Comparando com os resultados obtidos na análise modal, uma frequência de 3,61Hz no modelo A e uma frequência de 5,7Hz no modelo B (Anexo C - Frequências, períodos e fatores

de participação de massa para PM136), este resultado é muito baixo e não permite confirmar o valor obtido.

Este valor não seria esperado, uma vez que um edifício com poucos pisos e muito rígido tem a tendência de ter frequências mais altas, o que não foi evidenciado pelos ensaios.

4.4. Transformação do espectro no formato *Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS)*

Para ser possível aplicar tanto o método de espectro de capacidade como o método N2, é necessário que as coordenadas do espectro de resposta esteja com as mesmas unidades que as coordenadas da curva de capacidade.

Com a utilização da equação 9 referida anteriormente, é possível transformar as coordenadas do espectro de resposta de acelerações (Figura 30), para as coordenadas do espectro de resposta de aceleração-deslocamento.

Essa transformação encontra-se na Tabela 14 para o caso do sismo do tipo 1 e na Tabela 15 para o caso do sismo do tipo 2.

Tabela 14 – Coordenadas espectrais para a ação sísmica tipo 1

	T	S_d(T₁)	S_a(T₁)
0 < T < TB	0	0	1,938
	0,1	0,001	4,844
TB < T < TC	0,2	0,005	4,844
	0,3	0,011	4,844
	0,4	0,020	4,844
	0,6	0,044	4,844
	0,7	0,052	4,152
	0,8	0,059	3,633
TC < T < TD	0,9	0,066	3,229
	1	0,074	2,906
	1,5	0,110	1,938
	1,9	0,140	1,530
TD < T	3	0,147	0,646
	4	0,147	0,363

Em que:

S_a(T₁) – Coordenada da aceleração espectral para a ação sísmica do tipo 1;

S_d(T₁) – Coordenada do deslocamento espectral para a ação sísmica do tipo 1.

Tabela 15 - Coordenadas espectrais para a ação sísmica tipo 2

	T	S _d (T ₂)	S _a (T ₂)
0 < T < TB	0	0	1,938
	0,01	0	2,228
TB < T < TC	0,1	0,001	5,390
	0,2	0,005	5,390
	0,3	0,010	4,492
	0,4	0,014	3,369
	0,6	0,020	2,246
TC < T < TD	0,7	0,024	1,925
	0,8	0,027	1,685
	0,9	0,031	1,497
	1	0,034	1,348
	1,1	0,038	1,225
	1,9	0,065	0,709
TD < T	3	0,102	0,449
	4	0,137	0,337

Em que:

S_a(T₂) – Coordenada da aceleração espectral para a ação sísmica do tipo 2;

S_d(T₂) – Coordenada do deslocamento espectral para a ação sísmica do tipo 2.

Com a obtenção das coordenadas torna-se possível traçar os respetivos gráficos como se pode ver na Figura 38.

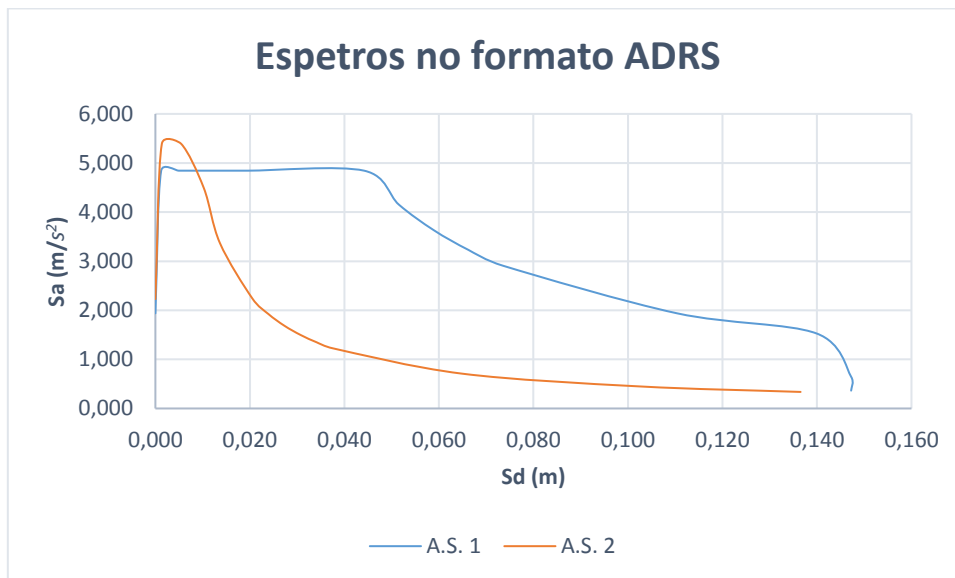


Figura 38 - Espectro de resposta no formato ADRS para os dois tipos de ações

4.5. Análise não-linear

“A possibilidade de tirar partido do comportamento não linear dos materiais e consequentemente do sistema estrutural, deriva do facto da ação sísmica corresponder a deslocamentos impostos às estruturas e não a forças aplicadas.” (Bento e Lopes, p. 3, 1999)

Segundo Bento e Lopes (1999) existem dois modelos em relação à modelação das zonas com deformações inelásticas. O modelo de plasticidade concentrada, que admite que as deformações inelásticas se concentrem nas extremidades dos elementos, representados por rótulas plásticas (“*hinges*”). Este modelo é o que é usado no programa SAP2000®. O outro modelo, é o de plasticidade distribuída que se distribui ao longo do comprimento.

Segundo Bento e Lopes (1999), para maximizar a capacidade de dissipação de energia o objetivo é maximizar o número de formação de rótulas plásticas, sem que este se torne num mecanismo. Para isso e como se encontra representado na Figura 39, é necessário que as rótulas se formem nas vigas e não nos pilares. “*Em vigas correntes as rótulas formar-se-ão nas secções junto aos nós, pois é aí que ocorrem os momentos flectores máximos devidos à ação sísmica*”. (Bento e Lopes, p. 8, 1999).

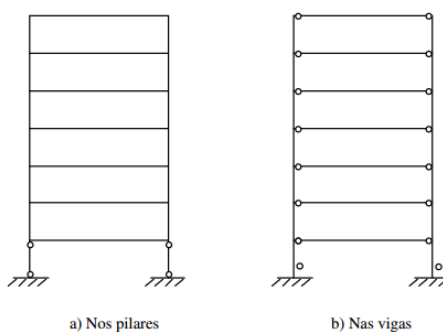


Figura 39 – Formação de rótulas plásticas num pórtico (Bento e Lopes, p. 9, 1999)

4.5.1. Rótulas plásticas calculadas manualmente

Para permitir um melhor controlo do programa, as propriedades das rótulas plásticas foram introduzidas no SAP2000® manualmente, em vez da definição que o programa tem automático utilizando as propriedades do FEMA273, com a relação Momento-Curvatura obtida através do *Section Designer*. Após a introdução das secções com as suas geometrias e armaduras, no *Section Designer* foi utilizado o *Caltrans Idealized Model*, uma vez que pretende-se obter a curva bilinear até à rotura última.

No caso dos pilares, foi considerada a interação M2, uma vez que o valor do esforço axial dos pilares obtidos pelo SAP2000® foi introduzido para obtenção do diagrama Momento-Curvatura. Foi introduzido também o valor último de curvatura e do momento obtido no *Section Designer*. Após isto foram definidos os níveis estruturais. Para o nível IO, foi utilizado o valor de curvatura quando se atinge o Momento de Cedência. Em relação ao LS, foi utilizado $\frac{3}{4}$ do valor último de curvatura. Por fim, no *Colapse Progression* foi utilizado o valor último de curvatura.

Estes dados encontram-se todos disponíveis no Anexo D – Valores para a definição das rótulas plásticas.

No caso das vigas, o esforço axial é desprezável, não é considerado a simetria, logo para os momentos positivos introduziu-se ângulo 0° para a obtenção do diagrama Momento-Curvatura e 180° para os momentos negativos. Pela analogia anterior, foram obtidos os respetivos diagramas Momento-Curvatura. Os valores utilizados para a definição de cada rótula plástica encontra-se presente no Anexo D – Valores para a definição das rótulas plásticas.

Por fim, segundo Priestley et. al (2007) foram calculadas os diversos comprimentos das rótulas plásticas através da equação 43.

$$L_p = kL_c + L_{sp} \geq 2 * L_{sp} \quad (43)$$

Em que:

L_p – Comprimento da rótula plástica (m);

L_c – Distância entre a secção critica e o ponto de inflexão da deformada do elemento (m);

L_{sp} – Comprimento da profundidade da linha neutra (m);

k - Constante dependente das propriedades do aço para a profundidade da linha neutra.

A distância L_c foi dada como 0,5L para os elementos em que ambas as extremidades possuem as mesmas condições de encastramento. No caso das vigas com as juntas de dilatação, foi optado como 0,6L, uma vez que as condições são diferentes.

$$k = 0,2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (44)$$

Em que:

f_u – Tensão última do aço, neste caso o aço S235 com 360N/mm²;

f_y – Tensão de cedência do aço, neste caso 235N/mm².

$$k = 0,2 \left(\frac{360}{235} - 1 \right) = 0,1 > 0,08 = 0,08 \quad (45)$$

$$L_{sp} = 0,022 * f_{ye} * d_{bl} \quad (46)$$

Em que:

f_{ye} – Tensão de cedência esperada para o aço (MPa);

d_{bl} – Diâmetro do varão de aço utilizado (m).

Os comprimentos utilizados para cada viga e pilar encontram-se representados na Tabela 16.

Tabela 16 – Comprimento das rótulas plásticas

	L (m)	Lc (m)	k	Lsp (m)	Lp (m)	Verificação (2*Lsp)	Lp final (m)
Vigas x	5,6	2,8	0,08	0,45	0,68	0,91	0,91
Vigas y	4,98	2,49	0,08	0,45	0,65	0,91	0,91
	11,22	5,61	0,08	0,45	0,90	0,91	0,91
Viga c/ junta	5,6	3,36	0,08	0,45	0,72	0,91	0,91
Pilar 1º piso	5	2,5	0,08	0,45	0,65	0,91	0,91
Pilar 2º piso	4,1	2,05	0,08	0,45	0,62	0,91	0,91

4.5.2. Forças laterais

Em relação ao carregamento do tipo “uniforme”, este é baseado em forças laterais proporcionais à massa, independente da altura.

No caso da distribuição modal, esta deve ser proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição dos deslocamentos laterais na direção considerada. Essa distribuição é dada pela equação 47.

$$F_i = m_i \times \phi_i \times p \quad (47)$$

Em que:

F_i – Intensidade de carregamento no piso i (kN);

m_i – Massa do piso i (kg);

ϕ_i – Componente da deformada do modo condicionante no piso i (m);

p – Fator incremental que controla a intensidade do carregamento.

Para a aplicação destas forças devem ser consideradas excentricidades acidentais, calculadas segundo a equação 48, para ter em conta a incerteza na localização do centro de massa e a variação espacial do movimento sísmico.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (48)$$

Em que:

e_{ai} – Excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma em todos os pisos;

L_i – Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica (m).

Em relação a distribuição modal, será usado a definição automática do SAP2000® uma vez que torna-se mais vantajoso considerar o deslocamento em cada nó.

4.5.3. Curva de capacidade

Para a obtenção da curva de capacidade, é definido o deslocamento de controlo que geralmente é o topo do edifício que foi utilizado neste caso, como se pode ver na Figura 40.

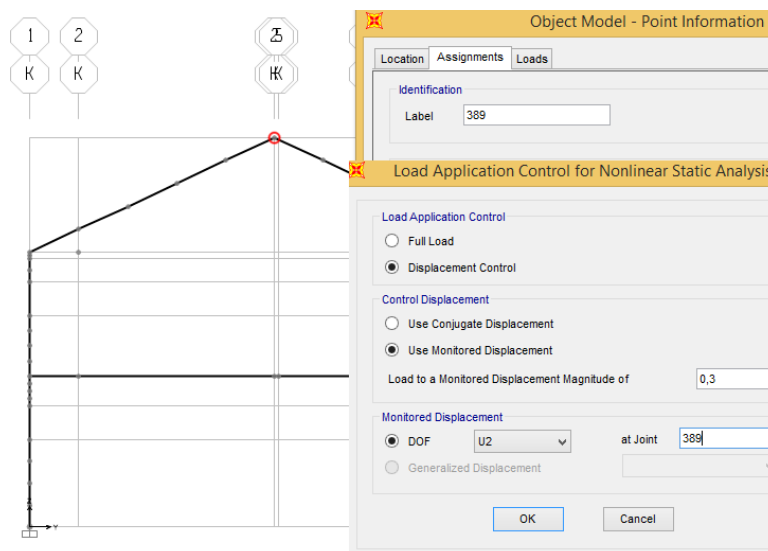


Figura 40 – Nó de controlo utilizado para a análise *pushover* para os diversos modelos e métodos

Com a distribuição de forças laterais e com o deslocamento do nó de controlo já é possível obter a curva de capacidade da estrutura. Foram obtidas quatro curvas de capacidade, tendo em conta os dois tipos de carregamentos e as duas deformadas que a estrutura pode obter (Modelos A e B). Uma condicionada pelo terreno que está representado pela restrição na direção transversal e a outra que não tem nenhuma condição, logo não tem nenhuma restrição. Esta restrição foi para ter em conta o sentido da ação sísmica, ou seja, para o caso do modelo B foi considerado o carregamento contra o terreno, ou seja sentido positivo, no caso do modelo A foi considerado sentido negativo. Para perceber a orientação dos sentidos, basta observar a Figura 19 para verificar que o sentido positivo é contra o terreno e que o sentido negativo é a favor do terreno.

No caso do modelo A, podemos ver as curvas de capacidade tanto para o carregamento uniforme, como para o carregamento modal na Figura 41.

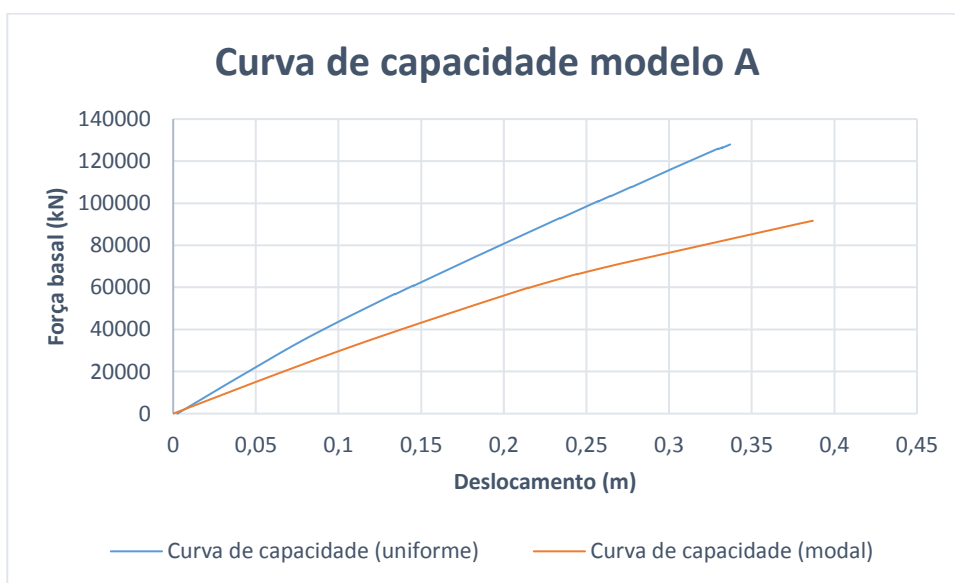


Figura 41 – Curvas de capacidade para o modelo A para o carregamento uniforme e para a distribuição modal

No caso do modelo B, como as curvas de capacidade obtiveram uma grande diferença na força basal, foram separados os gráficos. Assim sendo, obteve-se a Figura 42 para a curva de capacidade para o carregamento uniforme e a Figura 43 para o carregamento modal.

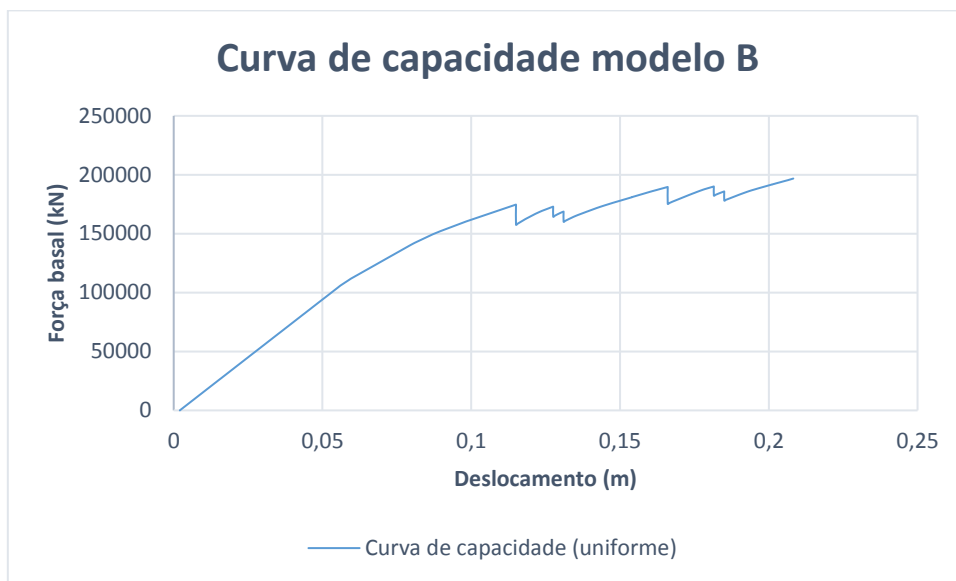


Figura 42 – Curva de capacidade referente ao modelo B para o carregamento uniforme

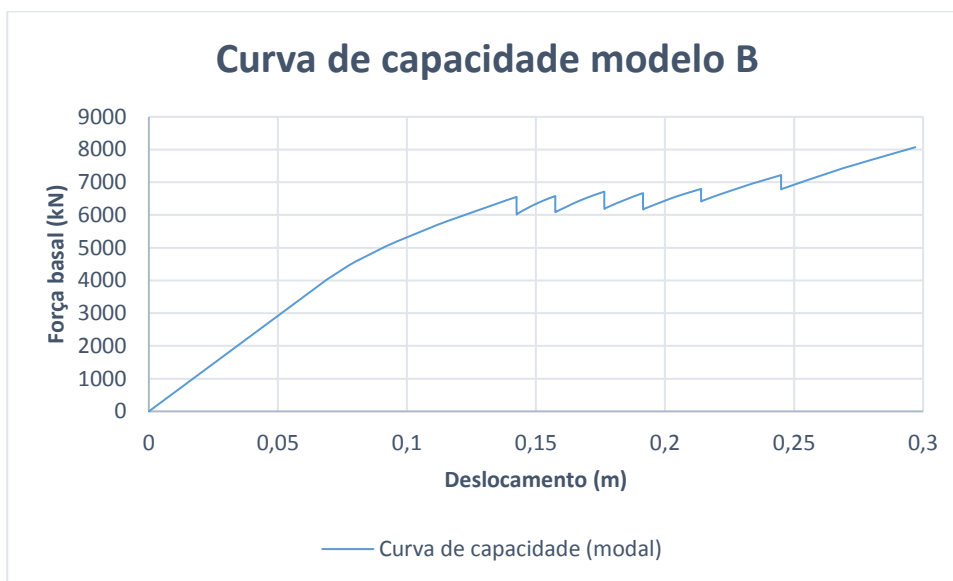


Figura 43 – Curva de capacidade referente ao modelo B para o carregamento modal

No caso da curva de capacidade do modelo B para o carregamento modal, não foi aplicado nenhum método, uma vez que a estrutura apresenta uma força basal muito menor, ou seja, uma diferença de cerca de menos 160000kN. Isto deve-se ao facto de no modelo B só o piso de cima se deforma devido à existência dos apoios que simulam o solo. Como o edifício no segundo piso possui algumas paredes transversais a dividir as diversas funcionalidades que possui em cima, essas acabam por fazer com que o edifício não tenha um modo onde todo o

edifício se mova para o mesmo lado, transversalmente, como ocorre para o 1º modo de vibração do modelo A, como se pode verificar na Figura 32.

Isso faz com que no 1º modo de vibração só tenha movimento na zona central (zona que tem o pavilhão), tal como ser verificado na Figura 43. Pode até acontecer que nas outras zonas o movimento do modo seja para o sentido contrário. Isto significa que teríamos movimentos em sentidos diferentes o que faria com que se anulassem valores. Para o carregamento uniforme não temos esse problema, porque a força aplicada atua toda na mesma direção, ou seja, a estrutura move-se toda para o mesmo lado. Este problema existe no carregamento modal, porque este tem em conta a deformada dos modos.

Para se ter em conta o movimento transversal do sismo seria necessário combinar os modos que provocam os movimentos do edifício transversalmente para as diferentes zonas, uma vez que se pretende obter um modo semelhante a um carregamento estático. Neste caso, seria necessário combinar o 1º modo, o 2º modo e o 13º modo. Esses modos encontram-se representados na Figura 44.

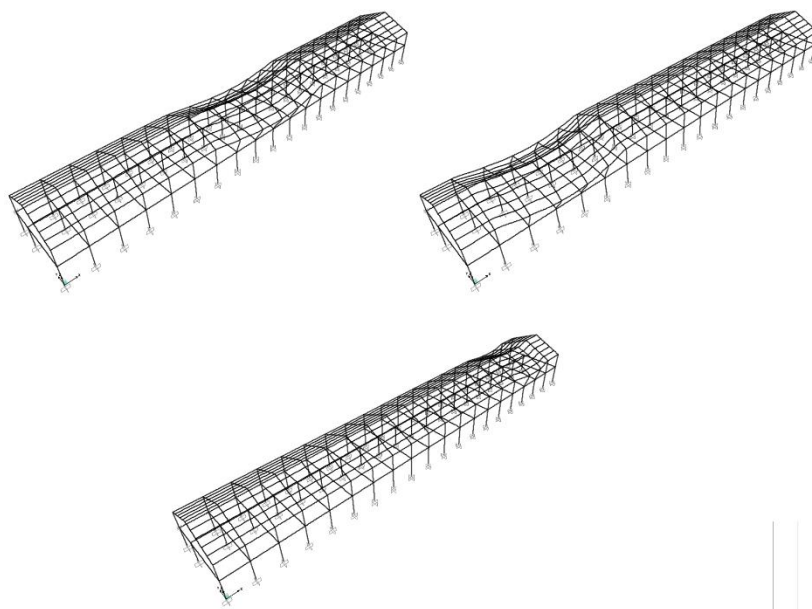


Figura 44 – Modos transversais do modelo B (imagem superior esquerda 1º modo; imagem superior direita 2º modo; imagem inferior 13º modo)

Assim pode-se concluir que aplicar a distribuição modal neste modelo seria necessário ter em conta as deformadas nos diversos modos. Apesar de ser possível combinar os modos através do SAP2000® (Figura 45), seria necessário arranjar uma maneira de obter o coeficiente de transformação para estes 3 modos. Para tal seria necessário estudar mais aprofundadamente este caso.

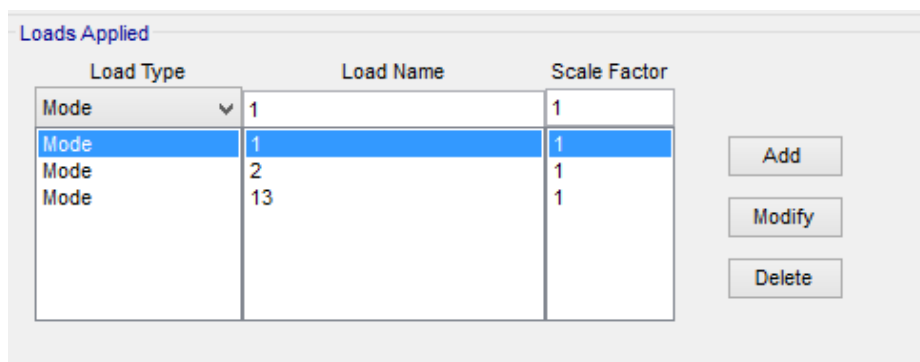


Figura 45 – Possível combinação de modos através do SAP2000®

Apesar de isto tudo referido, posso afirmar que o método de *pushover* é um método que está pensado para uma distribuição em altura e não em planta que é o que acaba por acontecer com este modelo. Outra maneira de analisar esta situação seria avaliar os pórticos transversalmente, em vez do edifício todo.

4.5.4. Método Espectro de Capacidade (ATC 40)

Como já foram obtidas as curvas de capacidade, agora será feito a conversão dessas para o espectro de capacidade.

Em relação aos modos utilizados, para retirar as suas amplitudes, serão usados o 1º modo para ambos os modelos, uma vez que é nesses modos que tem o edifício a vibrar para a mesma direção, ou seja, é o modo semelhante ao carregamento estático. No caso do modelo A esse é o modo com maior participação na direção y. Já no caso do modelo B, esse modo não corresponde ao modo com maior participação.

Para a obtenção das amplitudes, foi necessário saber o centro de massa do 1º piso do edifício.

Através do programa SAP2000®, foram retirados todos os nós que pertenciam a cota de 5m, ou seja, todos os nós que estavam integrados no 1º piso. Após isso foram aplicadas as equações 49 e 50.

$$X_{CM} = \frac{m_1x_1 + m_2x_2 + \dots + m_nx_n}{m_1 + m_2 + \dots + m_n} \quad (49)$$

$$Y_{CM} = \frac{m_1y_1 + m_2y_2 + \dots + m_ny_n}{m_1 + m_2 + \dots + m_n} \quad (50)$$

Em que:

X_{CM} – Abcissa do ponto do centro de massa;

Y_{CM} – Ordenada do ponto do centro de massa;

m_n – Massa do nó n;

x_n – Abcissa do nó n;

y_n – Ordenada do nó n.

Obteve-se assim o centro de massa nas coordenadas $(X_{CM}, Y_{CM}) = (53,2m; 8,24m)$.

Assim sendo, e como só estamos a verificar o *pushover* para a direção *y*, logo para o modelo A, obteve-se no 1º modo uma amplitude de 0,0205m para o 1º piso e uma de 0,0427m para o 2º piso. No modelo B para o 1º modo, obteve-se para o 1º piso uma amplitude de 0,0002m e para o 2º piso uma amplitude de 0,1163m.

Com as equações 11 e 12, foram obtidos os fatores apresentados no Anexo E – Valores obtidos para a conversão da curva de capacidade para o espectro de resposta (ATC 40). Para converter a curva de capacidade no espectro de capacidade do modelo A e B, foram calculados a aceleração e deslocamento espectral através das equações 12 e 13. Foi tido em especial atenção, o facto de multiplicar as acelerações obtidas pelo método do espectro de capacidade pela aceleração gravítica, uma vez que estes valores vinham em unidades gravíticas (g's) e não em m/s². Os espectros de capacidade encontram-se representados no Anexo F – Espectros de capacidade dos diferentes modelos e consoante o tipo de carregamento.

Um bom ponto de escolha (*api*, *dpi*) para iniciar o método é utilizando o deslocamento na curva de capacidade equivalente ao período elástico da estrutura (rigidez inicial da estrutura), como se encontra ilustrado na Figura 46. As interseções obtidas para os diversos métodos, podem-se observar no Anexo G – Obtenção dos pontos iniciais para método do espectro de capacidade.

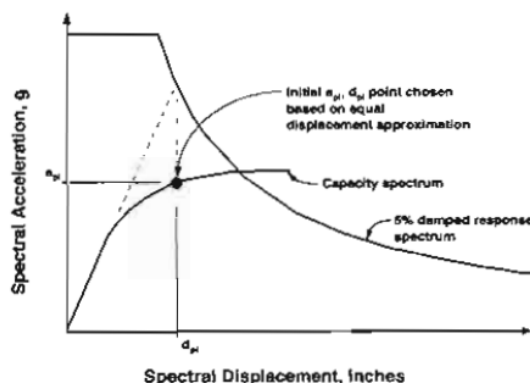


Figura 46 – Procedimento para escolha de ponto inicial (ATC40, p. 169, 2006)

Os valores obtidos consoante o tipo de modelo e carregamento estão presentes na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores iniciais escolhidos para o processo do espectro de capacidade

	A.S. 1		A.S. 2	
	dpi (m)	api (m/s ²)	dpi (m)	api (m/s ²)
M. A - uniforme	0,0177	4,8	0,0137	3,28
M. A - modal	0,0277	4,8	0,0162	2,9
M. B - uniforme	0,0034	4,9	0,0036	5,6

Após esta etapa, é necessário determinar a relação idealizada bilinear. Segundo o FEMA 356 (2000), esta relação bilinear deve começar com a rigidez inicial (inclinação) igual à reta secante da curva de capacidade correspondente a 60% da força de corte basal, como se pode

observar na Figura 47. Os segmentos de linha na curva de força-deslocamento idealizada, devem ser localizados usando um procedimento gráfico iterativo que aproximadamente equilibram a área acima e abaixo da curva.

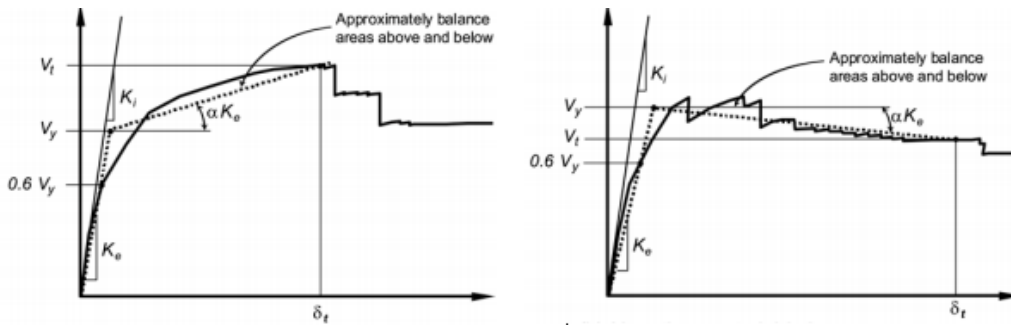


Figura 47 – Curva idealizada bilinear entre a força basal e deslocamento. À esquerda temos a curva com rigidez após cedência positiva e à direita a curva com rigidez após cedência negativa (FEMA 356, p.115, 2000)

Para o modelo A, a distribuição modal foi traçada a relação bilinear da Figura 48. Como podemos ver esta reta é linear e não bilinear, logo o ponto de desempenho teste do modelo são iguais ao estimado. Os valores estão apresentados na Tabela 18.

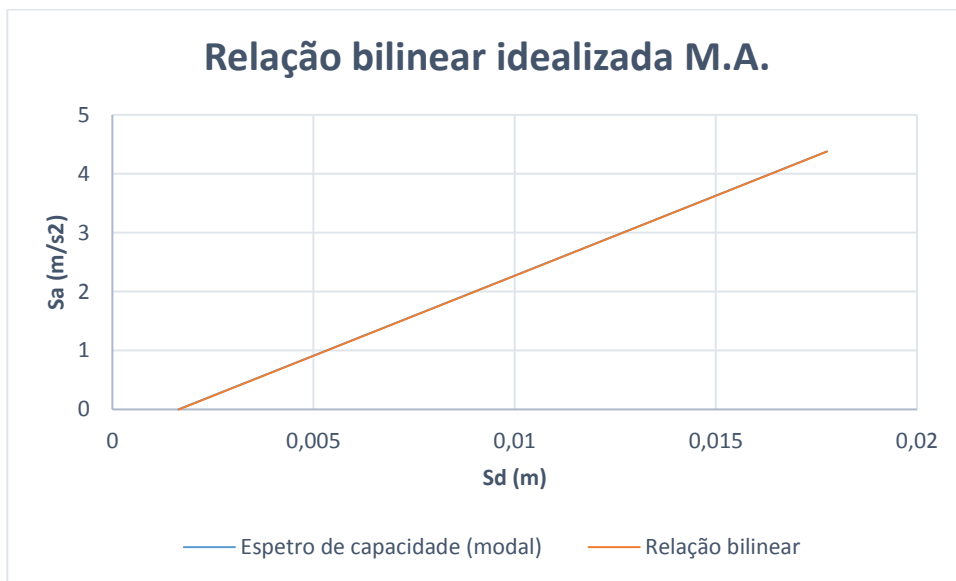


Figura 48 – Relação bilinear do espectro de capacidade do modelo A para ação sísmica tipo 1

Tabela 18 – Ponto de desempenho teste do modelo A

ay (m/s²)	4,38
dy (m)	0,018
api (m/s²)	4,38
dpi (m)	0,018

Como o ponto de desempenho não chega a fase inelástica da curva de capacidade, não é necessário ter em conta a variação do amortecimento, logo o espectro de resposta de 5% não

precisa de ser corrigido. Assim sendo, o ponto de desempenho desta estrutura é o ponto (0,018m; 4, 8m/s²). Isto quer dizer que para uma ação sísmica do tipo 1 a estrutura desloca-se 0,0177m.

Visto que o mesmo acontece para a ação sísmica do tipo 2, o ponto de desempenho da estrutura é o mesmo que o estimado, logo (0,0137m; 3,28m/s²).

Como se pode observar no Anexo G – Obtenção dos pontos iniciais para método do espectro de capacidade, tanto para o Modelo A como para o Modelo B, o nosso espectro de resposta intersecta os modelos ainda na fase linear, logo o deslocamento-alvo é o mesmo que o deslocamento elástico.

Os valores dos deslocamento-alvo para o sistema de 1 gl para os diversos modelos, são os mesmos determinados na Tabela 17.

Para descobrir o deslocamento-alvo para a estrutura com vários graus de liberdade, basta multiplicar pelo fator de participação e pelo deslocamento do 2º piso, presentes no Anexo E – Valores obtidos para a conversão da curva de capacidade para o espectro de resposta (ATC 40), consoante o tipo do modelo e do carregamento utilizado. Assim, obteve-se os valores apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Deslocamento-alvo final obtido pelo método do espectro de capacidade

	Deslocamento-alvo final (m)	
	A.S. 1	A.S. 2
M. A - Uniforme	0,027	0,021
M. A - Modal	0,042	0,025
M. B - Uniforme	0,0034	0,0036

4.5.5. Método N2

Como foi dito, o sistema de 1 gl é obtido através do coeficiente de transformação que se obtém pela equação 26. Para cada direção horizontal, obtém-se um valor diferente para o fator de transformação.

Como só iremos analisar a direção y, para o Modelo A, tal como foi referido no método do espectro de capacidade, a amplitude a ser usada será do 1º modo de vibração. Para esses modos são apresentados de seguida os deslocamentos no centro de massa de cada piso (ϕ) e os deslocamentos normalizados em relação ao deslocamento no topo do edifício (ϕ_n).

Tabela 20 – Deslocamentos obtidos para o Modelo A

Piso	Massa	Direção y - Modo 1		
		ϕ	ϕ_n	ϕ_n^2
2	588,8462	0,0427	1	1
1	2362,455	0,0205	0,480	0,23049

Utilizando a equação 26, são obtidos os seguintes coeficientes de transformação.

Tabela 21 – Coeficiente de transformação do modelo A

	$m \cdot \phi$	$m \cdot \phi^2$	
Γ_y	1723,046	1133,368	1,520

No caso do Modelo B, será também o 1º modo, obtendo assim os seguintes deslocamento conforme a Tabela 22

Tabela 22 – Deslocamentos obtidos para o Modelo B

	Direção y - Modo 1			
	Massa	ϕ	ϕ_n	ϕ_n^2
Piso 2	588,8462	0,1163	1	1
Piso 1	2362,455	0,0002	0,00172	2,96E-06

O coeficiente de transformação obtido para este modelo é o conforme a Tabela 22

Tabela 23 – Coeficiente de transformação modelo B

	$m \cdot \phi$	$m \cdot \phi^2$	
Γ_y	592,9089	588,8532	1,006887

Como era esperado, o valor do coeficiente de transformação é quase unitário no caso do modelo B, uma vez que estando este restrito na direção y, acaba por não ter grande influência o piso 1 e acabando por ter mais em conta o grau de liberdade do 2º piso.

Após a obtenção dos valores dos fatores de transformação, é feito o traçado da curva de capacidade equivalente a 1 gl, utilizando as equações 27 e 28.

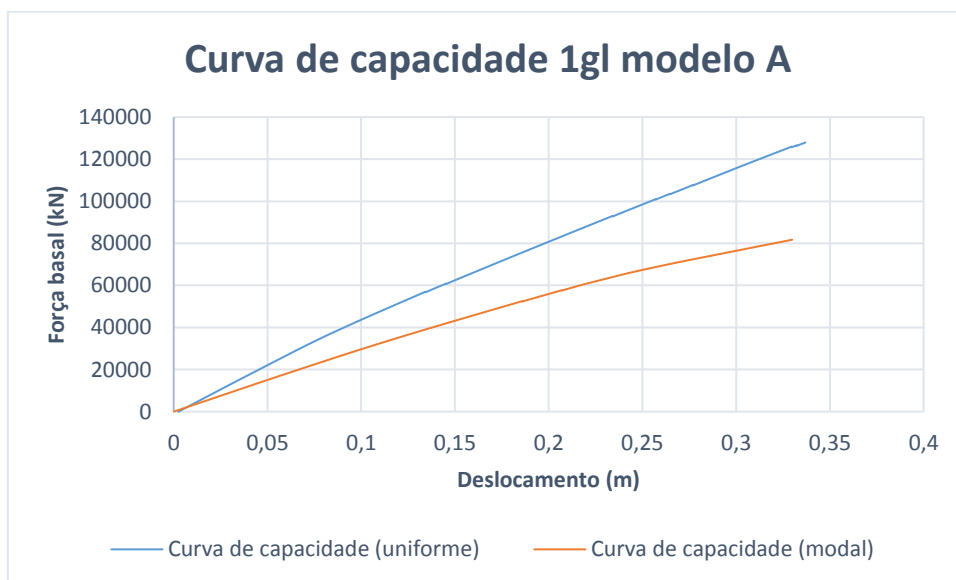


Figura 49 – Curva de capacidade de 1 grau de liberdade para o modelo A com carregamento uniforme e distribuição modal

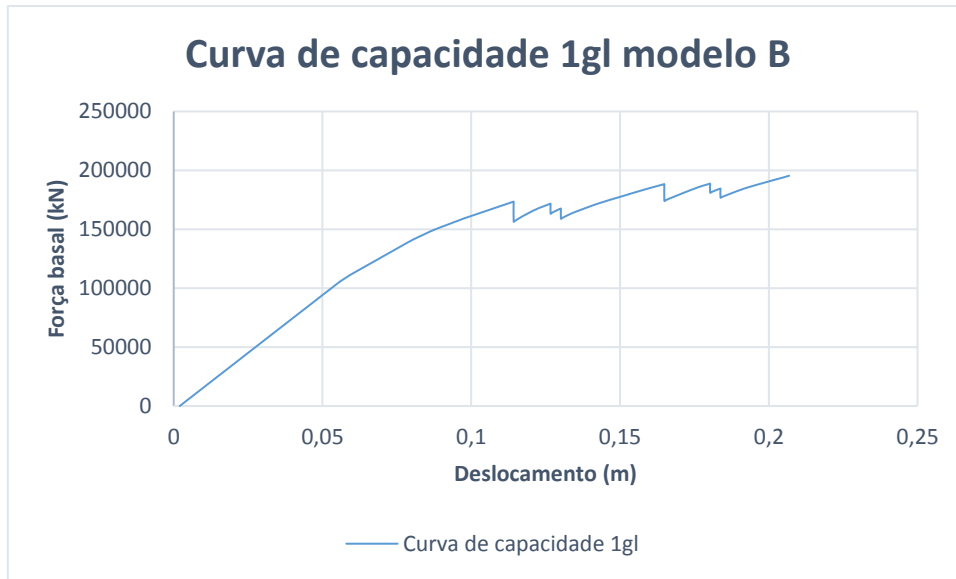


Figura 50 – Curva de capacidade de um grau de liberdade para o modelo B com carregamento uniforme

Após a obtenção das curvas de capacidade, é possível obter o deslocamento no limite de plasticidade com base na equação 29.

Para a obtenção da energia de deformação real, foi utilizado a regra do paralelograma, ou seja, para todos os pontos obtidos (i) na curva de capacidade, foi calculada a área de um paralelograma (equação 51) e depois foi feita a soma de todas as áreas obtidas.

$$A_{pl} = \frac{(d_{i+1}^* - d_i^*) * (F_{i+1}^* + F_i^*)}{2} \tag{51}$$

Em que:

A_{pl} – Área do paralelograma (kN.m);

d_{i+1}^* - Deslocamento i (m);

d_i^* - Deslocamento i+1 (m);

F_{i+1}^* - Força i (kN);

F_i^* - Força i+1 (kN).

Os resultados obtidos para os diversos modelos e carregamentos podem ser observados na Tabela 24.

Tabela 24 – Deslocamento no limite de plasticidade obtido para os diferentes modelos e carregamentos

	M.A. Uniforme	M.A. Modal	M.B. Uniforme
d_m^* (m)	0,22	0,25	0,11
E_m^* (kNm)	9854,60	8577,05	11244,48
Fy^* (kN)	84152,18	60304,98	173492,06
dy^* (m)	0,21	0,22	0,10
T^* (s)	0,41	0,50	0,12
Fy^*/m^* (kN/m)	48,84	35,00	292,61

Com estes deslocamentos, é possível observar a relação idealizada destes modelos, como se pode verificar no Anexo H – Relações idealizadas elasto-perfeitamente plásticas para o método de N2.

No método do N2, a relação bilinear é diferente da utilizada pelo método do espectro de capacidade. Em vez de termos em conta a rigidez inicial do edifício, a relação idealizada do deslocamento-força deve ser elasto-perfeitamente plástica, logo neste caso temos como referência a força de cedência da estrutura.

Verificada esta hipótese, é determinado o período do sistema idealizado através da equação 30 e presente na Tabela 24. Como cada tipo de ação sísmica corresponde a uma aceleração diferente, vão dar diferentes acelerações para o mesmo período equivalente.

Sabendo que para a ação sísmica tipo 1, $T_c = 0,5s$, e para a ação sísmica tipo 2, $T_c = 0,25s$, (Tabela 8), então são obtidos os deslocamentos-alvo da estrutura tendo em conta se estamos perante um período curto ($T^* < T_c$) ou período médio/longo ($T^* \geq T_c$) para os diferentes modelos e carregamentos. No modelo A para o carregamento uniforme, obteve-se um período curto para A.S.1, e período médio/longo para A.S. 2. No caso da distribuição modal, o período é médio/longo, para ambos os tipos de ação sísmica. Para o modelo B, o período é curto para o carregamento uniforme para ambos os tipos de ação sísmica.

Tabela 25 – Deslocamento-alvo da estrutura obtida para os diferentes métodos e carregamentos

	M.A. Uniforme		M.A. Modal		M.B. Uniforme	
	Se (T^*_1)	Se (T^*_2)	Se (T^*_1)	Se (T^*_2)	Se (T^*_1)	Se (T^*_2)
	4,36	2,64	4,03	2,176	4,38	3,68
d^*_{et} (m)	0,019	0,011	0,026	0,014	0,0014	0,0012

Como para os todos os modelos foi obtido $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, comparando $\frac{F_y^*}{m^*}$ da Tabela 24 com Se (T^*_1) e Se (T^*_2) da Tabela 25. foi então utilizada a equação 33. Assim, consegue-se determinar o deslocamento alvo da estrutura (Tabela 25), uma vez que o comportamento da estrutura é elástica.

Como podemos verificar pela comparação de d^*_{et} na Tabela 25 e o d^*_m da Tabela 24, é necessário haver novas iterações, uma vez que estes valores são todos diferentes. Para as novas iterações, foram usados os d^*_{et} da Tabela 25 e as respetivas forças de cedência na equação 29, para determinar novo deslocamento no limite de plasticidade do sistema de um grau de liberdade.

Foi tido em conta os diferentes tipos de ação sísmica, uma vez que para cada tipo a aceleração obtida é diferente. Os períodos equivalentes finais e os deslocamento-alvo finais correspondentes aos diversos modelos e tipos de carregamento, podem ser observados na Tabela 26.

Tabela 26 – Períodos equivalentes e deslocamentos-alvo para a estrutura com um grau de liberdade para os diversos modelos e tipos de carregamento

	M. A - uniforme		M. A - modal		M. B - uniforme	
	Se (T1*)	Se (T2*)	Se (T1*)	Se (T2*)	Se (T1*)	Se (T2*)
	4,39	2,64	4,11	2,29	4,38	3,68
T*	0,41	0,41	0,48	0,48	0,12	0,12
dt*	0,018	0,011	0,023	0,013	0,0015	0,0012

Como modo de comparação, segundo Fajfar (2005), o diagrama de capacidade no formato aceleração-deslocamento é obtido, dividindo as forças no diagrama de força-deformação pela massa equivalente usando a equação 52.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (52)$$

Com isto foram obtidos os gráficos apresentados no Anexo I – Interseção curva de capacidade com o espectro de resposta (método N2), tornando-se possível confirmar os valores obtidos na Tabela 26, uma vez que, tal como aconteceu com o método do espectro de capacidade, também neste método o espectro de resposta interseca a curva de capacidade na fase linear da estrutura.

Por fim, é necessário transformar os resultados obtidos pelo coeficiente de transformação para obter o deslocamento-alvo da estrutura com vários graus de liberdade.

Tabela 27 – Deslocamento-alvo da estrutura com vários graus de liberdade

	Deslocamento-alvo final (m)	
	A.S. 1	A.S. 2
M. A - uniforme	0,027	0,017
M. A - modal	0,036	0,020
M. B - uniforme	0,0034	0,0035

4.6. Deslocamentos entre pisos

Segundo EC8 (2009), o requisito de “limitação de danos” é obtido pelo deslocamento entre pisos. Para os edifícios com elementos não estruturais frágeis devemos cumprir a equação 53.

$$d_r v \leq 0,005h \quad (53)$$

Em que:

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos (m);

h - Altura entre pisos (m);

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

Os valores recomendados para ν são baseados nas classes de importância para a classe III e IV usa-se o valor de 0,4 e para as classes I e II o valor de 0,5.

Como o edifício em causa pertence a classe de importância II, foram determinados os deslocamentos entre pisos admissíveis presentes na Tabela 28.

Tabela 28 – Deslocamento entre pisos admissível

Deslocamento entre pisos (m)		
Piso	h	0,005h
1	5	0,025
2	4,1	0,0205

Após obtidos os diversos deslocamentos-alvos, será verificado se esse deslocamento provoca um deslocamento entre pisos admissível ou não. Este será verificado tanto para a parede esquerda (P.E.) como para a parede direita (P.D.). A verificação será a subtração dos deslocamentos no topo e base das paredes. A identificação destas paredes podem ser verificadas na Figura 51.

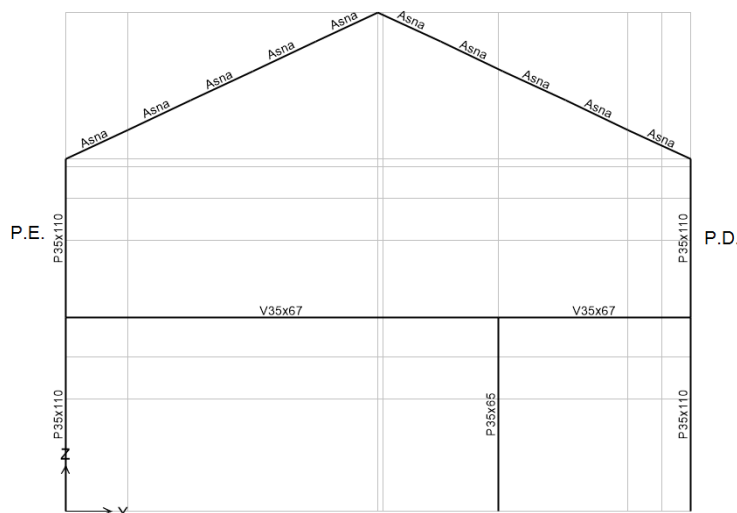


Figura 51 – Identificação da parede esquerda (P.E.) e da parede direita (P.D.)

Só será verificado para o 2º piso, uma vez que este é o que sofre maiores deslocamentos.

Tabela 29 – Verificação dos deslocamentos entre pisos

	M. A - uniforme		M. A - modal		M. B - uniforme	
	P. E.	P. D.	P. E.	P. D.	P. E.	P. D.
h (m)	0,0254	0,0286	0,0427	0,0421	0,0021	0,0051
	0,0154	0,0155	0,0204	0,0204	0	0
Verificação (m)	0,01	0,0131	0,0223	0,0217	0,0021	0,0051

Como podemos verificar na Tabela 29, os resultados obtidos para o modelo B com carregamento uniforme, concluem que a estrutura está segura para o requisito de limitação de

danos. O mesmo não acontece com o modelo A com distribuição modal, que obteve um valor maior. Nesse caso, a estrutura não tem um deslocamento admissível, logo não está segura para o requisito de limitação de danos.

4.7. Formação de rótulas plásticas

Com a ajuda do SAP 2000®, é possível saber onde se formam as rótulas plásticas e o nível de desempenho que elas atingem em determinado passo. Como sabemos o ponto de desempenho da estrutura, ou seja, o deslocamento que determinado sismo irá produzir na estrutura, iremos usar esse valor para saber como a estrutura se vai comportar.

As rótulas irão ser apresentadas de diversas cores, que representam os níveis estruturais de acordo com a Figura 52.



Figura 52 – As cores que representam os níveis estruturais

Visto que o edifício para o sismo considerado não atinge a fase não linear, então não há formação de rótulas plásticas. Contudo, é possível saber para que valor se forma a primeira rótula plástica e a zona onde se forma.

No caso do modelo A, a primeira a entrar no primeiro nível estrutural IO forma-se para um deslocamento de 0,084m, e ocorre no pórtico W (ver Anexo A – Plano do PM136), conforme se pode observar na Figura 53.

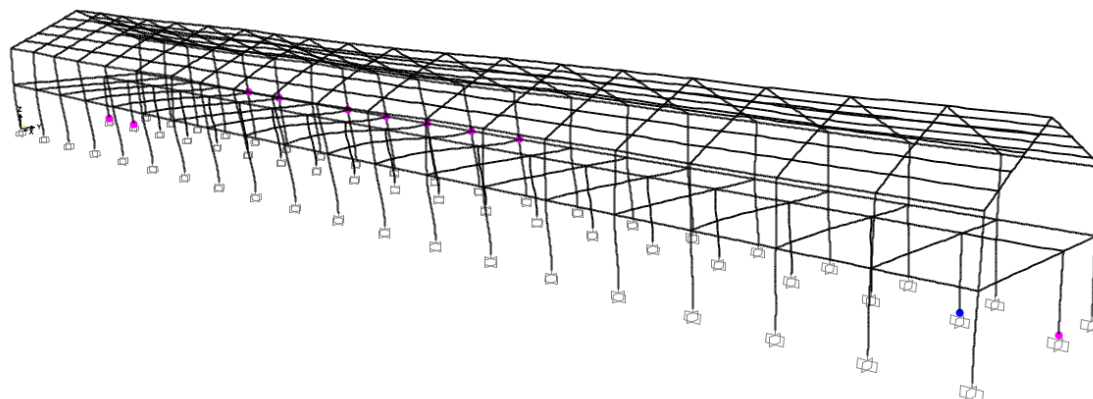


Figura 53 – Formação da 1ª rótula plástica modelo A

Apesar de esta rótula se formar para um valor elevado de deslocamento, é de evitar a formação de rótulas plásticas nos pilares, porque a formação destas nos pilares em vez de ser nas vigas, acaba por tornar a estrutura num mecanismo com um número menor de rótulas. O objetivo é quanto mais rótulas se formarem, melhor para o aumento de dissipação de energia.

No caso do modelo B, a primeira rótula a entrar no primeiro nível de desempenho localiza-se no pórtico do meio da estrutura, ou seja, no pórtico K (ver Anexo A – Planta do PM136) para um deslocamento de 0,064m.

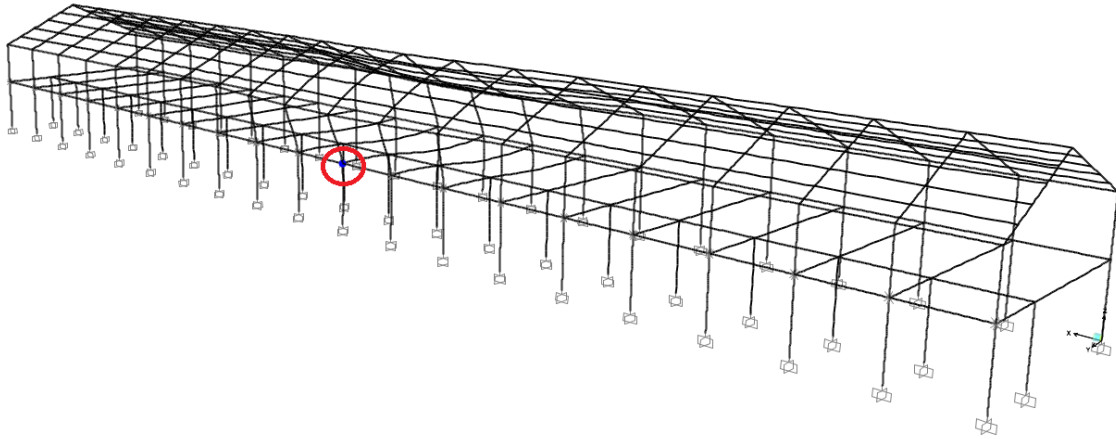


Figura 54 – Formação da 1ª rótula plástica para o modelo B

Logo, pode ser concluído que o modelo B será o primeiro a atingir a fase não linear, nomeadamente quando o nó de controlo (Figura 40) atinge um deslocamento de 0,064m.

Capítulo 5 – Discussão dos resultados

Neste capítulo, vão ser abordados os resultados obtidos pelos métodos, tanto do N2, como do espectro de capacidade e serão feitas as respetivas comparações.

Antes de entrar nos métodos não lineares, comparam-se os modos de vibração dos diferentes modelos. No modelo A, temos logo a maior participação da direção y, o que seria esperado, o mesmo não ocorre no modelo B. Este está mais restrito pelo apoio no 1º piso, onde está a maior parte da massa da estrutura que vai influenciar a resposta dinâmica da estrutura, daí ele ficar mais condicionado na deformada transversal. Sendo verificado que no 1º modo a maior participação na zona central do edifício (ginásio) deve-se ao facto de esta ser a zona do edifício do piso 2 com maior vão entre os pórticos preenchidos.

Em relação as curvas de capacidade, pode-se desde já referir que para o carregamento uniforme elas não começam com as coordenadas iniciais a 0. Isso pode-se dever ao facto da estrutura sem forças aplicadas, deformar-se logo ao início devido às cargas permanentes presentes na estrutura, ou seja, as ações verticais provocam logo deformação, antes que haja qualquer força horizontal aplicada na estrutura. Para o carregamento modal, como o modo de vibração começa do zero, logo a curva de capacidade também vai começar.

No caso do Modelo B temos uma curva de capacidade, que na realidade são várias, com uma forma de “*sawtooth*”. Na Figura 55 temos um exemplo de uma curva de capacidade do mesmo género.

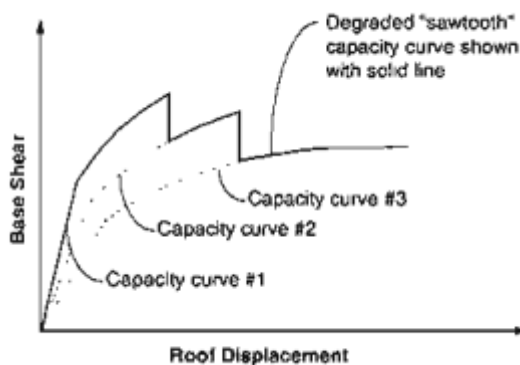


Figura 55 – Curva de capacidade com a força global do modelo degradada (ATC40, p. 154, 1996)

Para explicar melhor este acontecimento, temos que rever como se forma a curva de capacidade. Segundo Chen e Lui (2006), a carga lateral aplicada na estrutura aumenta até que algum elemento atinja cerca de 90% da sua capacidade. Quando isso acontece, a análise é interrompida, as propriedades de rigidez desse elemento são definidas para um valor mais pequeno ou esse elemento é removido do modelo. As cargas depois são novamente aplicadas até outro elemento atingir a sua capacidade, inicializando uma nova curva de capacidade, formando assim um efeito de um dente, mais conhecido como “*sawtooth*”. Essa nova curva de capacidade que tem em conta a rigidez de outro elemento irá ter o seu próprio deslocamento que

poderá levar a valores de força de corte basal maiores que a força de corte basal do elemento anterior.

Isto faz sentido acontecer uma vez que ao longo destas curvas de capacidade que se vão originando, a rigidez vai diminuindo, logo era de esperar que a rigidez fosse sendo menor ao longo das curvas de capacidade. Isso é observável tanto na Figura 42 e Figura 43, com a inclinação das curvas de capacidade sendo cada vez ser menor.

Comparando as curvas de capacidade (Figura 41) e começando pela diferença entre a utilização dos tipos de carregamento, ou seja, entre o carregamento uniforme e o modal, podemos afirmar que no caso do carregamento modal, a rigidez da estrutura é menor que no uniforme, tornando o carregamento modal mais condicionante que o carregamento uniforme. Isto ocorre porque o carregamento modal tem em conta a deformada e os modos da estrutura acabando por ter isso em conta na aplicação das forças, ou seja, para o mesmo valor de força basal, vai corresponder a um deslocamento no topo maior. O mesmo não acontece no caso do carregamento uniforme que aplica a força de forma igual ao longo dos pisos.

Em relação ao sismo condicionante, apesar de ter sido determinado na secção 4.2 que é o sismo tipo 2, tem de se ter em atenção que a ação sísmica tipo 1 tem maiores valores de coordenadas espectrais, ou seja, a aceleração e o deslocamento provocados por este tipo de sismo são maiores que o sismo tipo 1. Observando tanto o Anexo I como o H, temos para o caso do modelo A que o sismo condicionante é o do tipo 1 e para o caso do modelo B continua a ser o sismo do tipo 2 o mais condicionante. Isto aconteceu porque quando a análise não linear *pushover* é aplicado é utilizado o modelo fendilhado. Logo para poder ser comparável, será feito o mesmo tipo de análise que na secção 4.2.

No caso do modelo A, para ação sísmica do tipo 2 foi obtido um esforço transversal de 77,03kN e um deslocamento de 0,038m. Para ação sísmica do tipo 1 um valor de 85,53kN e um deslocamento de 0,0452m.

No caso do modelo B, foi obtido para a ação sísmica do tipo 1 um valor de esforço transversal de 46,91kN e um deslocamento de 0,01m, enquanto para a ação sísmica do tipo 2 obteve-se um valor de esforço transversal de 40,79kN e um deslocamento de 0,0087m.

Com isto podemos concluir que com a diminuição da rigidez, a ação sísmica do tipo 1 tornou-se mais condicionante que a ação sísmica do tipo 2.

Em relação ao modelo B ele continua a ser muito rígido, logo a ação sísmica do tipo 2 continua a ser mais condicionante que a do tipo 1.

Entre os métodos, apesar de a forma de obtenção da curva de capacidade de 1g/espectro de capacidade serem diferentes os resultados são semelhantes. O espectro de capacidade converte a curva de capacidade diretamente para o formato aceleração-deslocamento, sendo as unidades da aceleração dadas em g, enquanto o método de N2 converte primeiro a curva de capacidade para um sistema de 1 g e só depois se pretendermos convertêmos para o formato aceleração-deslocamento. A grande diferença é que o espectro de capacidade entra em conta com o comportamento histerético da estrutura, enquanto o N2 não o faz. O método de N2 faz a correção tendo em conta o período da estrutura, logo não se torna necessário a conversão para

o formato ADRS, enquanto o método do espectro de capacidade tem em conta o espectro de resposta reduzido, que vai sendo corrigido através do amortecimento.

Em relação aos resultados obtidos, podemos observar que o método do espectro de capacidade tem um método de aproximação melhor que o método do N2, uma vez que estimando o ponto inicial logo com o valor de interseção entre o espectro de resposta e a curva de capacidade, caso este dê linear, como foi o caso, dá logo o resultado direto, enquanto no método do N2, acaba-se sempre por ter de iterar.

Visto que o método de N2 se baseia na iteração do cálculo do período equivalente é possível confirmar se os períodos equivalentes obtidos pelo método são semelhantes ao período obtido pelo SAP2000®, visto que o período equivalente é o elástico e o SAP2000® nos primeiros modos também dá o período elástico.

Observando o Anexo C – Frequências, períodos e fatores de participação de massa para PM136, podemos retirar que para o modelo A (fendilhado), temos um período de 0,4s e para o modelo B (fendilhado), temos um período de 0,25s.

Em relação ao modelo A os períodos equivalentes para o caso do carregamento uniforme foram 0,41s, como se pode observar na Tabela 26. Estes valores são semelhantes ao obtido pelo SAP2000® referido anteriormente. Em relação ao carregamento modal, obteve-se um aumento ligeiro do período para 0,47s, o que é facilmente justificável, visto que com o carregamento modal, a rigidez da estrutura diminui, logo é natural haver um acréscimo do período.

Em relação ao modelo B os períodos equivalentes obtidos foram 0,12s para o carregamento uniforme, como se pode verificar na Tabela 26.

Em termos de valores de deslocamento-alvo, visto que estes se encontram na fase de regime linear da estrutura é normal que estes não diferem muito porque não houve necessidade de haver correção da parte do método do espectro de capacidade para corrigir o amortecimento do espectro de resposta. Em relação ao método de N2, após a obtenção do período equivalente que é o mesmo para as duas ações visto que esta se encontra na fase linear o período, tendo em conta apenas a diferença da aceleração espectral devido ao tipo de ação sísmica, facilmente se obteve o valor do deslocamento-alvo.

Segundo Fafjar (2005), o fator de ductilidade (apresentado na Tabela 30) é definido pela razão entre o deslocamento máximo (d_m^*) e o deslocamento de cedência (d_y^*).

Tabela 30 – Fator de ductilidade dos diversos modelos e tipos de carregamento

	M.A. Uniforme	M.A. Modal	M.B. Uniforme	M.B. Modal
d_m^*/d_y^*	1,06	1,13	1,16	1,18

Assim sendo, é possível saber que tipo de ductilidade é exigida para esta estrutura perante este tipo de sismo.

Pode-se notar que o nível de ductilidade exigida é baixa o que corresponderia a um coeficiente de comportamento mais baixo, se fosse aplicado uma análise linear e tivesse em

consideração o efeito não linear. Isto foi verificado, uma vez que esta estrutura tem comportamento linear para estes tipos de ação sísmica.

Por fim, visto que a estrutura, dentro dos parâmetros pressupostos, está bem dimensionada para esta ação sísmica, não é necessário fazer uma proposta de qualquer reforço sísmico. Contudo apesar de esta estar bem dimensionada para este tipo de ação, não indica que a estrutura consiga aguentar outro tipo, uma vez que para uma ação sísmica com acelerações maiores, pode fazer com que a curva de capacidade intersecte na fase não linear e assim já não verificar a segurança.

Capítulo 6 – Conclusão

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo desta dissertação e serão propostos algumas linhas de investigação para futuras dissertações.

6.1. Observações finais

Ao longo desta dissertação foi estudada a ação sísmica, os métodos para a sua análise e o comportamento sísmico do edifício PM136 do Exército Português

Como método foi utilizado a análise estática não linear, mais conhecido como o método de *pushover*. Apesar da análise linear ter em contas os efeitos não lineares com o coeficiente de comportamento, através deste não é possível acompanhar a cedência da estrutura até ao seu colapso através da formação das rótulas plásticas.

Estas têm demasiada importância na estrutura, uma vez que se deve controlar o local onde estas se formam devido à sua importância de aumentar a capacidade da estrutura absorver energia. Apesar de estas serem importantes, a sua formação deve ser controlada, uma vez que esta pode tornar a estrutura um mecanismo causando assim o seu colapso.

A estrutura em causa mostrou ter uma boa capacidade de resistência aos sismos. Os resultados obtidos foram todas na fase linear da curva de capacidade, o que não levou a formação de rótulas plásticas nem a aplicação dos métodos como planeado.

É de extrema importância realçar o facto que este resultado foi influenciado pelas características no estudo, nomeadamente a falta de conhecimento das armaduras nas secções de betão armado. Para que seja possível uma análise mais cuidada é necessário fazer o levantamento das armaduras existentes nos pilares e vigas do edifício.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Estando o nosso país sobre risco de ação sísmica e pouco preparado para fazer face a um sismo, é de extrema importância a continuação da investigação nesta área. Um fenómeno catastrófico destes, pode abalar o nosso país causando imensas perdas, tanto em património como vidas humanas.

Como desenvolvimento futuro propõe-se a verificação dos esforços obtidos no modelo, mas para isso, será necessário conseguir fazer o levantamento das armaduras do edifício para ser feita uma análise mais correta. Propõe-se a utilização do “*profoscope da proceq*” (ver Figura 56) para ser feito o levantamento dessas informações. Além disso, pode ser feita a análise dos esforços, comparando o nosso regulamento, o EC 2 com o ATC40.



Figura 56 – Utilização do equipamento profoscope da proseq (retirado do <https://www.proceq.com/compare/rebar-detection-and-cover-measurement/>, acedido a 15 Outubro)

Apesar de se ter obtido um fator de ductilidade bastante baixo (Tabela 30), pode ser feita a verificação das secções da estrutura a ductilidade mínima que estes tipos de sismo exigem à estrutura.

A melhor maneira, na minha opinião, de projetar um edifício hoje em dia é recorrendo ao dimensionamento por capacidade real. Este método também se encontra presente na nossa regulamentação e é uma área que merece maior atenção e deveria ser estudada e mais utilizada.

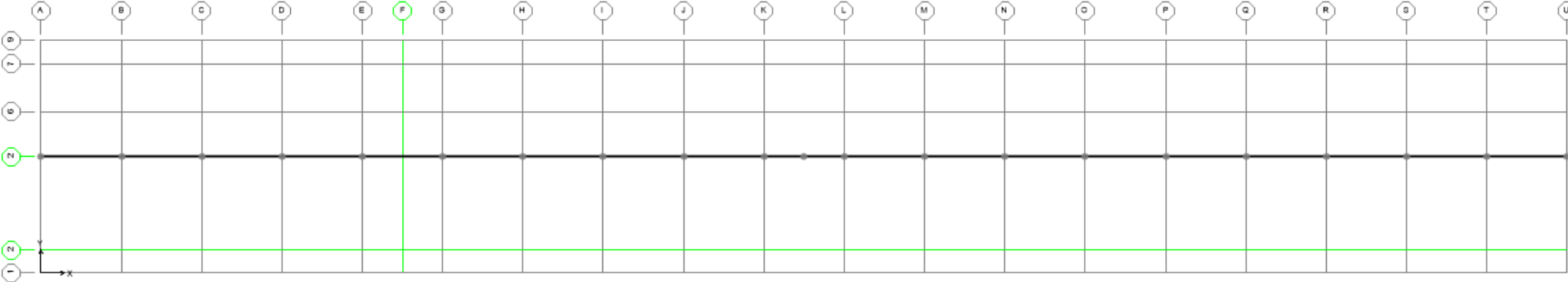
Bibliografia

- Appleton, J., (2013). Estruturas de Betão, Volume 2, Edições Orion, Alfragide.
- Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, California Seismic Safety Commission, Califórnia.
- Azevedo, J.R.T., Proença, J.M., (1991). Dinâmica de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Disciplina Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica, Lisboa.
- Belejo, A., Bento, R., Bhatt, C., (n.d). Análises Estáticas Não Lineares (Pushover) para o Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas – exemplo de aplicação do método N2 proposto no EC8, Fundec, Instituto Superior Técnico
- Bento, R., Lopes, M., (1999). Modelação Física Não Linear de Estruturas de Betão Armado, Instituto Superior Técnico, Disciplina de Modelação e Análise Estrutural – 3º módulo, Lisboa.
- Bento, R, Lopes, M, (2016). Seismicity and seismic risk, Instituto Superior Técnico, Disciplina Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica, Lisboa.
- Chen, W. F., Lui, E. M., (2006). Earthquake engineering for structural design, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida.
- Clough, R., W., Penzien, J, (1995). Dynamics of structures, Computers & Structures Inc, University Ave, Berkeley, USA.
- EC0, Comité Europeu de Normalização (2009). Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas, Caparica.
- EC1-1, Comité Europeu de Normalização (2009). Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Caparica.
- EC2-1, Comité Europeu de Normalização (2010). Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Caparica.
- EC8-1, Comité Europeu de Normalização (2009). Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, Caparica.
- Datta, T., K., (2010). Seismic Analysis of Structures, Indian Institute of Technology Delhi, John Wiley & Sons, India
- Fafjar, P. (2005). The extension of the N2 method to asymmetric buildings, University of Ljubljana, Eslovénia.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington, D. C.
- Jacinto, L. (2014). Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1, Instituto Superior de Engenharia Lisboa, Área Departamental de Engenharia Civil, Lisboa.
- Pires, F. M. G., (1990). Influência das paredes de Alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a ações horizontais, Dissertação apresentada a concurso para obtenção do grau de Especialista e acesso à categoria de Investigador Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

Preceram – Indústrias de construção, SA (2006). NP EN 771-1, Tijolos cerâmicos de enchimento de furação horizontal com estrias de reboco, categoria II, tipo LD, para paredes de alvenaria protegida não resistentes, sujeitas a exposição passiva, com requisitos acústicos e de resistência ao fogo, Pombal.

Priestley, M.J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Itália.

ANEXO A – PLANTA DO PM136



[Deixado intencionalmente em branco]

ANEXO B – Categorias de utilização definidas no EC1

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Sala em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com exceção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D)	C1: Zonas com mesas, etc; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções.
		C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aula, salas de reunião, salas de espera.
		C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.
		C4: Zonas em que são possíveis atividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.
		C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplos, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para atividades desportivas incluindo bancadas
D	Atividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral
		D2: Zonas de grandes armazéns
E1	Locais suscetíveis de acumulação de mercadorias, incluindo zonas de acesso	Zonas de armazenamento, incluindo livros e outros documentos
E2	Atividades industriais	
F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (≤ 30 kN de peso bruto e ≤ 8 lugares, não incluindo o do condutor)	Garagem; zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura
G	Locais de circulação e de estacionamento para veículos médios (> 30 kN, ≤ 160 kN de peso bruto, em 2 eixos)	Vias de acesso; zonas de carga e descarga; zonas acessíveis a veículos de bombeiros (≤ 160 kN de peso bruto)

ANEXO C – Frequências, períodos e fatores de participação de massa para PM136

Tabela A.1 – Frequências, período e fatores de participação de massa, sem consideração do terreno

Modo de vibração	Modelo A (SAP)		Fatores de participação de massa	
	Período (seg)	Frequência (Hz)	UX	UY
1	0,28	3,61	3,96E-05	0,71
2	0,18	5,65	0,00235	0,006
3	0,17	5,94	0,00209	0,066
4	0,14	6,97	0,0067	0,0006
5	0,14	7,22	0,00648	0,0023

Tabela A.2 – Frequências, período e fatores de participação de massa, com consideração do terreno

Modo de vibração	Modelo B (CAP)		Fatores de participação de massa	
	Período (seg)	Frequência (Hz)	UX	UY
1	0,18	5,65	3,21E-09	0,0241
2	0,16	6,1	4,77E-07	0,028
3	0,14	7,18	4,32E-05	2,12E-06
4	0,14	7,38	1,62E-06	0,0064
5	0,13	7,7	8,03E-05	0,0078

Tabela A.3 – Frequências, períodos e fatores de participação de massa, sem consideração do terreno (modelo considerando a fendilhação do betão)

Modo de vibração	Modelo A (SAP)		Fatores de participação de massa	
	Período (seg)	Frequência (Hz)	UX	UY
1	0,4	2,51	1,12E-05	0,82
2	0,28	3,6	0,028	0,0021
3	0,25	4,07	0,0024	0,041
4	0,21	4,73	0,062	0,017
5	0,2	4,9	0,021	0,006

Tabela A.4 – Frequências, períodos e fatores de participação de massa, com consideração do terreno (modelo considerando a fendilhação do betão)

Modo de vibração	Modelo B (CAP)		Fatores de participação de massa	
	Período (seg)	Frequência (Hz)	UX	UY
1	0,25	4,1	1,49E-08	0,029
2	0,23	4,31	2,86E-06	0,032
3	0,21	4,87	0,076	6,50E-07
4	0,2	4,93	0,0004	1,25E-06
5	0,2	4,93	0,0016	4,63E-07

ANEXO D – Valores para a definição das rótulas plásticas

Tabela A.5 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares do alinhamento 1 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x110

1º piso							
Pilar 35x110	N (kN)	Mp(kN)	φ_{conc}	φ_y (idealized)	IO	LS	CP
1	-470,978	991,669	0,017	2,390x10-3	2,390x10-3	0,012	0,017
2	-588,564	1032,892	0,016	2,432x10-3	2,432x10-3	0,012	0,016
3	-434,063	978,876	0,017	2,371x10-3	2,371x10-3	0,013	0,017
4	-445,901	982,968	0,017	2,378x10-3	2,378x10-3	0,013	0,017
5	-446,915	983,327	0,017	2,378x10-3	2,378x10-3	0,013	0,017
6	-443,622	982,161	0,017	2,377x10-3	2,377x10-3	0,013	0,017
7	-514,388	1006,754	0,016	2,407x10-3	2,407x10-3	0,012	0,016
8	-435,073	979,234	0,017	2,372x10-3	2,372x10-3	0,013	0,017
9	-439,691	980,768	0,017	2,376x10-3	2,376x10-3	0,013	0,017
10	-437,224	979,893	0,017	2,375x10-3	2,375x10-3	0,013	0,017
11	-442,628	981,809	0,017	2,377x10-3	2,377x10-3	0,013	0,017
12	-434,005	978,855	0,017	2,371x10-3	2,371x10-3	0,013	0,017
13	-516,723	1007,573	0,016	2,408x10-3	2,408x10-3	0,012	0,016
14	-559,866	1022,687	0,016	2,423x10-3	2,423x10-3	0,012	0,016
15	-400,919	967,368	0,017	2,354x10-3	2,354x10-3	0,013	0,017
16	-567,653	1025,456	0,016	2,424x10-3	2,424x10-3	0,012	0,016
17	-442,162	981,643	0,017	2,377x10-3	2,377x10-3	0,013	0,017
18	-436,295	979,666	0,017	2,372x10-3	2,372x10-3	0,013	0,017
19	-632,053	1048,207	0,015	2,437x10-3	2,437x10-3	0,011	0,015
20	-486,387	997,025	0,016	2,396x10-3	2,396x10-3	0,012	0,016

Tabela A.6 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 4 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x65

Pilar 35x65	N (kN)	Mp(kN)	ϕ_{conc}	ϕ_y (idealized)	IO	LS	CP
21	-272,487	344,936	0,039	3,873x10-3	3,873x10-3	0,029	0,039
22	-340,900	360,051	0,035	3,886x10-3	3,886x10-3	0,026	0,035
23	-378,154	369,399	0,034	3,876x10-3	3,876x10-3	0,025	0,034
24	-394,828	373,865	0,033	3,840x10-3	3,840x10-3	0,025	0,033
25	-399,338	373,563	0,033	3,809x10-3	3,809x10-3	0,024	0,033
26	-380,604	370,034	0,034	3,873x10-3	3,873x10-3	0,025	0,034
27	-333,834	359,997	0,035	3,916x10-3	3,916x10-3	0,026	0,035
28	-374,903	368,533	0,034	3,883x10-3	3,883x10-3	0,025	0,034
29	-396,570	374,342	0,033	3,835x10-3	3,835x10-3	0,025	0,033
30	-391,458	372,997	0,033	3,844x10-3	3,844x10-3	0,025	0,033
31	-394,961	373,955	0,033	3,834x10-3	3,834x10-3	0,025	0,033
32	-381,551	370,307	0,034	3,869x10-3	3,869x10-3	0,025	0,034
33	-334,249	360,099	0,035	3,916x10-3	3,916x10-3	0,026	0,035
34	-346,318	362,945	0,036	3,947x10-3	3,947x10-3	0,027	0,036
35	-354,104	364,893	0,035	3,940x10-3	3,940x10-3	0,027	0,035
36	-342,375	360,441	0,034	3,884x10-3	3,884x10-3	0,026	0,034
37	-402,527	374,254	0,032	3,815x10-3	3,815x10-3	0,024	0,032
38	-400,758	373,905	0,033	3,809x10-3	3,809x10-3	0,024	0,033
39	-381,078	370,193	0,034	3,869x10-3	3,869x10-3	0,025	0,034
40	-274,085	345,318	0,039	3,876x10-3	3,876x10-3	0,029	0,039

Tabela A.7 - Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 6 (Anexo A) do 1º piso com secção 35x110

Pilar 35x110	N (kN)	Mp(kN)	ϕ_{conc}	ϕ_y (idealized)	IO	LS	CP
41	-409,524	970,289	0,017	2,361x10-3	2,361x10-3	0,013	0,017
42	-404,761	968,732	0,017	2,355x10-3	2,355x10-3	0,013	0,017
43	-292,295	927,108	0,018	2,36x10-3	2,36x10-3	0,013	0,018
44	-274,912	920,484	0,018	2,366x10-3	2,366x10-3	0,014	0,018
45	-283,567	923,783	0,018	2,363x10-3	2,363x10-3	0,013	0,018
46	-298,843	929,641	0,018	2,357x10-3	2,357x10-3	0,013	0,018
47	-352,663	949,914	0,017	2,346x10-3	2,346x10-3	0,013	0,017
48	-297,179	928,916	0,018	2,36x10-3	2,36x10-3	0,013	0,018
49	-281,001	922,832	0,018	2,363x10-3	2,363x10-3	0,013	0,018
50	-279,438	922,252	0,018	2,363x10-3	2,363x10-3	0,013	0,018
51	-280,769	922,746	0,018	2,363x10-3	2,363x10-3	0,013	0,018
52	-296,320	928,391	0,018	2,366x10-3	2,366x10-3	0,014	0,018
53	-357,884	951,993	0,017	2,342x10-3	2,342x10-3	0,013	0,017
54	-354,431	950,565	0,017	2,346x10-3	2,346x10-3	0,013	0,017
55	-310,699	934,155	0,018	2,353x10-3	2,353x10-3	0,013	0,018
56	-353,575	950,250	0,017	2,346x10-3	2,346x10-3	0,013	0,017
57	-319,491	937,276	0,018	2,357x10-3	2,357x10-3	0,013	0,018
58	-323,363	938,830	0,018	2,353x10-3	2,353x10-3	0,013	0,018
59	-414,363	972,008	0,017	2,362x10-3	2,362x10-3	0,013	0,017
60	-391,033	964,003	0,017	2,347x10-3	2,347x10-3	0,013	0,017

Tabela A.8 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 1 (Anexo A) do 2º piso com secção 35x110

2º piso							
Pilar 35x110	N (kN)	Mp(kN)	ϕ_{conc}	ϕ_y (idealized)	IO	LS	CP
1	-259,778	914,788	0,018	2,368x10-3	2,368x10-3	0,014	0,018
2	-252,567	912,199	0,018	2,368x10-3	2,368x10-3	0,014	0,018
3	-164,235	878,881	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
4	-160,969	877,662	0,019	2,380x10-3	2,380x10-3	0,014	0,019
5	-173,338	882,273	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
6	-174,565	882,731	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
7	-323,481	938,874	0,018	2,353x10-3	2,353x10-3	0,013	0,018
8	-162,098	878,083	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
9	-160,129	877,348	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
10	-159,243	877,017	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
11	-159,936	877,276	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
12	-162,377	878,188	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
13	-322,054	938,347	0,018	2,353x10-3	2,353x10-3	0,013	0,018
14	-358,187	952,104	0,017	2,342x10-3	2,342x10-3	0,013	0,017
15	-223,541	901,131	0,018	2,374x10-3	2,374x10-3	0,014	0,018
16	-365,702	954,869	0,017	2,342x10-3	2,342x10-3	0,013	0,017
17	-164,817	879,099	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
18	-165,414	879,321	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,014	0,019
19	-304,677	931,801	0,018	2,357x10-3	2,357x10-3	0,013	0,018
20	-264,260	916,375	0,018	2,371x10-3	2,371x10-3	0,014	0,018

Tabela A.9 – Valores obtidos para a definição das rótulas plásticas dos pilares alinhamento 6 (Anexo A) do 2º piso com secção 35x110

Pilar 35x110	N (kN)	Mp(kN)	ϕ_{conc}	ϕ_y (idealized)	IO	LS	CP
21	-212,283	896,894	0,019	2,376x10-3	2,376x10-3	0,014	0,019
22	-225,394	901,821	0,018	2,374x10-3	2,374x10-3	0,014	0,018
23	-122,876	863,466	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,015	0,019
24	-121,355	862,897	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,015	0,019
25	-122,518	863,332	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,015	0,019
26	-120,072	862,417	0,019	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,019
27	-214,156	897,592	0,019	2,376x10-3	2,376x10-3	0,014	0,019
28	-116,202	860,991	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
29	-116,545	861,120	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
30	-117,142	861,343	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
31	-116,635	861,153	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
32	-115,562	860,752	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
33	-202,739	893,302	0,019	2,377x10-3	2,377x10-3	0,014	0,019
34	-210,149	896,099	0,019	2,376x10-3	2,376x10-3	0,014	0,019
35	-121,868	863,089	0,019	2,38x10-3	2,38x10-3	0,015	0,019
36	-207,980	895,290	0,019	2,375x10-3	2,375x10-3	0,014	0,019
37	-108,938	858,305	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
38	-110,077	858,701	0,020	2,379x10-3	2,379x10-3	0,015	0,020
39	-211,842	896,730	0,019	2,376x10-3	2,376x10-3	0,014	0,019
40	-209,978	896,035	0,019	2,376x10-3	2,376x10-3	0,014	0,019

[Deixado intencionalmente em branco]

ANEXO E – Valores obtidos para a conversão da curva de capacidade para espectro de capacidade (ATC40)

	Piso	w	ϕ	ϕ^2	$\Sigma(w * \phi)$	$\Sigma(w * \phi^2)$	g	PF ₁	α_1
M.A.	1	23152,06	0,0205	0,00042025	721,03	20,25	9,8	35,60	0,89
	2	5770,69	0,0427	0,00182329					
M.B.	1	23152,06	0,0002	0,00000004	675,76	78,05		8,66	0,20
	2	5770,69	0,1163	0,01352569					
	Σ	28922,75							

[Deixado intencionalmente em branco]

ANEXO F – Espectros de capacidade dos diferentes modelos e consoante o tipo de carregamentos

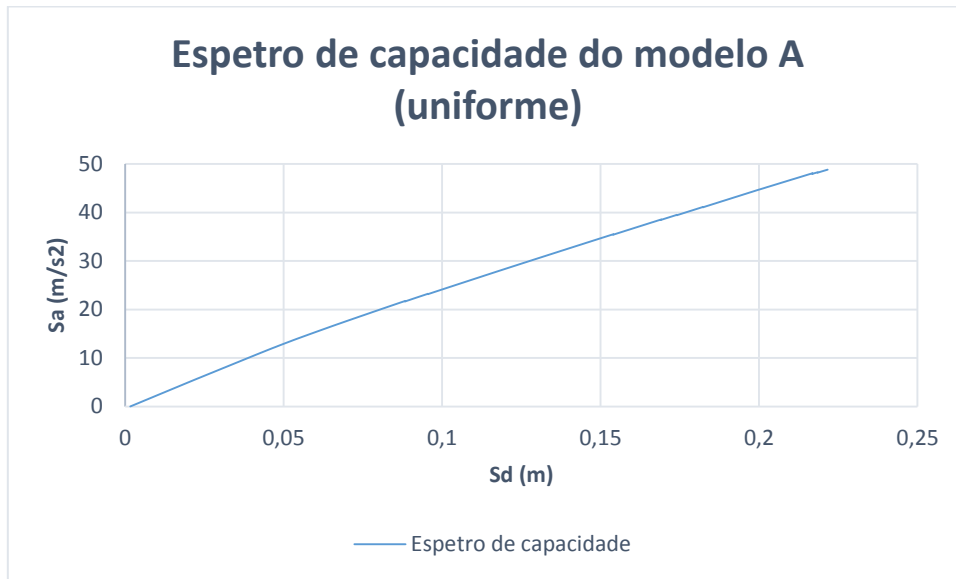


Figura A.1 – Espectro de capacidade do modelo A para o carregamento uniforme

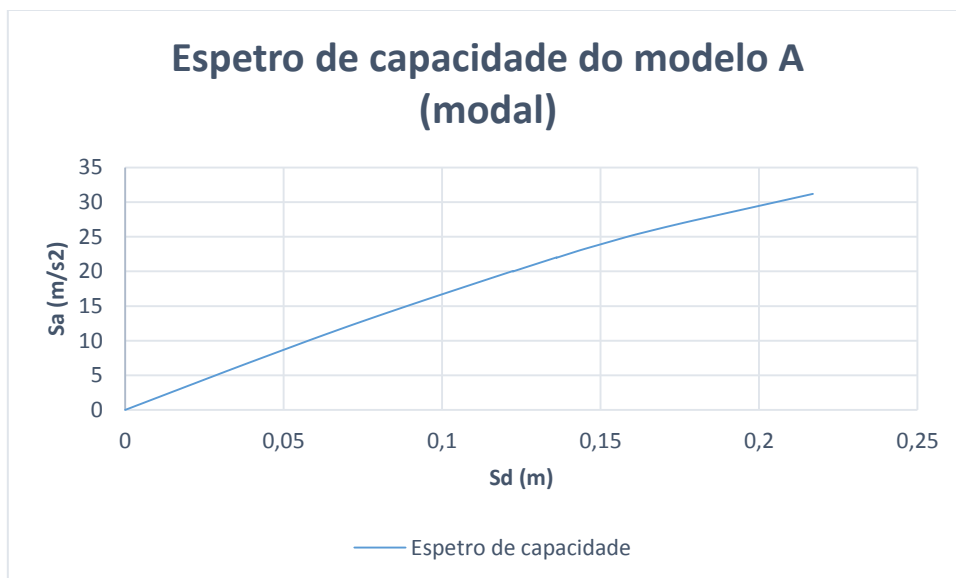


Figura A.2 – Espectro de capacidade do modelo A para a distribuição modal

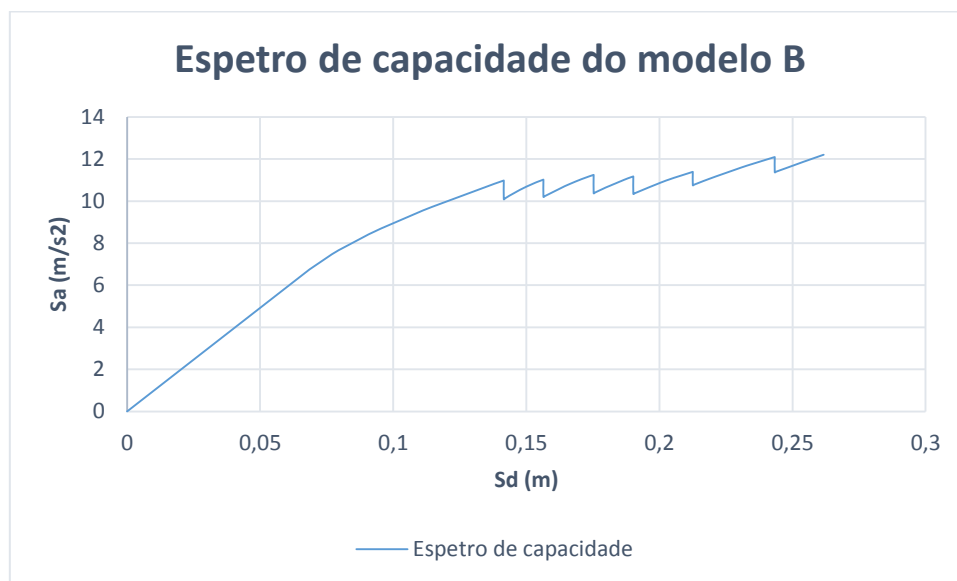


Figura A.3 – Espetro de capacidade do modelo B para o carregamento uniforme

ANEXO G – Obtenção dos pontos iniciais para método do espectro de capacidade

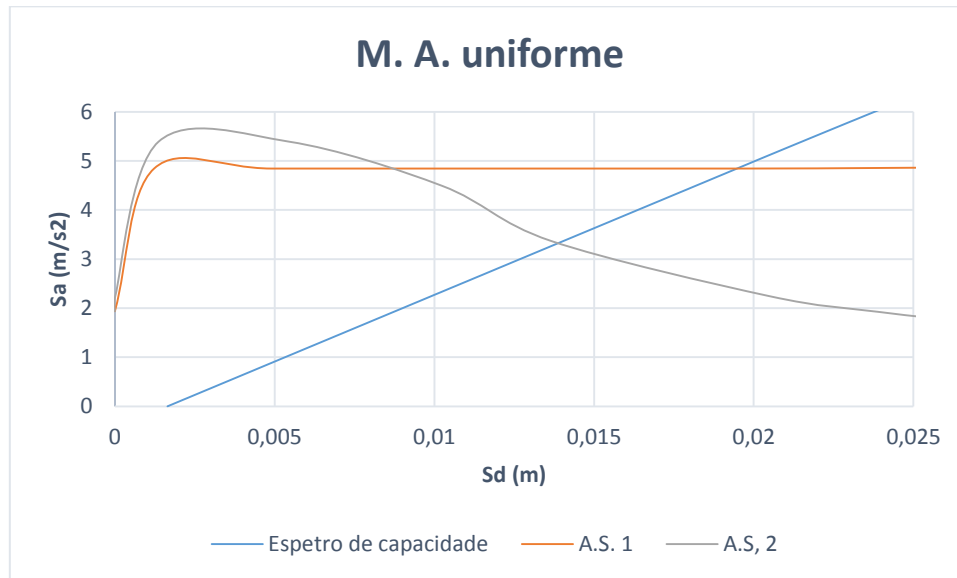


Figura A.4 – Pontos de desempenho teste do modelo A para o carregamento uniforme

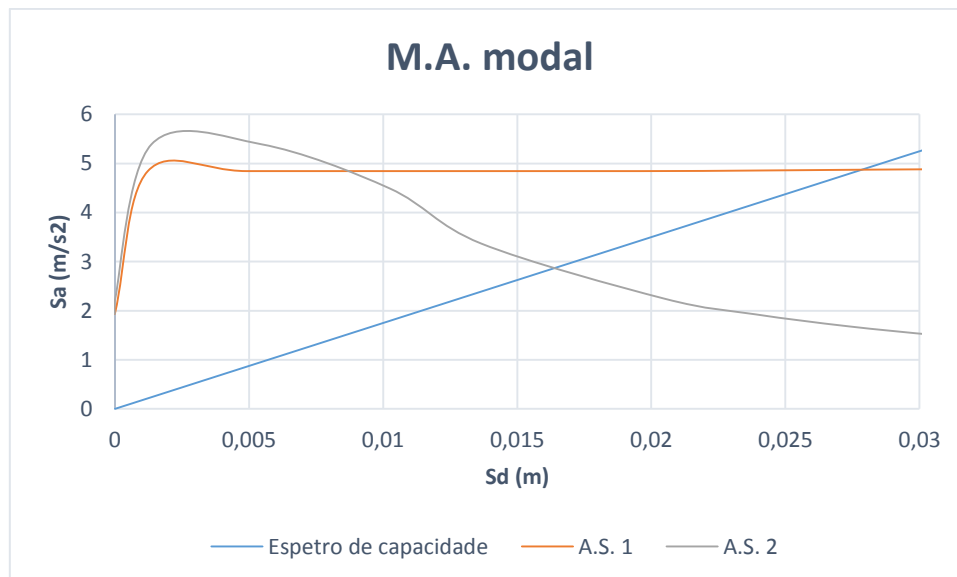


Figura A.5 – Pontos de desempenho teste do modelo A para o carregamento modal

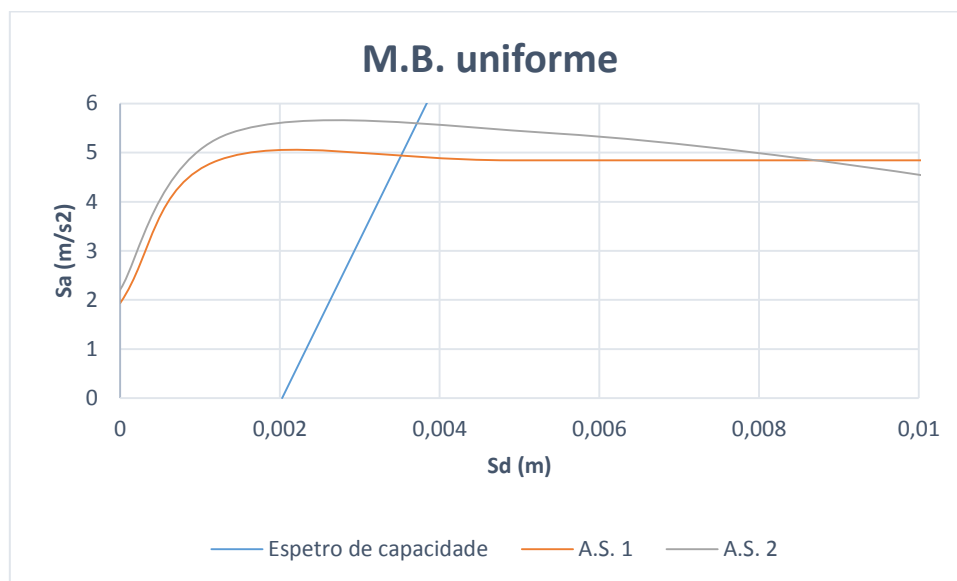


Figura A.6 – Pontos de desempenho teste do modelo B para o carregamento uniforme

ANEXO H – Relações idealizadas elasto-perfeitamente plásticas para o método de N2

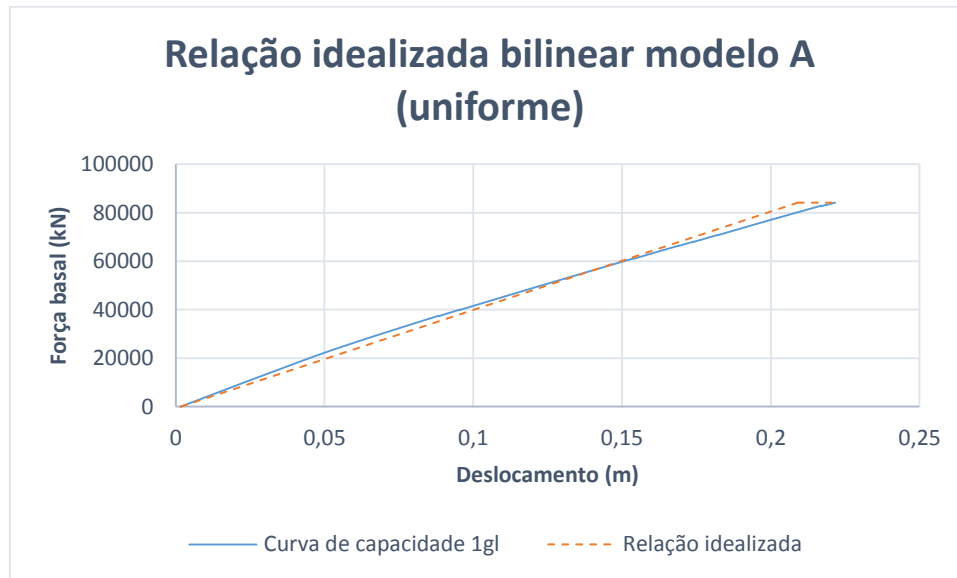


Figura A.7 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo A para o carregamento uniforme

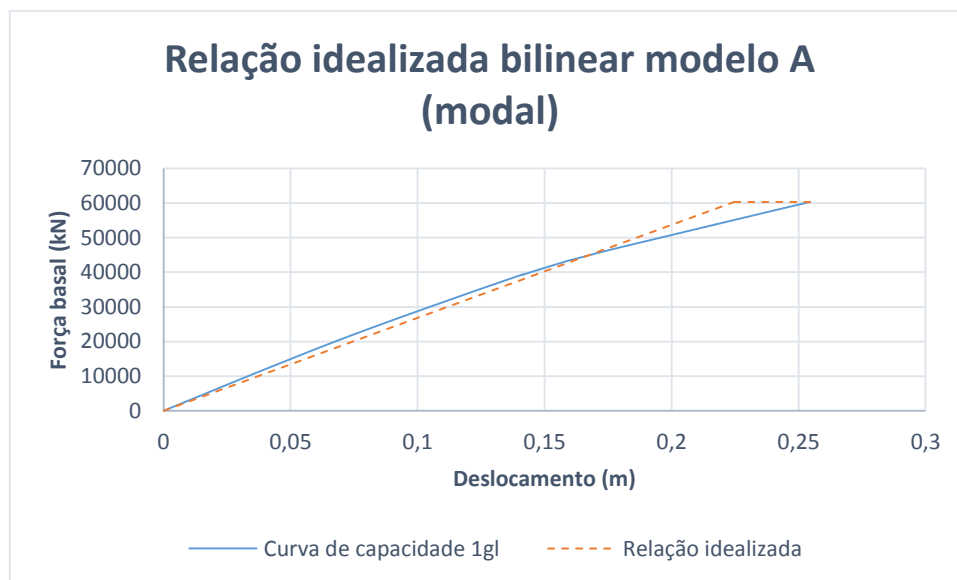


Figura A.8 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo A para a distribuição modal

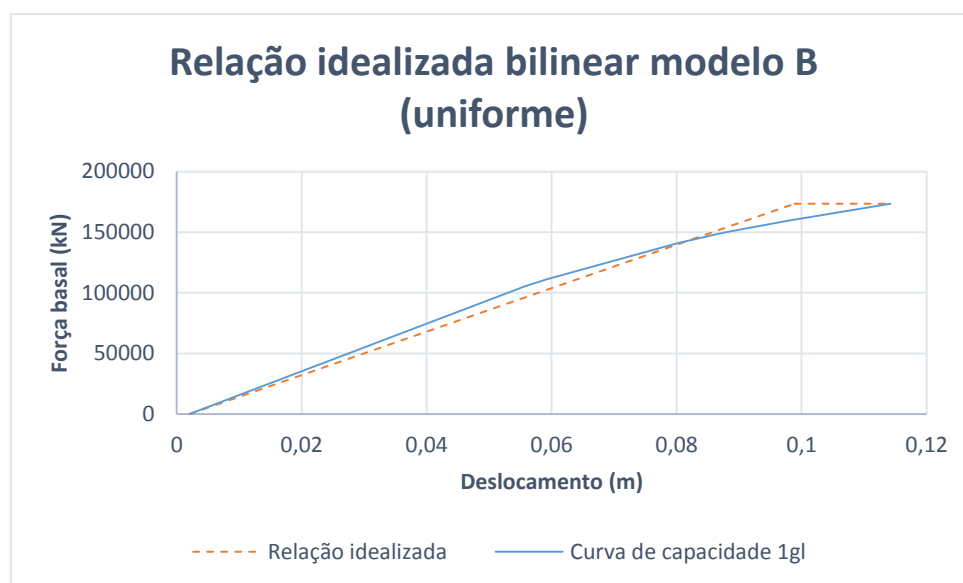


Figura A.9 – Relação idealizada bilinear elasto-perfeitamente plástica do modelo B para o carregamento uniforme

ANEXO I – Interseção curva de capacidade com o espectro de resposta (Método N2)

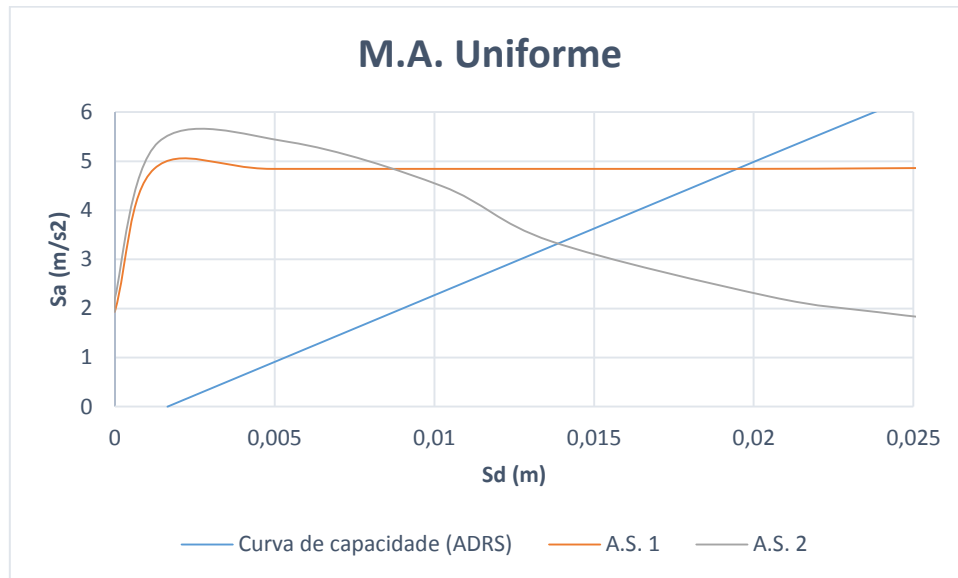


Figura A.10 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.A. para o carregamento uniforme com o espectro de resposta

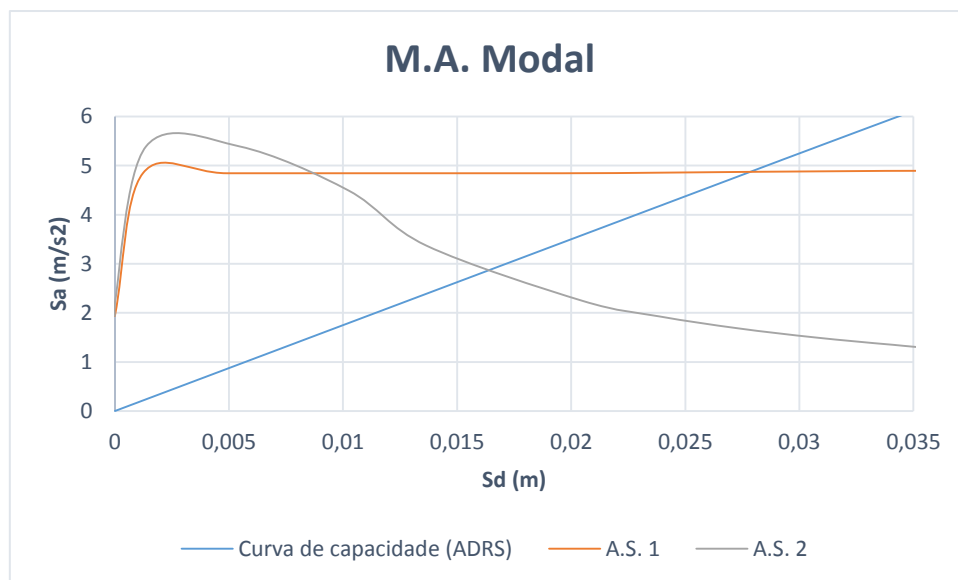


Figura A.11 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.A. para a distribuição modal com o espectro de resposta

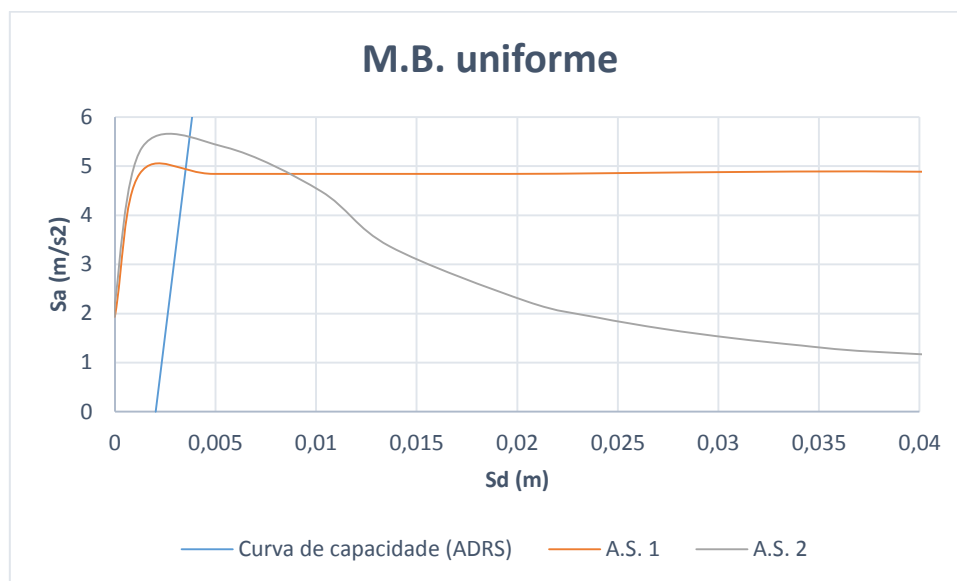


Figura A.12 – Pontos desempenho obtidos pela interseção da curva de capacidade do M.B. para o carregamento uniforme com o espectro de resposta