

PROJETO DE ESTRUTURAS COM ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

ANA CATARINA PEREIRA LEMOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

JUNHO 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

A persistência é o caminho do êxito

Charles Chaplin

AGRADECIMENTOS

A concretização desta dissertação não teria sido possível sem a colaboração de algumas pessoas. Assim, gostaria de agradecer a todos os envolvidos.

Em primeiro lugar, agradeço ao meu orientador, Professor Miguel Castro, pela sua disponibilidade, dedicação e pela transmissão dos seus conhecimentos, não apenas no desenvolvimento deste projeto, mas ao longo do meu percurso académico.

Ao Engenheiro Rui Alves, pela oportunidade e acolhimento na sua empresa.

Ao Farshad Afzalnia, pela colaboração ao fornecer os acelerogramas utilizados na componente prática desta dissertação.

Aos meus amigos, obrigada pelo apoio e pela motivação constantes ao longo deste percurso académico, em particular ao Alexandre Maia, à Ivone Costa, ao José Neto, à Filipa Amorim e à Mariana Fonseca. Um agradecimento especial à Paola Silva e ao Carlos Pacheco pela ajuda prestada ao longo destes anos. À minha amiga Joana Carvalho e Lara Lourenço, expresso o meu profundo agradecimento pelo apoio ao longo deste percurso.

Ao meu namorado, Ruben Amieiro, por me acompanhar neste percurso, por acreditar sempre em mim, incentivando-me nos momentos mais difíceis.

Por fim, a minha profunda gratidão aos meus pais, Paulo Lemos e Rosa Pimenta, pelo amor, carinho e apoio incondicional, cuja dedicação ao longo dos anos foi fundamental para o meu percurso académico. Agradeço também aos meus avós, padrinhos e prima, por estarem sempre presentes nos momentos mais importantes.

RESUMO

As estruturas encontram-se expostas a diversas ações naturais. Entre estas, a atividade sísmica destaca-se por ser uma ação rápida capaz de provocar danos severos nas estruturas, comprometendo a sua integridade e colocando em risco a segurança dos seus ocupantes. Deste modo, a engenharia estrutural deve procurar evoluir de forma a analisar e desenvolver soluções inovadoras, capazes de garantir a integridade estrutural durante ações sísmicas.

Entre as soluções existentes, destaca-se o isolamento sísmico de base que, através da instalação de isoladores sísmicos, promove o desacoplamento entre a estrutura e o solo, contribuindo para a minimização dos esforços transmitidos à estrutura e dos deslocamentos entre pisos. Contudo, apesar da sua eficiência e da ampla aplicação em países de elevada sismicidade como o Japão, Estados Unidos, Nova Zelândia, entre outros, em Portugal a sua aplicação não é considerada uma solução convencional.

O presente trabalho pretende analisar a aplicação do isolamento sísmico de base em edifícios de baixa altura, mas de elevada importância, localizados na capital de Portugal. Dado ser uma região com risco moderado de ação sísmica, é fundamental garantir a segurança estrutural e salvaguardar a vida dos seus ocupantes no decorrer de um sismo. Para tal, foi desenvolvido um modelo numérico de um edifício de base fixa e de um edifício isolado em OpenSeesPy, constituídos pelos mesmos elementos estruturais na superestrutura. No caso da estrutura isolada, foram dimensionados e integrados no modelo apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB), de acordo com as normas em vigor em Portugal.

Adicionalmente, a eficácia deste sistema foi verificada através de uma análise comparativa do comportamento dinâmico de ambos os modelos no domínio do tempo. Os resultados obtidos evidenciaram a eficácia desta solução, tendo sido verificada uma redução significativa das forças transmitidas à estrutura e dos deslocamentos entre pisos.

PALAVRAS-CHAVE: proteção sísmica, isolamento sísmico de base, apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB), OpenSeesPy, análise no domínio do tempo

ABSTRACT

Structures are exposed to various natural actions. Among these, seismic activity stands out as a rapid action capable of causing severe damage to structures, compromising their integrity and endangering the safety of their occupants. Therefore, structural engineering must continue to evolve in order to analyze and develop innovative solutions capable of ensuring structural integrity during seismic events.

Among the existing solutions, base seismic isolation stands out. Through the installation of seismic isolators, this system promotes the decoupling between the structure and the ground, contributing to the minimization of the forces transmitted to the structure and of inter-storey displacements. However, despite its efficiency and widespread application in countries with high seismicity, such as Japan, United States, New Zealand, among others, its use in Portugal is not considered a conventional solution.

The present work aims to analyze the application of base seismic isolation in low-rise buildings of high importance located in the capital of Portugal. Since this is a region with a moderate seismic risk, it is essential to ensure structural safety and safeguard the lives of occupants during an earthquake. For this purpose, numerical models of a fixed-base building and an isolated building were developed in OpenSeesPy, both composed of the same structural elements in the superstructure. In the case of the isolated structure, high-damping rubber bearings (HDRB) were designed and integrated into the model in accordance with the standards in force in Portugal.

Additionally, the effectiveness of this system was assessed through a comparative analysis of the dynamic behavior of both models in the time domain. The results obtained demonstrated the effectiveness of this solution, showing a significant reduction in the forces transmitted to the structure and in inter-storey displacements.

KEYWORDS: Seismic protection, Seismic base isolation, High-damping rubber bearings (HDRB), OpenSeesPy, Time-history analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DO RELATÓRIO	2
2 ESTADO DA ARTE.....	5
2.1 DESCRIÇÃO	5
2.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE	10
2.2.1 Apoios elastoméricos	11
2.2.1.1 Apoio de borracha com núcleo de chumbo (LRB).....	12
2.2.1.2 Apoio de borracha de alto amortecimento (HDRB)	15
2.2.2 Apoios deslizantes	17
2.3 APLICAÇÃO EM CASOS REAIS.....	19
2.3.1 William Clayton – Wellington, Nova Zelândia.....	19
2.3.2 Salt Lake City and County Building – Washington, Estados Unidos	21
2.3.3 Aeroporto internacional - São Francisco, Estados unidos.....	22
2.3.4 Complexo integrado de saúde – Lisboa, Portugal.....	23
3 REGULAMENTAÇÃO EM PORTUGAL	27
3.1 INTRODUÇÃO.....	27
3.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA.....	27
3.3 DEFINIÇÃO DA AÇÃO DO VENTO.....	35
3.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES	37

3.5 ISOLAMENTO DE BASE	39
3.5.1 Análise linear equivalente	40
3.5.2 Análise linear simplificada	41
3.5.3 Análise modal linear simplificada	43
3.5.4 Análise temporal	43
4 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL	45
4.1 INTRODUÇÃO	45
4.2 DESCRIÇÃO DO MODELO	45
4.3 DEFINIÇÃO DE AÇÕES	48
4.3.1 Ação sísmica	48
4.3.2 Ação do vento	49
4.4 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	51
4.5 VALIDAÇÃO DO MODELO	53
4.6 ACELEROGRAMAS	55
4.7 SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE	57
4.7.1 Pré-dimensionamento do Sistema	57
4.7.2 Modelação da estrutura isolada	65
4.8 ANÁLISE ESTRUTURAL	67
5 CONCLUSÕES	73
ANEXOS	81
A.1 CENTRO DE MASSA DOS PISOS	83
A.2 MODOS DA ESTRUTURA FIXA	85
A.3 ACELEROGRAMAS	87
A.4 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO	91
A.5 MODOS DA ESTRUTURA ISOLADA	95
A.6 ANÁLISE ESTRUTURAL	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Locais de possível instalação do isolamento de base no pilar da cave [1]	6
Fig. 2 – Instalação do isolamento de base sobre a sapata (Adaptado de [1]).....	6
Fig. 3 – Influência do sistema de isolamento no período (Adaptado de [9]).....	7
Fig. 4 – Comportamento de corpo rígido da superestrutura (Adaptado de [2])	7
Fig. 5 – Formas modais de uma estrutura sem isolamento sísmico de base [1].....	8
Fig. 6 – Formas modais de uma estrutura com isolamento sísmico de base [1].....	8
Fig. 7 – Ciclo de histerese (Adaptado de [8]).....	9
Fig. 8 – Apoio de borracha com núcleo de chumbo [11]	12
Fig. 9 – Curva de histerese do LRB (Adaptado de [2])	13
Fig. 10 – Apoio de borracha de alto amortecimento [14].....	15
Fig. 11 – Curva de histerese do HDRB (Adaptado de [15]).....	15
Fig. 12 – Relação do módulo de corte e do amortecimento em função da deformação (Adaptado de [16])	16
Fig. 13 – Relação do módulo de corte e do amortecimento em função da temperatura (Adaptado de [16])	16
Fig. 14 – Sistema de pêndulo por fricção (Adaptado de [18]).....	17
Fig. 15 – Curva de histerese do FPS (Adaptado de [20])	18
Fig. 16 – Edifício William Clayton [25].....	19
Fig. 17 – Localização dos apoios no edifício William Clayton [23]	20
Fig. 18 – Apoios de borracha com núcleo de chumbo utilizados no edifício William Clayton [1]	20
Fig. 19 – Salt Lake City & Country Building [26]	21
Fig. 20 – Aeroporto internacional de San Francisco [29].....	23
Fig. 21 – Apoio FPS utilizado no Aeroporto internacional de San Francisco [28]	23
Fig. 22 – Hospital da luz [30].....	24
Fig. 23 – Corte transversal do edifício hospitalar [30].....	24
Fig. 24 – Apoio de borracha de alto amortecimento utilizado no Hospital da Luz [30].....	25
Fig. 25 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [7]	28
Fig. 26 – Espetro de resposta [7]	31
Fig. 27 – Planta do R/C	46
Fig. 28 – Planta do piso 1	46
Fig. 29 – Espetro de resposta elástico	49
Fig. 30 – Modelo 3D da estrutura em OpenSeesPy	53
Fig. 31 – Modelo 3D da estrutura em ROBOT	54
Fig. 32 – Espetro de resposta	56

Fig. 33 – Planta do sistema de isolamento.....	62
Fig. 34 – Modelo 3D da estrutura isolada em OpenSeesPy	66
Fig. 35 – Modelação do HDRB em OpenSeesPy [38]	66
Fig. 36 – Corte basal	69
Fig. 37 – Acelerações no centro de massa	69
Fig. 38 – Deslocamentos máximos absolutos dos pisos no centro de massa	70
Fig. 39 – Drifts	71

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Aceleração máxima de referência [7].....	29
Tabela 2 – Tipos de terreno [7]	29
Tabela 3 – Classes e coeficientes de importância para os edifícios [7]	30
Tabela 4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica horizontal [7]	32
Tabela 5 – Valores recomendados do espectro de resposta elástica vertical [7]	33
Tabela 6 – Valor básico do coeficiente de comportamento [7]	34
Tabela 7 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular [32]	35
Tabela 8 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros [32].....	37
Tabela 9 – Valor básico da velocidade de referência do vento [32]	37
Tabela 10 – Valores recomendados do coeficiente de combinação ψ_2 pelo EC0 para edifícios [33] .	38
Tabela 11 – Valores de φ definidos pelo EC8 [7]	39
Tabela 12 – Valores do coeficiente de redução [7].....	40
Tabela 13 – Elementos estruturais.....	46
Tabela 14 – Cargas atuantes na estrutura.....	47
Tabela 15 – Parâmetros dos espectros definidos.....	49
Tabela 16 – Parâmetros definidos pela zona e pela categoria do terreno	50
Tabela 17 – Velocidade média do vento e turbulência	50
Tabela 18 – Coeficientes de pressão exterior nas paredes verticais sujeitas a ação do vento	51
Tabela 19 – Pressão exercida na parede vertical exterior.....	51
Tabela 20 – Massa a atribuir a cada nó	55
Tabela 21 – Modos da estrutura	55
Tabela 22 – Dados dos acelerogramas	57
Tabela 23 – Carga vertical para cada apoio na estrutura fixa	58
Tabela 24 – Massa a atribuir a cada nó correspondente à ligação apoio-superestrutura.....	59
Tabela 25 – Designação e propriedades mecânicas	61
Tabela 26 – Propriedades do apoio	64
Tabela 27 – Excentricidade (m)	65
Tabela 28 – Modos da estrutura	67
Tabela 29 – Carga vertical máxima para cada apoio na estrutura isolada.....	68

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

f	[Hz]	Frequência
G	[MPa]	Módulo de corte
a_{gr}	[m/s ²]	Aceleração máxima de referência
a_g	[m/s ²]	Aceleração à superfície de um terreno do Tipo A
a_{vg}	[m/s ²]	Aceleração vertical à superfície de um terreno do Tipo A
$S_e(T)$	[m/s ²]	Aceleração espectral correspondente ao espectro elástico
T	[s]	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	[s]	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	[s]	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
ξ	[%]	Amortecimento viscoso
$S_d(T)$	[m/s ²]	Aceleração espectral correspondente ao espectro de cálculo
W_e	[N/m ²]	Pressão dinâmica exercida nas fachadas
q_p	[N/m ²]	Pressão dinâmica de pico
v_m	[m/s]	Velocidade média do vento
Z	[m]	Comprimento de rugosidade
Z_0	[m]	Altura mínima
V_b	[m/s]	Valor de referência da velocidade do vento
$V_{b,0}$	[m/s]	Valor básico da velocidade de referência do vento
G_k	[KN/m ²]	Ações permanentes
Q_k	[KN/m ²]	Ações variáveis
d_r	[m]	Deslocamento relativo entre pisos
h	[m]	Altura do piso
K_{eff}	[KN/m]	Rigidez horizontal efetiva
ξ_{eff}	[%]	Amortecimento efetivo
d_{dc}	[m]	Deslocamento do centro de rigidez
e_{ai}	[m]	Excentricidade accidental

L_i	[m]	Dimensão transversal à direção considerada
M	[ton]	Massa total da superestrutura
T_{eff}	[s]	Período efetivo
T_f	[s]	Período fundamental da estrutura fixa
K_v	[KN/m]	Rigidez vertical
T_v	[s]	Período fundamental na direção vertical
T_1	[s]	Período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma
$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$	[m/s ²]	Aceleração espectral definida para a estrutura isolada
E	[GPa]	Módulo de Elasticidade
X_{CM}	[m]	Coordenada do centro de massa no eixo horizontal X
Y_{CM}	[m]	Coordenada do centro de massa no eixo horizontal Y
A_{inf}	[m ²]	Área de influência
g	[m/s ²]	Aceleração da gravidade
dt	[s]	Intervalo de tempo
PGA	[m/s ²]	Aceleração de pico
h_{el}	[mm]	Altura do elastómero
γ	[%]	Distorção
$k_v(\gamma)$	[KN/m]	Rigidez vertical por distorção
$k_v(v)$	[KN/m]	Rigidez vertical por variação de volume
k	[MPa]	Módulo de compressibilidade
A	[m ²]	Área do apoio
t	[mm]	Espessura de uma camada de elastómero
K_1	[KN/m]	Rigidez inicial
K_2	[KN/m]	Rigidez pós-cedência
K_{rot}	[KN × m]	Rigidez à rotação
Q_d	[KN]	Força característica
F_y	[KN]	Força de cedência
$F_{máx}$	[KN]	Força horizontal máxima
d_y	[mm]	Deslocamento de cedência

I	$[m^4]$	Inércia
V	$[KN]$	Carga vertical
PTFE		Politetrafluoroetileno (Teflon)
DCM		Classe de ductilidade média
DCH		Classe de ductilidade elevada
γ_1		Coeficiente de importância
S		Coeficiente de solo
η		Coeficiente de correlação do amortecimento
$S_d(T)$		Espetro de cálculo
q		Coeficiente de comportamento
β		Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
$C_{pe,10}$		Coeficiente de pressão exterior para paredes verticais
I_v		Intensidade de turbulência
C_0		Coeficiente de orografia
K_1		Coeficiente de turbulência
C_r		Coeficiente de rugosidade
K_r		Fator de terreno
C_{dir}		Coeficiente de direção
C_{season}		Coeficiente sazonal
γ_G		Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
γ_Q		Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis
ψ_2		Coeficiente de combinação
ψ_{Ed}		Fator de combinação sísmica
A_{Ed}		Ação sísmica
γ_x		Fator de fiabilidade
ν		Coeficiente de redução
S		Fator de forma
ν		Coeficiente de Poisson

<i>Ref</i>	Referência
<i>Dept</i>	Departamento
<i>Fig</i>	Figura
HDRB	Apoio de borracha de alto amortecimento
LRB	Apoio de borracha com núcleo de chumbo
FPS	Apoio pendular por fricção
NP	Normas europeias
EC0	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1: Ações em estruturas
EC8	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
CM	Centro de massa
CR	Centro de rigidez
FIP	Catálogo da FIP industriale

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A atividade sísmica é um dos fenómenos naturais capazes de provocar danos significativos em diversas estruturas, comprometendo a sua integridade e a segurança dos seus ocupantes. Neste contexto, a engenharia estrutural tem vindo a reforçar a adoção de soluções inovadoras que garantam elevada capacidade resistente, minimizando os danos provocados tanto nos elementos estruturais como nos elementos não estruturais.

Entre as soluções desenvolvidas, destaca-se o isolamento sísmico de base. Este sistema permite o desacoplamento da estrutura e do solo, oferecendo uma maior flexibilidade estrutural e elevada dissipação de energia quando comparado com as estruturas convencionais, reduzindo assim as forças transmitidas à estrutura e, consequentemente, os danos nos diversos elementos [1]. Contudo, a implementação desta solução exige conhecimentos aprofundados do seu comportamento dinâmico e da sua influência na resposta estrutural. Para além disso, é fundamental garantir o cumprimento das regulamentações em vigor, assegurando a integridade da estrutura e do sistema de isolamento, assim como a segurança dos seus ocupantes.

Apesar dos benefícios verificados na proteção sísmica, a adoção desta solução enfrenta vários desafios em diversos países quando comparada com as soluções estruturais tradicionalmente adotadas. Nomeadamente, o custo inicial associado à sua aplicação, a maior necessidade de manutenção e a complexidade acrescida ao nível do projeto e das análises estruturais requeridas. Este acréscimo de complexidade está inteiramente relacionado com o facto de as normas em vigor não apresentarem critérios suficientes para garantir o seu correto dimensionamento e eficiência [2].

Embora a atividade sísmica varie de acordo com as regiões, Portugal Continental é globalmente classificado com perigosidade sísmica significativa, sendo relevante adotar estratégias que protejam as estruturas. No entanto, devido às limitações do enquadramento normativo em vigor a nível nacional, a implementação do isolamento sísmico de base nos edifícios apresenta limitações. Contudo, a nova geração de Eurocódigos, atualmente na fase de transição, promete consolidar os critérios necessários para garantir um dimensionamento eficiente [3].

Desta forma, o presente trabalho visa consolidar o conhecimento teórico e prático sobre a solução estrutural apresentada, através da realização dos objetivos propostos no seguinte subcapítulo.

1.2 OBJETIVOS

O presente estudo visa analisar a influência do isolamento sísmico de base na resposta estrutural dos edifícios. Desta forma, numa fase inicial, procedeu-se ao estudo do princípio do sistema e da resposta estrutural esperada face à atuação da ação sísmica e dos principais tipos de isoladores desenvolvidos e utilizados atualmente nos edifícios. Em seguida, foram analisadas as normas europeias em vigor para o dimensionamento e os métodos a adotar para a realização da análise sísmica, com o intuito de garantir a integridade e eficiência do sistema durante a sua vida útil. Por último, com o objetivo de aplicar os conhecimentos adquiridos e incentivar a implementação desta solução sísmica, foi desenvolvido um exemplo prático como caso de estudo, no qual foi dimensionado o sistema de isolamento tendo em consideração as características do edifício e a sua localização geográfica. Adicionalmente, com o objetivo de verificar a eficiência do mesmo, foram realizadas análises sísmicas para uma estrutura fixa e para uma estrutura isolada, sendo ambas constituídas pelos mesmos elementos estruturais e divergindo apenas na implementação do sistema de isolamento.

1.3 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, referentes aos vários conteúdos abordados. Adicionalmente, um capítulo relativo às referências bibliográficas e outro relativo aos Anexos, com os cálculos detalhados e os resultados do presente trabalho.

O presente capítulo, capítulo 1, é denominado de Introdução e descreve o enquadramento e os objetivos da presente dissertação de mestrado.

No capítulo 2, designado de Estado da Arte, é apresentada a revisão da literatura que aborda a implementação do isolamento sísmico de base nas estruturas, apresenta os conceitos associados à sua aplicação e à sua influência no comportamento estrutural. Adicionalmente, neste capítulo são também descritos os principais tipos de isolamento de base e apresentados alguns exemplos de estruturas cujo projeto sísmico adotou a utilização de um dos principais tipos de isolamento.

No capítulo 3, referente à Regulamentação, são descritos os critérios normativos exigidos na análise sísmica na Europa, incluindo os critérios adicionais a cumprir para o dimensionamento do sistema de isolamento e os métodos existentes para a análise da resposta estrutural.

O capítulo 4, relativo à Implementação Computacional, apresenta o desenvolvimento do modelo numérico de um edifício em ambiente OpenSeesPy. Este modelo serviu para a realização de uma análise comparativa entre uma estrutura de base fixa e uma estrutura isolada, cujo sistema de isolamento foi dimensionado em conformidade com a informação apresentada no mesmo capítulo.

No capítulo 5, designado de Conclusões e Aprendizagens, são sintetizadas as principais conclusões do presente estudo, evidenciando os conhecimentos adquiridos, e apresentadas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

Por fim, nos dois capítulos finais são apresentadas as referências bibliográficas e os respetivos anexos da presente dissertação.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 DESCRIÇÃO

A implementação do isolamento sísmico de base surgiu em meados do século XX. O primeiro edifício a incluir esta técnica foi uma escola em Skopje, no ano de 1969, na Macedónia, sendo utilizados blocos de borracha entre a estrutura e os elementos de fundação. Nos anos seguintes, a adoção desta técnica enfrentou um crescimento lento, sendo maioritariamente aplicada em pontes e viadutos. Contudo, após a ocorrência de sismos severos em países de elevada intensidade sísmica, como o Japão, foi possível verificar um comportamento estrutural eficiente das estruturas isoladas, enquanto as estruturas convencionais colapsavam. Estes acontecimentos impulsionaram a adoção do isolamento sísmico de base nas estruturas, contribuindo para a evolução desta solução ao longo das últimas décadas [4].

O princípio do isolamento sísmico de base consiste no desacoplamento da estrutura em relação ao solo, onde idealmente a superestrutura se comporta como um corpo rígido. O sistema responsável pelo desacoplamento é constituído por uma elevada flexibilidade horizontal e elevada rigidez vertical. Estas propriedades permitem a minimização das forças transmitidas à estrutura provocadas pelas acelerações sísmicas e garantem a transmissão das forças verticais para os elementos de fundação. A localização do sistema de isolamento é condicionada pelas características da estrutura, de modo que, quando a edificação dispõe de um nível subterrâneo, geralmente o sistema é instalado nos pilares, caso contrário, a instalação é realizada sobre as sapatas de fundação. Em ambos os casos, é de extrema importância garantir a existência de um espaço técnico suficiente para permitir a inspeção e manutenção [1]. Na Fig. 1 e na Fig. 2 são ilustradas as possibilidades de instalação do isolamento referidas.

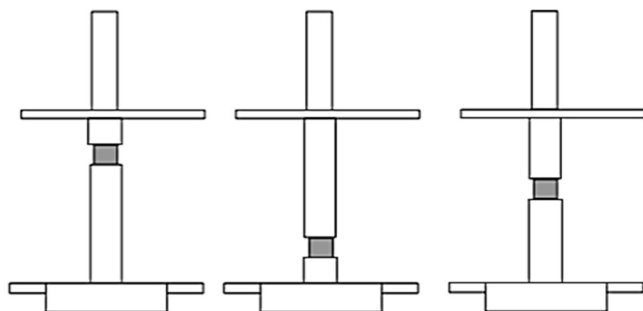


Fig. 1 – Locais de possível instalação do isolamento de base no pilar da cave [1]

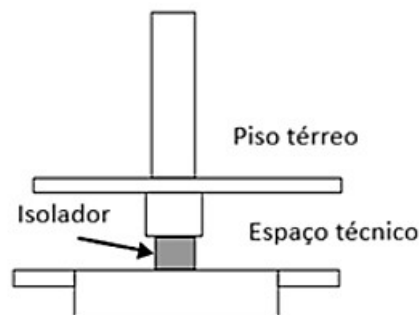


Fig. 2 – Instalação do isolamento de base sobre a sapata (Adaptado de [1])

No âmbito da análise sísmica, o projeto deve considerar os diferentes tipos de estruturas e as suas respetivas importâncias, garantindo o cumprimento das exigências de dimensionamento necessárias. No caso de estruturas de elevada importância, tais como hospitais, escolas, edifícios com valor patrimonial, entre outros, é crucial assegurar o funcionamento adequado após a ocorrência de sismos de grande intensidade [5].

Por sua vez, a análise das estruturas convencionais tem em consideração a coincidência entre as frequências naturais da estrutura e as frequências de excitação sísmica predominantes [6]. Este fenómeno aumenta a vulnerabilidade das estruturas face às ações sísmicas, uma vez que contribui para a amplificação das forças transmitidas à estrutura e, conseqüentemente, para o aumento de danos. Com o objetivo de reduzir este efeito, torna-se necessário diminuir o valor da frequência através do aumento da flexibilidade estrutural. Contudo, tal solução iria aumentar consideravelmente os deslocamentos relativos entre pisos, comprometendo a integridade dos elementos estruturais. Por outro lado, o controlo dos deslocamentos relativos entre pisos exige o aumento da rigidez da estrutura, o que, por sua vez, aumenta as forças transmitidas à estrutura, evidenciando que o dimensionamento sísmico estrutural exige o equilíbrio entre a rigidez e a flexibilidade [1]. Assim sendo, os projetos das estruturas convencionais baseiam-se na ductilidade dos elementos, onde é prevista a formação de rótulas plásticas em zonas específicas, preferencialmente nas extremidades das vigas, permitindo a dissipação de energia através de deformações controladas [7].

A implementação de sistemas de isolamento de base nas estruturas surge como uma das metodologias mais eficazes na engenharia estrutural para a mitigação do dilema descrito. Conforme referido previamente, o aumento da flexibilidade estrutural promove a diminuição da frequência natural da estrutura, refletindo o aumento do período fundamental de vibração, conforme ilustrado na Fig. 3. Assim, o aumento de flexibilidade evita a ressonância, resultando na redução das forças transmitidas à estrutura. No entanto, é exigido que a estrutura apresente uma rigidez mínima horizontal, de forma a controlar os deslocamentos entre pisos e a evitar a vulnerabilidade da estrutura perante outras ações horizontais, como a ação do vento, garantindo a integridade estrutural, a segurança e o conforto dos ocupantes [1].

Adicionalmente, o isolamento de base promove o comportamento de corpo rígido da superestrutura, onde as deformações entre pisos são pequenas, conforme demonstrado na Fig. 4, diminuindo a necessidade de ductilidade dos elementos estruturais. Contudo, este comportamento provoca a concentração de deslocamentos horizontais na interface do sistema de isolamento, tornando-se necessário garantir espaço livre suficiente na envolvente para acomodar os deslocamentos sem quaisquer riscos de danos. Assim, com o intuito de controlar os deslocamentos concentrados na base da estrutura, torna-se fundamental introduzir amortecimento adicional, que, por sua vez, irá contribuir para a dissipação de energia, garantindo, assim, um sistema de isolamento eficiente [1], [8].

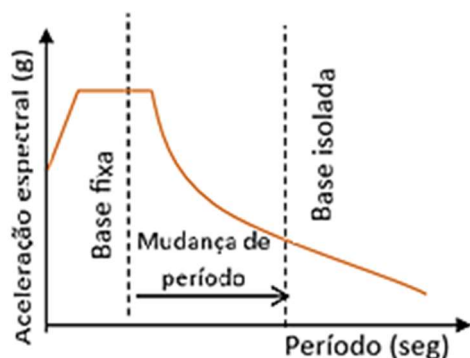


Fig. 3 – Influência do sistema de isolamento no período (Adaptado de [9])

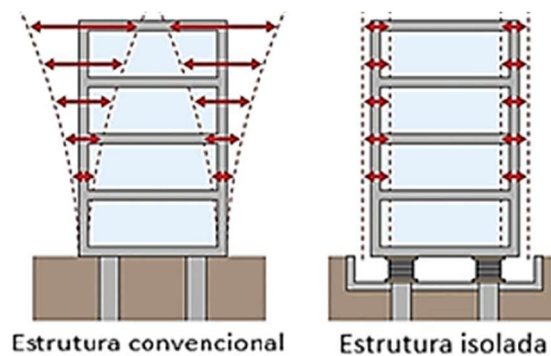


Fig. 4 – Comportamento de corpo rígido da superestrutura (Adaptado de [2])

A análise modal permite determinar o comportamento dinâmico da estrutura e a contribuição de cada modo de vibração. Cada modo de vibração corresponde a uma deformada da estrutura para uma determinada frequência natural e para uma quantidade de massa participativa da massa total da estrutura [6].

A implementação do isolamento de base numa estrutura influencia significativamente a sua resposta dinâmica perante uma ação sísmica. Assim, uma estrutura fixa e uma estrutura isolada com os mesmos elementos estruturais irão apresentar propriedades modais distintas. Na Fig. 5 e na Fig. 6 são apresentados os três primeiros modos de uma estrutura sem e com isolamento sísmico de base, respetivamente. Os modos apresentados resultam de uma idealização, na qual se assume que o número de pisos do edifício tende para o infinito, permitindo obter formas modais com perfil sinusoidal. Conforme evidenciado nas figuras apresentadas, o primeiro modo é drasticamente afetado, dado que o aumento do período natural contribui para que a sua forma modal se aproxime de uma linha reta, representando assim o comportamento da superestrutura como um corpo rígido. Relativamente aos modos superiores, os mesmos apresentam formas modais próximas em ambos os casos. Tendo em consideração a comparação realizada, torna-se importante salientar que o primeiro modo é controlado pelas propriedades do sistema de isolamento, enquanto os modos superiores são controlados pelas propriedades da estrutura [1], [6].

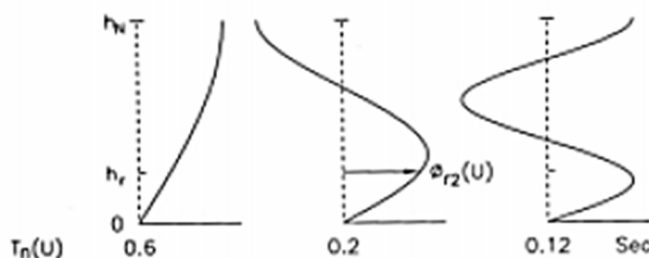


Fig. 5 – Formas modais de uma estrutura sem isolamento sísmico de base [1]

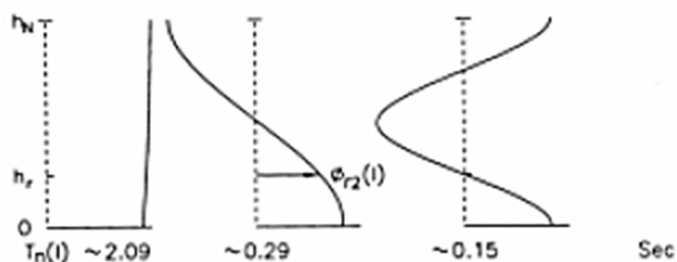


Fig. 6 – Formas modais de uma estrutura com isolamento sísmico de base [1]

Dado que a resposta sísmica é fortemente influenciada pelo comportamento do sistema de isolamento, torna-se indispensável distinguir os sistemas de comportamento linear e dos sistemas de comportamento bilinear [1].

O sistema de isolamento com comportamento linear apresenta rigidez horizontal praticamente constante, o que caracteriza uma resposta dominada pelo primeiro modo, dependente dos parâmetros do isolador, nomeadamente o seu período e amortecimento. No entanto, a predominância do primeiro modo só é verificada para níveis de amortecimento moderados. Caso contrário, o amortecimento elevado irá originar a redistribuição de energia pelos modos, fazendo com que os modos superiores contribuam de forma significativa para a resposta estrutural [1].

Por outro lado, o sistema de isolamento com comportamento bilinear apresenta um comportamento dinâmico dividido em duas fases. A fase inicial corresponde à fase elástica, onde é apresentada uma rigidez horizontal elevada capaz de resistir às ações horizontais. Posteriormente, durante a ação sísmica, o isolador atinge o limite de cedência e entra na segunda fase, correspondente à fase plástica, provocando uma redução de rigidez e permitindo a dissipação de energia através dos ciclos de histerese. Na Fig. 7 é apresentada a relação força-deslocamento, sendo a energia dissipada sob a forma de calor representada pela área formada por estes ciclos. Durante eventos sísmicos de grande intensidade, o sistema trabalha a maior parte do tempo na fase plástica, fornecendo a flexibilidade necessária. Além disso, o grau de não linearidade do sistema de isolamento influencia a redistribuição de energia entre os modos, sendo que, quanto maior for o grau, maior será a participação dos modos superiores no comportamento global da estrutura. Assim sendo, de modo a manter a idealização de corpo rígido da superestrutura e garantir o amortecimento histerético necessário, é fundamental controlar o nível de não linearidade, tendo em conta que a minimização do nível de não linearidade favorece o comportamento de corpo rígido, mas minimiza a energia dissipada [1].

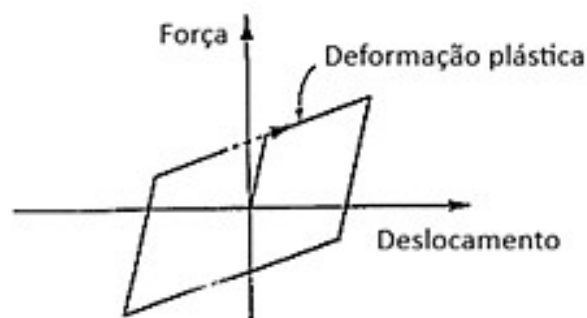


Fig. 7 – Ciclo de histerese (Adaptado de [8])

A implementação do sistema de isolamento de base é adequada em regiões de risco sísmico moderado a elevado, porém é necessário efetuar uma avaliação estrutural e geotécnica para verificar o cumprimento das condições necessárias para o funcionamento eficiente do mesmo. Deste modo, a sua implementação não é recomendada em solos moles, dado que estes tendem a amplificar a amplitude das ondas sísmicas, verificando-se frequências baixas. Deste modo, pode ocorrer ressonância devido à coincidência entre a frequência sísmica e a frequência da estrutura isolada, provocando o aumento das forças transmitidas à estrutura. Adicionalmente, a sua aplicação não é recomendada em edifícios esbeltos sujeitos a ações horizontais não sísmicas elevadas, uma vez que podem ser originados problemas de instabilidade e de desconforto [1], [5].

Por fim, importa referir que uma estrutura isolada apresenta uma vida útil entre 30 e 80 anos. No decorrer deste período, o sistema de isolamento deve manter a sua integridade, funcionando de forma eficiente sempre que necessário. Além disso, não deve apresentar necessidades de manutenção superiores às da própria estrutura [1].

2.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE

Desde o surgimento do sistema de isolamento de base, foi desenvolvida uma variedade de dispositivos com o intuito de evoluir o sistema, mantendo-o o mais eficiente possível. Atualmente, destacam-se duas grandes tipologias: os apoios elastoméricos e os apoios deslizantes. Os apoios elastoméricos baseiam-se nas propriedades dos materiais, sendo os mais utilizados os apoios de borracha de alto amortecimento e os apoios com núcleo de chumbo, comumente designados em inglês por “High Damping Rubber Bearing” (HDRB) e “Lead Rubber Bearing” (LRB), respetivamente. Relativamente aos apoios deslizantes, o dispositivo de destaque é o sistema de pêndulo de fricção, denominado em inglês por “Friction Pendulum System” (FPS), que se fundamenta nos efeitos geométricos e no atrito [5].

2.2.1 Apoios elastoméricos

Os apoios elastoméricos são compostos por camadas de borracha e chapas de aço dispostas de forma intercalada. A borracha utilizada apresenta tipicamente espessuras entre 8 mm e 20 mm e passa por um processo químico designado de vulcanização [1]. Durante a vulcanização são estabelecidas ligações entre os polímeros, proporcionando resistência e flexibilidade ao material [10]. Por outro lado, as chapas de aço compreendem espessuras de 2 mm a 3 mm. Adicionalmente, são aplicadas chapas de aço de 20 mm no topo e na base do apoio, de forma a permitir a realização da ligação entre o apoio e a estrutura [1], [5].

O comportamento dinâmico do apoio é influenciado pelas propriedades mecânicas do elastómero e pela geometria do mesmo. A borracha é um material incompressível, logo, quando o apoio se encontra sujeito a ações horizontais, o elastómero deforma-se sem alterar o seu volume, através de expansões laterais, que, por sua vez, são limitadas pelas chapas de aço. A incompressibilidade da borracha e o confinamento resultante da interação entre o elastómero e as chapas fornecem ao apoio rigidez vertical por variação de volume e por distorção, respetivamente, resultando num dispositivo com rigidez vertical elevada. Esta propriedade é responsável pelo suporte de grandes cargas verticais. Por sua vez, a rigidez horizontal é influenciada pela área das camadas de borracha e pela altura do apoio, sendo que quanto menor for a área e quanto maior for a altura, menor será a rigidez horizontal e, consequentemente, maior será a flexibilidade horizontal [1].

É importante considerar que, num evento sísmico, o apoio sofre deslocamentos horizontais que provocam o desalinhamento entre a base e o topo do apoio. Este desalinhamento reduz a área útil do apoio e, consequentemente, contribui para a redução da capacidade vertical. Assim sendo, com o intuito de manter a integridade do sistema, torna-se necessário limitar o deslocamento máximo admissível de acordo com a capacidade de deformação da borracha. A incompressibilidade da borracha e o seu confinamento geram tensões internas no material sob o peso próprio da estrutura, consumindo parte da capacidade de deformação do apoio. Assim, torna-se crucial garantir que a capacidade de deformação restante é suficiente para acomodar os deslocamentos impostos pelo sismo. Caso se verificado que o deslocamento máximo admissível é insuficiente, é necessário proceder à modificação do apoio, podendo-se recorrer ao aumento da sua altura ou da área da camada de borracha [1].

As propriedades descritas previamente são características dos apoios elastoméricos de borracha laminada, cujo amortecimento é relativamente baixo, variando entre 5% e 10%. Este tipo de sistema constituiu a base para o desenvolvimento de variantes mais eficientes, tais como os apoios com núcleo de chumbo e os apoios de borracha de alto amortecimento [1].

2.2.1.1 Apoio de borracha com núcleo de chumbo (LRB)

Foi desenvolvida uma variante dos apoios elastoméricos laminados, caracterizada pela incorporação de um núcleo de chumbo no centro do apoio, cuja constituição se encontra apresentada na Fig. 8. Este sistema, designado por apoio de borracha com núcleo de chumbo, além da flexibilidade horizontal e da elevada rigidez vertical, é capaz de proporcionar dissipação de energia através das propriedades do chumbo, resultando num amortecimento superior ao do sistema convencional [1].



Fig. 8 – Apoio de borracha com núcleo de chumbo [11]

A execução do furo destinado ao núcleo de chumbo pode ser realizada através de duas metodologias distintas. Uma consiste na furação após o processo de vulcanização, enquanto a outra se baseia na definição prévia da furação nas camadas de borracha e nas chapas de aço antes do processo de vulcanização. Posteriormente, o núcleo de chumbo pode ser fundido diretamente no furo ou pode ser introduzido por pressão através de um cilindro previamente maquinado [12].

No âmbito de garantir um dispositivo eficaz, é fundamental assegurar que o núcleo de chumbo se deforma por corte puro, sendo assim, durante o processo de fabrico é necessário garantir o confinamento do chumbo [4]. Assim sendo, é recomendado que o volume do núcleo seja cerca de 1% superior ao volume do furo [1].

Com o intuito de maximizar a dissipação de energia dos apoios elastoméricos, o chumbo revela-se um material adequado devido ao seu comportamento elastoplástico. Inicialmente, o chumbo apresenta um comportamento elástico, caracterizado por uma relação tensão-deformação linear até atingir a tensão limite, a qual se verifica para valores relativamente baixos, conduzindo à transição para a fase plástica do material [5]. Nesta fase, o material apresenta propriedades típicas dos metais dúcteis, na qual são formadas deformações residuais. Durante os ciclos de carregamento e descarregamento de um sismo, são originados laços de histerese responsáveis pela dissipação de energia. Além disso, o chumbo apresenta capacidade de recuperação das suas propriedades iniciais quando sujeito a ações cíclicas, o que garante um comportamento estável. Por sua vez, o elastómero apresenta amortecimento reduzido devido ao seu módulo de corte se encontrar compreendido entre 0,40 MPa e 1,20 MPa, sendo considerado negligenciável quando comparado com o amortecimento histerético de até 30%, fornecido pela plastificação do núcleo de chumbo [1], [13].

Este apoio assume um comportamento de sistema bilinear, resultante da interação das propriedades linear-elásticas da borracha e elastoplásticas do núcleo de chumbo, originando um laço de histerese de forma quase retangular, tal como é ilustrado na Fig. 9. Quando sujeito a ações de serviço ou a ações sísmicas de pouca intensidade, o apoio apresenta uma rigidez elevada, tal deve-se ao facto de o núcleo de chumbo se encontrar na fase elástica. Contudo, com o aumento da intensidade sísmica, o núcleo de chumbo entra na fase plástica, o que provoca uma redução da rigidez do apoio, aproximando-se do valor característico da rigidez da borracha, o que garante a flexibilidade necessária para a proteção sísmica da estrutura [1].

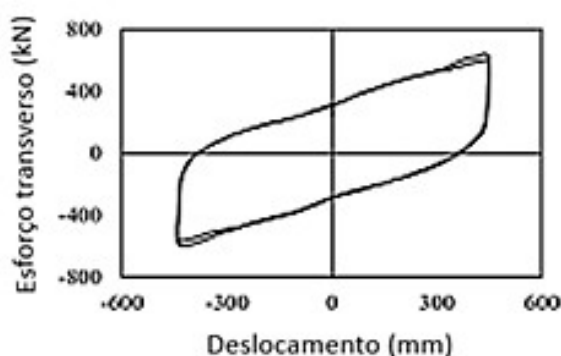


Fig. 9 – Curva de histerese do LRB (Adaptado de [2])

Para elevados níveis de deformação, pode ocorrer uma incompatibilidade de deformações entre o núcleo de chumbo e as camadas de borracha, o que pode comprometer o confinamento do núcleo e induzir tensões excessivas no elastômero, contribuindo para o risco de danificação do material. Desta forma, torna-se necessário limitar a deformação máxima por corte no valor de 250%, garantindo assim a estabilidade do apoio [1].

Nos primeiros ciclos de carregamento, o apoio apresenta uma variação cíclica das propriedades mecânicas. Este fenómeno resulta do aquecimento do núcleo de chumbo durante a plastificação, o que contribui para a redução da rigidez efetiva e da área correspondente ao laço de histerese. Contudo, verifica-se uma recuperação quase total das propriedades iniciais após o arrefecimento do núcleo de chumbo, não comprometendo o desempenho do apoio a longo prazo, visto que os sismos raramente impõem mais do que três ciclos onde a deformação máxima é atingida [1].

A força global mobilizada pelo apoio durante uma ação sísmica resulta da combinação entre a componente elástica da borracha e a componente plástica do núcleo de chumbo, sendo a borracha o material responsável pela força de restituição do apoio. Contudo, além das ações dinâmicas, o apoio encontra-se sujeito a ações de longa duração, que causam a ocorrência de dois fenómenos no núcleo de chumbo, designados por fluência e relaxação, contribuindo para a redução da força horizontal que o mesmo mobiliza perante este tipo de ações. Este comportamento evita a acumulação de tensões internas no material antes de um evento sísmico, garantindo a capacidade máxima de deformação do apoio quando a ação dinâmica começa. Adicionalmente, é importante considerar o envelhecimento dos materiais, onde a borracha irá manifestar um endurecimento da camada exterior enquanto o núcleo de chumbo mantém as suas propriedades mecânicas constantes, o que resulta num ligeiro aumento de 5% da rigidez do apoio [1].

2.2.1.2 Apoio de borracha de alto amortecimento (HDRB)

O apoio de borracha laminada de alto amortecimento surgiu do desenvolvimento da borracha laminada. Esta variante preserva a configuração inicial dos apoios, tal como ilustrado na Fig. 10, e modifica as propriedades químicas do elastómero através da implementação de aditivos, com o objetivo de aumentar a capacidade de dissipação de energia do sistema, resultando num amortecimento histerético típico entre 10% e 20%. A fim de garantir um desempenho eficiente ao longo do tempo, são adicionados os mesmos aditivos de proteção contra a degradação ambiental empregados nos apoios de borracha laminada. A combinação da resposta elástica da borracha e das propriedades modificadas resulta num comportamento de sistema bilinear, conforme apresentado na Fig. 11 [1].

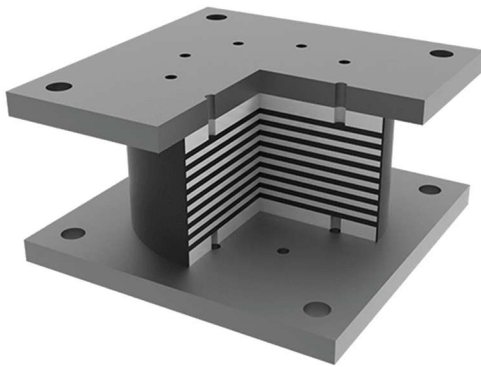


Fig. 10 – Apoio de borracha de alto amortecimento [14]

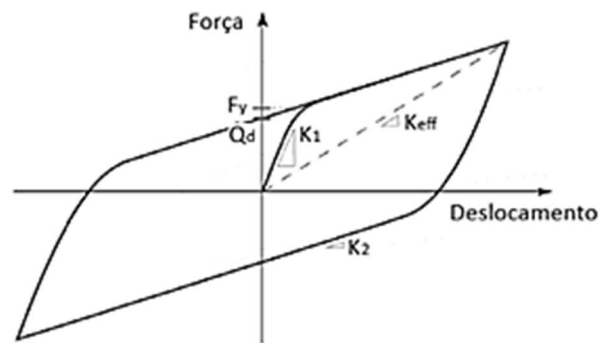


Fig. 11 – Curva de histerese do HDRB (Adaptado de [15])

O comportamento mecânico deste sistema é ditado pela variação do módulo de corte e do amortecimento em relação ao grau de deformação. Para níveis de deformação inferiores a 10%, o elastómero apresenta um módulo de corte elevado, providenciando à estrutura uma elevada rigidez horizontal com capacidade de resistir às ações de serviço. Contudo, o módulo de corte e o amortecimento apresentam uma redução progressiva com o aumento da deformação, na qual o módulo de corte pode atingir valores mínimos de 0,4 MPa. Para valores de deformação intermédios, o valor do módulo de corte tende a estabilizar, fornecendo a flexibilidade necessária à estrutura sem comprometer a integridade da mesma e protegendo-a das ações sísmicas. Contudo, para níveis de deformação elevados, verifica-se um aumento ligeiro do módulo de corte, podendo ser atingidos valores próximos de 0,6 MPa, traduzindo-se num aumento suave da rigidez horizontal [1].

Na Fig. 12 é apresentada a relação do módulo de corte e do amortecimento em função do nível de deformação, obtida em ensaios experimentais realizados a uma temperatura constante de 23 °C e com uma frequência de carregamento de 0,5 Hz. Adicionalmente, a temperatura tem igualmente um papel fundamental na variação do módulo de corte e do amortecimento. Conforme evidenciado na Fig. 12, que apresenta a relação do módulo de corte e do amortecimento em função da temperatura, o aumento da temperatura induz uma redução nas duas propriedades [16].

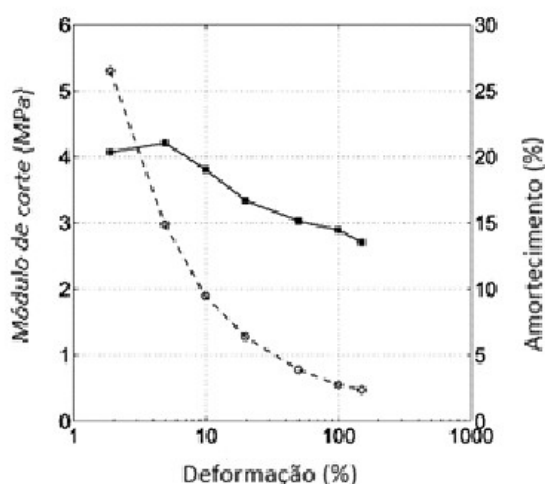


Fig. 12 – Relação do módulo de corte e do amortecimento em função da deformação
(Adaptado de [16])

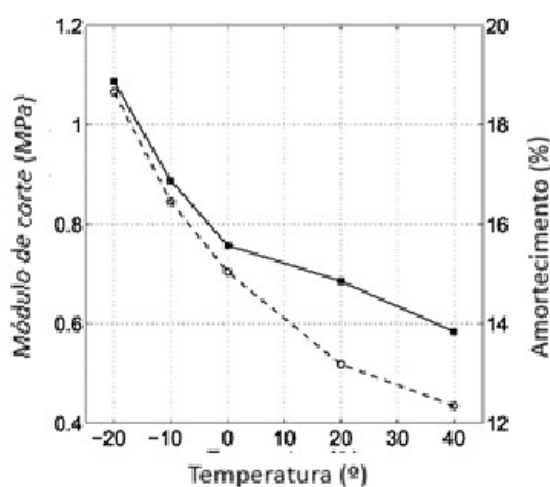


Fig. 13 – Relação do módulo de corte e do amortecimento em função da temperatura
(Adaptado de [16])

No decorrer de um evento sísmico, os apoios encontram-se sujeitos a ações cíclicas, desencadeando a desintegração das ligações cruzadas das cadeias moleculares do elastómero nos primeiros ciclos, contribuindo para a modificação das propriedades mecânicas do apoio [5]. Após os primeiros ciclos, as propriedades tendem a estabilizar, tornando-se praticamente constantes, embora possa ser verificada uma recuperação parcial das características iniciais [1].

Os apoios de borracha de alto amortecimento distinguem-se dos apoios de borracha com núcleo de chumbo relativamente à sua capacidade de deformação máxima. Esta distinção resulta do limite estabelecido para a deformação máxima dos apoios LRB, de forma a manter a integridade do núcleo de chumbo. Por sua vez, o material utilizado nos apoios HDRB permite que sejam atingidas deformações elevadas sem comprometer a integridade do mesmo. De acordo com os critérios de dimensionamento estrutural, estes apoios, quando sujeitos a ações sísmicas extremas, podem atingir deformações na ordem dos 300% [1].

2.2.2 Apoios deslizantes

No âmbito do isolamento sísmico de base, foram desenvolvidos os apoios deslizantes baseados no princípio de dissipação de energia através do atrito resultante da interação deslizante entre duas superfícies. Tipicamente, os apoios são constituídos por uma superfície de aço inoxidável e por uma superfície revestida de politetrafluoretileno (PTFE), conhecido comercialmente como Teflon, responsável por garantir que a superfície apresente um baixo coeficiente de atrito. Além disso, o PTFE destaca-se pela sua excelente resistência à corrosão e à degradação [1], [17].

Os apoios deslizantes, ao longo da sua vida útil, apresentam elevada durabilidade e desempenho eficiente. No entanto, contemplam valores de períodos pequenos no modo fundamental e limitações relativamente à falta de capacidade de restituição, resultando em deslocamentos incontrolláveis na base. Assim, numa fase inicial, os apoios deslizantes eram implementados juntamente com os apoios elastoméricos, de forma a garantir o retorno da estrutura à sua posição inicial [2].

Com o intuito de mitigar as limitações destes apoios, foram desenvolvidas variantes que permitiram o uso destes apoios de forma autónoma, sendo a principal designada por apoios pendulares de atrito. Os apoios pendulares de atrito são constituídos por uma superfície esférica côncava e uma superfície de deslizamento revestida com Teflon, conforme apresentado na Fig. 14. O comportamento destes apoios depende do coeficiente de atrito, do raio da superfície esférica e do peso suportado. Contudo, devido à superfície côncava, e para garantir a integridade do sistema, é necessário evitar a acumulação de detritos, uma vez que estes promovem a deterioração dos materiais [5], [9].

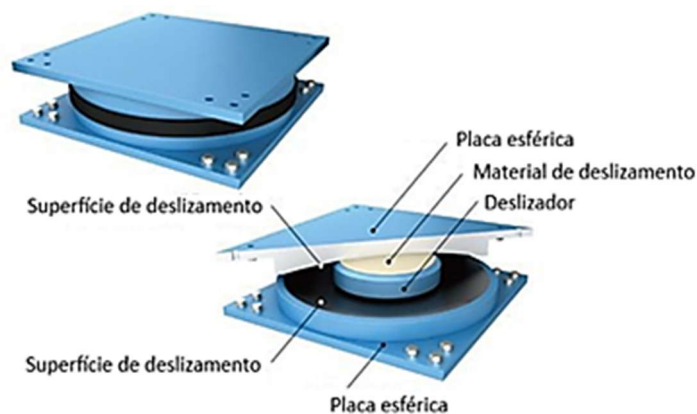


Fig. 14 – Sistema de pêndulo por fricção (Adaptado de [18])

Durante a ocorrência de um evento sísmico, os apoios respondem com movimentos pendulares simples sobre a superfície côncava. A fricção existente na interação das duas superfícies do apoio ao longo do movimento permite dissipar a energia através do calor. Além disso, o peso da estrutura assegura a capacidade de restituição da posição inicial através da componente gravitacional resultante dos movimentos pendulares [1], [5], [19].

Neste sistema de isolamento destaca-se a existência de dois tipos distintos de atrito. Inicialmente, o apoio encontra-se sujeito ao atrito estático, responsável pela resistência ao movimento inicial. Quando aplicada a força necessária para provocar o movimento do apoio, é originado um pico de forças transmitidas à estrutura que tende a dissipar-se ao longo dos deslizamentos pendulares iniciais. Deste modo, a resposta sísmica do sistema é dominada pela fricção dinâmica, onde ocorrem os maiores deslocamentos, podendo ser desprezados os efeitos da fricção estática. A fricção dinâmica permite a dissipação de energia e fornece amortecimento histerético entre 15% e 30%, garantindo a redução das forças transmitidas à estrutura e o controlo dos deslocamentos na base [5], [19].

Este sistema apresenta um comportamento bilinear, tal como é demonstrado na Fig. 15. Este comportamento resulta da combinação das propriedades mecânicas e geométricas do apoio, nomeadamente da combinação do atrito entre superfícies e do raio da superfície esférica [19], [21]. Para além da minimização das forças transmitidas à estrutura, estes apoios permitem minimizar também os efeitos torsionais. Tal deve-se ao facto de a rigidez horizontal e a força de atrito serem propriedades diretamente proporcionais à força normal que atua sobre cada apoio, permitindo minimizar as excentricidades entre o centro de massa da estrutura e o centro de rigidez [22].

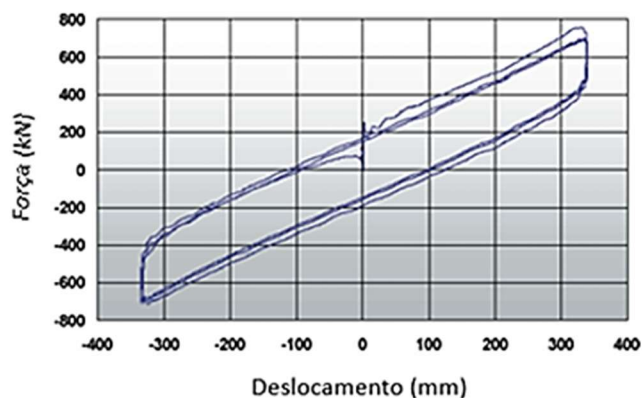


Fig. 15 – Curva de histerese do FPS (Adaptado de [20])

2.3 APLICAÇÃO EM CASOS REAIS

No presente subcapítulo, são apresentados quatro casos de edifícios dotados de sistemas de isolamento de base. Destes, três integraram o sistema de isolamento na fase de projeto, enquanto o restante adotou o sistema como solução de reabilitação estrutural.

2.3.1 William Clayton – Wellington, Nova Zelândia

O edifício William Clayton, apresentado na Fig. 16, foi inaugurado em 1982 na cidade de Wellington. Este destaca-se mundialmente como um dos primeiros edifícios a implementar o sistema de isolamento de base como solução estrutural. A estrutura de betão armado é composta por três pisos acima do solo e um piso enterrado. Durante o estudo de perigosidade sísmica, verificou-se que o projeto se encontrava na proximidade de uma falha ativa, sendo necessário tomar medidas estruturais para a proteção da estrutura. Assim, procedeu-se à implementação de 80 apoios de borracha com núcleo de chumbo entre as sapatas e os pilares, conforme ilustrado na Fig. 17 [23], [24]. Com o intuito de garantir um sistema eficiente, foi assegurado um espaço técnico abaixo das vigas de fundação e uma folga sísmica de 150 mm entre o edifício e a sua envolvente, permitindo assim a realização de manutenção e os movimentos da estrutura sem provocar danos [23].

Para o dimensionamento do sistema de isolamento ilustrado na Fig. 18, definiu-se um sismo de projeto com base nos registos do sismo de El Centro, no qual foi aplicado um fator de majoração de 1,5 na magnitude de forma a garantir uma margem de segurança [23].



Fig. 16 – Edifício William Clayton [25]

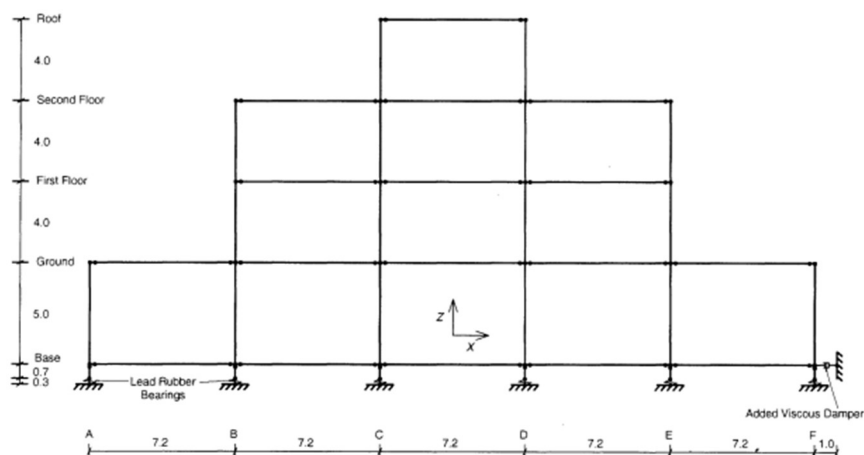


Fig. 17 – Localização dos apoios no edifício William Clayton [23]

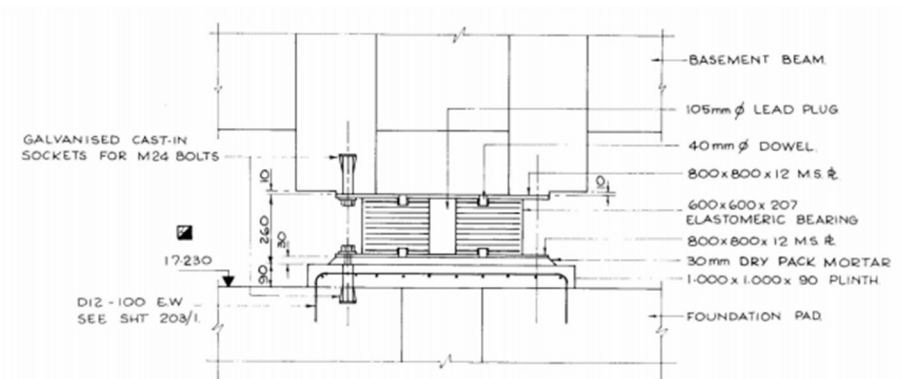


Fig. 18 – Apoios de borracha com núcleo de chumbo utilizados no edifício William Clayton [1]

O estudo do comportamento estrutural da estrutura com base fixa e com a implementação do sistema de isolamento permitiu verificar a eficácia do sistema dimensionado. A estrutura convencional registou um período fundamental de 0,3 segundos e um deslocamento máximo entre pisos de 52 mm. Por sua vez, a estrutura isolada apresentou um aumento do período para 0,8 segundos e uma diminuição dos deslocamentos para 10 mm. O aumento significativo do período contribuiu para a redução das forças transmitidas à estrutura, refletindo-se na redução de aproximadamente metade do valor do corte basal. Adicionalmente, verificou-se que, com a aplicação do sistema de isolamento, os deslocamentos dos pisos apresentaram uma distribuição quase uniforme ao longo da altura da estrutura. Estes resultados evidenciam o comportamento de corpo rígido da superestrutura, demonstrando a eficiência do sistema de isolamento adotado [24].

2.3.2 Salt Lake City and County Building – Washington, Estados Unidos

O Salt Lake City and County Building, apresentado na Fig. 19, construído no ano de 1894 nos Estados Unidos, foi a primeira estrutura histórica que recebeu a implementação de isolamento sísmico de base durante o processo de reabilitação na década de 1980. Trata-se de um edifício de alvenaria não reforçada, constituído por cinco pisos e uma torre central com 76 metros de altura, localizado a 3 km da falha geológica de Wasatch. Para preservar a arquitetura patrimonial e minimizar os danos provocados por uma ação sísmica, foi realizado um projeto de reabilitação que permitia à estrutura resistir a sismos de magnitude 7 na escala de Richter, o que resultou na integração de 443 isoladores de borracha com núcleo de chumbo [2].

Para além do sistema de isolamento de base, foi necessário recorrer a uma análise detalhada do estado do edifício com o intuito de identificar a necessidade de intervir com outras soluções estruturais na alvenaria. Adicionalmente, no projeto foi adicionada uma folga sísmica de 30 cm entre a estrutura e a sua envolvente [2].

As análises realizadas após a intervenção de reabilitação demonstraram a eficácia dos apoios elastoméricos, uma vez que foi observada uma redução de aproximadamente 80% das acelerações sísmicas transmitidas à estrutura [2].



Fig. 19 – Salt Lake City & County Building [26]

2.3.3 Aeroporto internacional - São Francisco, Estados unidos

No ano de 2000 foi finalizada a construção do terminal do Aeroporto Internacional de São Francisco, na Califórnia, apresentado na Fig. 20. A estrutura, construída predominantemente em aço, possui cinco pisos e destaca-se pela cobertura em formato de asa com comprimento de 262 m e pelo grande espaço amplo envidraçado com 215 m de comprimento, 64 m de largura e 24 m de altura. O formato da asa foi viabilizado através da utilização de treliças metálicas [27].

Dada a complexidade e a importância funcional da estrutura, durante o processo construtivo foi necessário garantir o cumprimento de critérios exigentes, sendo definido que, durante um sismo de grande intensidade, os elementos estruturais principais permaneceriam em regime elástico [27], [28]. Para além disso, verificou-se a existência de falhas sísmicas ativas na proximidade do projeto, o que determinou a adoção de um sismo de magnitude 8 na escala de Richter durante o dimensionamento estrutural [27], [28]. Desta forma, após uma análise dos diferentes tipos de sistemas de isolamento de base, foram implementados os apoios pendulares com atrito apresentados na Fig. 21 [28].

Com o intuito de avaliar o comportamento da estrutura, foram efetuadas análises dinâmicas sob a ação de três níveis de intensidade sísmica distintos, classificados como sismo de pequena magnitude, sismo severo e sismo extremo. O sismo de pequena magnitude apresenta uma aceleração máxima de 0,24 g, com uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos. Os restantes apresentam aceleração máxima de 0,60 g e probabilidade de excedência de 10%, distinguindo-se em períodos de 50 e 100 anos, respetivamente. Consequentemente, os resultados obtidos demonstraram que os apoios utilizados proporcionaram um período fundamental de 3 segundos à estrutura isolada, contribuindo para a redução dos esforços transmitidos à estrutura e, por conseguinte, para a otimização do dimensionamento dos elementos estruturais. O dimensionamento do sistema definiu que cada apoio pode deslocar-se aproximadamente até 50 cm horizontalmente [28].



Fig. 20 –Aeroporto internacional de San Francisco [29]



Fig. 21 –Apoio FPS utilizado no Aeroporto internacional de San Francisco [28]

2.3.4 Complexo integrado de saúde – Lisboa, Portugal

O complexo integrado de saúde, inaugurado em 2007 em Lisboa, é constituído por dois blocos independentes de betão armado, tal como é demonstrado na Fig. 22. O bloco principal, destinado a uso hospitalar, apresenta cinco pisos acima do solo e quatro pisos enterrados. Por sua vez, o bloco secundário, constituído por três pisos acima do solo e um piso enterrado, destina-se a uso residencial para pessoas seniores. Atendendo à sua funcionalidade e localização geográfica, torna-se necessário adotar soluções estruturais que garantam a sua operacionalidade após um sismo de grande intensidade. Desta forma, na fase de projeto foi adotada a implementação de apoios de borracha de alto amortecimento em ambos os edifícios [30].

No edifício residencial foram implementados 120 apoios, imediatamente acima das fundações. No edifício hospitalar, devido à sua dimensão e à profundidade de escavação, foram instalados 195 apoios imediatamente abaixo do piso -1. Com o intuito de garantir o funcionamento dos elevadores até ao piso -3, a implementação do sistema de isolamento de base exigiu a execução de juntas horizontais nos pavimentos. Estas juntas permitem o deslocamento horizontal dos pisos acima da interface de isolamento sem induzir deformações nos pisos inferiores. Na Fig. 23 e na Fig. 24 são apresentados o corte transversal do hospital e os apoios utilizados [30].

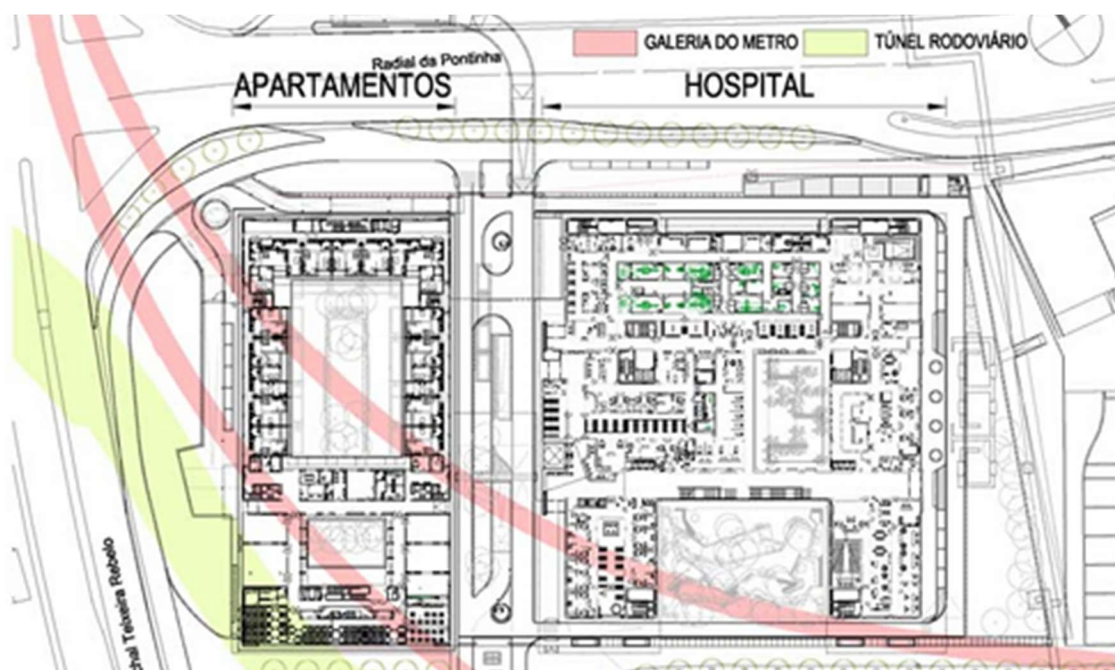


Fig. 22 – Hospital da luz [30]

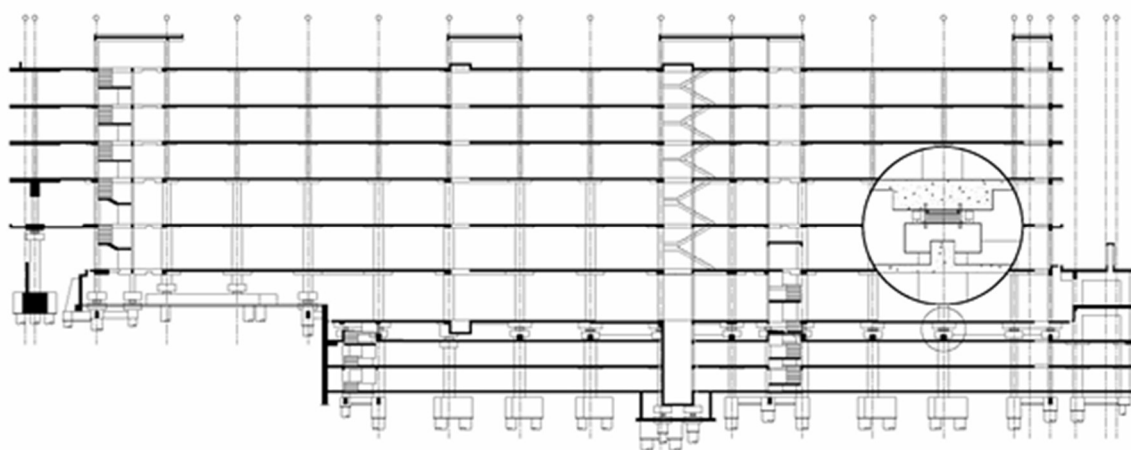


Fig. 23 – Corte transversal do edifício hospitalar [30]



Fig. 24 – Apoio de borracha de alto amortecimento utilizado no Hospital da Luz [30]

O dimensionamento do sistema de isolamento de base e a sua influência na resposta estrutural fundamentam-se no Eurocódigo 8 (EC8) e no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As normas estabelecidas e as propriedades dos apoios de borracha de alto amortecimento permitiram analisar o modelo através de uma metodologia caracterizada pela definição de dois espectros de resposta. O comportamento estrutural foi determinado com base no princípio de que as frequências baixas, condicionadas pelo sistema de isolamento, correspondiam a um espectro de resposta com um amortecimento de 10%. Por outro lado, as frequências elevadas, condicionadas pelas propriedades da estrutura, encontravam-se associadas a um espectro de resposta com o amortecimento típico de 5%. Esta abordagem permitiu que fossem obtidas as frequências de 0,39 Hz e 0,40 Hz para translações horizontais e torção, respetivamente. Adicionalmente, os modos superiores verificaram frequências superiores a 1 Hz e os deslocamentos horizontais máximos apresentam o valor de 18 cm, o que demonstra a eficácia da solução adotada [30].

3

REGULAMENTAÇÃO EM PORTUGAL

3.1 INTRODUÇÃO

As estruturas, ao longo da sua vida útil, encontram-se sujeitas a vários tipos de ações que podem comprometer a sua integridade e funcionalidade, sendo fundamental a realização de análises de acordo com as normas estabelecidas, permitindo analisar o comportamento estrutural sob essas ações. Desta forma, torna-se possível adotar medidas de prevenção, minimizando os danos provocados nos elementos.

Em Portugal, entre os anos de 2002 e 2007, surgiu a primeira geração de Eurocódigos, constituídos por 10 Normas Europeias. Estas normas estabelecem critérios para o dimensionamento das estruturas, garantindo que sejam cumpridos requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade. Atualmente, o país encontra-se no processo de transição para a segunda geração dos Eurocódigos. Estes visam melhorar a facilidade de utilização, aumentar a harmonização, implementar requisitos para a avaliação, reutilização e reforço de estruturas existentes, entre outros objetivos. Contudo, dado que a segunda geração de Eurocódigos ainda se encontra na fase de revisão e transição, o presente trabalho foi desenvolvido de acordo com a primeira geração dos Eurocódigos [3].

3.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

No âmbito da análise sísmica de estruturas, torna-se necessário recorrer ao Eurocódigo 8 (EC8). Este documento encontra-se dividido em seis partes, de acordo com as diferentes tipologias de estruturas [31]. A parte 1, caracterizada pela norma NP EN 1998-1:2010, estabelece regras para a quantificação da ação sísmica e regras gerais de projeto para edifícios [7].

A norma referida estabelece dois requisitos fundamentais para o projeto de edifícios: i) a não ocorrência de colapso; e ii) a limitação de danos. Deste modo, perante uma ação sísmica, a estrutura deve manter a sua integridade e também uma capacidade resistente residual. Para além disso, a estrutura deve resistir a uma ação sísmica de probabilidade maior do que a ação sísmica de cálculo sem a ocorrência de danos significativos, cujos custos associados se demonstrariam desproporcionais quando comparados com os custos da própria estrutura [7].

Em Portugal, o dimensionamento das estruturas deve considerar dois tipos de ações sísmicas designados por ação sísmica do tipo 1 e ação sísmica do tipo 2, caracterizados por sismos afastados e sismos próximos, respetivamente. Sendo assim, é fundamental realizar um zonamento sísmico que divida Portugal Continental em zonas distintas de acordo com a perigosidade sísmica da região. O zonamento definido no Anexo Nacional do EC8, apresentado na Fig. 25, divide Portugal Continental em 6 e 5 zonas para a ação sísmica do tipo 1 e ação sísmica do tipo 2, respetivamente. Para cada zona é atribuído um valor correspondente à aceleração máxima de referência (a_{gr}), sendo estes apresentados na Tabela 1 [7].

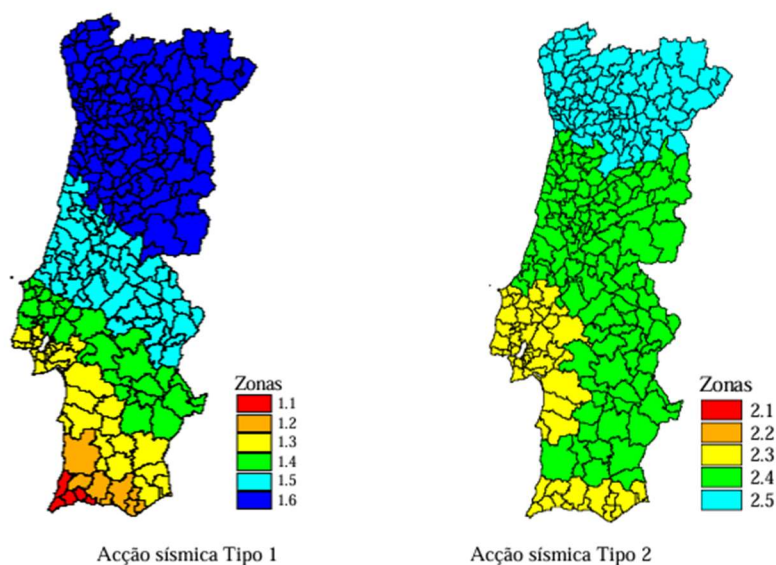


Figura NA.I – Zonamento sísmico em Portugal Continental

Fig. 25 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [7]

Tabela 1 – Aceleração máxima de referência [7]

Ação sísmica do tipo 1		Ação sísmica do tipo 2	
Zona sísmica	a_{gr}	Zona sísmica	a_{gr}
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	-	-

Para além do zonamento sísmico, a resposta dinâmica da estrutura é fortemente influenciada pela caracterização geotécnica do terreno no qual a mesma será implantada. Através de sondagens e ensaios, torna-se possível classificar os terrenos de acordo com os diferentes tipos apresentados na Tabela 2 [7].

Tabela 2 – Tipos de terreno [7]

Tipo de terreno	Descrição
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo 5 m de material mais fraco à superfície
B	Depósitos de areia muito compacta ou argila muito rija com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros
C	Depósitos profundos de areia compacta ou mediantemente compacta ou argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média ou solos predominantemente coesivos de consistência mole e dura
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m situado sobre um estrato mais rígido

Como referido previamente, é fundamental que os projetos cumpram os dois requisitos fundamentais definidos pelo Eurocódigo 8, sendo necessário considerar o nível de segurança exigido para os edifícios, de acordo com as distintas classes de importância e coeficiente de importância (γ_1) associado. A classificação é realizada tendo em consideração as consequências do colapso estrutural, a importância da estrutura para a segurança pública e a necessidade de manter a sua funcionalidade após uma ação sísmica. O coeficiente de importância permite determinar a aceleração à superfície (a_g) de um terreno do Tipo A através da sua multiplicação pela aceleração máxima de referência [7]. Na Tabela 3 são apresentadas as diferentes classes e os respetivos coeficientes de importância para os dois tipos de ações existentes.

Tabela 3 – Classes e coeficientes de importância para os edifícios [7]

Classe de importância	Edifícios	Ação sísmica do tipo 1	Ação sísmica do tipo 2	
			Continente	Açores
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública	0,65	0,75	0,85
II	Edifícios correntes	1,00	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso	1,45	1,25	1,15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil	1,95	1,50	1,35

O movimento sísmico à superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica ($S_e(T)$), cuja forma se encontra apresentada na Fig. 26, aplicável para os dois tipos de ações. Para a definição do espectro, é necessário considerar os parâmetros relacionados com o terreno (S , T_B , T_C e T_D) e com a correção do amortecimento viscoso (η) [7].

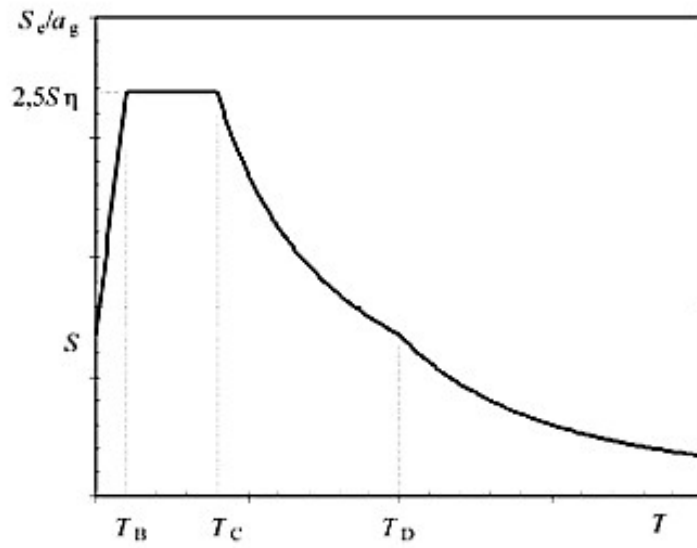


Fig. 26 – Espectro de resposta [7]

Para a definição do coeficiente de solo (S) e do coeficiente de correção do amortecimento (η), são utilizadas as expressões (1) e (2), enquanto os restantes parâmetros para as componentes horizontais da ação sísmica se encontram apresentados na Tabela 4 [7]. O amortecimento viscoso (ξ) deve ser expresso em percentagem.

$$S = \begin{cases} S = S_{m\acute{a}x} & a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \\ S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} \times (a_g - 1) & 1 \text{ m/s}^2 < a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \\ S = 1 & a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (1)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55 \quad (2)$$

Tabela 4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica horizontal [7]

Tipo de terreno	Ação sísmica do tipo 1				Ação sísmica do tipo 2			
	$S_{máx}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$S_{máx}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,6	2,0	2,0	0,1	0,25	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

Em seguida, encontram-se apresentadas as expressões que permitem definir o espectro de resposta elástica para a componente horizontal da ação sísmica. Os períodos T_B e T_C delimitam o limite inferior e superior do patamar de aceleração espectral constante, respetivamente, enquanto o período T_D indica o início do ramo de deslocamento constante [7].

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (4)$$

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

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \quad (6)$$

A componente vertical da ação sísmica apresenta menor importância quando comparada com a componente horizontal. Sendo assim, o Eurocódigo 8 estabelece que a componente vertical deve ser considerada na análise quando a_{vg} apresentar um valor superior a $2,5 \text{ m/s}^2$ para determinados casos, sendo as estruturas com isolamento de base um deles. Para a definição do espectro de resposta vertical, recorre-se às expressões apresentadas a seguir e aos parâmetros apresentados na Tabela 5 [7].

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3 - 1) \right] \quad (7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3 \quad (8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3 \times \frac{T_C}{T} \quad (9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3 \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \quad (10)$$

Tabela 5 – Valores recomendados do espectro de resposta elástica vertical [7]

Tipo da ação sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)
1	0,9	0,05	0,15	1,0
2	0,45	0,05	0,15	1,0

No âmbito do dimensionamento das estruturas convencionais, é necessário proceder a uma análise no domínio não elástico, de modo a considerar a ductilidade dos elementos estruturais. Este fenómeno desempenha um papel fundamental nos projetos, uma vez que permite a dissipação de energia através da plastificação de zonas específicas dos elementos estruturais, contribuindo para a redução das forças sísmicas a considerar no processo de dimensionamento. Deste modo, a análise sísmica baseia-se num espectro de resposta reduzido, denominado espectro de cálculo, onde será implementado o coeficiente de comportamento (q), tendo o seu valor influenciado pelo tipo estrutural, pela classe de ductilidade e pela regularidade do edifício, quer em altura, quer em planta. Na Tabela 6 encontram-se os valores básicos do coeficiente definidos pelo EC8 associados às classes médias e altas de ductilidade e aos diferentes tipos estruturais. No entanto, os edifícios que apresentem irregularidade em altura devem apresentar um valor reduzido do coeficiente de comportamento, sendo multiplicados os valores de referência por 0,8 [7].

Tabela 6 – Valor básico do coeficiente de comportamento [7]

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

O espectro de cálculo para a componente horizontal da ação sísmica é determinado através das expressões apresentadas a seguir, cujos parâmetros S , T_B , T_C e T_D se encontram definidos na Tabela 4. Adicionalmente, é considerado o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (β), com o valor recomendado de 0,2. Por sua vez, o espectro de cálculo para a componente vertical da ação sísmica é definido através das mesmas expressões, sendo utilizada a Tabela 5 para definir os parâmetros necessários. Contudo, são verificadas determinadas modificações, como a substituição da aceleração à superfície (a_g) pela aceleração vertical à superfície (a_{vg}), o coeficiente de solo tomar o valor unitário e o coeficiente de comportamento ser restringido ao limite superior de 1,5 [7].

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (13)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (14)$$

3.3 DEFINIÇÃO DA AÇÃO DO VENTO

A resistência de uma estrutura face às distintas solicitações a que estará sujeita constitui uma das propriedades fundamentais a garantir no projeto estrutural. Sendo assim, para além da análise do comportamento estrutural face às ações sísmicas, é de extrema importância analisar o comportamento da estrutura quando sujeita a outro tipo de ações horizontais, sendo o vento uma das principais ações às quais a estrutura está sujeita com elevada frequência no dia a dia.

Em Portugal, a ação do vento é definida através das orientações descritas na norma EN 1991-1-4, pertencente ao Eurocódigo 1 (EC1), que visa garantir a integridade e a segurança da estrutura, bem como o conforto dos seus ocupantes [3].

De acordo com o EC1, a ação do vento na estrutura irá provocar pressões nas fachadas exteriores, sendo essencial considerar a compressão na fachada diretamente exposta ao vento e a sucção na fachada oposta, sendo designadas por fachadas a barlavento e a sotavento, respetivamente. Dado este fenómeno, cada fachada é associada a um coeficiente de pressão exterior ($C_{pe,10}$) influenciado pelo rácio entre a altura da estrutura e o comprimento da fachada perpendicular à direção em que o vento atua, conforme apresentado na Tabela 7 para as diversas fachadas. Assim sendo, a influência da ação do vento no comportamento estrutural é determinada pela pressão dinâmica exercida nas fachadas (W_e), através da expressão apresentada na Equação (15) [32].

$$W_e(z) = C_{pe,10} \times q_p(z) \quad (15)$$

Tabela 7 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular [32]

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5					-0,5		+0,8		-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5			+1,0	-0,5	
≤0,25					-0,5		+0,7		-0,3	

A variável $q_p(z)$, presente na equação anterior, representa a pressão dinâmica de pico, sendo o seu valor influenciado pela intensidade da turbulência ($I_v(z)$) e pela velocidade média do vento ($v_m(z)$). A seguir, apresentam-se as equações que permitem determinar estes três parâmetros [32].

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (16)$$

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{K_1}{C_0(z) \times \ln(Z/Z_0)} & Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \\ I_v(Z_{min}) & Z < Z_{min} \end{cases} \quad (17)$$

$$v_m(z) = C_r(z) \times C_0(z) \times v_b \quad (18)$$

Por sua vez, a determinação da intensidade da turbulência e da velocidade média de pico requer a utilização de diversos coeficientes e de parâmetros estipulados pela norma. Quanto à intensidade de turbulência, é necessário aplicar o coeficiente de orografia ($C_0(z)$) e o coeficiente de turbulência (K_1), sendo adotado o valor unitário para ambos. Relativamente à velocidade média do vento, é exigida a determinação do coeficiente de rugosidade ($C_r(z)$), que, por sua vez, é influenciado pelo fator de terreno (K_r). Ambos os parâmetros necessitam de variáveis, denominadas comprimento de rugosidade (Z) e altura mínima (Z_0) definidas pela classificação da categoria do terreno na qual a estrutura será implementada, conforme apresentado na Tabela 8. Adicionalmente, é necessário determinar a velocidade básica do vento (v_b), recorrendo-se à atribuição do valor da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) dependendo da localização geográfica do projeto, conforme apresentado na Tabela 9, e à implementação de fatores de correção direcional (C_{dir}) e sazonal (C_{season}), que tomam valor unitário. De seguida, apresentam-se as equações necessárias para o cálculo dos parâmetros referidos [32].

$$C_r(z) = \begin{cases} K_r \times \ln(Z/Z_0) & Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \\ C_r(Z_{min}) & Z < Z_{min} \end{cases} \quad (19)$$

$$K_r = 0,19 \times (Z_0/Z_{0,II})^{0,07} \quad (20)$$

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (21)$$

Tabela 8 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros [32]

Categoria do terreno		Z_0 (m)	Z_{min} (m)
I	Zona costeira exposta aos ventos do mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Tabela 9 – Valor básico da velocidade de referência do vento [32]

Zona		$V_{b,0}$ (m/s)	$V_{b,0}$ (Km/h)
A	Interior do país	27	97
B	Faixa de até 5 Km da linha da costa, arquipélagos e locais com altitude superior a 600 m	30	108

3.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As análises estruturais requerem a definição das combinações de ações. Em Portugal, o Eurocódigo 0 (EN 1990) estabelece duas combinações fundamentais designadas por Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Estas combinações são fundamentais para garantir a integridade da estrutura e salvaguardar vidas humanas, evitando o colapso e limitando os danos nos elementos estruturais. Tipicamente, as verificações de ELU evitam o colapso estrutural e dividem-se na combinação fundamental e na combinação sísmica. Por sua vez, as verificações de ELS permitem controlar os danos, destacando-se a combinação quase permanente [33].

Na combinação fundamental, as ações permanentes (G_k) e variáveis (Q_k) são majoradas através de coeficientes parciais de segurança, sendo definidos no anexo nacional os valores de 1,35 e 1,5 para os coeficientes das ações permanentes (γ_G) e das ações variáveis (γ_Q), respetivamente. Esta combinação é descrita pela seguinte expressão [33].

$$\sum G_k \times \gamma_G + \sum Q_k \times \gamma_Q \quad (22)$$

A combinação quase permanente, expressa pela Equação (23), considera que a probabilidade de as ações variáveis atuarem na estrutura no seu valor máximo, de forma contínua ao longo da sua vida útil, é baixa. Sendo assim, é aplicado um coeficiente de combinação (ψ_2) às ações variáveis, com o objetivo de reduzir o seu valor, aproximando-se do valor provável que irão transmitir à estrutura de forma recorrente. Este coeficiente é estipulado em função da categoria da estrutura, conforme apresentado na Tabela 10 [33].

$$\sum G_k + \sum Q_k \times \psi_2 \quad (23)$$

Tabela 10 – Valores recomendados do coeficiente de combinação ψ_2 pelo EC0 para edifícios [33]

	Categoria	ψ_2
A	Zonas de habitação	0,3
B	Zonas de escritórios	
C	Zonas de reunião de pessoas	0,6
D	Zonas comerciais	
E	Zonas de armazenamento	0,8
F	Zonas de tráfego, peso dos veículos < 30 kN	0,6
G	Zonas de tráfego 30 kN < peso dos veículos < 160kN	0,3
H	Coberturas	0

No que concerne à combinação sísmica apresentada na Equação (24), é exigida a aplicação de um fator de combinação sísmica ($\psi_{Ed} = \varphi \times \psi_2$), que traduz a probabilidade de as ações variáveis estarem presentes durante a ocorrência de um sismo. A Tabela 11 apresenta os valores recomendados a adotar para este coeficiente [7].

$$\sum G_k + \sum Q_k \times \psi_{Ed} + A_{Ed} \quad (24)$$

Tabela 11 – Valores de φ definidos pelo EC8 [7]

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

3.5 ISOLAMENTO DE BASE

O projeto de estruturas com isolamento de base fundamenta-se nas disposições regulamentares estabelecidas no Capítulo 10 do EC8. Deste modo, tal como nas estruturas de base fixa, é necessário cumprir os requisitos fundamentais e os critérios de conformidade. As estruturas convencionais, cuja análise se baseia na ductilidade dos elementos estruturais, recorrendo-se ao espectro de cálculo. Por sua vez, as estruturas isoladas baseiam-se no comportamento de corpo rígido, onde a superestrutura permanece em regime elástico, recorrendo-se ao espectro elástico [7].

Com o intuito de garantir um sistema de isolamento eficiente e minimizar os efeitos de torção, a disposição dos dispositivos isoladores deve assegurar a aproximação do centro de rigidez efetivo à projeção do centro de massa da superestrutura na interface de isolamento. Adicionalmente, o EC8 estabelece a necessidade de aplicar um fator de majoração (γ_x), no valor recomendado de 1,2, nos deslocamentos sísmicos de cada isolador, com vista a uma maior fiabilidade [7].

Relativamente aos deslocamentos entre pisos da estrutura, é de extrema importância que estes verifiquem o cumprimento da limitação de danos definida pela norma. Esta verificação é influenciada pela fragilidade dos elementos não estruturais e pela relação entre o sismo frequente e o sismo de projeto, através de um coeficiente de redução. Na Tabela 12 são apresentados os valores a adotar para o coeficiente para os dois tipos de ação sísmica a considerar na análise. A seguir é apresentada a restrição normativa definida para a presença de elementos não estruturais frágeis [7].

$$d_r \times v \leq 0,005 \times h \quad (25)$$

Tabela 12 – Valores do coeficiente de redução [7]

Ação sísmica	v
Tipo 1	0,4
Tipo 2	0,55

O EC8 define quatro métodos de análise para o estudo da resposta dinâmica estrutural. Estes métodos são denominados de análise linear equivalente, de análise linear simplificada, de análise modal linear simplificada e de análise temporal, os quais serão descritos nos seguintes subcapítulos [7].

3.5.1 Análise linear equivalente

O método da análise linear equivalente permite modelar o comportamento bilinear de um sistema através de um comportamento viscoelástico linear equivalente, sendo definidas propriedades que representam a relação entre a força horizontal total e o deslocamento de cálculo e a energia dissipada durante a resposta cíclica. Estas propriedades são designadas por rigidez efetiva (K_{eff}) e amortecimento efetivo (ξ_{eff}), respetivamente [7].

De acordo com a secção 10.9.2 do EC8, este método pode ser aplicado a sistemas de isolamento que cumpram os seguintes critérios [7]:

- a rigidez efetiva do sistema deve ser superior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento de 20% do deslocamento do centro de rigidez;
- o amortecimento efetivo deve ser inferior a 30%;

- a relação força-deslocamento do sistema não deve apresentar variações superiores a 10% em função da velocidade da ação sísmica ou do valor das cargas verticais;
- o aumento da força de restituição no sistema de isolamento, entre 50% do deslocamento do centro de rigidez e o deslocamento do centro de rigidez, deve apresentar um valor superior a 2,5% da força gravítica total da superestrutura.

3.5.2 Análise linear simplificada

O método análise linear simplificada, baseia-se no conceito da análise linear equivalente, constitui um método eficiente para o pré-dimensionamento de sistemas de isolamento de base. Este método assume que a superestrutura apresenta um comportamento de corpo rígido com deslocamentos sobre o sistema de isolamento. De acordo com a norma, os efeitos torsionais podem ser desprezados desde que, nas duas direções principais, a excentricidade total entre o centro de rigidez (CR) e a projeção do centro de massa da superestrutura (CM), incluindo a excentricidade acidental (e_{ai}) não apresente um valor superior a 7,5% da dimensão transversal à direção considerada (L_i). A excentricidade acidental é calculada através da expressão a seguir apresentada [7].

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (26)$$

Deste modo, a estrutura isolada poderá ser representada pela massa total da superestrutura (M) e pela rigidez efetiva do sistema de isolamento (K_{eff}), resultando num período efetivo. Em seguida, apresenta-se a fórmula que possibilita o cálculo do período efetivo [7].

$$T_{eff} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (27)$$

De acordo com a secção 10.9.3 do EC8, o método poderá ser aplicado se forem verificadas cinco condições fundamentais. Adicionalmente, no caso dos edifícios, devem ser cumpridas quatro condições adicionais. De seguida, são apresentadas todas as condições, sendo as últimas associadas às exigências adicionais para os edifícios isolados [7].

- a distância entre o local e a falha potencialmente ativa mais próxima para uma magnitude igual ou superior a 6,5 é superior a 15 km;
- a maior dimensão em planta da superestrutura não é superior a 50 m;

- a subestrutura é suficientemente rígida para minimizar os efeitos dos deslocamentos diferenciais do terreno;
- todos os dispositivos estão localizados acima dos elementos da subestrutura que suportam as cargas verticais;
- o período efetivo deve cumprir a seguinte condição, sendo T_f o período fundamental da estrutura fixa:

$$3 \times T_f \leq T_{eff} \leq 3 \quad (28)$$

- o sistema de contraventamento da superestrutura deverá ser regular e disposto simetricamente segundo dois eixos principais da estrutura em planta;
- a rotação de corpo rígido (rocking rotation) na base da subestrutura deve ser desprezável;
- a relação entre a rigidez vertical (K_v) e a rigidez horizontal (K_{eff}) do sistema de isolamento de base deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (29)$$

- o período fundamental na direção vertical (T_v) não deverá ser superior a 0,1 s, com:

$$T_v = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (30)$$

Sendo verificadas todas as condições referidas, o método permite determinar o deslocamento do centro de rigidez devido à ação sísmica em cada direção horizontal, tendo em consideração a aceleração espectral ($S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$) definida pelo espectro de resposta elástica [7].

$$d_{dc} = \frac{M \times S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (31)$$

3.5.3 Análise modal linear simplificada

Caso seja possível modelar o sistema através da análise linear equivalente, mas não for verificado algum dos requisitos estabelecidos para a análise linear simplificada, o comportamento estrutural poderá ser analisado através de uma análise modal por espectro de resposta. Por outro lado, se todas as condições forem cumpridas, poderá ser realizada uma análise através do método das forças laterais, sendo admitido o comportamento de corpo rígido tanto para a subestrutura como para a superestrutura [7].

3.5.4 Análise temporal

Deverá ser realizada uma análise temporal sempre que o sistema de isolamento não satisfaça as condições necessárias para a sua representação através de um modelo linear equivalente. Sendo assim, o sistema de isolamento deverá ser modelado através de uma lei de comportamento que reproduza o seu comportamento bilinear. A análise temporal requer a representação do movimento sísmico à superfície do terreno. Para isso, recorre-se à utilização de acelerogramas capazes de descrever a variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo. Os acelerogramas podem ser artificiais, registados ou simulados [7].

Os acelerogramas artificiais são gerados numericamente de forma a serem compatíveis com os espectros de resposta elásticos para 5% de amortecimento viscoso. A sua duração deve ser compatível com a magnitude e com outras características da ação sísmica relevantes para a definição do valor da aceleração à superfície, sendo definidas no Anexo Nacional durações mínimas de 30 s e 10 s para ações sísmicas do tipo 1 e do tipo 2, respetivamente. Além disso, na ausência de dados específicos do local, a duração mínima da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser igual a 10 s. Segundo o EC8, deve ser gerado um conjunto de acelerogramas, os quais devem cumprir as seguintes regras [7]:

- deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;
- a média dos valores da resposta espectral de aceleração com o período nulo não deverá ser inferior ao valor de $a_g \times S$ para o local em questão;
- no domínio dos períodos entre $0,2 \times T_1$ e $2 \times T_1$, sendo T_1 o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento;

- nas análises que utilizarem pelo menos sete acelerogramas, a resposta sísmica deverá ser determinada através do valor médio dos resultados obtidos para cada análise temporal. Caso contrário, deve ser considerado o valor mais desfavorável entre os resultados.

4

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado ao dimensionamento e à implementação de um sistema de isolamento sísmico de base num edifício corrente. Para além disso, será desenvolvida uma análise dinâmica no domínio do tempo, tanto para a estrutura convencional como para a estrutura isolada. Esta abordagem permite que seja realizada uma análise comparativa do comportamento estrutural, tornando possível avaliar a eficácia do sistema implementado.

4.2 DESCRIÇÃO DO MODELO

O caso de estudo consiste num edifício em betão armado composto por dois pisos, sendo ilustradas as respetivas plantas na Fig. 27 e Fig. 28. O edifício apresenta uma altura total de sete metros, sendo definidos pés-direitos de quatro e três metros para o piso térreo e para o primeiro piso, respetivamente. No que concerne à caracterização dos materiais utilizados nos elementos estruturais, apresentados na Tabela 13, foi adotado um betão de classe de resistência C30/37, ao qual são associados valores típicos de 33 GPa e 0,20 para o módulo de elasticidade (E) e para o coeficiente de Poisson (ν), respetivamente. Contudo, nas análises foi considerada metade do valor do módulo de elasticidade, de forma a considerar os efeitos de fendilhação.

Considera-se que o edifício será implantado na cidade de Lisboa, num terreno do tipo B, de acordo com a caracterização geotécnica definida pelo EC8 apresentada na Tabela 2. O edifício destina-se a atividades escolares, sendo prevista a receção de uma quantidade significativa de pessoas. Deste modo, tendo em consideração a Tabela 3, a estrutura é classificada como classe de importância III.

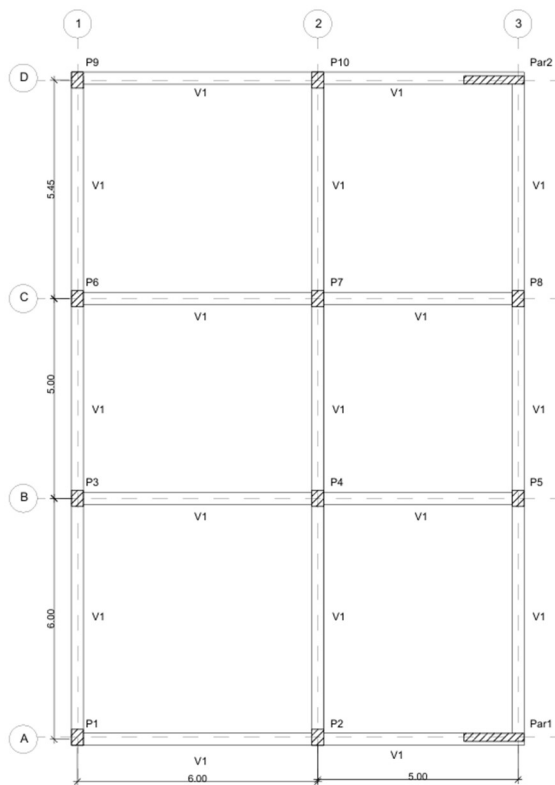


Fig. 27 – Planta do R/C

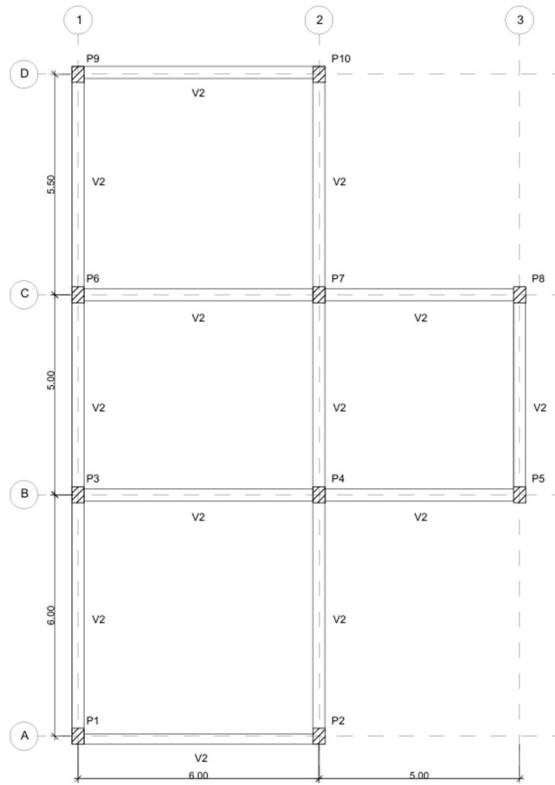


Fig. 28 – Planta do piso 1

Tabela 13 – Elementos estruturais

Elemento estrutural	Piso	Secção
Laje maciça	R/C e piso 1	Espessura – 0,20 m
	Cobertura	Espessura – 0,18 m
Pilares	R/C e piso 1	Secção transversal – 0,30 x 0,40 m
Paredes	R/C	Secção transversal – 1,50 x 0,20 m
Vigas	R/C e piso 1	Secção transversal – 0,30 x 0,50 m
	Cobertura	Secção transversal – 0,30 x 0,40 m

No que diz respeito à quantificação das ações variáveis atuantes na estrutura, torna-se necessário consultar os Quadros 6.2 e 6.10 apresentados no Eurocódigo 1 (EN 1991-1-1). Adicionalmente, recorre-se à Tabela 10 e à Tabela 11, de forma a definir o valor do coeficiente de combinação e do coeficiente sísmico em função da categoria de utilização de cada piso. Na Tabela 14 encontram-se apresentados todos os valores adotados para as cargas atuantes na estrutura.

Tabela 14 – Cargas atuantes na estrutura

Piso	Categoria	Ações permanentes (kN/m^2)	Ações variáveis (kN/m^2)	ψ_2	φ
R/C	C	Peso Próprio – 25	3	0,6	0,8
Piso 1		Revestimentos e paredes divisórias - 3			
Cobertura	H	Revestimentos - 2	0,4	0	0

Dada a malha estrutural verificada nas plantas dos pisos, foi definido um sistema de isolamento de base composto por doze apoios. Atendendo a que a estrutura apresenta apenas dois pisos, os apoios elastoméricos destacam-se por ser a solução mais adequada em comparação com os sistemas de Pêndulos por Fricção (FPS). Relativamente aos apoios elastoméricos, optou-se por implementar os apoios constituídos por borracha de alto amortecimento (HDRB), devido à sua simplicidade construtiva, à sua capacidade de dissipação de energia e por apresentarem menores necessidades de manutenção. Atendendo ao zonamento sísmico de Portugal Continental, Lisboa é classificada como uma região de perigosidade sísmica moderada e, tendo em conta as características do edifício, os níveis de amortecimento fornecidos pelos apoios HDRB são considerados suficientes. Contudo, caso a análise sísmica revele que os isoladores adotados não são adequados para minimizar as forças transferidas à estrutura e para controlar os deslocamentos, deverão ser substituídos por apoios LRB.

A implementação do isolamento sísmico requer a existência de um espaço técnico destinado à manutenção do mesmo. Uma vez que os apoios serão instalados abaixo do nível do piso térreo, é necessário assegurar a construção de uma subestrutura que apresente uma elevada rigidez horizontal e vertical. Considera-se que o dimensionamento da subestrutura será realizado de forma a garantir a existência de um diafragma rígido por baixo do sistema de isolamento, possibilitando que seja realizada uma simplificação no modelo, não sendo necessário representar este espaço.

4.3 DEFINIÇÃO DE AÇÕES

4.3.1 Ação sísmica

Atendendo ao zonamento sísmico de Portugal Continental, ilustrado na Fig. 25, torna-se possível verificar a zona sísmica estabelecida para a localização geográfica onde a estrutura será implantada. Posteriormente, recorrendo aos Anexos Nacionais do EC8, são definidos os valores normativos dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico correspondente à componente horizontal da ação sísmica.

Tipicamente, o valor adotado para o amortecimento nas estruturas convencionais é de 5%. Contudo, o sistema de isolamento adotado fornece amortecimento efetivo entre 10% e 15%, o que leva à necessidade de correlacionar os valores através da expressão (2). Por fim, tendo os parâmetros definidos, a expressão (1) e as expressões (3) a (6) permitem definir o espectro apresentado na Fig. 29.

De seguida, procedeu-se à verificação da necessidade de considerar a componente vertical da ação sísmica. Face aos resultados obtidos, constatou-se que a análise sísmica do presente estudo pode negligenciar a componente vertical.

$$Tipo\ 1 \rightarrow \frac{a_{vg}}{a_g} = 0,9 \leftrightarrow a_{vg} = 2,125 \times 0,9 = 1,9125\ m/s^2 < 2,5\ m/s^2$$

$$Tipo\ 2 \rightarrow \frac{a_{vg}}{a_g} = 0,45 \leftrightarrow a_{vg} = 2,125 \times 0,45 = 0,956\ m/s^2 < 2,5\ m/s^2$$

Tabela 15 – Parâmetros dos espectros definidos

Parâmetros	Espectro de cálculo	
	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2
$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$	2,175	2,125
$S_{máx}$	1,35	1,35
S	1,213	1,219
$T_B \text{ (s)}$	0,1	0,1
$T_C \text{ (s)}$	0,6	0,25
$T_D \text{ (s)}$	2	2

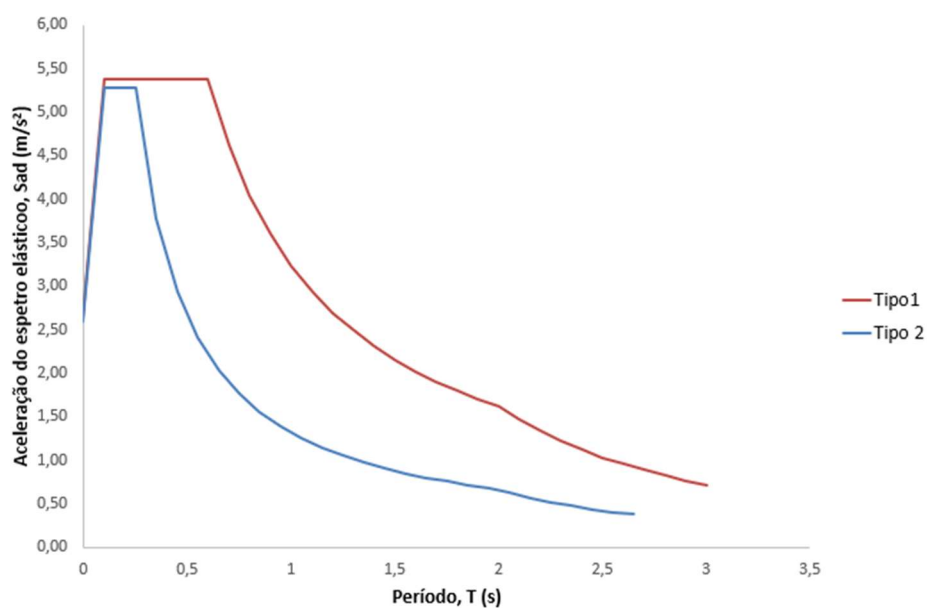


Fig. 29 – Espectro de resposta elástico

4.3.2 Ação do vento

A caracterização da ação do vento foi efetuada tendo em consideração a construção da estrutura numa Zona A e num terreno de categoria III, de acordo com as descrições apresentadas na Tabela 8 e Tabela 9, sendo retirados os valores dos parâmetros apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros definidos pela zona e pela categoria do terreno

Parâmetro	Valor
$Z_{min} (m)$	8
$Z_0 (m)$	0,3
$Z_{0,II} (m)$	0,05
$V_{b,0} (m/s)$	27

Dado que na envolvente imediata não se encontram estruturas construídas, é fundamental determinar a pressão do vento nas duas direções principais, uma vez que todas as fachadas do edifício ficam sujeitas a esta ação. Assim sendo, através das diversas fórmulas apresentadas no subcapítulo destinado à Definição da ação do vento, determinam-se a velocidade média do vento, a intensidade de turbulência e a pressão dinâmica de pico associada, cujos resultados são apresentados na Tabela 17. Estas propriedades demonstram ser independentes da direção considerada para a ação do vento. Tal não se verifica nos coeficientes de pressão exterior nas paredes verticais, uma vez que os mesmos são influenciados pelo comprimento da fachada ortogonal à direção na qual a ação do vento ocorre. Na Tabela 18 encontram-se especificados os valores dos coeficientes para as fachadas a barlavento e a sotavento para ambas as direções.

Tabela 17 – Velocidade média do vento e turbulência

$Z (m)$	K_r	$V_b (m/s)$	C_r	$V_m (m/s)$	I_v	$q_p (Pa)$
4	0,215	27	0,707	19,095	0,305	713,705
7						

Tabela 18 – Coeficientes de pressão exterior nas paredes verticais sujeitas a ação do vento

Zona	Vento na direção YY	Vento na direção XX
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Fachada a barlavento	0,75	0,723
Fachada a sotavento	-0,4	-0,345

Por último, procede-se ao cálculo da pressão exercida nas fachadas e da respetiva força resultante, obtida através do produto entre a pressão e a área da fachada. Na Tabela 19 são apresentados os valores obtidos para ambas as direções.

Tabela 19 – Pressão exercida na parede vertical exterior

Z (m)	Vento na direção YY				Vento na direção XX			
	C_p	W_e (N/m ²)	F_w (kN)	$F_w \text{ total}$ (kN)	C_p	W_e (N/m ²)	F_w (kN)	$F_w \text{ total}$ (kN)
4	1,15	820,761	54,170	94,798	1,068	762,237	33,538	58,692
7			40,628				25,154	

4.4 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

As análises estruturais foram realizadas recorrendo à biblioteca OpenSeesPy, através da qual foi desenvolvido um modelo tridimensional ilustrado na Fig. 30. O processo de modelação iniciou-se com a definição da malha estrutural, cujas coordenadas foram determinadas de acordo com os vãos estruturais e as alturas dos pisos. Com o intuito de representar a ligação estrutura-fundações, os nós do piso térreo foram considerados como apoios encastrados.

Posteriormente, os elementos estruturais foram modelados em conformidade com as propriedades mecânicas e as secções transversais especificadas na Tabela 13. Os pilares e as vigas, por serem elementos esbeltos, foram modelados através de elementos de barra com comportamento elástico-linear, uma vez que as suas deformações ocorrem predominantemente por flexão. Por sua vez, as paredes apresentam deformações significativas por flexão e corte, sendo modeladas através da teoria das vigas de Timoshenko. Dada a ligação viga-parede, tornou-se necessário modelar um braço rígido para a esquerda e outro para a direita do eixo da parede, com um comprimento equivalente a metade do comprimento da parede, evitando a flexibilidade irrealista da viga e garantindo a compatibilização de deslocamentos na ligação. Relativamente às lajes, a sua modelação teve em consideração a definição de diafragma rígido. Assim sendo, foi adicionado um nó por piso com as respetivas coordenadas do centro de massa, ao qual foram vinculados os restantes nós do respetivo piso. Os centros de massa foram determinados através das seguintes expressões, sendo apresentado o cálculo detalhado no anexo A.1.

Por fim, foi definida a transformação geométrica dos eixos locais dos elementos estruturais relativamente ao eixo global do modelo, garantindo a orientação das secções transversais especificadas nas plantas estruturais.

$$X_{CM} = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \quad (32)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \quad (33)$$

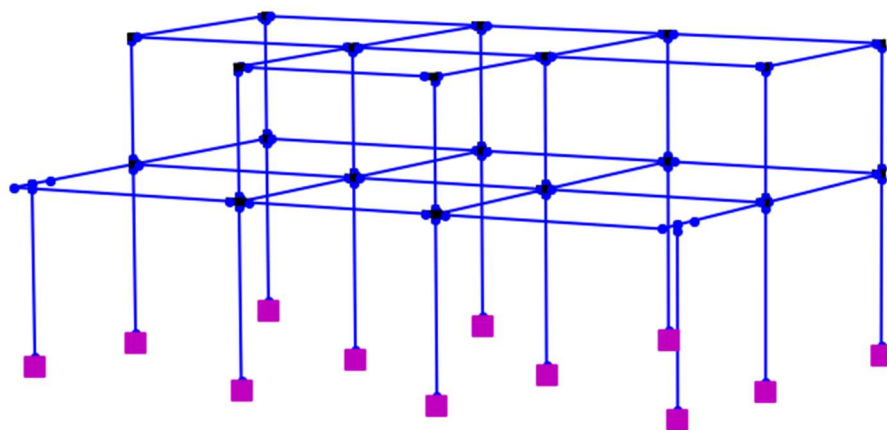


Fig. 30 – Modelo 3D da estrutura em OpenSeesPy

4.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

Com o intuito de validar o modelo desenvolvido, optou-se por modelar a estrutura no software Autodesk Robot Structural Analysis, conforme ilustrado na Fig. 31. Esta abordagem permite realizar a análise modal da estrutura nos dois modelos desenvolvidos, de forma a comparar os valores obtidos para as frequências naturais.

No software Robot, procedeu-se à modelação dos elementos estruturais e à aplicação das cargas permanentes e das sobrecargas, sendo estas adicionadas como cargas uniformemente distribuídas sobre as lajes. No entanto, uma vez que o software contabiliza de forma automática o peso próprio dos elementos, é necessário aplicar apenas as cargas permanentes associadas aos revestimentos e às paredes divisórias. Adicionalmente, para a análise modal, é definida a tabela de combinações de ações com base na combinação quase permanente.

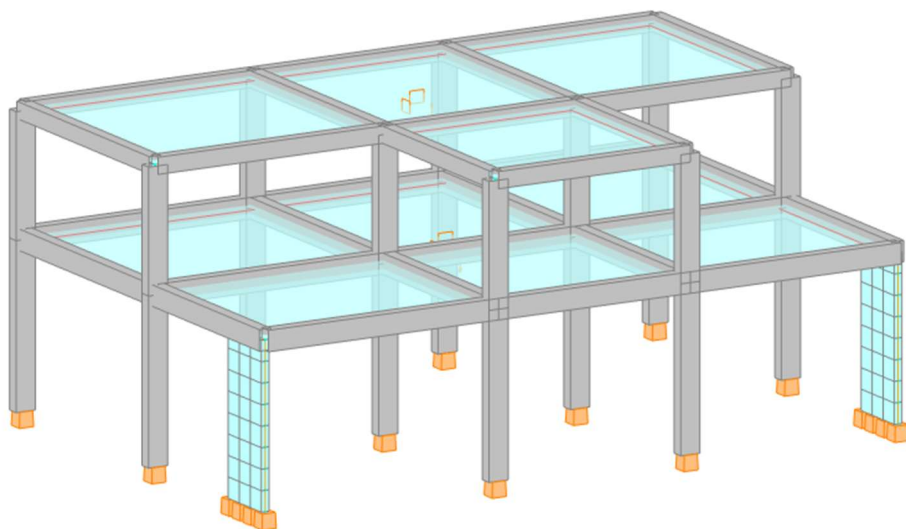


Fig. 31 – Modelo 3D da estrutura em ROBOT

Relativamente ao modelo em OpenSeesPy, é necessário atribuir massa e carga gravítica a cada nó. Sendo assim, a atribuição da massa é realizada tendo em consideração a área de influência (A_{inf}) correspondente a cada nó, sendo contabilizada a massa distribuída da laje, das vigas e a massa concentrada do pilar e da parede. Na Tabela 20 encontram-se apresentados os valores de massa a atribuir em cada nó em função da área de influência. Este procedimento permite determinar a carga gravítica a atribuir a cada nó, através do produto entre a massa do nó pela aceleração da gravidade (g), cujo valor assumido foi de $9,81 \text{ m/s}^2$.

De seguida, efetuou-se a análise modal em ambos os modelos desenvolvidos, obtendo-se as frequências dos seis primeiros modos de vibração, cujos valores se encontram apresentados na Tabela 21. Através da análise comparativa dos valores obtidos, verificam-se diferenças percentuais inferiores a 10%, o que permite validar o modelo e prosseguir para o dimensionamento e análise sísmica do sistema de isolamento de base. O Anexo A.2 ilustra as formas modais associadas às frequências naturais.

Tabela 20 – Massa a atribuir a cada nó

Piso	Área (m^2)	Massa total da laje (ton)	Massa laje por nó (ton)	Massa viga (ton)	Massa pilar (ton)	Massa parede (ton)	Massa total piso (ton)
1	181.5	181,31	$0,999 \cdot A_{inf}$	$0,38 \cdot A_{inf}$	1,07	1,53	230,6
Cobertura	124	82,16	$0,663 \cdot A_{inf}$	$0,31 \cdot A_{inf}$	0,46	0	110,65

Tabela 21 – Modos da estrutura

Modos	OpenSeesPy	ROBOT	Diferença percentual (%)
1	1,749	1,71	2,28
2	2,239	2,38	5,92
3	3,028	3,24	6,54
4	4,758	4,86	2,10
5	5,481	5,17	4,02
6	6,008	6,26	4,03

4.6 ACELEROGRAMAS

A análise estrutural no domínio do tempo requer a utilização de um conjunto de acelerogramas capazes de reproduzir as acelerações do terreno ao longo do tempo durante uma ação sísmica. No presente trabalho, recorreu-se à plataforma SeIEQ para gerar os acelerogramas apresentados no anexo A.3 e os respetivos espectros de resposta, ilustrados na Fig. 32, de acordo com os critérios estabelecidos no EC8 [34].

Uma vez que os acelerogramas gerados correspondem a registos unidirecionais, optou-se por realizar análises sísmicas nas duas direções principais de forma independente. Assim sendo, em ambas as direções, procedeu-se à aplicação e à análise do comportamento estrutural para cada um dos acelerogramas gerados, tendo sido determinado o valor médio dos resultados obtidos.

Na Tabela 22 encontram-se apresentados os parâmetros que definem cada um dos acelerogramas, nomeadamente o intervalo de tempo (Δt), a duração total do sismo, o fator de escala e a aceleração de pico (PGA). Importa referir que o fator de escala foi definido tendo em consideração a aceleração máxima de referência correspondente ao valor estipulado no EC8 para Lisboa.

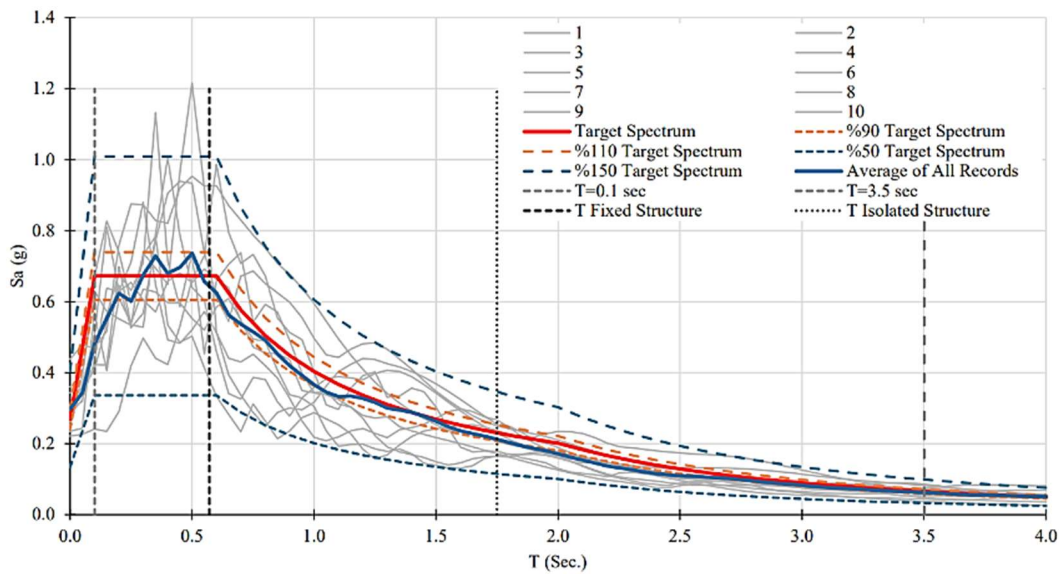


Fig. 32 – Espectro de resposta

Tabela 22 – Dados dos acelerogramas

ID	dt (s)	Duração(s)	Fator de escala	PGA (m/s^2)
1	0,005	124,075	1,959	4,299
2	0,02	46,000	0,527	2,564
3	0,02	23,840	0,887	3,533
4	0,005	39,950	1,719	3,372
5	0,01	40,000	2,000	2,474
6	0,01	54,160	1,919	2,936
7	0,01	45,310	0,846	2,796
8	0,005	90,000	1,889	2,172
9	0,005	65,060	2,000	2,764
10	0,01	40,000	2,000	2,304

4.7 SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE

4.7.1 Pré-dimensionamento do Sistema

O pré-dimensionamento do sistema de isolamento de base foi desenvolvido através do método da análise linear simplificada. Este método permitiu determinar as propriedades geométricas e mecânicas do sistema, tendo em conta as exigências normativas apresentadas no subcapítulo Análise linear simplificada e o catálogo de apoios comercializados disponibilizado pela FIP Industriale [35].

Antes do processo de dimensionamento, é fundamental determinar as forças axiais máximas a que cada dispositivo estará sujeito durante a ação sísmica. Esta análise visa garantir a seleção de dispositivos com a capacidade resistente necessária. Dado que, no presente caso, a componente vertical da ação sísmica foi desprezada, optou-se por determinar os esforços axiais da estrutura fixa para a combinação quase permanente, sendo integrados na análise os elementos estruturais presentes no piso térreo. Na Tabela 23 encontram-se apresentados os valores obtidos.

Tabela 23 – Carga vertical para cada apoio na estrutura fixa

Apoio	V (kN)
1	321,5
2	434,91
3	269,63
4	541,89
5	878,86
6	407,22
7	519,69
8	842,56
9	392,86
10	299,31
11	404,51
12	251,76

O pré-dimensionamento do sistema iniciou-se com a adoção de um valor para o período efetivo (T_{eff}) pertencente ao intervalo definido pela expressão (28).

$$3 \times 0,583 \leq T_{eff} \leq 3 \leftrightarrow 1,715 \leq T_{eff} \leq 3$$

A flexibilidade estrutural fornecida pelo sistema de isolamento contribui para a redução das forças transmitidas à estrutura e para o aumento dos deslocamentos concentrados na interface do sistema. Assim sendo, optou-se por considerar um período efetivo de 2 segundos, com o intuito de garantir um equilíbrio entre as forças transmitidas e o controlo dos deslocamentos.

Na estrutura convencional, os elementos estruturais presentes no piso térreo encontram-se vinculados ao terreno, acompanhando o seu movimento durante uma ação sísmica. Este comportamento permite simplificar o modelo estrutural, sendo aplicada a restrição de apoio encastrado aos nós do piso térreo e sendo dispensada a modelação dos elementos estruturais localizados no mesmo.

No entanto, a implementação do sistema de isolamento de base promove o desacoplamento entre a estrutura e o terreno, fazendo com que o piso térreo deixe de estar vinculado ao terreno. Este desacoplamento divide a estrutura em duas partes, denominadas subestrutura e superestrutura, constituídas pelos elementos situados abaixo e acima do sistema de isolamento, respetivamente. Sendo assim, nesta fase torna-se necessário considerar a massa estrutural presente no piso térreo, determinada através do procedimento descrito para os restantes pisos. Na Tabela 24 são apresentados os valores das massas nodais do piso térreo e a respetiva massa total.

Tabela 24 – Massa a atribuir a cada nó correspondente à ligação apoio-superestrutura

Piso	Área (m ²)	Massa total da laje (ton)	Massa laje por nó (ton)	Massa viga (ton)	Massa pilar (ton)	Massa parede (ton)	Massa total piso (ton)
Térreo	181,5	181,31	0,999*A _{inf}	0,38*A _{inf}	0,61	1,53	226

Com base no valor adotado para o período efetivo e na massa da superestrutura, resultante do somatório das massas totais associadas a cada nível estrutural, torna-se possível determinar a rigidez horizontal efetiva do sistema através da equação (27).

$$2 = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{567,25}{K_{eff}}} \Leftrightarrow K_{eff} = 5598,533 \text{ kN/m}$$

Posteriormente, efetua-se o cálculo do deslocamento do centro de rigidez do sistema provocado pela aceleração espectral definida para a ação sísmica no instante do período efetivo. Recorre-se à fórmula (31) para determinar o deslocamento, sendo necessário considerar o coeficiente de fiabilidade definido pelo EC8 e o coeficiente de majoração que contabiliza os efeitos torsionais, sendo adotado um valor de 1,2 para ambos [36].

$$d_{dc} = \frac{567,25 \times 1,615}{5598,533} \times 1,2 \times 1,2 = 0,236 \text{ m}$$

Com o intuito de pré-dimensionar um sistema de isolamento compatível com as soluções disponíveis comercialmente, recorreu-se ao catálogo da FIP Industriale. Atendendo ao deslocamento determinado, foram utilizados como referência isoladores capazes de acomodar deslocamentos de 250 mm e com capacidade resistente adequada para suportar as cargas verticais apresentadas na Tabela 23. Sendo assim, foram selecionados apoios com diâmetros de 450 mm e 500 mm. Ambos apresentam uma altura total de elastómero de 126 mm e altura total do apoio de 226 mm, sendo constituídos por camadas de elastómero com espessura de 6 mm, chapas intermédias de 3 mm e uma chapa de topo e de base com 20 mm. Uma vantagem relevante deste sistema de isolamento consiste na elevada capacidade de deformação do elastómero, sendo estabelecido o limite regulamentar de 200% para o Estado Limite Último. Esta propriedade é determinada através da razão entre o deslocamento (d_{dc}) e a altura total de elastómero (h_{el}), sendo obtido um valor de 187%.

Através das equações (34) a (38), apresentadas a seguir, é possível determinar a rigidez efetiva horizontal (k_h) e vertical (k_v) de cada apoio adotado. A rigidez vertical total resulta da rigidez por distorção ($k_v(\gamma)$) e da rigidez vertical pela variação de volume ($k_v(v)$) [1]. Para a determinação das rigidezes, torna-se necessário definir propriedades do elastómero, tais como o módulo de corte (G) e o módulo de compressibilidade (k), sendo adotados valores de 0,4 MPa e 1000 MPa, respetivamente [35], [37].

$$k_h = \frac{G \times A}{h_{el}} \quad (34)$$

$$k_v = \frac{k_v(\gamma) \times k_v(v)}{k_v(\gamma) + k_v(v)} \quad (35)$$

$$k_v(\gamma) = 6 \times \frac{G \times S^2 \times A}{h_{el}} \quad (36)$$

$$k_v(v) = \frac{k \times A}{h_{el}} \quad (37)$$

$$S = \frac{D}{4 \times t} \quad (38)$$

Após o cálculo das propriedades mecânicas dos isoladores, procedeu-se à comparação entre os valores obtidos analiticamente e os valores indicados pelo fabricante, sendo ambos apresentados na Tabela 25. Adicionalmente, apresenta-se a diferença percentual entre os mesmos, verificando-se valores inferiores a 7%. Estes valores permitem validar os resultados analíticos, evidenciando que estes reproduzem adequadamente o comportamento do isolador. Posteriormente, é definida a planta do sistema de isolamento, conforme ilustrado na Fig. 33. Com o intuito de minimizar os efeitos torsionais, foi selecionado o isolador com capacidade resistente relativamente às cargas verticais imediatamente superior ao valor do esforço axial atuante, tendo sido verificada a margem de segurança. Sempre que essa margem se verificasse insuficiente, adotava-se o isolador de capacidade superior, garantindo a integridade do sistema. Importa referir que a carga resistente fornecida pelo fabricante corresponde ao caso mais desfavorável, estando associada ao deslocamento máximo admissível de 250 mm. Deste modo, é esperado que, para deslocamentos inferiores, a capacidade resistente seja superior. No Anexo A.4 encontra-se apresentada a tabela dos isoladores comerciais consultados e o procedimento desenvolvido para o cálculo das propriedades geométricas e mecânicas.

Tabela 25 – Designação e propriedades mecânicas

Isolador	V (kN)	k_h (kN/m)	k_h (%)	k_v (kN/m)	k_v (%)
S – 450/126	530	504,899	1,00	577638,480	6,19
S – 500/126	1010	623,332	6,83	795066,168	5,46

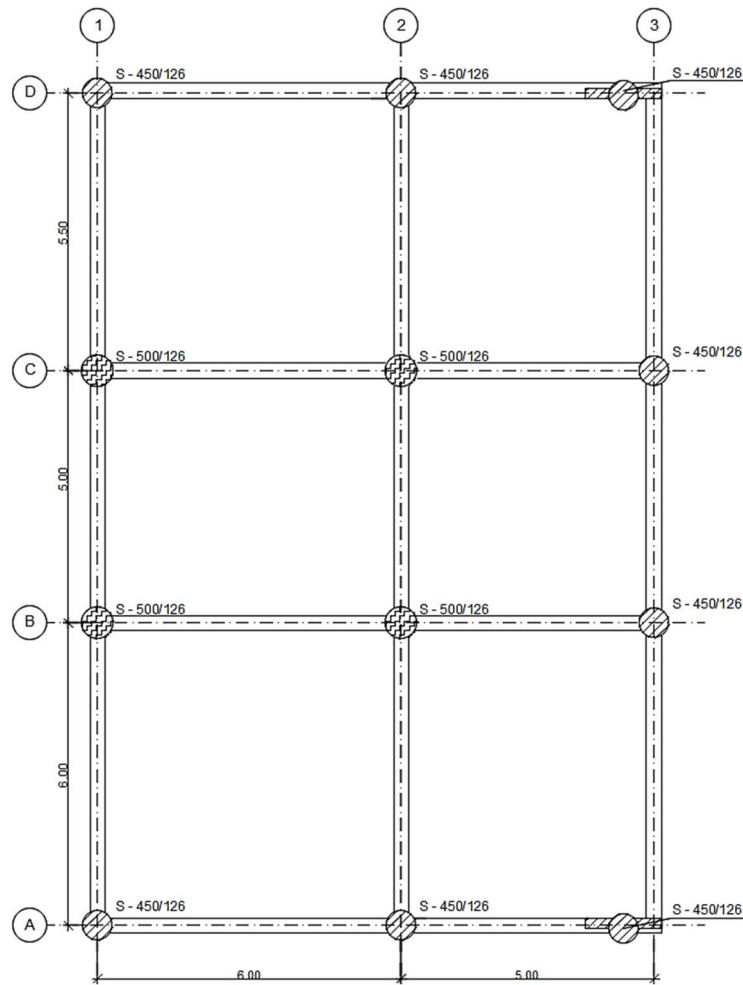


Fig. 33 – Planta do sistema de isolamento

A partir da distribuição dos isoladores e do somatório das respectivas propriedades mecânicas, é possível obter a rigidez horizontal efetiva e a rigidez vertical do sistema. Com base nos valores obtidos, são calculados os períodos e o deslocamento do centro de rigidez, que, por sua vez, irá modificar as distorções dos apoios, conforme é demonstrado a seguir.

$$\sum K_{eff} = 6532,518 \text{ kN/m}$$

$$\sum K_v = 7801372,510 \text{ kN/m}$$

$$T_{eff} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{567,25}{6532,518}} = 1,852 \text{ seg} > 1,715 \text{ ok}$$

$$T_v = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{567,25}{7801372,510}} = 0,0536 \text{ seg} < 0,1 \text{ ok}$$

$$d_{dc} = \frac{567,25 \times 1,745}{6532,518} \times 1,2 \times 1,2 = 0,2182 \text{ m}$$

$$\gamma_{S-450/126} = \gamma_{S-500/126} = \frac{218,2}{126} \times 100 = 173\% < 200\% \text{ ok}$$

No entanto, para caracterizar o comportamento bilinear do sistema, torna-se necessário determinar a rigidez inicial (K_1), a rigidez pós-cedência (K_2), a rigidez à rotação (K_{rot}), a força característica (Q_d), força de cedência (F_y) e o correspondente deslocamento de cedência (d_y). Para isso, foi considerado como referência o ciclo de histerese ilustrado na Fig. 11, permitindo deduzir as seguintes expressões. Adicionalmente, para os apoios HDRB, estabelece-se que a rigidez inicial apresenta um valor entre 3 e 9 vezes superior ao da rigidez pós-cedência.

$$\xi_{eff} = \frac{2 \times Q_d \times (d_{dc} - d)}{\pi \times K_{eff} \times d_{dc}^2} \quad (39)$$

$$F_{m\acute{a}x} = K_{eff} \times d_{dc} \quad (40)$$

$$F_{m\acute{a}x} = Q_d + K_2 \times d_{dc} \quad (41)$$

$$F_y = K_1 \times d_y \quad (42)$$

$$F_y = Q_d + K_2 \times d_y \quad (43)$$

$$k_{rot} = \frac{k \times I}{h_{el}} \quad (44)$$

Através das fórmulas apresentadas, é possível constatar a interdependência entre a rigidez pós-cedência, a força característica e o deslocamento de cedência, tornando-se necessário recorrer a um processo iterativo. Na primeira iteração, o deslocamento de cedência é considerado nulo, permitindo o cálculo da força característica através da expressão (39). De seguida, com base no valor obtido e através da relação das expressões (40) e (41), é possível obter a rigidez pós-cedência de cada apoio. Este valor permite determinar a rigidez inicial que, por sua vez, através da relação das expressões (42) e (43), torna possível o cálculo do deslocamento de cedência. Este valor é utilizado no início da iteração seguinte na expressão (39), substituindo o valor inicialmente considerado para o deslocamento de cedência, sendo determinados os novos valores para as restantes propriedades mecânicas. Este processo repetir-se-á até ser verificada a convergência de valores, conforme demonstrado no Anexo A.4, sendo sintetizados os resultados obtidos na Tabela 26. Adicionalmente, de seguida são apresentadas as relações correspondentes aos pares de expressões referidos.

$$K_{eff} \times d_{dc} = Q_d + K_2 \times d_{dc} \leftrightarrow K_2 = K_{eff} - \frac{Q_d}{d_{dc}}$$

$$K_1 \times d_y = Q_d + K_2 \times d_y \leftrightarrow d_y = \frac{Q_d}{K_1 - K_2}$$

Tabela 26 – Propriedades do apoio

Isolador	Nº utilizado	$F_{máx}$ (kN)	K_{rot} (kN × m)	Q_d (kN)	K_2 (kN/m)	K_1 (kN/m)	d_y (mm)	F_y (kN)
S – 450/126	8	110,172	15975,314	18,010	422,364	2534,183	8,528	21,611
S – 500/126	4	136,014	24348,901	22,234	521,437	3128,621		26,681

Após o dimensionamento do sistema de isolamento, é fundamental verificar se a força de cedência global é suficiente para garantir o funcionamento dos isoladores em regime elástico sob a ação do vento. A partir do somatório das forças de cedência dos doze apoios considerados, obtém-se a força de cedência do sistema no valor de 279,615 kN, revelando-se significativamente superior às forças resultantes das pressões do vento exercidas nas fachadas, conforme é possível verificar na Tabela 19. Para além disso, é determinada a excentricidade total nas duas direções principais entre o centro de rigidez e a projeção do centro de massa da superestrutura, sendo incluída a excentricidade accidental (e_a) através da expressão (26). As coordenadas do centro de massa da superestrutura foram obtidas na análise modal da estrutura fixa. Verifica-se que os valores obtidos para as excentricidades totais são inferiores a 7,5% do comprimento da estrutura na direção transversal, evidenciando o controlo dos efeitos torsionais. O Anexo A.4 inclui o cálculo do centro de rigidez do sistema e na Tabela 27 encontram-se apresentados os valores máximos das excentricidades obtidas, sendo evidente o cumprimento do limite estabelecido pelo EC8 mencionado no subcapítulo da Análise linear simplificada.

Tabela 27 – Excentricidade (m)

e_x	e_y	e_{ax}	e_{ay}	$e_x - e_{ax}$	$e_y - e_{ay}$	Lim e_x	Lim e_y
-0,247	-0,103	0,825	0,550	-1,072	-0,653	1,238	0,825

4.7.2 Modelação da estrutura isolada

Como referido previamente, devido à implementação do sistema de isolamento, a estrutura será dividida em duas partes: a subestrutura e a superestrutura. Dado que o piso térreo pertence à superestrutura, para a realização da análise estrutural torna-se necessário incluir no modelo os elementos estruturais presentes no mesmo. Na Fig. 34 é ilustrado o modelo tridimensional da estrutura, no qual estão modelados todos os elementos necessários.

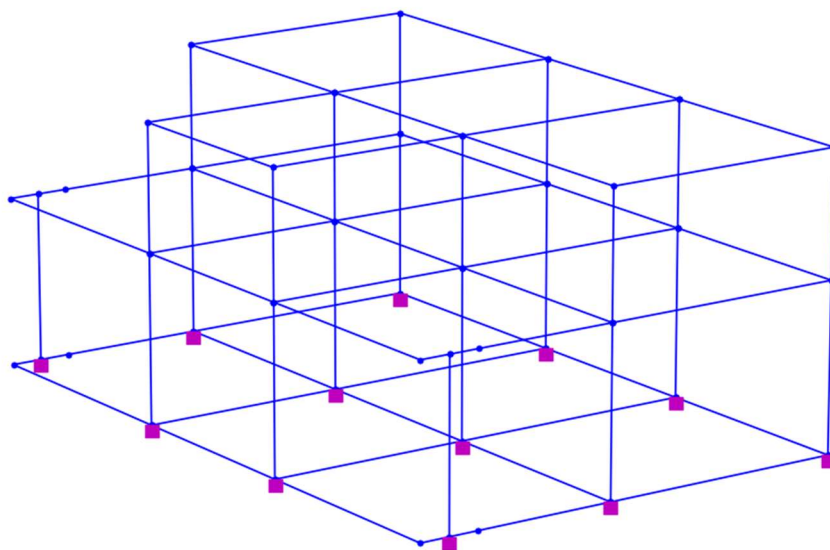


Fig. 34 – Modelo 3D da estrutura isolada em OpenSeesPy

Relativamente à modelação do sistema de isolamento, recorre-se ao elemento designado por “*elastomericBearingPlasticity*”. Este elemento permite caracterizar o comportamento bilinear dos isoladores adotados a partir das propriedades determinadas no dimensionamento. Para além disso, permite a simplificação do modelo, uma vez que os apoios HDRB podem ser adicionados ao modelo com comprimento nulo, sendo representadas as ligações do apoio à subestrutura e à superestrutura através de pares de coordenadas coincidentes, conforme ilustrado na Fig. 35 [38].

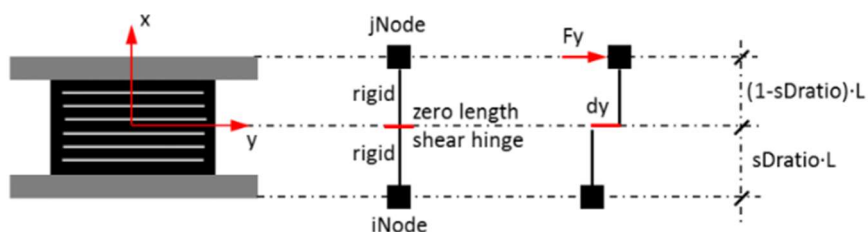


Fig. 35 – Modelação do HDRB em OpenSeesPy [38]

Posteriormente à modelação da estrutura isolada, procedeu-se à análise modal linear simplificada. Esta análise é realizada tendo em consideração o comportamento linear equivalente do sistema, sendo esperado que as duas primeiras frequências apresentem o valor definido no dimensionamento. Na Tabela 28 encontram-se sintetizadas as frequências obtidas, bem como a respetiva participação modal.

Tabela 28 – Modos da estrutura

Modos	Frequência natural (Hz)	Massa participante modal (ton)		
		Mx	My	RMz
1	0,54	523,753	43,296	8,203
2	0,54	43,3286	523,911	0,306
3	0,766	0,154	0,040	24861,6
4	16,595	0,000284	0	0
5	18,069	0	0,000113	0
6	18,662	0	0	0

Com base nos resultados apresentados na Tabela 28, é possível verificar que os três últimos modos de vibração não contribuem de forma significativa para a resposta estrutural, uma vez que apresentam valores inferiores a 5% relativamente à massa participante. Deste modo, conclui-se que o comportamento da estrutura é dominado pelos primeiros três modos, os quais correspondem a uma massa total efetiva superior a 90%. Enquanto os dois primeiros modos correspondem a movimentos de translação, o terceiro modo manifesta movimentos de torção, sendo estas deformações concentradas na interface do isolamento. No A.5 encontram-se ilustradas as formas modais dos três primeiros modos.

4.8 ANÁLISE ESTRUTURAL

Inicialmente, foi realizada a análise sísmica da estrutura isolada, com o intuito de verificar a integridade do sistema de isolamento face ao incremento das cargas verticais devido à ação sísmica e ao deslocamento na interface do mesmo.

Conforme referido no subcapítulo Isolamento de base, os deslocamentos exigem a aplicação do coeficiente de fiabilidade no valor de 1,2. Desta forma, obteve-se um deslocamento máximo na interface do sistema de 113,76 mm, o qual corresponde a uma distorção de 90,29%. Com base na Tabela 25, verifica-se que os isoladores que constituem o sistema de isolamento apresentam capacidade resistente suficiente para suportar as cargas máximas atuantes, as quais se encontram apresentadas na Tabela 29. Os resultados obtidos evidenciam capacidade resistente suficiente e uma deformação com margem de segurança relativamente ao limite regulamentar, garantindo a integridade estrutural do mesmo.

Tabela 29 – Carga vertical máxima para cada apoio na estrutura isolada

Apoio	V (kN)
S – 450/126	522,826
S-500/126	871,825

Após verificada a segurança do sistema de isolamento, é analisada a sua eficiência através da comparação do comportamento estrutural entre a estrutura convencional e a estrutura isolada. De acordo com as análises modais, verifica-se que a estrutura fixa apresenta uma frequência fundamental de 1,749 Hz. Valor este reduzido para 0,54 Hz com a implementação dos isoladores, permitindo o afastamento do patamar máximo de excitação sísmica. Deste modo, é expectável a redução das forças transmitidas à estrutura e das acelerações. A Fig. 36 apresenta os valores do corte basal obtidos para ambas as direções consideradas, sendo evidenciadas reduções mínimas de 65,87%. Relativamente às acelerações, os resultados obtidos no centro de massa de cada piso encontram-se representados na Fig. 37. Verifica-se que a estrutura fixa apresenta o valor da aceleração sísmica na base, com um aumento progressivo com a altura da mesma em ambas as direções para as quais a ação sísmica foi implementada, sendo registado o valor máximo de $9,538 \text{ m/s}^2$ na cobertura. O valor da aceleração sísmica foi determinado pela média dos máximos dos acelerogramas. Na estrutura isolada, o valor máximo obtido na cobertura foi de $4,393 \text{ m/s}^2$, evidenciando a eficácia do sistema de isolamento adotado na redução das acelerações transmitidas à estrutura.

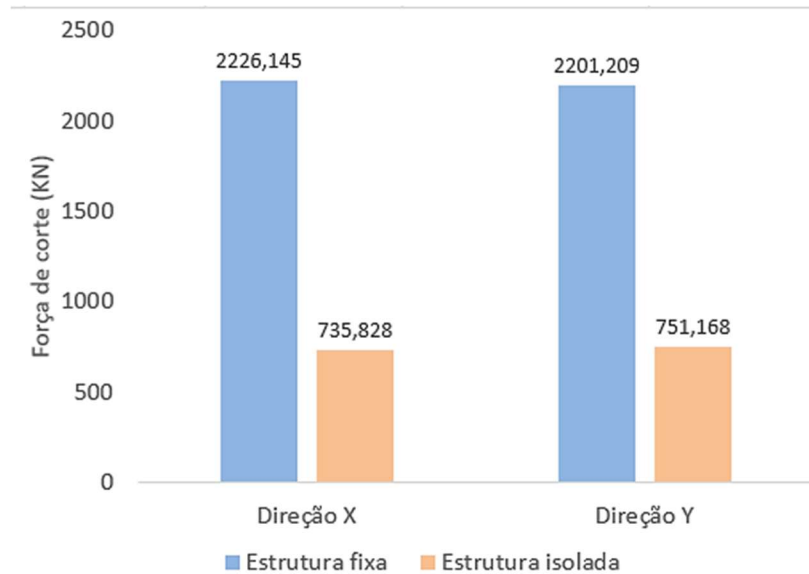


Fig. 36 – Corte basal

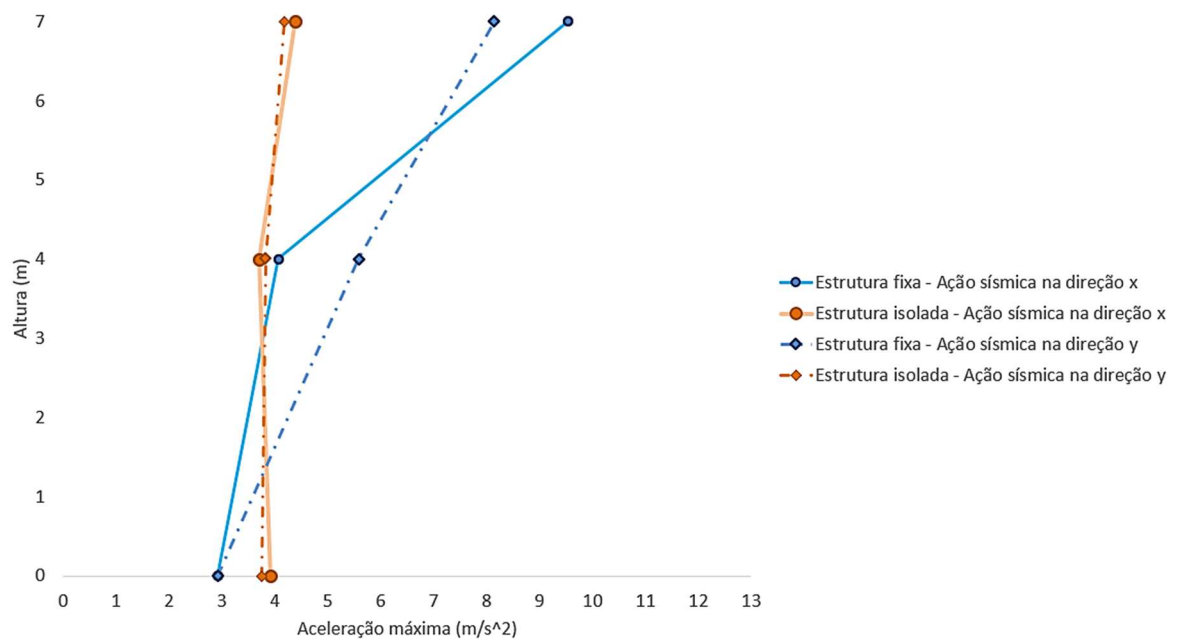


Fig. 37 – Acelerações no centro de massa

Prevê-se também uma diminuição dos deslocamentos entre pisos, contribuindo para que a superestrutura apresente um comportamento próximo ao de um corpo rígido. Na Fig. 38 é ilustrada a deformada do edifício tendo em consideração os deslocamentos obtidos no centro de massa dos níveis correspondentes. É importante ressaltar, a necessidade de aplicar o coeficiente de fiabilidade no deslocamento associado à interface do sistema de isolamento.

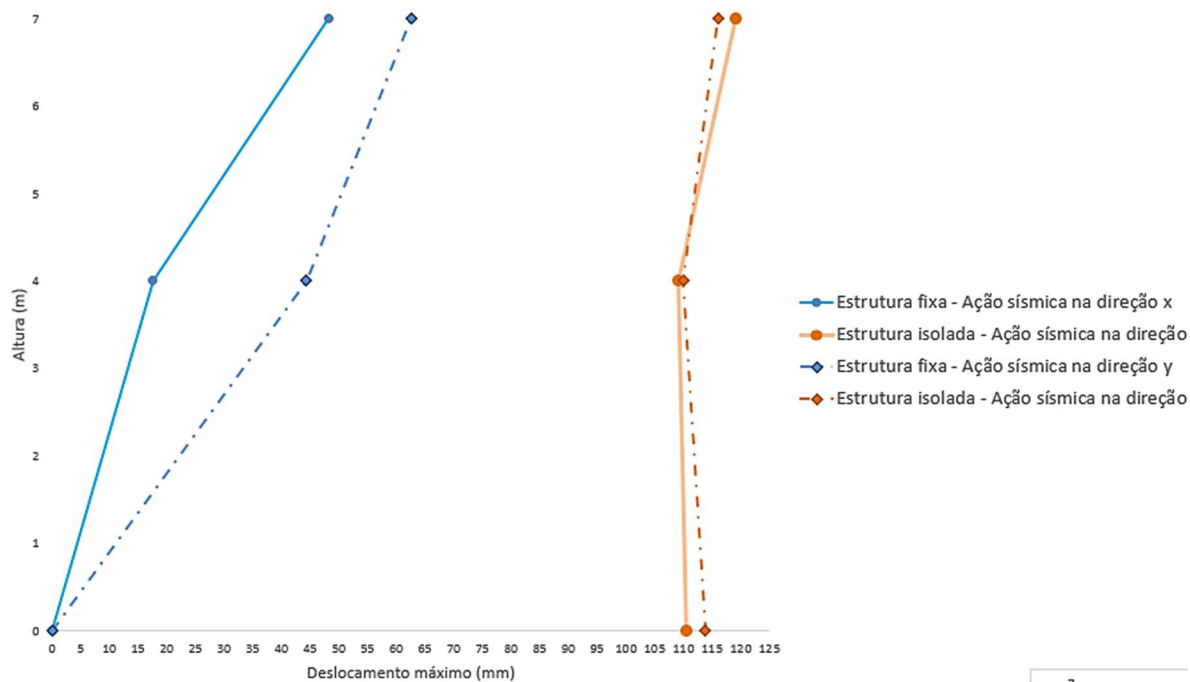


Fig. 38 – Deslocamentos máximos absolutos dos pisos no centro de massa

Com base na Fig. 38, verifica-se que a estrutura fixa apresenta um deslocamento máximo de 44,3 mm entre pisos, enquanto a estrutura isolada regista um valor máximo de 10 mm. Estes resultados indicam uma redução de aproximadamente 77%, evidenciando mais uma vez o comportamento próximo ao de um corpo rígido.

No entanto, a análise do controlo de danos dos elementos estruturais é realizada através do cálculo dos *drifts* entre pisos. Deste modo, tornou-se necessário analisar os valores apresentados no Anexo A.6, sendo estes o resultado da divisão entre o deslocamento relativo entre pisos e a altura correspondente. A verificação foi realizada através da expressão (25), sendo aplicado um coeficiente de redução no valor de 0,4 aos dados selecionados, correspondente ao tipo de ação sísmica considerada. Na Fig. 39 encontram-se apresentados os resultados obtidos para o pilar 1, identificado como o caso mais desfavorável. Os resultados demonstram que a estrutura fixa se aproxima do valor limite de 0,005 estabelecido na norma para ambas as direções analisadas. Por sua vez, a estrutura isolada apresenta uma margem de segurança significativa relativamente a esse limite. Adicionalmente, verifica-se que, para a ação sísmica na direção X, os *drifts* da estrutura fixa aumentam ao longo da altura, enquanto na estrutura isolada o aumento dos *drifts* é muito reduzido. Para a ação sísmica na direção Y, ambas as estruturas apresentam uma diminuição na ordem dos 43% para os *drifts* ao longo da altura.

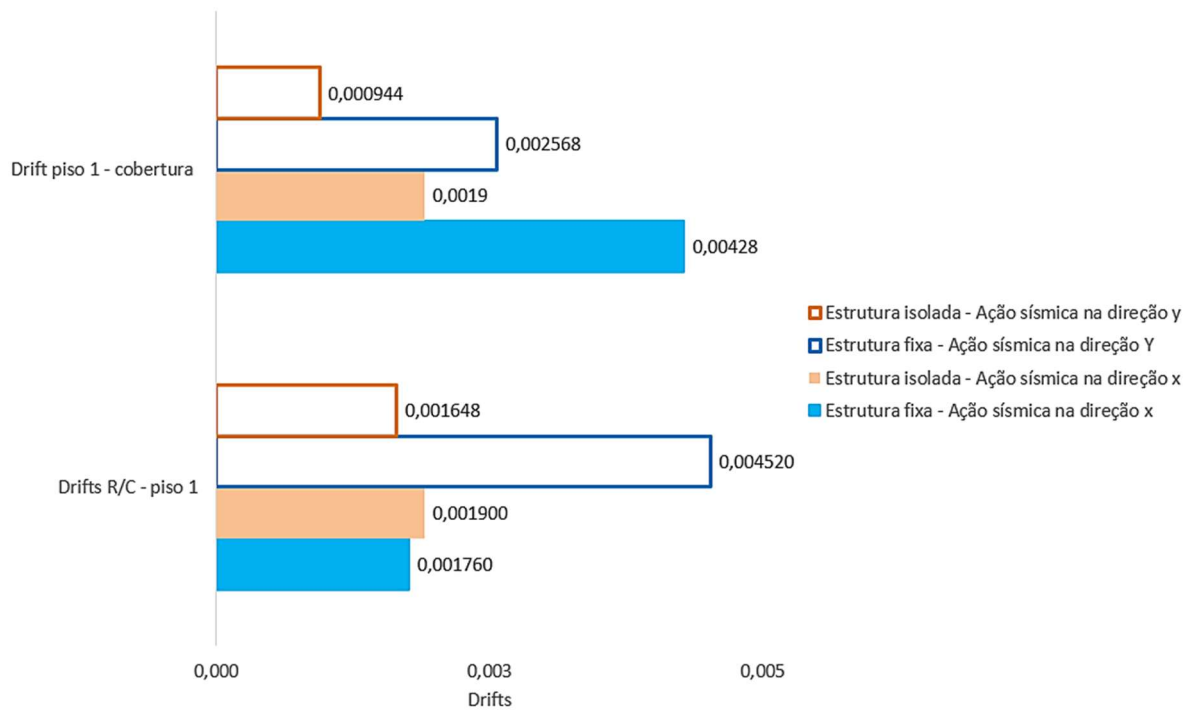


Fig. 39 – Drifts

Os resultados apresentados evidenciam o comportamento esperado da estrutura após a introdução dos isoladores HDRB, demonstrando a sua eficácia na mitigação dos efeitos provocados pela ação sísmica. Tal como era esperado, verificou-se que o aumento do período natural permitiu o afastamento da excitação sísmica predominante, contribuindo para a redução das forças e das acelerações transmitidas à estrutura. Além disso, o amortecimento adotado revelou-se suficiente para o controlo dos deslocamentos na interface do sistema de isolamento.

5

CONCLUSÕES

O presente capítulo apresenta as conclusões e aprendizagens obtidas ao longo do estudo desenvolvido, bem como algumas recomendações para dissertações futuras.

Nas últimas décadas, o isolamento sísmico de base demonstrou ser uma solução inovadora na engenharia estrutural. O seu desenvolvimento surgiu da necessidade de conciliar a flexibilidade e a rigidez da estrutura, garantindo tanto a minimização dos esforços transmitidos à estrutura como o controlo dos deslocamentos relativos entre pisos. Simultaneamente, o sistema deve assegurar capacidade resistente às ações do vento e às cargas verticais, através de uma elevada rigidez horizontal inicial e de uma rigidez vertical elevada, respetivamente. No entanto, durante uma ação sísmica, a rigidez horizontal deve diminuir, oferecendo a flexibilidade necessária à estrutura e garantindo a dissipação de energia através do regime plástico. Estas propriedades são responsáveis por garantir a integridade do sistema ao longo dos anos.

A aplicação desta solução em Portugal apresenta alguns desafios, destacando-se o dimensionamento do sistema, uma vez que o Eurocódigo 8 não aborda o tema de forma detalhada. Para além disso, a implementação do sistema exige o dimensionamento de juntas sísmicas de forma a acomodar os deslocamentos concentrados. Paralelamente, deve ser dada especial atenção à flexibilidade das redes técnicas, assegurando que estas não comprometem a integridade e funcionalidade do sistema durante um evento sísmico.

No âmbito da presente dissertação, o estudo prático incidiu sobre a aplicação de apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB) num edifício de betão armado. A escolha deste sistema deveu-se às características do edifício em estudo, tendo-se destacado a sua simplicidade construtiva e a sua eficiência na dissipação de energia.

Com base nas características do caso de estudo e nos requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8, procedeu-se ao pré-dimensionamento do sistema de isolamento. Como referido previamente, verificou-se que o Eurocódigo 8 não aborda o dimensionamento de forma aprofundada. Deste modo, tornou-se necessário recorrer a livros técnicos para a caracterização do sistema bilinear. Numa fase inicial, o pré-dimensionamento foi realizado através do método linear equivalente, o qual permitiu representar o comportamento bilinear do sistema através de propriedades equivalentes. Posteriormente, com base no amortecimento adotado e no ciclo de histerese esperado, foram determinadas as propriedades mecânicas fundamentais para a caracterização do comportamento real do sistema. Paralelamente, revelou-se importante garantir o desempenho do sistema perante ações de serviço às quais a estrutura se encontrará sujeita recorrentemente no seu dia a dia. Assim, verificou-se a necessidade de recorrer ao Eurocódigo 1, com o intuito de avaliar se os apoios dimensionados apresentavam a rigidez horizontal suficiente para resistir às pressões exercidas nas fachadas exteriores provocadas pelo vento.

Concluído o dimensionamento, procedeu-se à análise no domínio do tempo, com o intuito de verificar a integridade e a eficiência do sistema dimensionado. Neste contexto, uma vez que o pré-dimensionamento considerou as cargas gravíticas para a seleção dos apoios, evidenciou-se a necessidade de verificar se o incremento resultante da componente horizontal da ação sísmica não compromete a capacidade resistente dos apoios. Uma vez verificado, foi possível concluir que, quando a componente vertical da ação sísmica é desprezada na análise, é possível realizar o pré-dimensionamento com base nas cargas gravíticas da estrutura, desde que seja garantida uma margem de segurança entre a carga atuante e a carga resistente. Paralelamente, é fundamental verificar o deslocamento máximo na interface do sistema, uma vez que este valor influencia diretamente os níveis de distorção dos apoios. Assim, tendo em consideração o deslocamento máximo obtido e a altura de elastómero utilizada, verificou-se que os níveis de deformação eram próximos de 100%. Este resultado evidencia a eficiência do sistema dimensionado, uma vez que mantém uma margem de segurança significativa relativamente ao limite de 200% e respeita a prática recomendável de apresentar distorções moderadas. As distorções próximas de 100% permitem aproveitar a capacidade de dissipação de energia de forma eficaz, sendo de evitar níveis de deformação muito baixos e muito altos, uma vez que podem conduzir ao não aproveitamento da capacidade de dissipar energia e à degradação das propriedades mecânicas do elastómero, respetivamente.

A análise comparativa entre o comportamento estrutural da estrutura fixa e da estrutura isolada permitiu concluir que, apesar de os apoios de borracha de alto amortecimento apresentarem desafios, a sua consideração como solução estrutural permite diminuir significativamente as forças transmitidas à estrutura e os *drifts* entre pisos, contribuindo para a minimização dos danos provocados tanto nos elementos estruturais como nos elementos não estruturais. Importa, contudo, referir que os resultados apresentados estão condicionados pelas características do edifício analisado e que a aplicação deste sistema pode não ser adequada a determinadas tipologias estruturais ou em determinadas regiões. Assim, deve ser realizada uma análise a cada projeto, tendo em consideração as características geométricas e as propriedades geotécnicas, de forma a garantir a eficácia e viabilidade desta solução estrutural.

Face à redução das forças transmitidas à estrutura e dos deslocamentos entre pisos, seria possível desenvolver uma análise detalhada do dimensionamento dos elementos estruturais da superestrutura. Esta análise permite avaliar a otimização das secções transversais e da quantidade de armadura necessária. Neste sentido, recomenda-se que dissertações futuras aprofundem este estudo económico, permitindo avaliar a relação custo-benefício da solução adotada face às vantagens verificadas. Recomenda-se também desenvolver o estudo para diferentes tipologias de edifícios, de forma a compreender a influência das propriedades estruturais na adoção do tipo de sistema mais adequado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R.Ivan Skinner, Trevor E.Kelly, and Bill (W.H.) Robinson, *seismic isolation for designers and structural engineers*. 2010.
- [2] W. A. Ghafar, T. Zhong, Z. Lai, Z. Pingle, Y. Yang, and M. M. Hasan, “Seismic isolation for existing structures: a review of retrofitting techniques, case studies, and trends,” *Discover Civil Engineering* 2025 2:1, vol. 2, no. 1, pp. 137-, Jul. 2025, doi: 10.1007/s44290-025-00300-1.
- [3] A. S. Louro and J. M. Catarino, “2.^a geração de Eurocódigos Estruturais – Desenvolvimento e implementação em Portugal,” *Revista portuguesa de engenharia de estruturas*, Jul. 2022, Accessed: Apr. 30, 2026. [Online]. Available: http://rpee.lnec.pt/Ficheiros/rpee_serieIII_n25/rpee_sIII_n25_pg13_22.pdf
- [4] A. Charleson and A. Guisasola, *Seismic Isolation for Architects*. 2017.
- [5] Filipe Ribeiro de Figueiredo, “Isolamento Sísmico de Base - Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios,” Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [6] J. M. Kelly, “Base Isolation: Linear Theory and Design,” *Earthquake Spectra*, vol. 6, no. 2, pp. 223–244, May 1990, doi: 10.1193/1.1585566.
- [7] Instituto Português da Qualidade, “Eurocódigo 8-Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios,” 2010.
- [8] I. G. Buckle and R. L. Mayes, “Seismic Isolation: History, Application, and Performance—A World View,” *Earthquake Spectra*, vol. 6, no. 2, pp. 161–201, May 1990, doi: 10.1193/1.1585564.
- [9] Y. Domadzra, M. Bhandari, and M. Hasan, “Enhancing earthquake resilience: a review of friction pendulum seismic isolation techniques,” *Asian Journal of Civil Engineering*, Nov. 2024, doi: 10.1007/S42107-024-01231-5.
- [10] “Vulcanização da borracha: processo, usos e benefícios.” Accessed: Mar. 28, 2026. [Online]. Available: <https://www.kinsoe.com/pt/vulcanization-rubber-process/>
- [11] “Chumaceira de borracha de chumbo para isolamento sísmico em pontes e edifícios.” Accessed: Mar. 28, 2026. [Online]. Available: <https://www.bridgebearings.net/pt/bridge-bearings/lead-rubber-bearing/>

- [12] Luzetech, “Lead-Core Rubber Bearings (LRB).” Accessed: Apr. 04, 2026. [Online]. Available: <https://www.luzetech.com/seismic-isolation-products/lead-core-rubber-bearing.html>
- [13] X. D. Nguyen and L. Guizani, “Analytical and numerical investigation of natural rubber bearings incorporating U-shaped dampers behaviour for seismic isolation,” *Eng. Struct.*, vol. 243, p. 112647, Sep. 2021, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112647.
- [14] “High Damping Rubber Bearing .” Accessed: Apr. 05, 2026. [Online]. Available: <https://www.china-gnma.com/products/high-damping-rubber-bearing.html>
- [15] Ashad Ullah Qureshi, “3 Parameters of basic hysteresis loop of isolator for bilinear modelling | Download Scientific Diagram.”
- [16] S. L. Burtscher and A. Dorfmann, “Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings,” *Eng. Struct.*, vol. 26, no. 13, pp. 1979–1991, Nov. 2004, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2004.07.014.
- [17] A. R. Avinash, A. Krishnamoorthy, K. Kamath, and M. Chaithra, “Sliding Isolation Systems: Historical Review, Modeling Techniques, and the Contemporary Trends,” *Buildings* 2022, Vol. 12, Page 1997, vol. 12, no. 11, Nov. 2022, doi: 10.3390/BUILDINGS12111997.
- [18] OILES CORPORATION, “Friction Pendulum System, FPS .” Accessed: Apr. 07, 2026. [Online]. Available: https://www.oiles.co.jp/en/products/damping_isolation/building/fps/
- [19] N. Kravchuk, R. Colquhoun, and A. Porbaha, “Development of a Friction Pendulum Bearing Base Isolation System for Earthquake Engineering Education,” *Proceedings of the 2008 American Society for Engineering Education Pacific Southwest Annual Conference*, 2008, doi: 10.18260/1-2-1153-52277.
- [20] FIP INDUSTRIALE, “Curved Surface Sliders.” Accessed: Apr. 27, 2026. [Online]. Available: https://www.pretensa.com.pt/upload/pdf/content_our_work/FZhd5uLx/S04_FIPFIPD-eng.pdf

- [21] Daniela Carvalho Falacho, “Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica,” Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2022.
- [22] P. P. Diotallevi, L. Landi, and G. Grazi, “MODELLING OF FRICTION PENDULUM ISOLATORS IN STRUCTURES SUBJECTED TO HORIZONTAL AND VERTICAL GROUND MOTIONS,” in *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2014.
- [23] L. P. Carden *et al.*, “Retrofit of seismically isolated structures for near-field ground motion using additional viscous damping,” *BNZSE*, vol. 38, no. 2, pp. 106–118, 2005, doi: 10.5459/BNZSEE.38.2.106-118.
- [24] L. M. Megget, “The Design and Construction of a Base-Isolated Concrete Frame Building in Wellington, New Zealand,” in *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Jul. 1984, pp. 935–942.
- [25] Science Learning Hub, “William Clayton building.” Accessed: Apr. 06, 2026. [Online]. Available: <https://www.sciencelearn.org.nz/images/1154-william-clayton-building>
- [26] Building Salt Lake, “Salt Lake City’s design review standards just changed. Developers: take note .” Accessed: Apr. 11, 2026. [Online]. Available: <https://buildingsaltlake.com/salt-lake-citys-design-review-standards-just-changed-developers-take-note/>
- [27] “San Francisco Airport International Terminal Building | Hensolt SEAONC Legacy Project.” Accessed: Mar. 28, 2026. [Online]. Available: <https://legacy.seaonc.org/structure/sfo-international-terminal/>
- [28] K. A. Grubb, J. Byrne, and H. L. Gurthet, “Modern Steel Construction,” 1999, Accessed: Mar. 28, 2026. [Online]. Available: <http://www.modernsteel.com>
- [29] Viajonários, “Califórnia: Como ir do Aeroporto de San Francisco ao centro.” Accessed: Apr. 08, 2026. [Online]. Available: <https://viajonarios.com/aeroporto-de-san-francisco/>
- [30] J. P. Ferreira, “HOSPITAL DA LUZ Um Edifício com Isolamento Sísmico de Base,” Sep. 2006.

- [31] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance | Eurocodes: Building the future,” European Commission. Accessed: May 01, 2026. [Online]. Available: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance>
- [32] Instituto Português da Qualidade, “Eurocódigo 1-Ações em estruturas Parte 4: Acções gerais, Acções do vento,” 2010.
- [33] Instituto Português da Qualidade, “Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas,” 2010.
- [34] “SeismoLEE | Online tool for ground motion record processing.”
- [35] FIP industriale, “Elastomeric isolators series SI.”
- [36] L. Guerreiro, “Pré-Dimensionamento de Isolamento de Base,” May 2020.
- [37] “Módulos | Ciência e Tecnologia da BorrachaCiência e Tecnologia da Borracha.”
- [38] “Elastomeric Bearing (Plasticity) Element - OpenSeesWiki.”

ANEXOS

A.1 CENTRO DE MASSA DOS PISOS

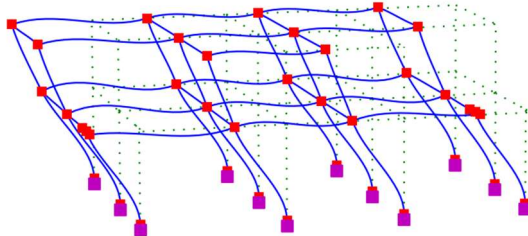
PISO 0								
Elemento	m_i	massa piso	d_x	d_y	$m_i \times d_x$	$m_i \times d_y$	C_x	C_y
P1	0,61	226	0	0	0,000	0,000	5,36	8,04
			6	0	6,422	0,000		
			0	6	0,000	6,422		
			6	6	6,422	6,422		
			11	6	11,774	6,422		
			0	11	0,000	11,774		
			6	11	6,422	11,774		
			11	11	11,774	11,774		
			0	16,5	0,000	17,661		
6	16,5		6,422	17,661				
PAR	1,53		10,25	0	15,683	0,000		
			10,25	16,5	15,683	25,245		
V1	2,09		3	0	6,270	0,000		
			3	6	6,270	12,540		
			3	11	6,270	22,990		
			3	16,5	6,270	34,485		
			0	3	0,000	6,270		
			6	3	12,540	6,270		
	1,235		11	3	22,990	6,270		
			7,75	0	9,571	0,000		
			7,75	16,5	9,571	20,378		
			8,5	6	14,535	10,260		
			8,5	11	14,535	18,810		
			0	8,5	0,000	14,535		
	1,71		6	8,5	10,260	14,535		
			11	8,5	18,810	14,535		
			0	13,75	0,000	26,125		
			6	13,75	11,400	26,125		
			11	13,75	20,900	26,125		
			1,9	5,5	8,25	960,599		
Laje	181,31							

PISO 1								
Elemento	m_i	massa piso	d_x	d_y	$m_i \times d_x$	$m_i \times d_y$	C_x	C_y
P1	1,07	230,6	0	0	0,000	0,000	5,25	7,88
			6	0	6,422	0,000		
			0	6	0,000	6,422		
			6	6	6,422	6,422		
			11	6	11,774	6,422		
			0	11	0,000	11,774		
			6	11	6,422	11,774		
			11	11	11,774	11,774		
			0	16,5	0,000	17,661		
			6	16,5	6,422	17,661		
PAR	1,53		10,25	0	15,683	0,000		
			10,25	16,5	15,683	25,245		
V1	2,09		3	0	6,270	0,000		
			3	6	6,270	12,540		
			3	11	6,270	22,990		
			3	16,5	6,270	34,485		
			0	3	0,000	6,270		
			6	3	12,540	6,270		
	1,235		11	3	22,990	6,270		
			7,75	0	9,571	0,000		
			7,75	16,5	9,571	20,378		
			8,5	6	14,535	10,260		
			8,5	11	14,535	18,810		
			0	8,5	0,000	14,535		
	1,71		6	8,5	10,260	14,535		
			11	8,5	18,810	14,535		
			0	13,75	0,000	26,125		
			6	13,75	11,400	26,125		
			11	13,75	20,900	26,125		
			Laje	174,65	5,5	8,25		

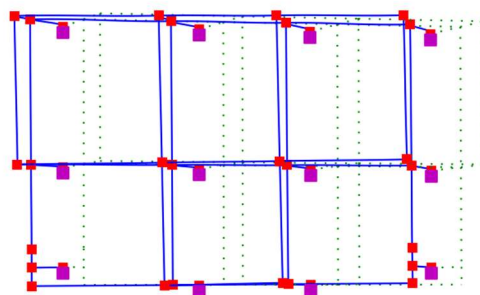
COBERTURA											
Elemento	m _i	massa piso	d _x	d _y	m _i × d _x	m _i × d _y	C _x	C _y			
P1	0,46	110,65	0	0	0,000	0,000	4,03	8,04			
			6	0	2,752	0,000					
			0	6	0,000	2,752					
			6	6	2,752	2,752					
			11	6	5,046	2,752					
			0	11	0,000	5,046					
			6	11	2,752	5,046					
			11	11	5,046	5,046					
			0	16,5	0,000	7,569					
			6	16,5	2,752	7,569					
V2	1,705		3	0	5,115	0,000					
			3	6	5,115	10,230					
			3	11	5,115	18,755					
			3	16,5	5,115	28,133					
			0	3	0,000	5,115					
			6	3	10,230	5,115					
			8,5	6	11,858	8,370					
			8,5	11	11,858	15,345					
	1,395		0	8,5	0,000	11,858					
			6	8,5	8,370	11,858					
			11	8,5	15,345	11,858					
			0	13,75	0,000	21,313					
			1,55	6	13,75	9,300			21,313		
				3	8,25	196,800			541,200		
				Laje	65,6	8,5			8,5	140,760	140,760
					16,56						

A.2 MODOS DA ESTRUTURA FIXA

Modo 1 ($f=1,749$ Hz)

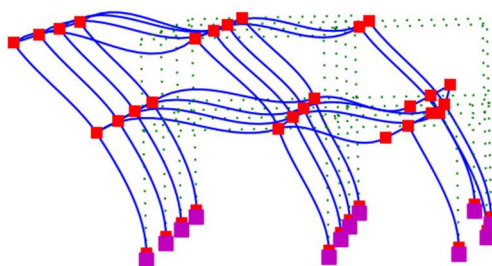


Vista 3D

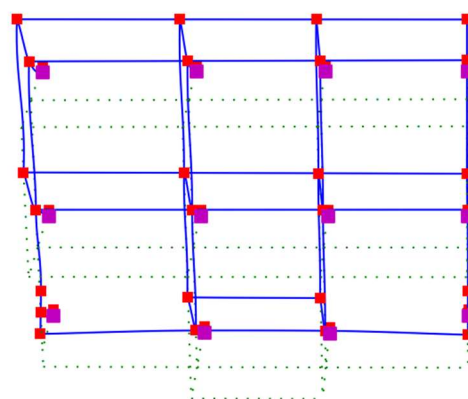


Vista em planta

Modo 2 ($f=2,239$ Hz)

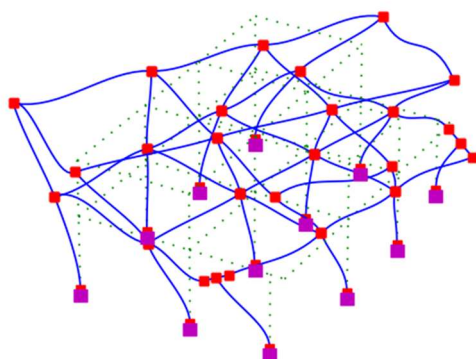


Vista 3D

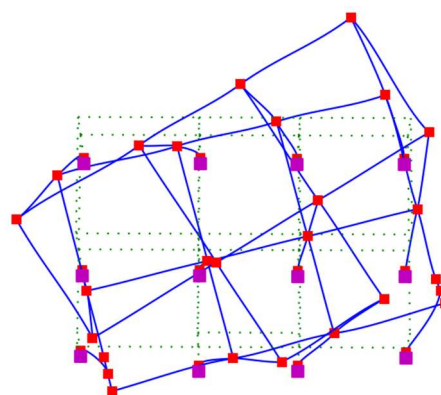


Vista em planta

Modo 3 ($f=3,028$ Hz)

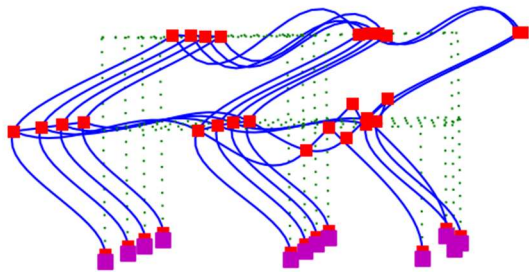


Vista 3D

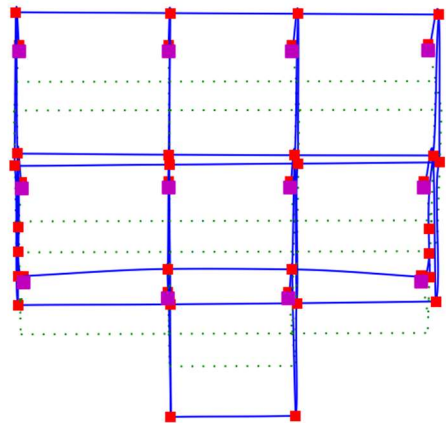


Vista em planta

Modo 4 ($f=4,758$ Hz)

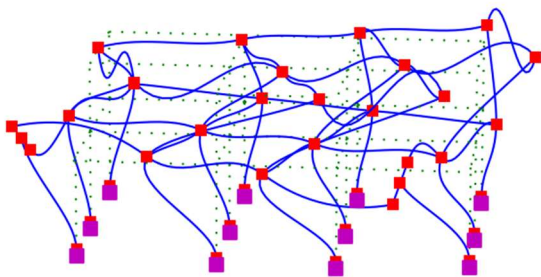


Vista 3D

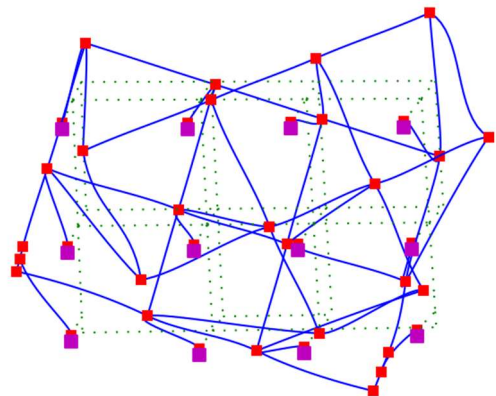


Vista em planta

Modo 5 ($f=5,481$ Hz)

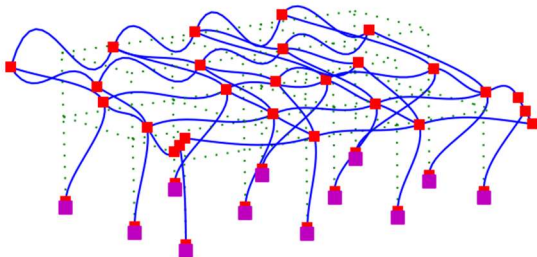


Vista 3D

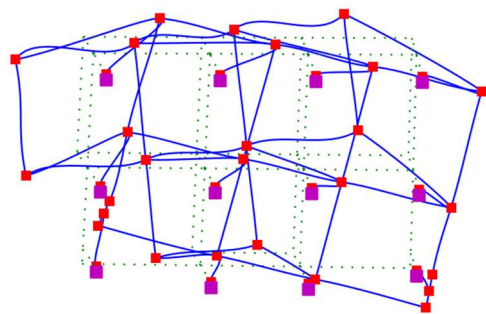


Vista em planta

Modo 6 ($f=6,008$ Hz)

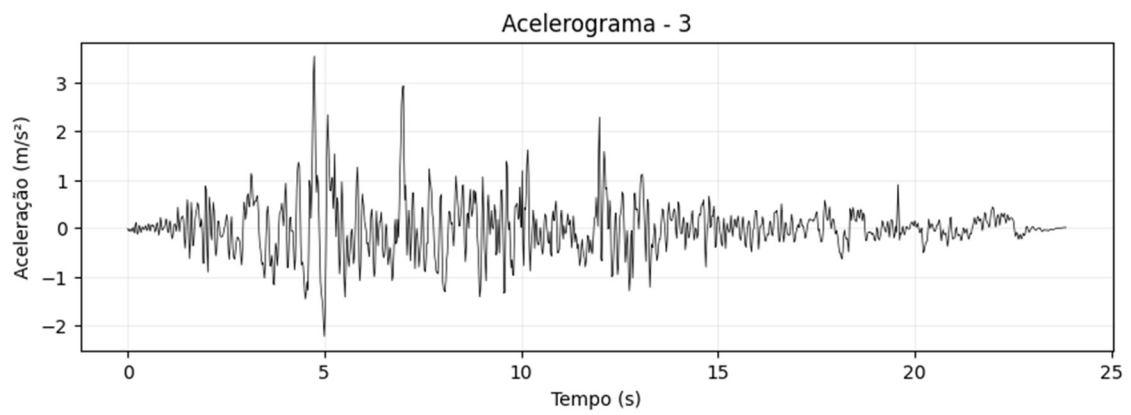
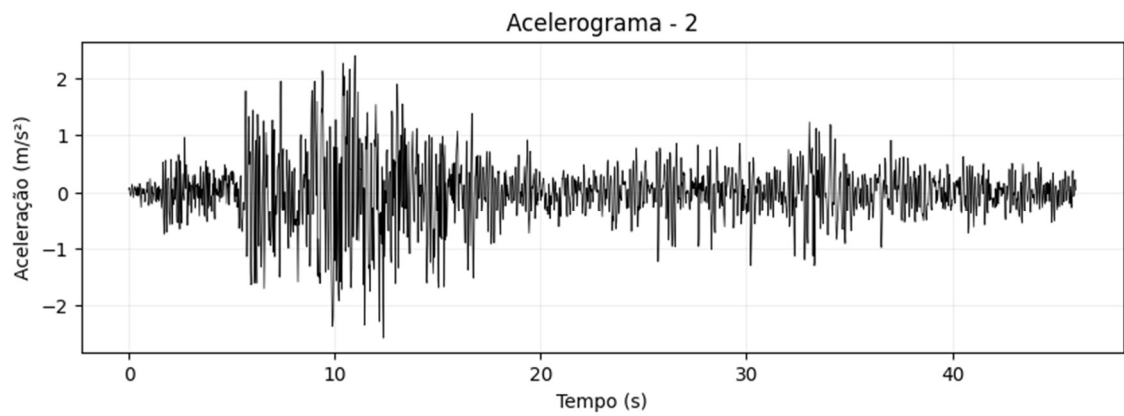
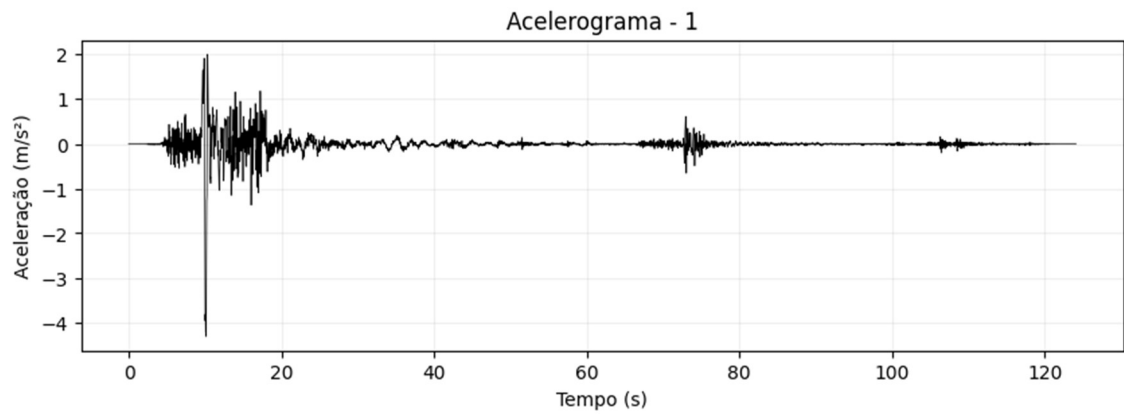


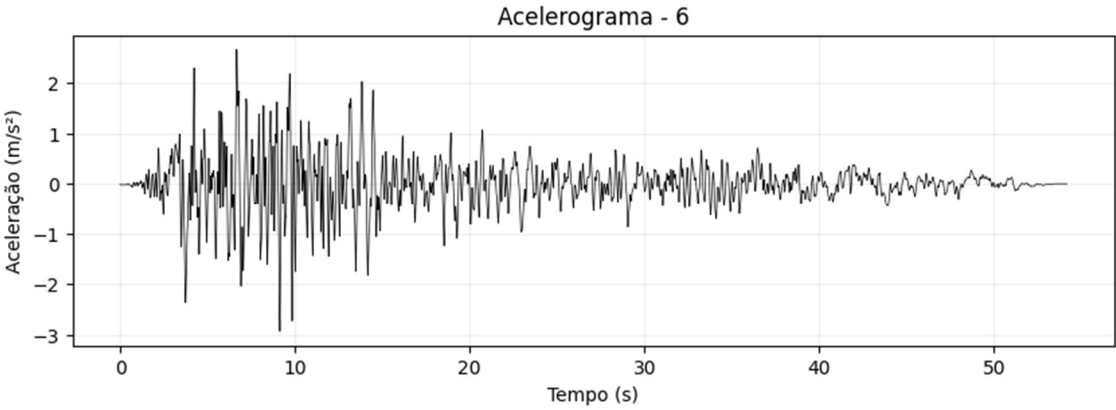
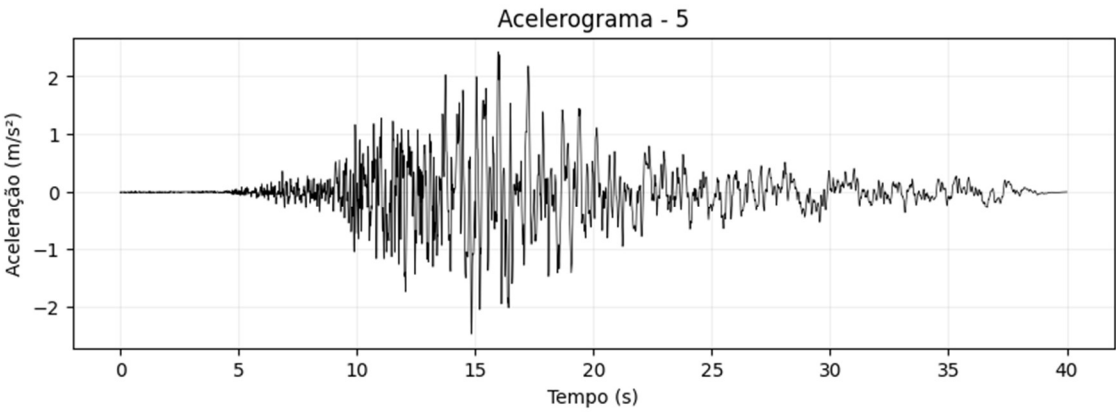
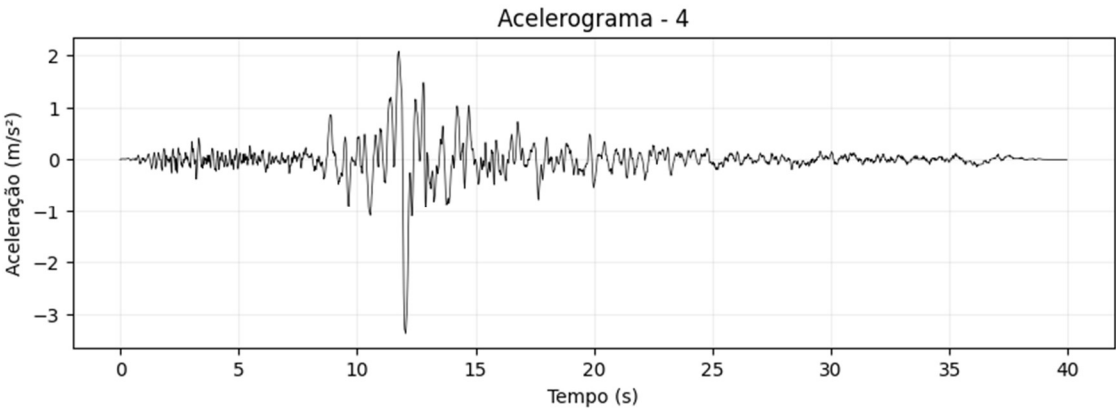
Vista 3D

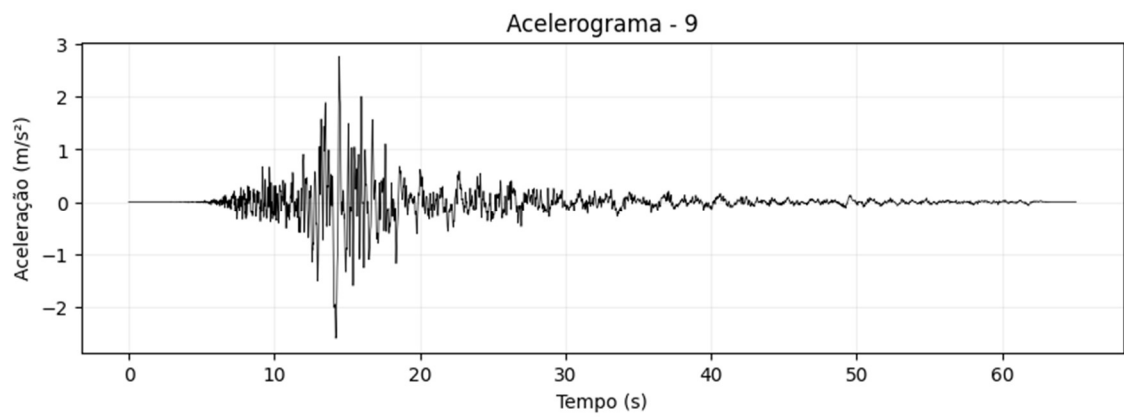
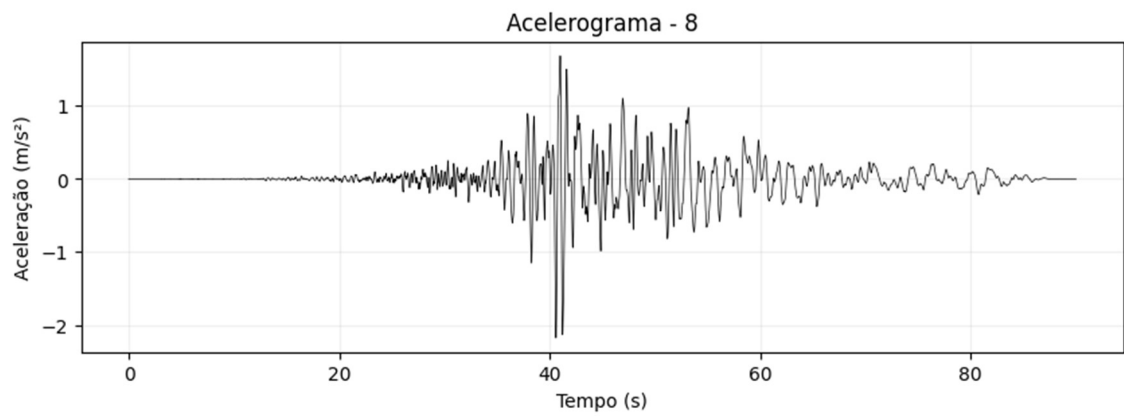
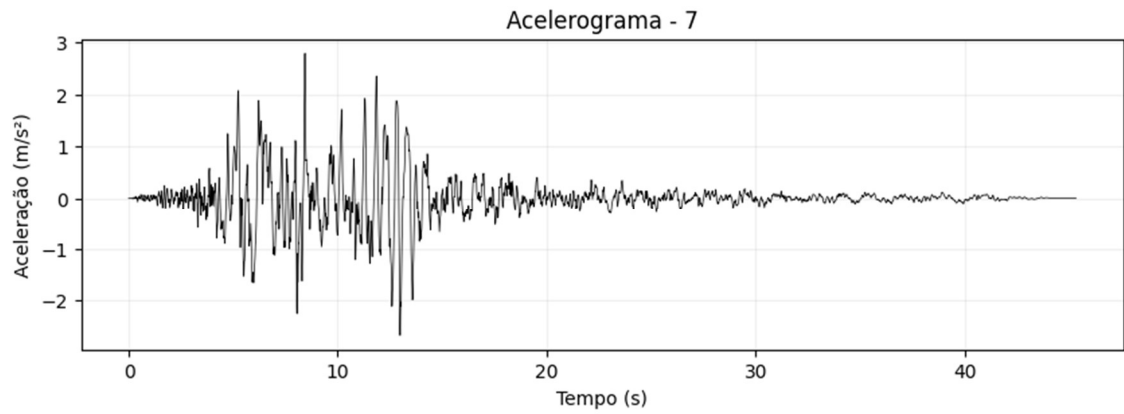


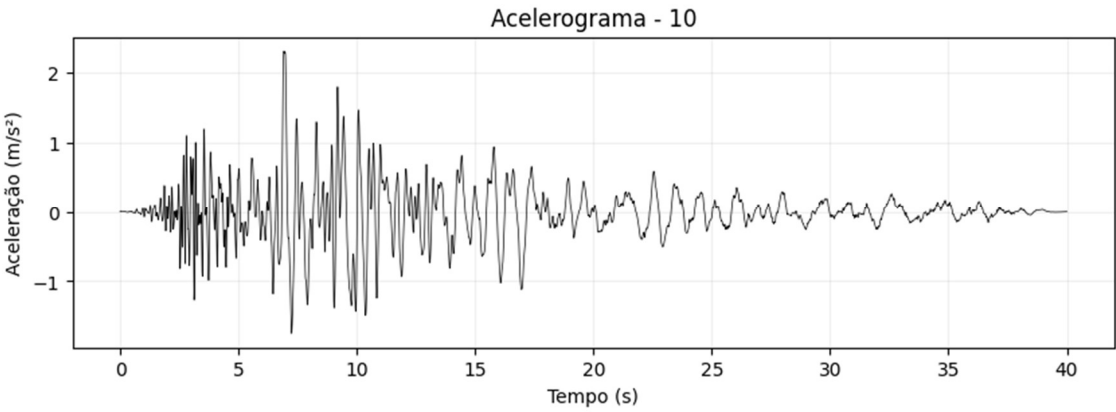
Vista em planta

A.3 ACELEROGRAMAS









A.4 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO

Catálogo

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/128	15	750	0.22	237	300	128	230	280	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2890	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4500	0.62	841	500	126	226	276	550	294
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/128	1820	7100	0.88	1067	600	128	213	263	650	389
SI-S 650/126	2230	8940	1.05	1220	650	126	205	255	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14990	1.55	2086	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	963
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	236	316	1050	1402
SI-S 1100/140	10720	27460	2.72	3662	1100	140	236	316	1150	1691
SI-S 1200/144	12850	28700	3.14	4013	1200	144	236	316	1250	1979

Dimensionamento das propriedades geométricas e mecânicas

Estimativa de deslocamento	
Rigidez efetiva (kN/m)	5598,533
Período efetivo (s)	2,000
Amortecimento efetivo (%)	10,000
Aceleração espectral (m/s ²)	1,615
Deslocamento (m)	0,236

Propriedades geométricas

Módulo de distorção (MPa)	0,40
Módulo de compressibilidade (kPa)	1000000

Espessura de um elastómero (mm)	6
Espessura da chapa intercalada (mm)	3
Espessura da chapa topo e base (mm)	20
Nº de elastómeros	21
Altura total de elastómero (mm)	126
Distorção (%)	1,871
Altura total do apoio (mm)	226

Diâmetro (mm)	450	500
Área (m ²)	0,1590	0,1963
Carga vertical resistente (kN)	530,0000	1010,0000
Fator de forma	18,75	20,83
Rigidez horizontal efetiva (kN / m)	504,899	623,332
Rigidez vertical por distorção (kN/m)	1065020,947	1623260,093
Rigidez vertical por volume (kN/m)	1262247,048	1558329,689
Rigidez vertical total (kN/m)	577638,480	795066,168
Rigidez à rotação (kNxm)	15975,314	24348,901
Designação	S - 450 / 126	S - 500 / 126

Sistema de isolamento				
Apoio	Carga vertical resistente (kN)	Designação	Rigidez horizontal efetiva (kN / m)	Rigidez vertical total (kN/m)
1	321,5	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
2	434,91	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
3	269,63	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
4	541,89	S - 500 / 126	623,332	795066,168
5	878,86	S - 500 / 126	623,332	795066,168
6	407,22	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
7	519,69	S - 500 / 126	623,332	795066,168
8	842,56	S - 500 / 126	623,332	795066,168
9	392,86	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
10	299,31	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
11	404,51	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
12	251,76	S - 450 / 126	504,899	577638,4797
Total	5564,7		6532,518	7801372,510

Rigidez horizontal efetiva (kN / m)	6532,518
Rigidez vertical (kN/m)	7801372,51
Período efetivo (s)	1,852
Frequência efetiva (Hz)	0,540
Amortecimento efetivo (%)	10,000
Aceleração espectral (m/s^2)	1,745
Deslocamento (m)	0,2182

Distorções	
Designação	Distorção (%)
S - 450 / 126	1,732
S - 500 / 126	1,732

Processo iterativo para definir o comportamento bilinear

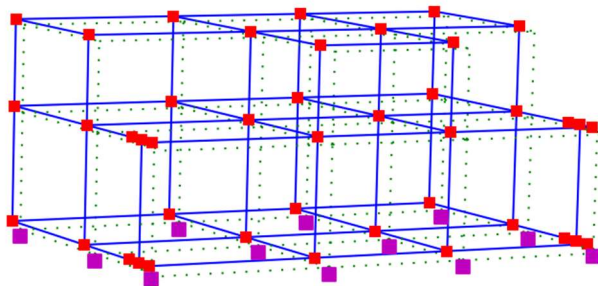
Processo iterativo									
Designação	Nº utilizado	Rigidez horizontal efetiva (kN / m)	Força horizontal máxima	Amortecimento efetivo					
S - 450 / 126	8	504,8982	110,172	0,1					
S - 500 / 126	4	623,33188	136,014						
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	17,306	223,906	425,589	5506,393	2553,537	33038,355	8,133	20,767	268,687
S - 500 / 126	21,365		525,419		3152,515			25,638	
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	17,976	232,574	422,519	5466,668	2535,115	32800,008	8,509	21,571	279,089
S - 500 / 126	22,192		521,629		3129,772			26,631	
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	18,008	232,991	422,371	5464,756	2534,228	32788,534	8,527	21,610	279,590
S - 500 / 126	22,232		521,446		3128,677			26,678	
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	18,009	233,012	422,364	5464,663	2534,185	32787,976	8,528	21,611	279,614
S - 500 / 126	22,234		521,437		3128,624			26,681	
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	18,010	233,013	422,364	5464,658	2534,183	32787,949	8,528	21,611	279,615
S - 500 / 126	22,234		521,437		3128,621			26,681	
Designação	Força característica (kN)	Força característica total (kN)	Rigidez pós-cedência (kN / m)	Rigidez pós-cedência total (kN / m)	Rigidez inicial (kN / m)	Rigidez inicial total (kN / m)	deslocamento de cedência (mm)	Força de cedência (kN)	Força de cedência total (kN)
S - 450 / 126	18,010	233,013	422,364	5464,658	2534,183	32787,948	8,528	21,611	279,615
S - 500 / 126	22,234		521,437		3128,621			26,681	

Excentricidades

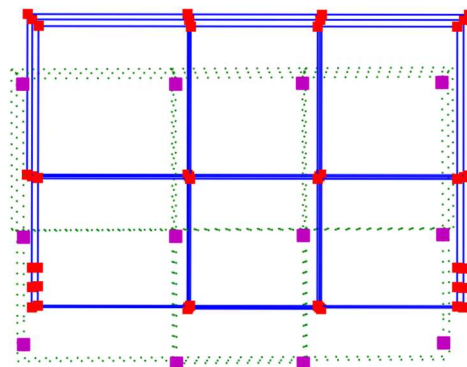
Centro de rigidez e excentricidade											
Apoio	dx (m)	dy (m)	Rigidez horizontal efetiva (kN / m)	Rigidez horizontal efetiva * dxi (KN)	Rigidez horizontal efetiva * dyi (kN)	Centro de rigidez eixo x (m)	Centro de rigidez eixo y (m)	Centro de massa eixo x (m)	Centro de massa eixo y (m)	excentricidade eixo x (m)	excentricidade eixo y (m)
1	0	0	504,899	0,000	0,000	5,357	8,384	5,110	8,281	-0,247	-0,103
2	6	0	504,899	3029,393	0,000						
3	10,25	0	504,899	5175,213	0,000						
4	0	6	623,332	0,000	3739,991						
5	6	6	623,332	3739,991	3739,991						
6	11	6	504,899	5553,887	3029,393						
7	0	11	623,332	0,000	6856,651						
8	6	11	623,332	3739,991	6856,651						
9	11	11	504,899	5553,887	5553,887						
10	0	16,5	504,899	0,000	8330,831						
11	6	16,5	504,899	3029,393	8330,831						
12	10,25	16,5	504,899	5175,213	8330,831						

A.5 MODOS DA ESTRUTURA ISOLADA

Modo 1 ($f=0,54$ Hz)

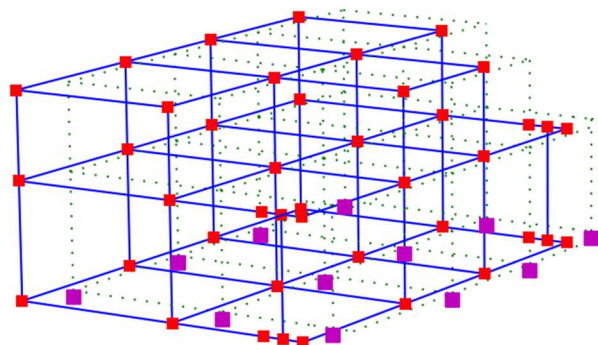


Vista 3D

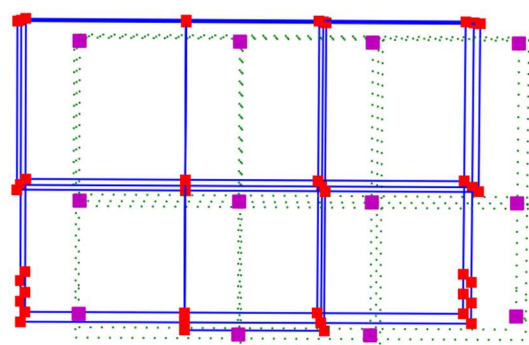


Vista em planta

Modo 2 ($f=0,54$ Hz)

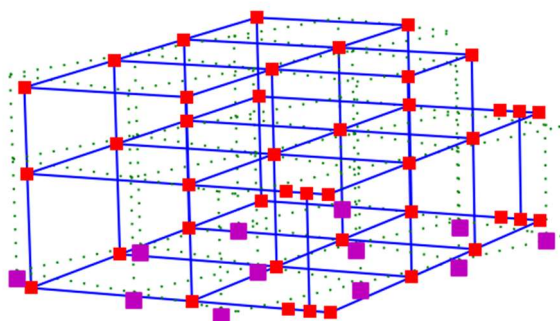


Vista 3D

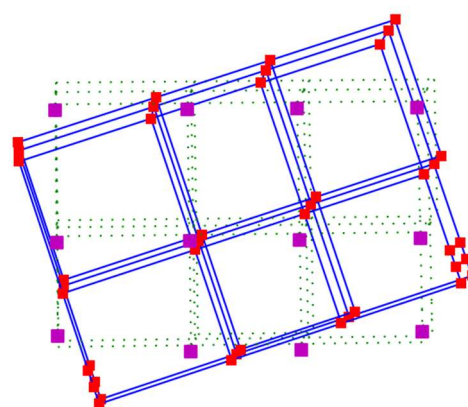


Vista em planta

Modo 3 ($f=0,766$ Hz)



Vista 3D



Vista em planta

A.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

Resultados obtidos na análise sísmica da estrutura fixa

Sismo aplicado na direção x					
Apoio	Carga vertical máxima (kN)	Aceleração máxima Piso 1 (m/s^2)	Aceleração máxima Cobertura (m/s^2)	Drift R/C - Piso 1	Drift Piso 1- Cobertura
1	392,207	4,101	9,623	0,0044	0,0107
2	460,321		-		-
3	360,282		-		-
4	603,961	4,072	9,56	0,00439	0,0106
5	888,305		-		-
6	500,747		-		-
7	581,829	4,05	9,508	0,00438	0,0105
8	852,592		-		-
9	491,517		-		-
10	370,621	4,027	9,45	0,00438	0,0104
11	430,798		-		-
12	341,534		-		-
Sismo aplicado na direção y					
Apoio	Carga vertical máxima (kN)	Aceleração máxima Piso 1 (m/s^2)	Aceleração máxima Cobertura (m/s^2)	Drift R/C - Piso 1	Drift Piso 1- Cobertura
1	443,484	5,679	8,264	0,0113	0,00642
2	548,148	5,573	8,083	0,0111	0,00591
3	329,414	5,527	-	0,0109	-
4	545,519	5,679	8,264	0,0113	0,00642
5	873,274	5,573	8,083	0,0111	0,00591
6	496,253	5,522	7,997	0,0109	0,00554
7	514,601	5,679	8,264	0,0113	0,00642
8	826,399	5,573	8,083	0,0111	0,00591
9	473,806	5,522	7,997	0,0109	0,00554
10	442,078	5,679	8,264	0,0113	0,00642
11	537,451	5,573	8,083	0,0111	0,00591
12	319,621	5,527	-	0,0109	-

		Sismo aplicado na direção x	Sismo aplicado na direção y
Centro de massa	Deslocamento máximo piso 1 (m)	0,0176	0,0443
	Deslocamento máximo cobertura (m)	0,0481	0,0625
	Aceleração máxima Piso 1 (m/s ²)	4,063	5,581
	Aceleração máxima Cobertura (m/s ²)	9,538	8,141
	Drift R/C - Piso 1	0,0044	0,011075
	Drift Piso 1- Cobertura	0,010166667	0,00607

Resultados obtidos na análise sísmica da estrutura isolada

Sismo aplicado na direção x						
Apoio	Carga vertical máxima (kN)	Aceleração máxima Interface (m/s^2)	Aceleração máxima Piso 1 (m/s^2)	Aceleração máxima Cobertura (m/s^2)	Drift R/C - Piso 1	Drift Piso 1- Cobertura
1	354,337	3,962	3,712	4,429	0,00475	0,00475
2	522,826			-		-
3	398,497					
4	570,568					
5	871,825	3,93	3,71	4,402	0,00467	0,00467
6	464,778					
7	548,631					
8	836,854					
9	454,719	3,903	3,708	4,381	0,0046	0,00461
10	333,205					
11	489,331					
12	375,158					
Sismo aplicado na direção y						
Apoio	Carga vertical máxima (kN)	Aceleração máxima - Interface (m/s^2)	Aceleração máxima - Piso 1 (m/s^2)	Aceleração máxima - Cobertura (m/s^2)	Drift R/C - Piso 1	Drift Piso 1- Cobertura
1	375,573	3,788	3,828	4,184	0,00412	0,00236
2	480,655	3,739	3,836	4,176	0,00408	0,00222
3	300,791	3,712	3,842	-	0,00406	-
4	535,242	3,788	3,828	4,184	0,00412	0,00236
5	859,317	3,739	3,836	4,176	0,00408	0,00222
6	436,003	3,708	3,843	4,183	0,00406	0,00211
7	512,86	3,788	3,828	4,184	0,00412	0,00236
8	821,114	3,739	3,836	4,176	0,00408	0,00222
9	419,295	3,708	3,843	4,173	0,00406	0,00211
10	366,518	3,788	3,828	4,184	0,00412	0,00236
11	461,763	3,739	3,836	4,176	0,00408	0,00222
12	291,136	3,712	3,842	-	0,00406	-

		Sismo aplicado na direção x	Sismo aplicado na direção y
Centro de massa	Deslocamento máximo absoluto na interface de deslocamento (m)	0,092	0,0948
	Deslocamento máximo piso 1 (m)	0,109	0,11
	Deslocamento máximo cobertura (m)	0,119	0,116
	Aceleração máxima na interface de deslocamento (m/s ²)	3,917	3,743
	Aceleração máxima Piso 1 (m/s ²)	3,709	3,835
	Aceleração máxima Cobertura (m/s ²)	4,393	4,178
	Distorção (%)	87,62%	90,29%