

Estudo sobre a Influência do Comportamento de Paredes de Alvenaria no Desempenho de Amortecedores de Massa Sintonizada

Pedro Leonel Pamplona Folhento

Licenciado em Engenharia Civil pelo Instituto Politécnico de Bragança

Dissertação submetida para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do
Instituto Politécnico de Bragança

Orientador: Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César
Orientador: Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula

Arguente: Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

aos meus Pais, Irmão e Tio

à Nadège Martins

“Empty your mind, be formless. Shapeless, like water. If you put water into a cup, it becomes the cup. You put water into a bottle and it becomes the bottle. You put it in a teapot, it becomes the teapot. Now, water can flow or it can crash. Be water, my friend.”

-Bruce Lee

RESUMO

A implementação de sistemas de controlo de vibrações em engenharia civil, sobretudo sistemas passivos, tem vindo a crescer, uma vez que constitui uma solução eficaz no controlo de ações como o vento e sismos, e que não possui uma fonte de energia externa para a sua operação. Um exemplo destes sistemas passivos, são os amortecedores de massa sintonizada ou *Tuned Mass Dampers* (TMD), que constituem o objeto do presente estudo. No entanto, em termos de aplicações em estruturas de edifícios existem algumas limitações, como necessidade de espaço adicional no edifício, para o deslocamento da massa do sistema na sua ação de controlo, ou o de apenas controlar um modo de vibração da estrutura. Além destas limitações dentre outras, o facto de num dimensionamento de um TMD, apenas se considerar a estrutura, negligenciando o enchimento desta pelas paredes não estruturais, pode influenciar significativamente a eficácia do sistema. O presente trabalho consiste no estudo da influência do comportamento destas paredes não estruturais, nomeadamente a degradação da rigidez, da resistência e o efeito de *pinching*, no desempenho de amortecedores de massa sintonizada. Para tal, o recurso a modelos numéricos será necessário para fundamentar os resultados e as evidências do referido estudo. Tendo como objetivo final, o de proporcionar um desempenho mais eficaz destes sistemas passivos no controlo da resposta dinâmica das estruturas.

Palavras-Chave: Amortecedores de Massa Sintonizada, TMD, Sistemas de Controlo de Vibrações, Sistemas Passivos, Controlo Estrutural.

ABSTRACT

The use of vibration control systems in civil engineering, especially passive systems, has been growing, since it is an efficient solution in the control of load actions, such as wind and earthquakes, and there is no need for an external energy source for its operation. An example of such passive systems are the tuned mass dampers (TMD), which is the focus of the present study. However, in terms of its applications in building structures there are some limitations, such as the need for additional space in the building, due to the displacement of the mass of the system in its control action, or the control of only one mode of vibration of the structure. In addition to these limitations, the fact that in a TMD design, only the structure is considering, neglecting its filling by non-structural walls, can significantly influence the efficiency of the referred system. The present work, consists in the study of the influence of the behaviour of these non-structural walls, viz., the stiffness degradation and strength degradation, and the pinching effect, in the performance of the tuned mass dampers. To do so, the use of numerical models will be necessary to justify the results and the evidences of this research. Its ultimate goal is to provide a more efficient performance of these passive systems in controlling the dynamic response of structures.

Keywords: *Tuned Mass Dampers (TMD), Vibration Control Systems, Passive Systems, Structural Control.*

AGRADECIMENTOS

Antes de iniciar este trabalho, quero expressar o meu agradecimento à minha família e amigos, pois acredito que sem o seu interesse e apoio não seria possível concluir satisfatoriamente esta dissertação.

Sinceros agradecimentos aos meus orientadores Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César e Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula.

Uma referência especial ao meu orientador Professor Manuel Teixeira Braz César, pela sua disponibilidade e apoio total, tanto do ponto vista académico como profissionalmente. Não posso deixar de expressar a minha profunda gratidão, por me ter aceite como seu orientando. Foi através da sua orientação e vastos conhecimentos, que despertei um interesse profundo por esta área de investigação. Sem os seus ensinamentos e diretrizes não seria de todo possível levar a bom porto esta dissertação.

A sua amizade é um bem especial, que muito prezo, assim como os doutos conselhos que ao longo da nossa vivência me foi oferecendo.

Quero também expressar o meu agradecimento à comunidade académica da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, com especial relevância ao Departamento de Engenharia Civil e de Construção.

Não posso deixar de referir o apoio e a troca de conhecimentos com os meus colegas de curso Pedro Marcos e Igor Moreno, e a profunda amizade que ao longo destes anos fomos desenvolvendo.

Não posso terminar, sem agradecer particularmente à minha namorada Nadège Martins, ao meu Tio Alberto Folhento, ao meu Irmão Hugo Folhento e aos meus Pais Helena e Leonel Folhento, por todo o seu apoio, força, paciência, entusiasmo e afeto. A eles dedico esta dissertação.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	iii
ABSTRACT	v
AGRADECIMENTOS	vii
ÍNDICE GERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xxvii
ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xxxii
 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	
1.1. Enquadramento geral.....	1
1.2. Objetivos e motivações.....	2
1.3. Organização sumária da dissertação	2
 CAPÍTULO 2 – ESTADO DA ARTE – ENGENHARIA SÍSMICA E SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES	
2.1. Introdução.....	5
2.2. Contexto histórico	5
2.2.1. Estudo de vibrações.....	5
2.2.2. Sismologia e Engenharia Sísmica	8

2.3. Legislação e regulamentação	12
2.3.1. Bases históricas	12
2.4. Sistemas e estratégias de controlo de vibrações	14
2.4.1. Classificação dos diferentes sistemas de controlo de vibrações.....	14
2.4.2. Sistemas passivos	15
2.4.2.1. Isolamento de base.....	16
2.4.2.2. Dissipadores de energia	20
2.4.2.3. Amortecedores de massa sintonizada (<i>Tuned Mass Dampers</i>)	23
2.4.3. Sistemas ativos	29
2.4.4. Sistemas semi-ativos	32
2.4.5. Sistemas híbridos.....	35

CAPÍTULO 3 – TEORIA, DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TMDs

3.1. Introdução.....	37
3.2. Conceitos base do sistema dinâmico	38
3.2.1. Sistemas de um grau de liberdade	38
3.2.1.1. Componentes do sistema dinâmico básico	39
3.2.1.2. Formulação da equação de movimento do sistema dinâmico básico	39
3.3. Dimensionamento de TMDs simples	40
3.3.1. Ações harmónicas.....	40
3.3.1.1. Supressor de vibrações	40
3.3.1.2. Aplicação de um TMD numa estrutura sem amortecimento	45
3.3.1.3. Aplicação de um TMD numa estrutura com amortecimento	49
3.3.2. Ações não periódicas	52
3.3.3. Vibração livre	53
3.3.4. Ação sísmica.....	54
3.4. Aplicação de TMDs múltiplos.....	57
3.4.1. Para vários modos de vibração	57
3.4.2. Para um modo de vibração	57
3.5. Considerações teóricas no estudo de um TMD	58
3.6. Considerações práticas na implementação de um TMD	59
3.7. Modelação numérica de amortecedores de massa sintonizada.....	61
3.7.1. Sistema de dois graus de liberdade.....	61
3.7.1.1. Resposta a uma excitação harmónica	61
3.7.1.2. Resposta sob excitações sísmicas	65
3.7.2. Modelo numérico <i>Matlab/Simulink</i>	67
3.7.2.1. Para um sinal sinusoidal crescente com determinadas amplitudes iguais (Sinal Genérico 1)	68
3.7.2.2. Para um sinal sinusoidal de amplitude crescente (Sinal Genérico 2)	70
3.7.2.3. Para um sinal sísmico	72
3.7.3. Organização e discussão dos resultados obtidos	74

CAPÍTULO 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES NÃO ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS

4.1. Introdução.....	77
----------------------	----

4.2. Comportamento de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria sujeitos a ações horizontais	77
4.2.1. Estruturas porticadas de betão armado	77
4.2.2. Paredes de alvenaria	78
4.2.3. Comportamento conjunto sob ações horizontais	79
4.2.4. Efeitos das paredes de alvenaria na resposta sísmica de pórticos de betão armado	81
4.3. Modelação do comportamento estrutural	82
4.3.1. Método da biela diagonal equivalente	83
4.3.2. Método dos elementos finitos.....	85
4.4. Avaliação da resposta estrutural em regime não linear	87
4.4.1. Modelos de comportamento histerético.....	88
4.4.1.1. Betão armado	88
4.4.1.2. Alvenaria	91
4.4.2. Modelo analítico para pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria.....	93
4.4.2.1. Matriz de rigidez.....	94
4.4.2.2. Matriz de massa	96
4.4.2.3. Matriz de amortecimento.....	96
4.4.2.4. Método das forças fictícias. Equação de equilíbrio dinâmico	96
4.4.3. Avaliação da energia sísmica das estruturas.....	97
4.5. Modelação numérica de uma parede de um edifício	99
4.5.1. Comportamento histerético simples da estrutura (Caso I).....	101
4.5.2. Degradação da rigidez da estrutura (Caso II)	101
4.5.3. Degradação da rigidez/resistência da estrutura (Caso III).....	102
4.5.4. Degradação da rigidez/resistência e o efeito <i>pinching</i> da estrutura (Caso IV)....	103
4.5.5. Ciclos histeréticos (Força vs Deslocamento).....	105
4.6. Organização e discussão dos resultados obtidos	106

CAPÍTULO 5 – ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE UM TMD APLICADO NUMA ESTRUTURA PREENCHIDA POR UMA PAREDE NÃO ESTRUTURAL

5.1. Introdução.....	111
5.2. Modelo numérico da estrutura com parede e TMD.....	111
5.2.1. Para um sinal sinusoidal crescente com determinadas amplitudes iguais (Sinal Genérico 1)	112
5.2.1.1. Histerese simples	112
5.2.1.2. Caso com degradação da rigidez	113
5.2.1.3. Caso com degradação da rigidez e resistência.....	114
5.2.1.4. Caso com degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i>	115
5.2.2. Ciclos histeréticos (Força vs Deslocamento)	116
5.3. Organização e discussão dos resultados obtidos	117
5.3.1. Em termos de deslocamentos máximos absolutos (Valor de Pico).....	117
5.3.2. Critérios de avaliação de desempenho.....	123

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Conclusões finais.....	127
-----------------------------	-----

6.2. Desenvolvimentos Futuros	129
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
ANEXOS	A.1
Anexo I.....	A.3
Anexo II.....	A.5
Anexo III	A.15
Anexo IV	A.33

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	O primeiro sismógrafo do mundo, inventado na China 132 D.C.....	6
2.2	Gaiola pombalina: a) Estrutura triangulada tridimensional de madeira; b) Estrutura de madeira parcialmente preenchida com elementos de alvenaria e rebocada.	9
2.3	Primeira mesa sísmica desenvolvida por F. F. Rogers em 1906.	10
2.4	Classificação dos diversos sistemas de controlo de vibrações estruturais.....	15
2.5	Esquema da resposta de uma estrutura com e sem isolamento de base face a uma aceleração na base.	16
2.6	Forma do espectro de resposta elástica.	17
2.7	Tipos principais de dispositivos de isolamento de base.....	18
2.8	Sistemas de isolamento de base mais divulgados: a) Borracha de alto amortecimento (HDRB); b) Borracha com núcleo de chumbo (LRB); c) Apoio pendular com atrito (SP).	18
2.9	a) Escola Heinrich Pestalozzi; b) Pormenor do sistema de isolamento de base; c) Ligação com elementos fusíveis; d) Aplicação recente de HDRB.	19
2.10	a) Hospital da Universidade do Sul da Califórnia; b) Conjunto de edifícios de escritórios em Ancona Itália; c) Edifício Oakland “City Hall”.	19
2.11	a) Hospital da Luz em Lisboa, Portugal; b) Diafragma das fundações onde se localiza o isolamento de base.....	20
2.12	a) Ponte pedonal Minden na Alemanha; b) Pormenor dos amortecedores instalados entre o tabuleiro e os Pilares.	21
2.13	a) Ponte Millenium em Londres; b) Dissipadores viscosos utilizados no reforço da ponte Millenium.	21
2.14	a) Ponte Vasco da Gama em Lisboa; b) e c) Pormenores dos dissipadores histeréticos, durante a fase construtiva.	22

2.15	a) Dissipadores viscoelásticos na ponte Veterans Memorial Bridge em Ohio; b) Dissipador de parede viscoso; c) Dissipadores viscosos aplicados na Torre Mayor.	22
2.16	Configurações comuns de TMDs: a) Pendular simples; b) Pendular com amortecedor; c) Pendular invertido com amortecedor e mola; d) Dois amortecedores de massa; e) Amortecedor Multiestágio; f) Massa deslizante com mola e amortecedor; g) Massa de balanço em rolamentos rotacionais; h) Massa em rolamentos de borracha.	23
2.17	Princípio de operação dos TLCs e TLCDs.	24
2.18	Classificação sugerida dos amortecedores de líquido sintonizado.	24
2.19	a) CN Tower em Toronto; b) TMD no edifício Taipei 101 em Taiwan.	25
2.20	a) Ponte Infinity em Stockton-on-Tess no Reino Unido; b) TMD instalado sob o tabuleiro do arco menor da ponte Infinity.	26
2.21	a) Central termoelétrica de Priolo Gargallo na Itália; b) Pormenor dos TMDs utilizados no topo das chaminés da central termoelétrica.	26
2.22	a) Prince Hotel Shin Yokohama no Japão; b) Hotel Cosima em Tóquio; c) TMDs aplicados na Ponte Millenium em Londres.	27
2.23	a) TMDs para controlo de vibrações laterais na ponte Pedro e Inês; b) TMD na ponte da Normandia.	27
2.24	Ponte Akashi Kaikyo com pormenor do TMD.	28
2.25	a) Hancock Tower; b) Citicorp Center; c) Air Traffic Control (ATC) Tower Delhi, India.	28
2.26	Esquema do sistema de controlo em malha aberta.	29
2.27	Esquema de um sistema de controlo em malha fechada.	29
2.28	Esquema de um sistema de controlo ativo em malha fechada.	29
2.29	Esquema de um sistema de controlo ativo digital em malha fechada.	30
2.30	a) Edifício Kyobashi Center em Tóquio; b) AMD1 de 4,2ton de massa; c) AMD2 de 1,2ton de massa.	31
2.31	a) Edifício Applause Tower; b) Aparelhos de apoio da plataforma; c) Atuador hidráulico.	31
2.32	a) Edifício PORTE Kanazaw em Ishikawa no Japão; b) Edifício HERBIS Osaka no Japão.	32
2.33	a) Edifício Kajima Technical Research Institute; b) Esquema do sistema de controlo do edifício.	33
2.34	a) Edifício Kajima Shizuoka; b) Esquema do sistema de controlo; c) Amortecedor de orifício variável.	33
2.35	a) Ponte Dongting Lake na China; b) Amortecedores semi-ativos usados no controlo de vibrações nos tirantes.	34
2.36	a) Ponte pedonal Forchheim na Alemanha; b) Pormenor da ancoragem dos tirantes no encontro; c) Instalação de um TMD semi-ativo.	34
2.37	a) Edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio; b) HMD em forma de “V”; c) Edifício Sendaya INTES.	35

3.1	Sistema Ideal de 1GDL: a) Propriedades físicas essenciais; b) Forças em equilíbrio.	39
3.2	Representação mecânica de uma estrutura com 1GDL sem amortecimento.	41
3.3	Amplitude dos deslocamentos da massa m antes da aplicação de um supressor (1GDL).....	41
3.4	Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal e um supressor de vibrações.	42
3.5	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 , antes e depois da aplicação do supressor de vibrações.	43
3.6	Gamas de frequência controladas por dois supressores, um com $\mu = 0,10$ e outro com $\mu = 0,25$	44
3.7	Frequências naturais do sistema em função de μ	44
3.8	Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura sem amortecimento) e um TMD.....	45
3.9	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 antes e depois da aplicação de um TMD.....	45
3.10	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,20$, $q = 0,90$ e diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.	47
3.11	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,20$, $q = 0,80$ e diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.	47
3.12	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,15$, para diferentes valores de q	49
3.13	Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura com amortecimento) e um TMD.	50
3.14	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\xi_1 = 0,01$, $\mu = 0,20$, $q = 0,85$ para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.	51
3.15	Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\xi_1 = 0,10$, $\mu = 0,20$, $q = 0,85$ para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.	51
3.16	Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura com amortecimento) e um TMD (Sem nenhuma força aplicada).	53
3.17	Resposta de uma estrutura sujeita a uma ação sinusoidal e a resposta do respetivo sistema equivalente de um grau de liberdade sujeito à mesma ação.	59
3.18	Sistema de dois graus de liberdade solicitado por uma força de excitação exterior: a) Estrutura porticada; b) Sistema agrupado; c) Representação mecânica.	61
3.19	Diagrama de corpo livre de cada massa (força de excitação harmónica).	62
3.20	Diagrama de corpo livre de cada massa (excitação sísmica).....	65
3.21	Sistema de 2GDL em estudo, constituído pela massa da estrutura, m_1 , e pela massa do TMD, m_2 , solicitado por uma aceleração na base, $\ddot{x}_g(t)$	68
3.22	Sinal constituído por uma função seno de quatro ramos com amplitudes diferentes e crescentes, em termos de acelerações (Sinal Genérico 1).	69

3.23	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 1.....	69
3.24	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 1.	70
3.25	Sinal sinusoidal em termos de acelerações, com amplitude crescente (Sinal Genérico 2).....	71
3.26	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 2.	71
3.27	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 2.	72
3.28	Sinal do sismo El Centro em termos de acelerações.....	72
3.29	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração sísmica.....	73
3.30	Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração sísmica.	73
4.1	Mecanismo de rótulas plásticas em estruturas porticadas de betão armado. ..	78
4.2	Fases na evolução do comportamento pórtico parede: a) Comportamento monolítico característico da fase inicial; b) Separação entre o pórtico e a parede de alvenaria, sob a ação de forças horizontais.....	80
4.3	Mecanismos de rotura típicos no plano (A a E), em paredes de alvenaria.	81
4.4	a) Pórtico sem paredes ao nível do piso térreo (<i>soft-story</i>); b) Preenchimento parcial de um pórtico ao nível do piso térreo (pilares curtos).....	82
4.5	Estratégias de modelação para estruturas de alvenaria: a) Alvenaria simples; b) Micro-modelação detalhada; c) Micro-modelação simplificada; d) Macro-modelação.	87
4.6	Parâmetros de identificação da curva base dos elementos de betão armado. .	88
4.7	Regras de histerese do modelo utilizado.....	90
4.8	Consideração do efeito <i>pinching</i> e <i>slipping</i>	90
4.9	Parâmetros de identificação da curva esforço de corte-distorção dos elementos de alvenaria.	92
4.10	Regras de histerese das relações esforço de corte-distorção de um elemento de alvenaria e sua exemplificação qualitativa.	92
4.11	Modelação estrutural de um pórtico.	94
4.12	Aplicação da teoria das estruturas na avaliação da rigidez.	95
4.13	Conceito de força fictícia.	97
4.14	Energia dissipada por histerese e energia elástica de deformação.....	99

4.15	Sistema de 1GDL composto por um pórtico de uma estrutura preenchido por uma parede representativa, m_1 , submetida por uma aceleração na base de \ddot{x}_g	100
4.16	Resposta em deslocamentos da estrutura com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a histerese simples (Caso I).	101
4.17	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamento, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II).	102
4.18	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamento, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).	103
4.19	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamento, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	104
4.20	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controlo e com parede, submetida ao Sinal Genérico 1 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	105
5.1	Sistema de 2GDL composto por uma estrutura preenchida por uma parede representativa, m_1 , onde se encontra instalado um TMD, m_2 , submetida por uma aceleração na base de \ddot{x}_g	112
5.2	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, admitindo uma histerese simples (Caso I). Para $\mu = 0,15$	113
5.3	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para $\mu = 0,15$	113
5.4	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez (Caso II). Para $\mu = 0,15$	114
5.5	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para $\mu = 0,15$	114
5.6	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para $\mu = 0,15$	115
5.7	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para $\mu = 0,15$	115
5.8	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para $\mu = 0,15$	116
5.9	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a	

	degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para $\mu = 0,15$	116
5.10	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 1 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para $\mu = 0,15$	117
AI.1	Esquema da aplicação de HMDs no edifício Sendaya INTES.	A.3
AII.1	Origem e características de ações dinâmicas: a) Harmónica simples; b) Complexas; c) Impulsivas; d) Longa duração.....	A.5
AII.2	Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal.....	A.6
AII.3	Curvas para determinação do valor ótimo de q	A.6
AII.4	Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2	A.6
AII.5	Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional.	A.7
AII.6	Sistema do modelo de <i>Simulink</i> usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de μ , em termos de deslocamentos.	A.7
AII.7	Subsistema do modelo de <i>Simulink</i> usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de μ , em termos de deslocamentos.	A.8
AII.8	Resposta não controlada da estrutura (m_1) solicitada pelo Sinal Genérico 1, em termos de deslocamentos.	A.8
AII.9	Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes rácios de massa (Sinal Genérico 1).	A.9
AII.10	Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura (Sinal Genérico 1)...	A.9
AII.11	Sistema do modelo de <i>Simulink</i> usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de ξ , em termos de deslocamentos.	A.10
AII.12	Subsistema do modelo de <i>Simulink</i> usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de ξ , em termos de deslocamentos.	A.10
AII.13	Resposta não controlada da estrutura (m_1) em termos de deslocamentos, solicitada pela aceleração do Sinal Genérico 2.	A.11
AII.14	Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes rácios de massa (Sinal Genérico 2).	A.11
AII.15	Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura (Sinal Genérico 2).	A.12
AII.16	Resposta não controlada da estrutura (m_1) em termos de deslocamentos solicitada pelo sismo El Centro.	A.12

AII.17	Ampliação dos máximos absolutos das respostas de $\mu = 0,05$ a $\mu = 0,20$ (Sismo El Cento).	A.13
AIII.1	Idealização da biela diagonal equivalente.	A.15
AIII.2	Relação entre o comprimento de contacto da parede com os pilares, α/h , e o parâmetro λh	A.15
AIII.3	Interação entre a estrutura reticulada e a parede, sob a ação de forças horizontais.	A.16
AIII.4	Representação da biela diagonal equivalente.....	A.16
AIII.5	Largura da biela diagonal equivalente, W , em função de λh . Em que d é o comprimento segundo a diagonal da parede, R a força aplicada na diagonal da parede e R_c é a força de rotura segundo a diagonal da parede.	A.17
AIII.6	Rigidez dos pórticos preenchidos – valores teóricos e experimentais.	A.18
AIII.7	Resistência à tração e compressão de pórticos preenchidos com paredes de betão. Sendo f'_t e f'_c a tensão de rotura à tração e compressão, respetivamente, do material usado na execução das paredes.	A.19
AIII.8	Resistência à tração de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo.	A.20
AIII.9	Resistência ao corte de pórticos preenchidas com paredes de alvenaria de tijolo.	A.20
AIII.10	Representação da biela diagonal equivalente de um pórtico preenchido parcialmente por parede.	A.21
AIII.11	Parâmetros definidores da superfície de cedência.	A.21
AIII.12	Critério de cedência calculada para tijolos de argila sólida de Page, 1981 [69], 1983 [70], com isolinhas de tensão de corte espaçadas de $0,1 f_{mx}$	A.21
AIII.13	Comparação entre o modelo de plasticidade e os resultados experimentais de Page, 1981 [69],1983 [70].....	A.22
AIII.14	Critério de cedência proposto por Dhanasekar <i>et al.</i> (1986) [72], com isolinhas de tensão de corte espaçadas de $0,1 f_{mx}$, sendo f_{mx} a resistência à compressão da alvenaria na direção $x-x$	A.22
AIII.15	Comparação entre a superfície de cedência proposta por Dhanasekar <i>et al.</i> (1986) [72] e os resultados experimentais de Page, 1981 [69].	A.22
AIII.16	Curvas força-deslocamento dos modelos ensaiados (Page <i>et al.</i> , 1985 [73]): a) Pórticos 1-3; b) Pórtico 4; c) Pórtico 5.	A.23
AIII.17	Exemplo de uma história temporal das componentes energéticas globais.	A.24
AIII.18	Sistema do modelo <i>Macro-Simulink</i> utilizado para a determinação das respostas da estrutura com e sem parede.	A.24
AIII.19	Subsistema 1 do modelo <i>Macro-Simulink</i> relativo à determinação da resposta do sistema de 1GDL composto pela estrutura sem parede.	A.25
AIII.20	Subsistema 2 do modelo <i>Macro-Simulink</i> relativo à determinação da resposta do sistema de 1GDL composto pela estrutura com parede.	A.25
AIII.21	Subsistema 2.1 do modelo <i>Macro-Simulink</i> relativo à determinação da Histerese de uma parede resistente representativa para cada um dos casos de	

	estudo: histerese simples, degradação da rigidez, degradação da resistência e o efeito <i>pinching</i>	A.26
AIII.22	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I).	A.27
AIII.23	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II).	A.27
AIII.24	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).	A.28
AIII.25	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	A.28
AIII.26	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controlo com parede, submetida ao Sinal Genérico 2 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	A.29
AIII.27	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I).	A.30
AIII.28	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II).	A.30
AIII.29	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).	A.31
AIII.30	Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	A.31
AIII.31	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controlo e com parede, submetida ao sinal sísmico El Centro para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV).	A.32
AIV.1	Sistema do Modelo <i>Macro-Simulink</i> utilizado para a determinação das respostas da estrutura controlada e não controlada, com e sem parede.	A.33
AIV.2	Subsistema 1 do Modelo <i>Macro-Simulink</i> utilizado para a determinação das respostas da estrutura não controlada e sem parede.	A.33
AIV.3	Subsistema 2 do Modelo <i>Macro-Simulink</i> utilizado para a determinação das respostas da estrutura controlada com o TMD e sem parede.	A.34
AIV.4	Subsistema 3 do Modelo <i>Macro-Simulink</i> utilizado para a determinação das respostas da estrutura preenchida por parede e controlada com o TMD.	A.34

AIV.5	Subsistema 3.1 do modelo <i>Macro-Simulink</i> relativo à determinação da histerese de uma parede resistente representativa para cada um dos casos de estudo: histerese simples, degradação da rigidez, degradação resistente e o efeito <i>pinching</i>A.35	A.35
AIV.6	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.36	A.36
AIV.7	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.36	A.36
AIV.8	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.37	A.37
AIV.9	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.37	A.37
AIV.10	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.38	A.38
AIV.11	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.38	A.38
AIV.12	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.39	A.39
AIV.13	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.39	A.39
AIV.14	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada e com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.40	A.40
AIV.15	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.41	A.41
AIV.16	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$A.41	A.41

AIV.17	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.42
AIV.18	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.42
AIV.19	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.43
AIV.20	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.43
AIV.21	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.44
AIV.22	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.44
AIV.23	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$	A.45
AIV.24	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 1, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.46
AIV.25	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.46
AIV.26	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.47
AIV.27	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.47
AIV.28	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.48
AIV.29	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a	

	degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.48
AIV.30	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.49
AIV.31	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.49
AIV.32	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada, submetida pelo Sinal Genérico 1 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.50
AIV.33	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.51
AIV.34	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.51
AIV.35	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.52
AIV.36	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.52
AIV.37	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.53
AIV.38	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.53
AIV.39	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.54
AIV.40	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.54
AIV.41	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada e com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência	

	(Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.55
AIV.42	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.56
AIV.43	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, sujeita pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.56
AIV.44	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.57
AIV.45	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.57
AIV.46	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.58
AIV.47	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.58
AIV.48	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.59
AIV.49	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.59
AIV.50	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada, submetida pelo sinal sísmico El Centro para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$	A.60
AIV.51	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 1, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.61
AIV.52	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.61
AIV.53	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.62

- AIV.54 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.62
- AIV.55 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.63
- AIV.56 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.63
- AIV.57 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.64
- AIV.58 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.64
- AIV.59 Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 1 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.65
- AIV.60 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.66
- AIV.61 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.66
- AIV.62 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.67
- AIV.63 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.67
- AIV.64 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.68
- AIV.65 Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.68
- AIV.66 Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e

	resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.69
AIV.67	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.69
AIV.68	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.70
AIV.69	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.71
AIV.70	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.71
AIV.71	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.72
AIV.72	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.72
AIV.73	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.73
AIV.74	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.73
AIV.75	Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.74
AIV.76	Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.74
AIV.77	Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro para a) Histerese simples (Caso I); b) Degradação da rigidez (Caso II); c) Degradação da rigidez/resistência (Caso III); d) Degradação da rigidez/resistência com o efeito <i>pinching</i> (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$	A.75

ÍNDICE DE TABELAS

3.1	Resultados obtidos a partir do modelo <i>Simulink</i> , relativos à variação do rácio das massas para três sinais de aceleração diferentes.....	75
3.2	Resultados obtidos a partir do modelo <i>Simulink</i> , relativos à variação do coeficiente de amortecimento da estrutura para três sinais de aceleração diferentes.....	75
4.1	Parâmetros considerados para simular diferentes comportamentos do sistema (em todos os casos, $k_0 = 3 \text{ MN/m}$, $P_{fy} = 30 \text{ kN}$, $N_s = 5$, $a = 0,03$, $\eta = 1$).	106
4.2	Resultados obtidos no caso da histerese simples para uma estrutura com e sem parede (Caso I).....	107
4.3	Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez para uma estrutura com e sem parede (Caso II).	107
4.4	Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez e resistência para uma estrutura com e sem parede (Caso III).	108
4.5	Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez e resistência com o efeito <i>Pinching</i> para uma estrutura com e sem parede (Caso IV).....	108
5.1	Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para $\mu = 0,15$	119
5.2	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para $\mu = 0,15$	120
5.3	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistência para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no	

	caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para $\mu = 0,15$	121
5.4	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para $\mu = 0,15$	122
5.5	CrITÉRIOS de avaliação das respostas estruturais.	123
5.6	Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rÁcios de massa e casos de comportamento histerÉtico da parede para o Sinal GenÉrico 1.	124
5.7	Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rÁcios de massa e casos de comportamento histerÉtico da parede para o Sinal GenÉrico 2.	125
5.8	Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rÁcios de massa e casos de comportamento histerÉtico da parede para o sinal sÍsmico El Centro.	126
AIV.1	Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,20$	A.76
AIV.2	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,20$	A.77
AIV.3	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistÉncia para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,20$	A.78
AIV.4	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito <i>pinching</i> para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,20$	A.79
AIV.5	Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,50$	A.80
AIV.6	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,50$	A.81
AIV.7	Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistÉncia para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para um rÁcio de massas de $\mu = 0,50$	A.82

- AIV.8 Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito *pinching* para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$A.83
- AIV.9 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso I de comportamento histerético da parede.A.84
- AIV.10 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso I de comportamento histerético da parede.A.84
- AIV.11 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso I de comportamento histerético da parede.A.85
- AIV.12 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso II de comportamento histerético da parede.A.85
- AIV.13 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso II de comportamento histerético da parede.A.86
- AIV.14 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso II de comportamento histerético da parede.A.86
- AIV.15 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso III de comportamento histerético da parede.A.87
- AIV.16 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso III de comportamento histerético da parede.A.87
- AIV.17 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso III de comportamento histerético da parede.A.88
- AIV.18 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso IV de comportamento histerético da parede. ...A.88
- AIV.19 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso IV de comportamento histerético da parede. ...A.89
- AIV.20 Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso IV de comportamento histerético da parede. ...A.89

ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Os símbolos e abreviaturas são definidos conforme vão surgindo ao longo da dissertação, apresentando as suas designações quando se julga apropriado. Alguns dos símbolos que se apresentam nas figuras de obras de autores referenciados no presente trabalho, não se incluem nesta listagem. Alguns símbolos possuem mais do que um significado, apelando ao leitor a sensibilidade de verificar o contexto em que se inserem. A lista de abreviaturas e símbolos está organizada por ordem alfabética. A lista de símbolos divide-se em letras latinas e letras gregas.

Lista de abreviaturas

1GDL	Um grau de liberdade
2GDL	Dois graus de Liberdade
3GDL	Três graus de Liberdade
AMD	<i>Active Mass Damper</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
AVS	<i>Active Variable Stiffness</i>
BELBIC	<i>Brain emotional learning based intelligent</i>
BSI	<i>British Standards Institution</i>
BSSA	<i>Bulletin of the Seismological Society of America</i>
BSSC	<i>Building Seismic Safety Council</i>
CEN	<i>European Committee for Standardization</i>
CTLCD	<i>Circular Tuned Liquid Column Damper</i>
CTLD	<i>Controlled Tuned Liquid Damper</i>
DTLCD	<i>Double Tuned Liquid Column Damper</i>
EAAE	<i>European Association for Earthquake Engineering</i>
EC	Eurocódigo
EC6	Eurocódigo 6
EC8	Eurocódigo 8
EERC	<i>Earthquake Engineering Research Centre</i>

ELF	<i>Equivalent Lateral Force</i>
ER	<i>Electro-Rheological</i>
FD	Força-Deslocamento
GDL	Grau de Liberdade
HDRB	<i>High-Damping Rubber Bearings</i>
HMD	<i>Hybrid Mass Damper</i>
HTLCD	<i>Hybrid Tuned Liquid Column Damper</i>
IAEE	<i>International Association for Earthquake Engineering</i>
IM	Instituto da Meteorologia
INGV	<i>Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
IST	Instituto Superior Técnico
JRC	<i>Joint Research Centre</i>
LCVA	<i>Tuned Liquid Vibration Absorber</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LRB	<i>Lead Rubber Bearing</i>
OE	Ordem dos Engenheiros
OET	Ordem dos Engenheiros Técnicos
PTLCD	<i>Pressurized Tuned Liquid Column Damper</i>
NEHRP	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
NESDE	Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas
MR	<i>Magneto-Rheological</i>
REAE	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RIBA	<i>Royal Institute of British Architects</i>
RMS	<i>Root-Mean-Square</i>
RSA	Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
SEAOC	<i>Structural Engineers Association of California</i>
SHM	<i>Smooth Hysteretic Model</i>
SP	<i>Friction Pendulum System</i>
TLD	<i>Tuned Liquid Damper</i>
TLCD	<i>Tuned Liquid Column Damper</i>
TMD	<i>Tuned Mass Damper</i>
TSD	<i>Tuned Sloshing Damper</i>
WCEE	<i>World Conference on Earthquake Engineering</i>

Lista de símbolos

a	relação de rigidez pós-cedência
a_0	coeficiente ou termo de uma determinada função
a_1	amplitude do deslocamento da massa do primeiro corpo
$a_{1,est}$	amplitude do deslocamento estático da massa do primeiro corpo
a_2	amplitude do deslocamento da massa do segundo corpo
a_j	coeficiente ou termo de uma determinada função
A	amplitude do deslocamento de uma massa

A	matriz que possui os parâmetros de um determinado sistema
$A, A(\mu, q)$	expressão A que relaciona μ e q
A'_0	área reduzida da secção horizontal de uma parede
$\left(\frac{a_1}{a_{1,est}}\right)_{\max}$	deslocamento máximo do sistema
$\left(\frac{a_{rel}}{a_{1,est}}\right)_{\max}$	deslocamento máximo relativo entre o primeiro e o segundo corpo
B	matriz de entrada ou de localização do espaço estado
$B, B(\mu, q)$	expressão B que relaciona μ e q
b_j	coeficiente ou termo de uma determinada função
c	constante de amortecimento viscoso
c	constante inferior à unidade
c_1	constante de amortecimento viscoso do primeiro corpo ou sistema
c_2	constante de amortecimento viscoso do segundo corpo ou sistema
C	matriz de saída ou de observação do espaço estado
C	matriz de amortecimento
$C, C(\mu, q)$	expressão C que relaciona μ e q
d	comprimento nominal da diagonal da parede
$d_{i,c}$	desvio relativo entre pisos de uma estrutura controlada
$d_{\max,u}$	desvio relativo entre pisos de uma estrutura não controlada
D	matriz de avanço ou de <i>feedforward</i> do espaço estado
D	deslocamento generalizado máximo absoluto
$D, D(\mu, q)$	expressão D que relaciona μ e q
D_0	deslocamento generalizado relativo à força generalizada nula do ciclo anterior
D_c	deslocamento generalizado relativo à fissuração
D_i	máximo deslocamento do ciclo i
D_u	deslocamento último do elemento debaixo de um carregamento monotónico
D_{MCA}	deslocamento máximo absoluto do ciclo anterior
D_y	deslocamento generalizado relativo à cedência
E	matriz de entrada ou vetor/matriz localizador
E	módulo de elasticidade do betão armado
E_a	módulo de elasticidade de uma parede
E_{abs}	energia absorvida
E_h	energia dissipada por histerese
E_i	energia transmitida pelo sismo ou <i>input energy</i>
E_k	energia cinética “absoluta”
E_p	módulo de elasticidade dos pilares de betão armado
E_s	energia elástica da deformação
E_ξ	energia dissipada por amortecimento
$f(t)$	força exterior aplicada num determinado sistema
$f_I(t)$	força de inércia
$f_c(t)$	força de amortecimento
f'_c	tensão de rotura por compressão de uma parede
$f_{c1}, f_{c1}(t)$	força de amortecimento atuante no primeiro corpo ou sistema

$f_{c2}, f_{c2}(t)$	força de amortecimento atuante no primeiro corpo ou sistema
$f_k(t)$	força elástica
$f_{k1}, f_{k1}(t)$	força elástica atuante no primeiro corpo ou sistema
$f_{k2}, f_{k2}(t)$	força elástica atuante no primeiro corpo ou sistema
f_s	vetor das forças de restituição
F	força generalizada
F_0	força inicial ou estática da excitação exterior
$F(t)$	força de excitação exterior em função do tempo
$F_1(t)$	força de excitação exterior em função do tempo aplicada no primeiro corpo ou sistema
$F_2(t)$	força de excitação exterior em função do tempo aplicada no segundo corpo ou sistema
$F_e(t)$	vetor força de excitação exterior em função do tempo aplicada num corpo ou sistema
F_{fict}	vetor das forças fictícias
$F_g(t)$	vetor força do sismo
F_L	força generalizada máxima obtida numa análise linear
F_M	força generalizada máxima absoluta a atingir pelo ciclo atual
F_{MCA}	força generalizada máxima absoluta do ciclo anterior
F_{NL}	força generalizada máxima obtida numa análise não linear
G	módulo de distorção da parede
h	distância entre eixos das vigas de pórticos
h'	altura da parede
h_i	altura de um piso i de uma estrutura
H	energia dissipada acumulada no deslocamento atual
H_{ult}	energia dissipada máxima sob carga monotónica (não cíclica)
I	momento de inércia dos pilares
I_i	momento de inércia do pilar i
J_1	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de pico relativo aos deslocamentos
J_2	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de pico relativo às velocidades
J_3	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de pico relativo às acelerações
J_4	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de valor eficaz (RMS) relativo aos deslocamentos
J_5	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de valor eficaz (RMS) relativo às velocidades
J_6	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de valor eficaz (RMS) relativo às acelerações
J_7	Critério de avaliação de desempenho com base nas respostas de valor eficaz (RMS) relativo ao desvio relativo entre pisos
k	rigidez de uma mola
k_0	rigidez lateral inicial da estrutura
k_1	rigidez da mola do primeiro corpo
k_2	rigidez da mola do segundo corpo
k_d	instante discreto de um sistema de controlo ativo digital

k_{hyst}	parâmetro que considera a degradação de rigidez de uma estrutura
k_f	rigidez lateral total não linear da estrutura
$k_{slip-lock}$	parâmetro que considera o efeito de <i>pinching</i>
K	matriz de rigidez
K	rigidez de um elemento de betão armado do ciclo atual
K_0	rigidez inicial de um elemento de betão armado
K_0	rigidez ao corte inicial de uma parede de alvenaria
K_1	rigidez após fissuração ou <i>cracking</i> de um elemento de betão armado
K_1	rigidez após fendilhação da parede de alvenaria
K_2	rigidez após cedência ou <i>yielding</i>
K_d	degradação da rigidez correspondente à descarga num ciclo
$K(x)$	matriz de rigidez dependente da história do carregamento
K_{NL}	matriz de rigidez não linear
K_S	matriz de rigidez secante
L	altura de um pilar ou distância entre dois pisos sucessivos
m	massa de um determinado corpo
m_1	massa do corpo um
m_2	massa do corpo dois
m_i	massa concentrada ao nível do piso i
m_{Tj}	massa de um TMD no controlo de um determinado modo j
M	matriz da massa
M_n	massa modal
n	constante dependente de valores experimentais
N	número de ciclos
N_s	parâmetro que controla a suavidade da transição da pré para a pós-cedência
PD	parâmetro de degradação.
P_f	esforço de corte atual da estrutura
P_{fy}	valor da resistência degradada, ou de cedência do esforço de corte da estrutura
P_{fy0}	valor de cedência inicial do esforço de corte da estrutura
q	razão de frequências entre o segundo e o primeiro corpo ou sistema
q_{opt}	razão ótima de frequências entre o segundo e o primeiro corpo ou sistema
r_1, r_s	razão entre a frequência de excitação e a frequência natural inicial do primeiro sistema
r_2	razão entre a frequência de excitação e a frequência natural do segundo sistema
R	força aplicada segundo a diagonal de uma parede
$(R_1)_i$	fator de redução aplicável à largura da biela equivalente que considera a presença de aberturas numa parede
$(R_2)_i$	fator de redução aplicável à largura da biela equivalente que considera os danos existentes
$(R_3)_i$	fator de redução aplicável à largura da biela equivalente que considera a flexibilidade do pórtico confinado
R_c	força que aplicada segundo a diagonal de uma parede, provoca a rotura da parede por compressão e esmagamento dos cantos comprimidos

R_k	parâmetro positivo que considera a degradação de rigidez
R_s	força que aplicada segundo a diagonal de uma parede, conduz à sua rotura por corte
R_{sp}	comprimento de deslizamento do comportamento de uma estrutura
R_t	força que aplicada segundo a diagonal de uma parede, provoca a fendilhação por tração desta na direção daquela diagonal
t, t_f	instante de tempo
t	espessura de uma parede
t_0	tempo inicial
t_{\max}	duração total de uma excitação
T	período
$u(t)$	vetor de entrada do espaço estado
$u_0(t)$	ação de controlo num sistema de controlo ativo digital
$u_1(t)$	sinal contínuo de um sistema de controlo ativo digital
$u(k_d T)$	forças de controlo aplicadas na estrutura no instante discreto k_d num sistema de controlo digital
V	capacidade de resistência ao corte ou esforço transversal
V_M	esforço de corte máximo absoluto a atingir pelo ciclo atual
V_{MCA}	esforço de corte máximo absoluto do ciclo anterior
$w_0(t)$	excitação exterior num sistema de controlo ativo digital
W	largura efetiva da biela diagonal comprimida de uma parede
W'	largura de uma parede medida perpendicularmente à sua diagonal
x	vetor dos deslocamentos relativos
\dot{x}	vetor das velocidades relativas
x_g	deslocamento sísmico
$x_{i,c}$	deslocamento do piso i do caso de um sistema controlado
$\dot{x}_{i,c}$	velocidade do piso i do caso de um sistema controlado
$\ddot{x}_{i,c}$	aceleração do piso i do caso de um sistema controlado
x_{\max}	deslocamento máximo na inversão de carga atual
x_{\max}^+	deslocamento máximo do ciclo atual na direção positiva
x_{\max}^-	deslocamento máximo do ciclo atual na direção negativa
$x_{\max,u}$	pico máximo do deslocamento de um sistema não controlado
$\dot{x}_{\max,u}$	pico máximo da velocidade de um sistema não controlado
$\ddot{x}_{\max,u}$	pico máximo da aceleração de um sistema não controlado
x_t	deslocamento total
\ddot{x}_t	vetor das acelerações totais
\ddot{x}_{ti}	aceleração total ao nível do piso i
x_{ult}	capacidade de deslocamento último da estrutura
$x(t)$	valor do deslocamento em função do tempo
$\dot{x}(t)$	vetor da velocidade em função do tempo
$\ddot{x}(t)$	vetor da aceleração em função do tempo
$x_1(t)$	valor do deslocamento do primeiro corpo em função do tempo
$\dot{x}_1(t)$	valor da velocidade do primeiro corpo em função do tempo
$\ddot{x}_1(t)$	valor da aceleração do primeiro corpo em função do tempo
$x_2(t)$	valor do deslocamento do segundo corpo em função do tempo

$\dot{x}_2(t)$	valor da velocidade do segundo corpo em função do tempo
$\ddot{x}_2(t)$	valor da aceleração do segundo corpo em função do tempo
$x_a(t), x_b(t)$	deslocamentos absolutos de um sistema em função do tempo
$\dot{x}_a(t), \dot{x}_b(t)$	velocidades absolutas de um sistema em função do tempo
$\ddot{x}_a(t), \ddot{x}_b(t)$	acelerações absolutas de um sistema em função do tempo
$x_g(t)$	deslocamento do solo em função do tempo
$\dot{x}_g(t)$	velocidade do solo em função do tempo
$\ddot{x}_g(t)$	aceleração do solo ou aceleração sísmica em função do tempo
$y(t)$	vetor de saída do espaço estado
$y_0(t)$	resposta medida por sensores de um sistema de controlo ativo digital
$y_1(t)$	sinal analógico de uma resposta estrutural de um sistema de controlo ativo digital
$y(k_d T)$	sequência de impulsos discretos de um sinal de um sistema de controlo ativo digital
$z(t)$	vetor de estado
$\dot{z}(t)$	primeira derivada do vetor de estado
z_i	vetor relativo à configuração do modo de ordem i
α	comprimento de contacto de uma parede com os pilares
α	parâmetro adimensional que caracteriza a degradação da rigidez
α_r	parâmetro que regula a degradação da rigidez de uma estrutura
β	parâmetro adimensional que caracteriza o efeito de <i>pinching</i> e <i>slipping</i>
β_n	valor inicial da componente de um determinado modo de vibração de um sistema
β_j	fator de participação de um determinado modo j
β_1	parâmetro de degradação baseado na ductilidade
β_2	parâmetro de degradação baseado nas necessidades de dissipação de energia
γ	parâmetro de adimensional que caracteriza a degradação da resistência
γ	distorção específica
γ_c	distorção correspondente à fendilhação
γ_i	distorção máxima do ciclo i
δ_i	deslocamento do piso i de uma estrutura
Δ	deslocamento
Δt	intervalo de tempo
η	parâmetro que controla a forma do caminho de descarga
θ	ângulo formado entre a diagonal de uma parede e a horizontal
θ	ângulo da tensão principal com a junta de assentamento das unidades de uma alvenaria
κ	comprimento do deslizamento variável, dependendo da necessidade de ductilidade desenvolvida
λ	vetor composto por uns
λ_c	fração do corte de cedência da estrutura em torno do qual ocorre deslizamento
λ_j	frequência natural complexa de um sistema

λh	parâmetro adimensional que exprime a relação de rigidez entre um pórtico e uma parede
Λ	matriz que especifica a localização das excitações exteriores de um sistema
μ	rácio das massas entre dois corpos – entre a massa do TMD ou supressor de vibrações, m_2 , e a estrutura, m_1
μ	ductilidade última generalizada sob cargas monotónicas de um elemento de betão armado
μ	ductilidade em termos das relações esforços de corte-distorções de uma parede de alvenaria
μ_a	coeficiente de atrito
μ_d	necessidade de ductilidade no deslocamento atual de uma estrutura
ξ	coeficiente de amortecimento de um determinado corpo ou sistema
ξ_1	coeficiente de amortecimento do primeiro corpo ou sistema
ξ_2	coeficiente de amortecimento do segundo corpo ou sistema
$\xi_{2,opt}$	coeficiente de amortecimento ótimo do segundo corpo ou sistema
ξ_a^A, ξ_b^A	coeficientes de amortecimento de determinados modos de vibração
ξ_a^B, ξ_b^B	coeficientes de amortecimento de determinados modos de vibração
ξ_i	amortecimento relativo do modo de ordem i
ξ_j^B, ξ_j^A	coeficientes de amortecimento de determinados modos de vibração após instalação de uma segunda massa
ξ_j	coeficiente de amortecimento do modo j de um sistema
σ	parte do corte de cedência de uma estrutura, além do qual o deslizamento não ocorreria
σ_1	tensão principal no primeiro plano
σ_2	tensão principal no segundo plano
σ_x	tensão normal segundo a direção x
σ_y	tensão normal segundo a direção y
τ_{xy}	tensão tangencial no sentido y no plano x da tensão normal
τ	intervalo de tempo infinitesimal
ϕ_k	amplitude da oscilação da massa de um corpo, quando suporta a massa de um segundo corpo
ϕ_n	modo de vibração correspondente a um grau de liberdade associado à aplicação de uma segunda massa
ω	frequência da excitação
ω_1, ω_{11}	frequência natural do primeiro corpo ou sistema
$\omega_{1,2}$	frequências naturais de um sistema após instalação de um segundo corpo
ω_2, ω_{22}	frequência natural do segundo corpo ou sistema
ω_{dj}	frequência natural amortecida do modo j de um sistema
ω_i	frequência angular do modo de ordem i
ω_s	frequência natural de um sistema

Subíndices

0	valor específico ou de referência
i	i -ésimo valor ou termo
j	j -ésimo valor ou termo
opt	valor ótimo
max	valor máximo

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento geral

Os sismos são fenómenos naturais, que causam imensas fatalidades, podendo desencadear em poucos minutos a destruição total ou parcial de património edificado e da atividade humana.

O mundo tem sido marcado por inúmeros e inevitáveis acontecimentos desta natureza. Sendo que, a necessidade de proteção e controlo contra este tipo de devastação, tem constituído uma crescente preocupação desde tempos remotos. Esta necessidade, tem obrigado a que interessados e investigadores se debrucem atenta e profundamente no estudo e procura de medidas, soluções e estratégias, objetivando controlar e atenuar os efeitos causados por estes cataclismos imprevisíveis.

Atualmente, com o surgimento da Engenharia Sísmica, ramo recente na Engenharia Civil Estrutural em Portugal, a conceção e o desenvolvimento de sistemas de controlo de vibrações nas estruturas de edifícios e pontes, configura um dos principais objetivos da Engenharia. A utilização destes sistemas de controlo de vibrações em estruturas exige um estudo e uma caracterização dinâmica minuciosa do seu comportamento.

Num edifício, a alvenaria é um elemento de construção que tem marcado a sua presença nas inúmeras obras executadas pelo Homem. Esta, noutros tempos desempenhava a função estrutural, possuindo a capacidade de suporte das ações verticais e de contraventamento.

Com o surgimento de matérias de construção como o aço e o betão, a alvenaria perdeu de forma progressiva, a sua importância estrutural, servindo apenas como delimitação de espaços, e de envolventes das construções.

O comportamento das paredes de alvenaria em conjunto com o betão armado é complexo de modelar, promovendo no dimensionamento de elementos estruturais em projeto o desprezo das alvenarias, admitindo que os resultados se encontram do lado da segurança. Embora se considere a contribuição da alvenaria na verificação da segurança relativamente às ações verticais, o mesmo não se verifica nas ações horizontais, *viz.*, nas ações sísmicas. Verifica-se, na observação de edifícios afetados por sismos, que as

paredes de alvenaria juntamente com a estrutura de betão armado, influenciam de forma favorável ou desfavorável o seu comportamento dinâmico, *viz.*, ao nível da rigidez, resistência, características dinâmicas e energia dissipada, mudando geralmente as localizações habituais das zonas críticas de estruturas reticuladas de betão armado.

Assim, devem-se contabilizar todos os elementos de construção intervenientes, estruturais e não estruturais, que significativamente influenciam o comportamento dinâmico da respetiva estrutura, para assim obter resultados mais eficazes no desempenho dos referidos sistemas de controlo, proporcionando a segurança das pessoas, assim como, conduzindo a soluções economicamente viáveis.

1.2. Objetivos e motivações

A presente dissertação tem como objetivo principal, investigar a influência do comportamento de paredes de alvenaria, nomeadamente a degradação da rigidez, a degradação da resistência e o efeito *pinching*, no desempenho de amortecedores de massa sintonizada ou *tuned mass dampers* para o controlo de vibrações em edifícios.

Considero o tema desta dissertação oportuno, e a motivação para o explorar surgiu pela constatação recente da intensificação dos fenómenos sísmicos à escala global. De facto, este tipo de atividade natural obriga a repensar técnicas e sistemas de proteção e controlo na construção de estruturas, tendo em conta a segurança das pessoas e bens.

Outra perspetiva que me despertou o interesse pelo referido tema, foi o prazer pelo estudo da singular complexidade da área de Dinâmica de Estruturas na aplicação prática da Engenharia na procura de sistemas, objetivando sempre a maior eficácia na segurança e no serviço de qualquer estrutura a conceber.

Neste trabalho de forma particular, o estudo das paredes nos pórticos das estruturas revela-se bastante importante no desempenho dinâmico de um edifício, constituindo de igual forma, um objeto pertinente e digno de estudo. A influência que estes preenchimentos dos pórticos das estruturas têm no desempenho de um sistema de controlo de vibrações, especificamente o sistema passivo amortecedores de massa sintonizada que atualmente tem sido alvo de vastas utilizações no controlo de ações dinâmicas em edifícios, (como sismos e ventos) poderá ser significativa; e tendo em conta a sua contribuição poderá conduzir a uma maior eficácia na referida ação de controlo.

Conclui-se que o aprofundamento deste estudo se reveste de grande importância no comportamento dinâmico de estruturas de edifícios, constituindo portanto o objetivo principal da presente dissertação.

1.3. Organização sumária da dissertação

O presente trabalho encontra-se dividido em seis capítulos principais. Sendo que, no primeiro e atual capítulo, se realiza um contexto ou enquadramento geral do âmbito da dinâmica de estruturas e da sua importância e impacto a todos os níveis da sociedade comum. Apresenta-se também, o objetivo proposto e motivações adquiridas para a

realização da referida dissertação, assim como uma descrição sumária acerca da organização e estrutura do presente estudo.

No segundo capítulo, expõe-se o Estado da Arte nos domínios da Engenharia Sísmica e dos sistemas ou estratégias de controlo de vibrações ao nível de estruturas de edifícios ou pontes. Este capítulo encontra-se dividido em quatro subcapítulos, contando com: uma introdução; um contexto histórico ao nível do estudo das vibrações, da Engenharia Sísmica e da Sismologia; uma base histórica da legislação e regulamentação, incluindo as normas atualmente em vigor em Portugal e no mundo; e uma sugestão de classificação dos diferentes sistemas e estratégias de controlo de vibrações nas estruturas, apresentando o seu funcionamento, descrição das características e aplicações reais dos sistemas de controlo passivo, de controlo ativo, de controlo semi-ativo e de controlo híbrido.

No terceiro capítulo, apresenta-se um estudo do dimensionamento de amortecedores de massa sintonizada, abordando-se primeiramente os conceitos teóricos base de um sistema dinâmico, no segundo de sete subcapítulos. No terceiro subcapítulo, apresenta-se uma breve descrição do procedimento de dimensionamento de TMDs simples em função do tipo da solicitação, podendo esta ser de natureza harmónica, não periódica, livre ou sísmica. Dentro das ações harmónicas, faz-se uma breve referência teórica ao supressor de vibrações e à aplicação de um TMD numa estrutura sem e com amortecimento. No quarto subcapítulo, aborda-se de forma breve, a aplicação de múltiplos TMDs, para o controlo de vários modos de vibração e para o controlo de apenas um modo de vibração em estruturas. O quinto subcapítulo apresenta considerações teóricas no estudo de um TMD, abordando o sistema equivalente de 1GDL. No sexto subcapítulo expõe-se algumas considerações práticas na implementação de TMDs em projeto, na fase anterior e posterior ao estudo e conceção do mesmo. Ainda, se expõe algumas soluções sugeridas por especialistas, na aplicação prática dos TMDs. Por fim no último subcapítulo, é efetuado um estudo da modelação numérica de amortecedores de massa sintonizada, com recurso à formulação de espaço-estado, na resposta a uma excitação harmónica e na resposta sob excitações sísmicas. Apresenta-se também, um modelo numérico executado em *Matlab* e *Simulink*, mostrando dois exemplos da sua aplicação, na comparação da resposta para diferentes rácios de massa e para diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura.

No quarto capítulo mostra-se a modelação numérica de paredes não estruturais, partindo de uma breve caracterização do comportamento dos pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria, sujeitos a ações horizontais. Seguidamente, apresenta-se uma modelação do comportamento estrutural das paredes, em que se dá destaque ao método da biela diagonal equivalente e ao método dos elementos finitos. Por fim, de modo a simular o comportamento das paredes não estruturais, apresentam-se duas formulações equivalentes de modelação do seu comportamento hysterético. Recorrendo a um modelo numérico *Macro-Simulink*, analisa-se o comportamento de uma estrutura preenchida por uma parede representativa para quatro casos diferentes de modelação do comportamento hysterético da parede. O primeiro é relativo a um comportamento hysterético simples, o segundo à degradação da rigidez, o terceiro considera a degradação da rigidez com a degradação da resistência e o último considera o efeito conjunto da degradação da rigidez e da resistência com o efeito *pinching*.

No quinto e penúltimo capítulo, executa-se um estudo da relação das paredes não estruturais com a aplicação de um amortecedor de massa sintonizada, constituindo este o principal objetivo da presente dissertação. Para tal, recorre-se a um modelo *Macro-Simulink* que simula o comportamento hysterético de uma parede de preenchimento de

uma estrutura, onde se encontra instalado um sistema de controlo passivo, especificamente, um TMD. Com base nos resultados retirados através deste modelo, verifica-se a influência que uma estrutura com parede tem no desempenho do TMD, comparando o seu comportamento histerético com a mesma estrutura com controlo, mas sem parede.

Por fim, no sexto capítulo expõem-se as conclusões e considerações finais da presente dissertação, e apresenta-se uma proposta de estudos e desenvolvimentos futuros a realizar.

Capítulo 2

ESTADO DA ARTE – ENGENHARIA SÍSMICA E SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

2.1. Introdução

Neste capítulo apresenta-se sumariamente um contexto histórico, em termos do estudo de vibrações desde Zhang Heng e Galileo, até aos dias de hoje. Expõe-se também, dentro do mesmo formato, um enquadramento histórico ao nível da Sismologia e da evolução da regulamentação no domínio sísmico.

Posteriormente, expõe-se um outro subcapítulo relativo às estratégias de controlo de vibrações. Iniciando o subcapítulo, com uma sugestão de classificação dos referidos sistemas, e de seguida uma pequena descrição do conceito, do funcionamento e de algumas das aplicações reais de cada sistema de controlo de vibrações.

2.2. Contexto histórico

2.2.1. Estudo de vibrações

De acordo com Rao S. S., 2011 [1], o interesse no estudo das vibrações diz-se ter despertado no momento em que se criaram os primeiros instrumentos musicais.

Na China no ano 132 D.C. após várias experiências sísmicas, Zhang Heng um historiador e astrónomo, sentiu a necessidade de inventar o primeiro sismógrafo do mundo (Figura 2.1). Realizado em bronze fundido com a forma de uma jarra, consistia num mecanismo de pêndulos circundados por oito alavancas, que apontavam em oito direções. Oito figuras de dragões com bolas de bronze na boca foram dispostas na parte exterior. Por baixo de cada dragão estava um sapo virado para cima de boca aberta. Um forte sismo de qualquer direção, agitaria o pêndulo correspondente, libertando uma alavanca que batia na cabeça do dragão, abrindo a sua boca e libertando a bola para dentro da boca do sapo com um som ressonante. Assim, o sismógrafo permitia a quem o monitorizasse, perceber o tempo e a direção de ocorrência do sismo.



Figura 2.1 – O primeiro sismógrafo do mundo, inventado na China 132 D.C.

Fonte: Rao S.S., 2011 [1].

Galileo Galilei (1564-1642), considerado o fundador da ciência moderna, inspirado pelo movimento de um pêndulo, percebeu a relação entre a amplitude, a frequência e o período das oscilações, levando-o a realizar experiências e inclusive a publicar e debater a vibração de corpos em *Discourses Concerning Two New Sciences* em 1638. Porém, o teólogo e matemático francês Marin Mersenne (1588-1648) foi o primeiro a publicar corretamente sobre o assunto, no seu livro *Harmonicorum Liber*, publicado em 1636. Não retirando o crédito a Galileo, cujas publicações de muitos anos antes sobre o mesmo âmbito, foram proibidas pela Inquisição de Roma até 1638.

Inspirados pelo trabalho de Galileo, a *Accademia del Cimento* foi fundada em Florença em 1657, seguida das formações da *Royal Society* de Londres em 1662 e da *Academie des Sciences* de Paris em 1666. Robert Hooke (1635-1703) e Joseph Sauveur (1653-1716) conduziram experiências e investigaram, independentemente, a relação entre o tom e a frequência de vibração de uma corda. Ainda, Sauveur em França e John Wallis (1616-1703) em Inglaterra observaram, separadamente, o fenómeno das formas do modo, e descobriram que uma corda esticada a vibrar pode não ter movimento em certos pontos e forte movimento em pontos intermédios.

Sir Isaac Newton (1642-1727) publicou o seu trabalho monumental, *Philosophiae Naturalis Principia Mathematica*, em 1686, descrevendo a lei da gravitação universal, assim como as três leis do movimento, entre outras descobertas. A segunda lei de Newton é comumente utilizada em bibliografia moderna no âmbito das vibrações, para derivar as equações do movimento de um corpo em vibração. A solução analítica (dinâmica) do problema das vibrações de cordas foi descoberta pelo matemático britânico Brook Taylor (1685-1731), que também apresentou o famoso teorema de Taylor sobre as séries infinitas. A frequência natural obtida da equação do movimento desenvolvida por Taylor, corroborou as anteriores experiências de Galileo e de Mersenne. O procedimento adotado por Taylor, foi aperfeiçoado pela introdução das derivadas parciais nas equações do movimento, realizadas por Daniel Bernoulli (1700-1782), Jean D'Alembert (1717-1783) e Leonard Euler (1707-1783).

Daniel Bernoulli no seu trabalho, publicado pela *Berlin Academy* em 1755, provou através de equações dinâmicas, aquele que era referido como o princípio da coexistência de pequenas oscilações, atualmente denominado como o princípio da superposição, possibilitando expressar qualquer função arbitrária por uma série infinita de senos e cossenos. D'Alembert e Euler questionaram a validade deste princípio. Não obstante, a

validade deste tipo de expansão foi provada pelo J. B. J. Fourier (1768-1830) no seu livro *Analytical Theory of Heat* in 1822.

A solução analítica da vibração de cordas foi apresentada por Joseph Lagrange (1736-1813) no seu trabalho publicado pela *Turin Academy* em 1759. O método de estabelecer as equações diferenciais do movimento, presente na maioria da bibliografia moderna sobre vibrações, foi desenvolvido por D'Alembert, publicado pela *Berlin Academy* em 1750. Euler em 1744 e Daniel Bernoulli em 1751, determinaram a equação diferencial, que governa a vibração lateral de barras prismáticas, e investigaram a sua solução para o caso de pequenas deformações, o que levou à conhecida teoria de Euler-Bernoulli (Duarte, 2014 [2]).

Charles Coulomb realizou estudos teóricos e experimentais em 1784, em oscilações torsionais de um cilindro metálico suspenso por um fio. Após manipulações matemáticas do referido sistema, concluiu que o período da oscilação é independente do ângulo de torção.

A teoria da vibração de placas foi estudada e desenvolvida experimentalmente, em 1802 pelo cientista alemão E. F. F. Chladni (1756-1824). Este observou a beleza e a complexidade dos padrões modais das placas vibratórias. Após demonstração das suas experiências em 1809 na *French Academy*, onde Napoléon Bonaparte que fez contar com a sua presença atribuiu, impressionado, uma recompensa de 3000 *francs* ($\approx 458\text{€}$ atualmente) a quem conseguisse satisfazer matematicamente a teoria de vibração de placas. Na sua terceira tentativa, a única candidata à competição, Sophie Germain finalmente em 1815, foi gratificada com a solução matemática da teoria, apesar dos júris não ficarem totalmente satisfeitos. Mais tarde, verificou-se que apesar das equações diferenciais estarem corretas, as condições de fronteira estavam erradas, sendo corretamente estabelecidas em 1850 por G. R. Kirchhoff (1824-1887).

Entretanto, o problema da vibração de membranas retangulares flexíveis, foi resolvido pela primeira vez por Simeo Poisson (1781-1840). A vibração de membranas circulares foi estudada por R. F. A. Clebsch (1833-1872) em 1862. Depois disto, os estudos de vibrações foram realizados num número de sistemas práticos mecânicos e estruturais. Em 1877 Lord Baron Rayleigh (1842-1919) publicou o seu livro sobre a teoria do som, considerado um clássico no referido âmbito. Notável entre outras das suas contribuições, foi o método para determinar a frequência fundamental de um sistema conservativo, recorrendo ao princípio da conservação da energia – o método de Rayleigh. Este método provou ser uma técnica útil na solução de problemas de vibração difíceis. Uma extensão ao método anterior, conhecida por método de Rayleigh-Ritz, permite encontrar as múltiplas frequências naturais de vibração.

Em 1902, Frahm (1867-1939) investigou a importância do estudo da vibração torsional na conceção de eixos de hélice de navios a vapor. O supressor de vibrações dinâmicas, que envolve a adição de um sistema massa-mola secundária para eliminar as vibrações do sistema principal foi proposto por Frahm em 1909. Aurel Stodola (1859-1943) contribuiu para o estudo de vibrações de vigas, placas e membranas. C. G. P. De Laval (1845-1913) apresentou uma solução prática do problema da vibração de um disco de rotação desequilibrado.

Stephen Timoshenko (1878-1972), considerando os efeitos da inércia rotativa e deformação por corte, apresentou uma teoria melhorada da vibração de vigas, que se tornou conhecida pela teoria de Timoshenko ou viga espessa. Uma teoria semelhante foi

apresentada por R. D. Mindlin (1906-1987) para a análise de vibrações de placas espessas incluindo os efeitos da inercia rotativa e a deformação por corte.

Nos finais do séc. XIX, Poincaré (1854-1912) e Lyapunov (1857-1913) iniciaram o desenvolvimento do estudo da teoria matemática de vibrações não lineares. Após 1920, os estudos realizados por Georg Duffing (1861–1944) e van der Pol (1889-1959) trouxeram as primeiras soluções definitivas da teoria de vibrações não lineares e atraiu a atenção para a sua importância na engenharia.

As características aleatórias estão presentes em diversos fenómenos, *e.g.*, sismos, ventos, transportação de bens em veículos, e no ruído dos foguetes e motores a jato. Tornou-se necessário criar conceitos e métodos de análise de vibrações para estes efeitos aleatórios. Embora Albert Einstein (1879-1955) tenha considerado o movimento *Browniano*, um tipo particular de vibração aleatório, nenhuma aplicação foi investigada até 1930. A introdução da função de correlação de Taylor em 1920 e da densidade espectral por Wiener (1894-1964) e Khinchin (1894-1959) nos inícios da década de 1930 abriu novas perspectivas de progresso na teoria de vibrações aleatórias. Artigos de Lin e Rice, publicados entre 1943 e 1945, abriram caminho para a aplicação de vibrações aleatórias em problemas práticos de engenharia.

Atualmente com a evolução tecnológica, e o advento de supercomputadores, juntamente com o desenvolvimento do método dos elementos finitos, como se conhece nos dias de hoje, apresentado por Turner, Clough, Martin e Topp é possível tratar e conduzir análises numericamente detalhadas de sistemas mecânicos e estruturais que apresentem milhares de graus de liberdade.

2.2.2. Sismologia e Engenharia Sísmica

Sismologia é a ciência que visa o estudo dos sismos e do movimento dos movimentos que ocorrem na superfície terrestre.

De acordo com Lopes *et al.*, 2008 [3], a problemática dos sismos já se discutia na Grécia antiga, atribuindo-se a origem dos sismos a ventos ou mares no interior da terra. Contudo, só no séc. XX com o advento da teoria da tectónica de placas é que surgiram explicações racionais, sobre o estudo da sismologia, aceites generalizadamente pela comunidade científica. Não obstante, o conhecimento atual ainda não possibilitou prever as datas de sismos com potencial destrutivo, devido à dificuldade de modelação do fenómeno sísmico. Sendo ainda, habitual ouvir-se dizer que os sismos são catástrofes naturais em relação às quais “pouco ou nada se pode fazer”. Nada de mais errado, afirma Lopes *et al.* [3], pois a maioria das consequências nas sociedades provenientes de sismos não são naturais. As catástrofes sísmicas são muitas vezes erradamente consideradas catástrofes naturais, devido à confusão entre o fenómeno que lhes dá origem e as consequências que a ação do Homem potencia, *e.g.*, a destruição das construções, redes de infraestruturas e outros equipamentos criados pelo Homem.

A perceção embrionária de conceitos de engenharia sísmica e de técnicas e metodologias de conferir resistência sísmica às estruturas, datam de à milhares de anos atrás. O site da *World Housing Encyclopedia* [4], fornece informação relativa a diversos tipos de construção, tradicional ou moderna, de várias regiões do mundo com as respetivas características de resistência sísmica.

Um acontecimento histórico da engenharia sísmica e da sismologia foi o sismo de 1 de novembro de 1755 na capital de Portugal, Lisboa. Uma importante referência sobre este acontecimento é a obra de Fonseca, 2005 [5], que retrata as diversas facetas do impacto do terramoto de Lisboa na Península Ibérica e no resto da Europa.

Este acontecimento resultou numa larga reflexão sobre as causas de um sismo e prevenção dos seus efeitos. O sistema da “gaiola pombalina” concebido pelo Engenheiro Manuel da Maia, foi a primeira vez na História, em que técnicas que objetivavam conferir resistência sísmica às construções, foram aplicadas de forma sistemática e organizada á escala de uma cidade. A Figura 2.2a ilustra este sistema, que consistia numa estrutura triangulada tridimensional de madeira. A estrutura de madeira era depois preenchida com elementos de alvenaria e rebocada, ficando oculta no interior da parede (Figura 2.2b). A gaiola conferia (e atualmente, depois de dois séculos e meio, ainda confere) resistência às forças horizontais provenientes dos sismos.

A Igreja de Santa Maria de Belém, como parte integrante do complexo do Mosteiro dos Jerónimos, em Lisboa, construído durante o século XVI, resistiu a este evento catastrófico. Contudo, em dezembro de 1756, um novo abalo sísmico terá causado o colapso de um pilar da nave, junto ao coro, resultando na ruína parcial da abóbada da nave e do coro alto. Neste âmbito, destaca-se o estudo e análise de estratégias de intervenção/reforço, proposto por Roque, 2009 [6], com o objetivo de redução das vulnerabilidades identificadas e mitigação do risco sísmico da Igreja, em que se apresenta uma metodologia multidisciplinar e integrada, cujo lema é “maximizar a investigação para minimizar a intervenção” priorizando a observação da construção, monitorização estrutural, e prática de intervenções faseadas e interativas com os resultados.

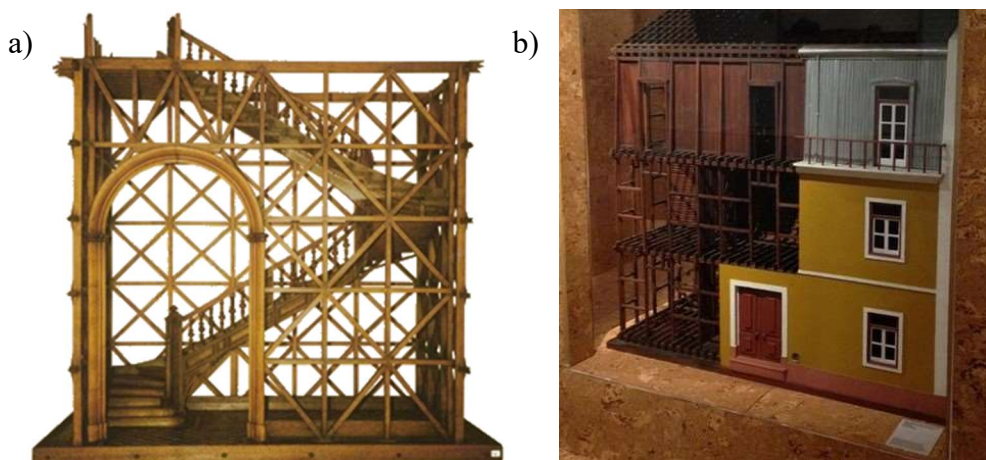


Figura 2.2 – Gaiola pombalina: **a)** Estrutura triangulada tridimensional de madeira; **b)** Estrutura de madeira parcialmente preenchida com elementos de alvenaria e rebocada.
Fonte: a) Departamento de Estruturas – NESDE – LNEC; b) Exposição de Arquitetura em Londres 2016 – RIBA.

Ainda no âmbito da reconstrução de Lisboa, após o sismo de 1755, realizaram-se possivelmente os primeiros testes sísmicos em modelos de estruturas de edifícios, apesar de não existirem provas documentais destes. Também foi realizado o primeiro estudo sistematizado da História, um inquérito a todos os párocos do país, ordenado por Marquês de Pombal e da autoria provavelmente do padre oratoriano Luís Cardoso, que visava avaliar os efeitos do sismo, contribuindo para posteriores medidas preventivas.

Considera-se que a Engenharia Sísmica nasceu como ciência na primeira metade do séc. XX. Sendo um dos ramos mais recentes da engenharia, tem como objetivo o estudo

dos fenómenos sísmicos, da perspetiva da população, do ambiente e das infraestruturas que suportam a atividade humana, assim como, a conceção, o projeto, e a investigação de sistemas de controlo que permitam minimizar as consequências dos sismos.

Em 1880, na sequência do sismo de Yokohama, foi fundada a primeira sociedade do mundo de Engenharia Sísmica, a “Sociedade de Sismologia e Engenharia Sísmica”, devido ao sismo de Nobi em 1891, é fundada a Comissão Imperial de Investigação Sísmica.

F. J. Rogers, em 1906, criou a primeira mesa sísmica, representada na Figura 2.3, que visava estudar o comportamento dos solos quando solicitados por vibrações sísmicas.

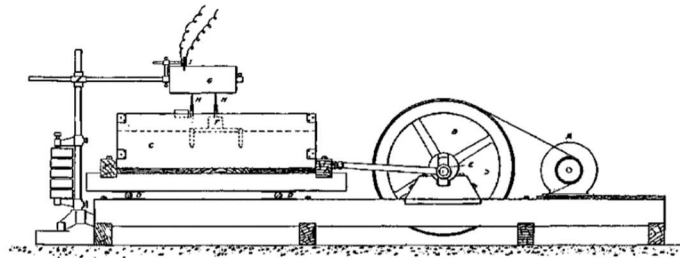


Figura 2.3 – Primeira mesa sísmica desenvolvida por F. F. Rogers em 1906.

Fonte: *The California Earthquake of April 18, Vol 1 Part 2, 1906.*

Em 1911, surge a primeira publicação científica neste domínio, o Boletim da Sociedade de Sismologia da América (BSSA), onde se destacam em 1931, os trabalhos de Wood Neumann “Escala de Intensidade de Mercalli Modificada”, e de Richter “Uma Escala de Magnitude Sísmica Instrumental”, estando na base das duas mais conhecidas escalas de medição de sismos.

A partir de 1925, no Japão e nos Estados Unidos, começou o desenvolvimento e utilização de mesas sísmicas para estudos e testes de estruturas, com movimentos semelhantes a sismos, sendo o primeiro modelo de um edifício de vários andares construído e estudado em 1931. A evolução tecnológica dos computadores surge intimamente ligada com o desenvolvimento das modernas e sofisticadas mesas sísmicas. Foi em 1972, no Centro de Investigação em Engenharia Sísmica de Berkeley, que foi criada a mesa sísmica que separa a primeira geração de simuladores, das mesas sísmicas atuais.

Os equipamentos de medição e registo dos movimentos sísmicos, designados por sismógrafos, principiaram o seu desenvolvimento nos inícios dos anos 30. Baseando-se nestes dados, George Housner, em 1941, instituiu um novo conceito, o de espectro de resposta. Este conceito desencadeou um progresso decisivo dos procedimentos de dimensionamento sísmico, permitindo a determinação da resposta sísmica das estruturas, com base nas suas características dinâmicas.

Outros eventos tomaram lugar em diversos países, tais como, em 1956 a 1ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica (WCEE), promovida pela Associação Internacional de Engenharia Sísmica (IAEE), realizada na Universidade da Califórnia em Berkeley. Com início em 1964 também a Associação Europeia de Engenharia Sísmica tem promovido Conferências Europeias de Engenharia Sísmica. Sempre com a periodicidade de quatro anos, estas conferências objetivavam o debate e a troca de ideias, opiniões e resultados de estudos.

Partilhando dos mesmos objetivos, Portugal também participou nesta evolução. Na Ordem dos Engenheiros em Lisboa no ano de 1955, realizou-se o Simpósio sobre a Ação dos Sismos, lembrando o bicentenário do sismo de 1755. Este simpósio marcou o início de uma grande época de investigação em Portugal, até fins da década de 1970, centrando-se principalmente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Este progresso é marcado também pela presença de engenheiros portugueses nas organizações internacionais de engenharia sísmica, muitas vezes em posições de liderança. Destaca-se o Engenheiro Júlio Ferry Borges, considerado o mentor da engenharia sísmica em Portugal, sendo considerado uma das figuras mais relevantes da História, e expressamente homenageado pela IAEE durante a 10^a Conferência Mundial de Engenharia Sísmica em 1992.

O desenvolvimento da investigação neste domínio em Portugal, passa pelo início das atividades no LNEC nos anos 50, até ao surgimento da investigação nas universidades no final dos anos 70, respetivamente, no Instituto Superior Técnico, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e na Universidade Nova de Lisboa. Posteriormente alargando-se ao Laboratório Regional de Engenharia Civil dos Açores, e no final dos anos 90 para outras instituições do ensino superior, como o Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Universidade de Aveiro e Universidade do Minho; mais recentemente, este alargamento verificou-se também aos politécnicos, nomeadamente ao Instituto Politécnico de Bragança.

Do referido simpósio sobre a ação dos sismos em Lisboa, em 1955 recomendou-se que “Para projetar e executar estruturas seguras aos sismos é necessária colaboração entre todos os intervenientes no projeto e na construção, especialmente entre arquitetos e engenheiros.” Recomendação, que nos dias de hoje é negligenciada, podendo repercutir-se em graves consequências no futuro.

Alguns sismos recentes, destacando dentre os mais gravosos, os sismos de Northridge (Califórnia) em 1994, o de Kobe (Japão) em 1995, o de Gujarat (Índia) em 2001, o sismo seguido de tsunami na Indonésia em 2004 e em Port-au-Prince (Haiti) em 2010, o de Sendai (Japão) em 2011, o de Nórícia (Itália) em 2016 e o mais recente no México no presente ano, têm vindo a despertar cada vez mais a opinião pública nos países desenvolvidos, relativamente ao controlo dos danos económicos causados. Estas exigências desencadearam o desenvolvimento de novas metodologias, que objetivam controlar os danos provocados pelos sismos. Apesar do critério de proteção das vidas humanas continuar a ser o principal, deixou de ser o único, integrando nas novas metodologias de controlo, o critério relativo às opções de cariz económico.

Atualmente em Portugal, alerta-se para a necessidade de implementar novas medidas ao nível da construção sísmica, assim como alterar a legislação no referido âmbito. De acordo com um artigo escrito por Catarina Vicente, o Professor Doutor Mário Lopes, Investigador do Instituto Superior Técnico (IST), afirma que “(...) sem regulamentos atualizados, sem fiscalização, faz com que só trabalhe bem quem tem consciência e competência para o fazer. (...) A consequência é que nós temos de tudo: construções boas de primeiro mundo e, ao lado, pode ter um edifício igual, mas que é um baralho de cartas que se desfaz com o primeiro abanão.” Sem desenvolvimentos na luta política, o Investigador do IST opta por uma atitude passiva transmitindo conhecimentos à comunidade académica, na esperança de mudanças futuras. Da mesma motivação, nasceu o projeto *Knowrisk*, constituído pelo IST, LNEC, *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia* (INGV) e *Earthquake Engineering Research Centre* (EERC), incluindo universidades, laboratórios e centros de investigação de três países europeus (Portugal,

Itália e Islândia), tratando-se de um programa financiado pela União Europeia, com o objetivo primordial de difundir informação para os cidadãos sobre as matérias relacionadas com sismos. Por fim, o Professor do IST, alerta referindo que “as últimas grandes catástrofes têm estado afastadas daqui. Mas temos a certeza absoluta que a sorte não dura para sempre.”

2.3. Legislação e regulamentação

2.3.1. Bases históricas

Segundo Ronald O. Hamburger, 2003, em [7], o propósito dos códigos de construção é promover e proteger o bem-estar público. Este propósito é alcançado definindo normas mínimas para os materiais de construção, consoante o tipo e a categoria de utilização da estrutura e pela quantidade de deformação tolerada pela carga de dimensionamento considerada. Por forma a evitar a diversidade de práticas de construção e dimensionamento, podendo levar ao colapso de estruturas mal dimensionadas ou construídas, é necessário os Governos converterem os códigos em padrões legais.

As disposições dos códigos de construção usualmente exigem o dimensionamento para que uma determinada carga cumpra dois objetivos fundamentais. O primeiro, estabelecendo um nível mínimo de resistência estrutural, objetiva promover uma baixa probabilidade de falha sob qualquer possível tipo de carregamento. O segundo, visa conservar o estado de serviço da estrutura, fornecendo rigidez suficiente, para prevenir deflexões ou fissuras na estrutura.

Os edifícios raramente colapsam completamente sob o efeito de ações permanentes, de sobrecargas, do vento ou da neve. As disposições construtivas dos códigos para resistência a sismos são únicas, contrariamente a disposições para outras condições de carga; isto significa que não se pretende que as estruturas sejam capazes de resistir às cargas de projeto dentro do domínio elástico ou quase elástico da resposta, *i.e.*, algum nível de dano é permitido. Os códigos de construção a nível de resistência a sismos, visam que os edifícios apenas resistam a grande parte da carga, evitando danos de vidas humanas e, em particular, sem o colapso da estrutura ou criação de grandes riscos de queda de detritos.

As prescrições dos códigos de construção para resistência a sismos, geralmente podem ser assentes em três bases. Na base experimental, que consiste na observação de estruturas reais submetidas a sismos, desenvolvendo regras, de modo a evitar construções que exibam um desempenho negativo. Na base teórica, percebendo o comportamento das estruturas, através de análises e investigações laboratoriais, desenvolvida maioritariamente pela comunidade académica. E por fim a base onde impera a avaliação do engenheiro ou projetista, composta pela comunidade de dimensionamento de edifícios, *viz.*, os engenheiros de estruturas nas diversas associações, *e.g.*, a *Structural Engineers Association of California* (SEAOC), a *American Society of Civil Engineers* (ASCE), a *Building Seismic Safety Council* (BSSC), a Ordem dos Engenheiros (OE) e a Ordem dos Engenheiros Técnicos (OET) em Portugal, e outras associações ou grupos equivalentes.

Como referido no subcapítulo anterior, as primeiras disposições dos códigos de construção que regem o projeto de resistência a sismos, remontam a Lisboa, Portugal,

após o grande terremoto de 1755. Estas disposições do código de construção para a resistência sísmica objetivavam a proibição de certos tipos de construção, que se observavam (base experimental) ter um mau comportamento a sismos, e exigiam o uso de determinadas técnicas e características de construção, que observadas proporcionavam um bom desempenho face aos sismos. Estas características continuam a ser uma parte importante dos códigos modernos. Nos inícios do séc. XX os códigos de construção por todo o mundo introduziram requisitos nas estruturas destinadas a resistir a sismos devendo ser dotadas de força resistente suficiente para resistir a uma força lateral especificada. Estes requisitos nos códigos modernos são conhecidos pelo método básico de dimensionamento e frequentemente designado por Força Lateral Equivalente (ELF).

Estes requisitos surgiram possivelmente pela primeira vez num código de construção publicado pela cidade de San Francisco, na sequência do grande sismo de 1906. Em Itália no ano de 1908, após o sismo de Messina, que causou a morte a 80 000 pessoas, uma comissão especial de engenharia e professores de engenharia foram nomeados pelo Governo de Itália, com o objetivo de formular as recomendações para requerimentos de construção. Na sequência do sismo de Great Kanto (Tóquio, Japão) em 1923, que causou a morte a 140 000 pessoas, verificou-se que que edifícios projetados pelo Engenheiro Tachu Naito, para resistir a forças horizontais, tiveram um melhor desempenho do que a maioria dos restantes. Assim, estabeleceu-se no Regulamento dos Edifícios Urbanos do Japão, que os edifícios deveriam ser dimensionados para forças horizontais iguais a um décimo do peso do edifício, constituindo isto um marco no progresso da regulamentação técnica na área da Engenharia Sísmica. Medidas do género, foram implementadas nos Estados Unidos no seguimento do sismo de Long Beach em 1933. Sendo obtidos os primeiros conjuntos de registos sísmicos, provenientes de uma rede de sismógrafos instalados.

De acordo com Lopes *et al.* [3], o primeiro regulamento moderno português que continha uma filosofia de projeto sismo-resistente das construções, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS), foi publicado em 1958 fruto do debate técnico e do Simpósio sobre a Ação dos Sismos. As prescrições do RSCCS tinham como objetivo fundamental a proteção da vida humana, vindo em 1961 a incorporar o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP). No ano de 1967 o RSEP foi complementado pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), aplicado às estruturas construídas com este material, *i.e.*, a maioria dos edifícios dessa época construídos em Portugal.

Com o apoio do LNEC e do Instituto da Meteorologia (IM), foi fundada em 1973, a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, cujo principal objetivo é promover a prevenção e defesa contra os sismos em Portugal, representando-o nas instituições internacionais similares, a IAEE e a EAEE.

Em 1983, o RSEP foi substituído pelo Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o REBA foi substituído pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Introduzindo um maior nível de rigor e exigência nos objetivos de cálculo sísmico de edifícios e pontes, aumentando consequentemente o nível de resistência contra os sismos.

Desde os finais da década dos anos 80, que está em desenvolvimento um conjunto de regulamentos para o setor da construção a nível europeu, os Eurocódigos, que em breve substituirão os regulamentos nacionais. O Eurocódigo 8 (EC8), vem complementar todos os regulamentos anteriores, a nível do projeto de estruturas de diversos materiais em

zonas sísmicas. Desde 1990, que a elaboração do Eurocódigo tem sido assegurada por Engenheiros portugueses do LNEC, por decisão da Comissão Europeias e do Comité Europeu de Normalização (CEN).

No período entre 1993 e 1998, foi realizada a publicação dos Eurocódigos como Pré-Normas Europeias. E só em 2002, se deu início à publicação pelo CEN dos Eurocódigos como Normas Europeias. No ano a seguir saiu uma recomendação da Comissão Europeia, com o objetivo de incentivar a adoção dos Eurocódigos pelos Estados-Membros. Em 2005 designou-se a *Joint Research Centre* (JRC) para apoiar a promoção e divulgação, a harmonização e o desenvolvimento futuro dos Eurocódigos; e em 2007 concluiu-se a publicação, como Normas Europeias, das 58 partes que estão na sua constituição. Em 2010 e 2012 publicou-se, respetivamente, o mandato M/466 ao CEN para iniciação do processo de evolução dos Eurocódigos Estruturais, e o mandato M/515 ao CEN para revisão dos Eurocódigos existentes e alargamento do âmbito dos mesmos. Em 2015 deu-se o lançamento do concurso para a constituição das equipas, com o objetivo de elaborar a próxima geração de Eurocódigos Estruturais. Prevendo-se que, a partir de 2016 possam vir a ser publicados, quer Partes adicionais aos Eurocódigos já existentes (nomeadamente, pela incorporação de normas ISO na “família” dos Eurocódigos), quer novos Eurocódigos. Por fim, o LNEC elaborou uma proposta de decreto-lei que visa revogar os regulamentos em vigor (o RSA, o REBAP e o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios REAE), concedendo aos Eurocódigos enquadramento legal para a sua utilização em Portugal; aguardando atualmente aprovação da referida proposta.

Atualmente, a maioria dos países desenvolvidos desenvolve e reforça os seus próprios códigos de construção. As disposições sísmicas atualmente utilizadas em todo o mundo seguem, geralmente, um dos quatro modelos básicos: *NEHRP Recommended Provisions*, desenvolvida pela *Building Seismic Safety Council* nos Estados Unidos; *Building Standards Law of Japan*; *New Zealand Building Standards Law* e o Eurocódigo 8 [7].

2.4. Sistemas e estratégias de controlo de vibrações

2.4.1. Classificação dos diferentes sistemas de controlo de vibrações

Os sistemas e estratégias de controlo de vibrações objetivam conferir resistência às estruturas, promovendo um bom desempenho face a solicitações como sismos e ventos. Estas estratégias permitem atuar e modificar certas propriedades ou características dinâmicas, *viz.*, a rigidez, a massa ou o amortecimento, dissipando a energia que é transmitida à estrutura e reduzindo os seus deslocamentos e vibrações, os danos nas construções e, conseqüentemente os danos económicos, salvaguardando as vidas humanas e oferecendo um alto nível de conforto e segurança.

Procede-se agora a uma breve descrição dos sistemas e estratégias de controlo de vibrações, uma vez que se encontram intrinsecamente ligados com o relato histórico realizado nos subcapítulos anteriores, ao nível do Estudo de Vibrações, da Sismologia e Engenharia Sísmica e da Legislação e Regulamentação no domínio sísmico, pois é resultado da necessidade embrionária e crescente de controlar os efeitos de ações dinâmicas, sobretudo as provenientes de sismos.

Devido à diversidade de aplicações e soluções que nesta área têm surgido nos últimos tempos, e visto não ser este o objetivo principal desta dissertação, realizar-se-á uma breve alusão e descrição a alguns dos sistemas de controlo de vibrações existentes, *viz.*, os amortecedores de massa sintonizada, uma vez que representam o centro da área de estudo da presente dissertação.

Na Figura 2.4, está representado um esquema sugerido e adaptado de Moutinho, 2007 [8], onde se mostra uma classificação dos diferentes sistemas de controlo atualmente existentes, agrupando-os dentro da área de controlo estrutural, em quatro âmbitos distintos: os sistemas de carácter ativo, semi-ativo, passivo e híbrido.

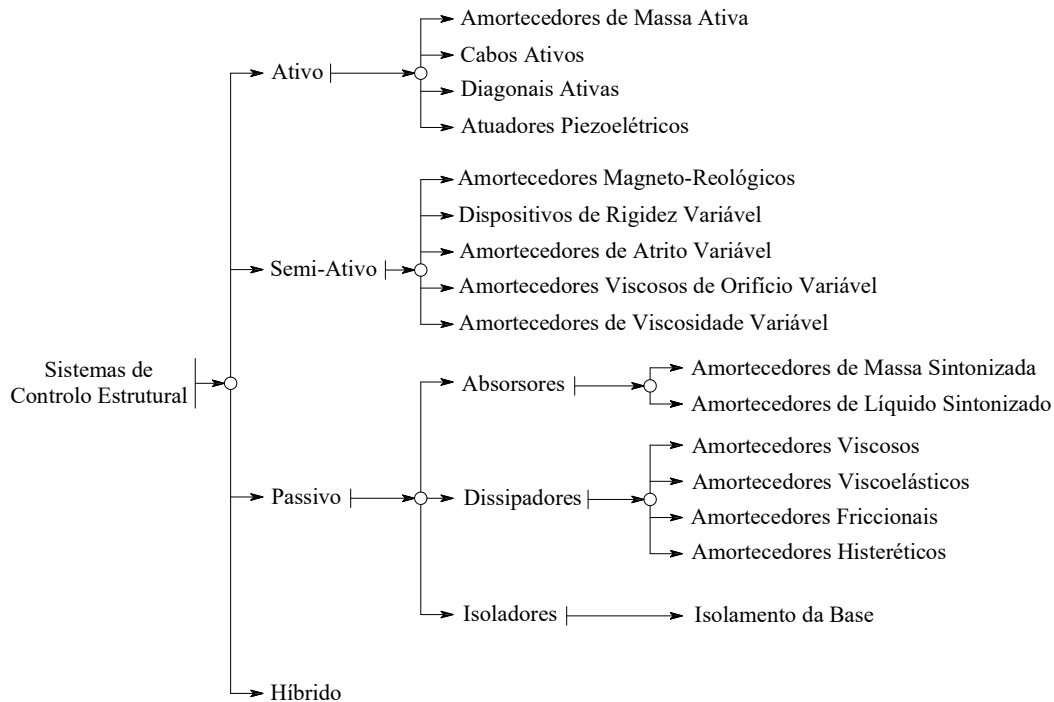


Figura 2.4 – Classificação dos diversos sistemas de controlo de vibrações estruturais.

2.4.2. Sistemas passivos

Os sistemas de controlo passivo são a solução mais usada no controlo de vibrações de estruturas de Engenharia Civil. Possuem os custos mais reduzidos de aplicabilidade, não necessitando de uma fonte de energia externa, para a sua operacionalidade. Não obstante, não constitui uma solução tão eficaz, quanto sistemas de controlo ativo ou semi-ativo.

Estes sistemas baseiam-se, essencialmente, na dissipação de energia, proveniente de ações externas, *e.g.*, sismos e ventos. Esta dissipação consiste na utilização de determinados materiais, que permitem melhorar a resistência da estrutura, atuando ao nível das suas características de amortecimento e rigidez. Assim, a aplicabilidade desta solução é possível em estruturas em construção ou reabilitação de existentes, sendo que se destaca a sua capacidade de lidar com solicitações que impliquem grandes amplitudes de oscilação e elevada necessidade de dissipação de energia. Mas pelo contrário, deve-se optar pelos sistemas semi-ativos ou ativos, apenas em casos onde sejam necessários mecanismos de controlo mais sofisticados, uma vez que os sistemas passivos são

incapazes de se adaptar às mudanças estruturais e às diferentes condições de cargas dinâmicas que possam surgir (Pestana, 2012 [9]).

Assim, nos subcapítulos subsequentes, apresenta-se uma breve descrição e caracterização dos três tipos de soluções passivas no controlo de vibrações estruturais, com base na classificação ilustrada na Figura 2.4. Mostrando os princípios em que se baseiam, os seus modos de funcionamento e operacionalidade, as principais vantagens e desvantagens na aplicação destes, assim como algumas das aplicações reais em estruturas de edifícios e pontes.

2.4.2.1. Isolamento de base

De acordo com Braz-César, 2015 [10], o sistema isolamento de base, é a solução passiva de controlo de vibrações de mais fácil aplicação, mais fidedigna e economicamente viável, em edifícios ou pontes, face a efeitos indesejáveis e provenientes de fortes ações sísmicas.

Este sistema baseia-se no princípio de tecnologias de isolamento de vibrações, consistindo no isolamento de estruturas ou equipamentos de vibrações do ambiente. Utilizando para o efeito dispositivos passivos, como amortecedores de borracha ou molas mecânicas, reduzindo a magnitude do movimento transmitido à estrutura ou equipamentos, por intermédio das suas fundações.

O seu funcionamento consiste num corpo rígido, que representa a estrutura, ligado às fundações por meio de um elemento flexível, *i.e.*, um isolador com resiliência e capacidade dissipativa de energia, interrompendo o caminho das eventuais vibrações, provenientes das excitações horizontais das fundações, e consequentemente reduzindo os deslocamentos induzidos na estrutura (Figura 2.5). Para tal, a origem da excitação pode ser isolada dos arredores (isolamento da origem), ou o recetor pode ser isolado da origem da excitação (isolamento de proteção), podendo ainda, haver uma combinação destas duas estratégias de isolamento.

Um sistema de isolamento de base deve apresentar determinadas características [3] e de entre estas destacam-se: a sua capacidade de suporte de cargas verticais, garantindo a transmissão segura das cargas verticais da estrutura às fundações; a baixa rigidez horizontal, oferecendo baixa resistência a deslocamentos horizontais relativos entre a estrutura isolada e o solo; a capacidade de restituição à posição inicial; e por fim, a capacidade de dissipação de energia já referida.

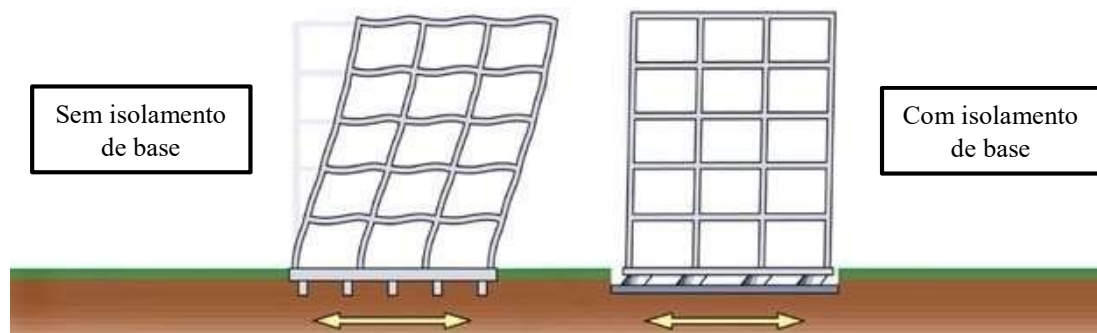


Figura 2.5 – Esquema da resposta de uma estrutura com e sem isolamento de base face a uma aceleração na base.

Fonte: Casalintercom.

De acordo com o referido nos parágrafos anteriores acerca do funcionamento do sistema do isolamento de base, a consequência imediata da interposição de uma camada flexível é a redução da frequência própria de vibração, que resulta na eliminação da amplificação de forças com a altura da estrutura, assim como dos deslocamentos relativos entre os pisos do edifício e respetivas acelerações, verificando-se a hipótese do funcionamento da estrutura isolada se assemelhar ao funcionamento de um bloco rígido. Por outras palavras aumenta-se o deslocamento do bloco rígido, mas não a sua deformação. Refere-se ainda, que a frequência própria das estruturas isoladas tem ainda a vantagem de ser inferior às frequências com maior conteúdo energético da ação sísmica.

Considerando a hipótese da estrutura se comportar como um bloco rígido, a participação modal da frequência fundamental é muito mais significativa, o que deixa os restantes modos de vibração com uma menor contribuição para os esforços e deslocamentos. Assim, há uma menor participação de modos cujos períodos mais baixos correspondem a valores mais elevados de aceleração espectral, excetuando-se os períodos inferiores a T_B na Figura 2.6 (Meireles, 2011 [11]).

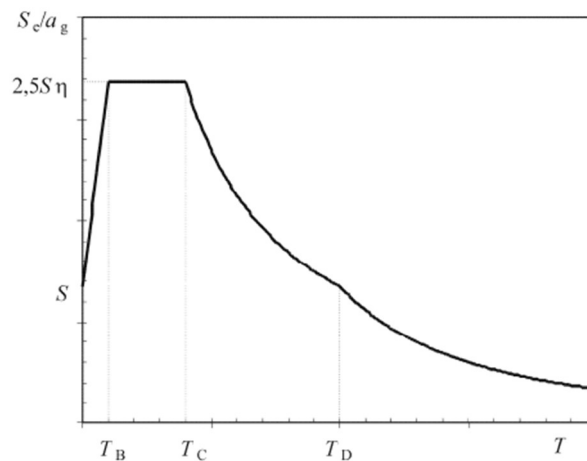


Figura 2.6 – Forma do espectro de resposta elástica.

Fonte: Eurocódigo 8 [12].

As maiores vantagens na utilização desta solução são (Braz-César, 2015 [10]):

1. Redução significativa das forças sísmicas de projeto;
2. Redução dos custos e tempos de reparação e manutenção pós-sismos;
3. Proporcionar um movimento rígido da estrutura, evitando desvios nas acelerações entre pisos, e a facilidade de aplicação com a possibilidade de serem instalados em reparações de pontes, evitando o reforço de pilares e fundações;
4. Redistribuição de cargas laterais a elementos subestruturais, que melhor conseguem absorver as cargas especialmente em reparações de edifícios e pontes.

Por sua vez, as maiores desvantagens na aplicação deste sistema são (Braz-César, 2015 [10]):

1. A necessidade de um diafragma de fundação, *i.e.*, um compartimento adicional, que permite os deslocamentos laterais dos isoladores nas fundações, assim como flexibilidade de outros serviços, *e.g.*, tubagens de esgotos, de abastecimento, escadas, elevadores, etc.);

2. Possíveis problemas relacionados com os efeitos de envelhecimento, deformações a longo prazo nos isoladores, e variação ao longo do tempo das suas propriedades física e químicas;
3. A integridade de uma estrutura com isolamento de base depende da integridade do seu isolador;
4. Algumas variáveis de dimensionamento, *e.g.*, o coeficiente de atrito em isoladores deslizantes é incerto, *viz.*, após um longo período de inatividade;
5. A maioria dos dispositivos de atrito não são autocentrados e um deslocamento permanente entre as partes deslizantes pode acontecer após um sismo.

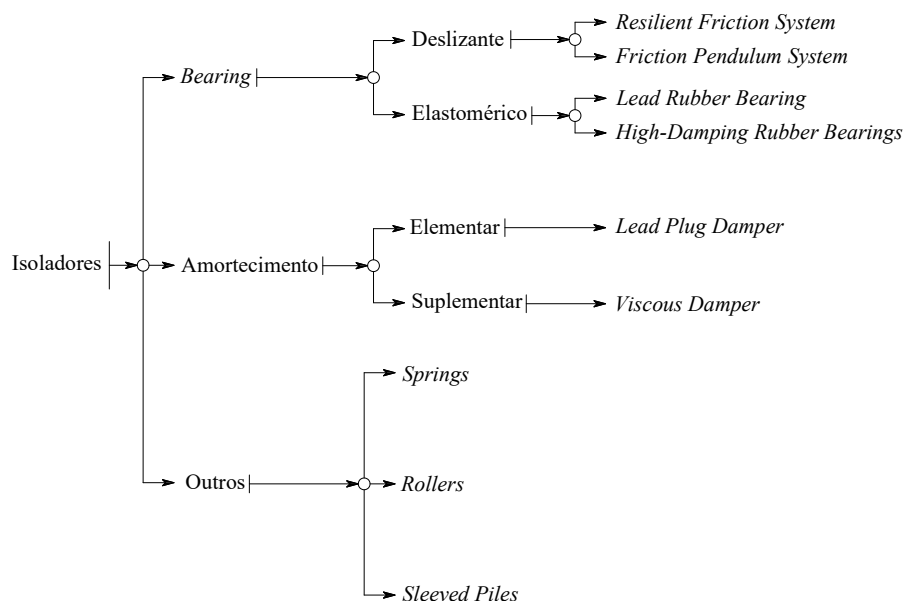


Figura 2.7 – Tipos principais de dispositivos de isolamento de base.

São diversas as soluções de isolamento de base. De entre as apresentadas na Figura 2.7, destacam-se: os Bloco de Borracha de Alto Amortecimento (*High-Damping Rubber Bearings*), os Blocos de Borracha (ou outro elastómero) com núcleo de chumbo (*Lead Rubber Bearing*) e os apoios pendulares com atrito (*Friction Pendulum System*), apresentados nas Figuras 2.8a, b e c, respetivamente.

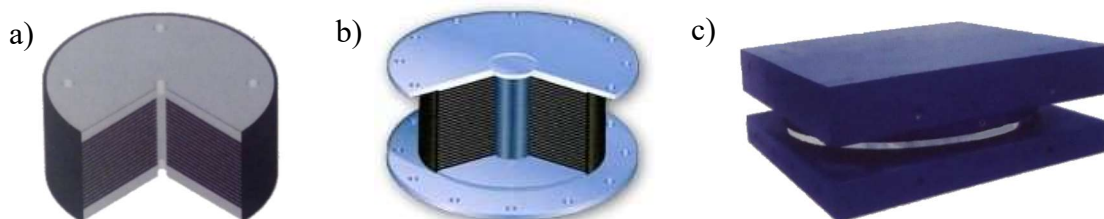


Figura 2.8 – Sistemas de isolamento de base: **a)** Borracha de alto amortecimento (HDRB); **b)** Borracha com núcleo de chumbo (LRB); **c)** Apoio pendular com atrito (SP).

Fonte: a), c) Lopes *et al.*, 2008 [3]; b) Autotek.

Exemplos de aplicação destes sistemas são inúmeros [3]. A primeira aplicação do sistema de isolamento de base, surge em Skopje em 1969, na Jugoslávia, na escola Heinrich Pestalozzi (Figura 2.9a). Este edifício apoiava em blocos de borracha não reforçada ao longo de uma rede de vigas de fundação invertidas (Figura 2.9b), ligado ao exterior por elementos fusíveis em porcelana (Figura 2.9c). Em 2007, todos os isoladores

foram substituídos por tipos de isolamento mais recentes, os HDRB (Figura 2.9d) (Giovannardi & Guisasola, 2016 [13]).

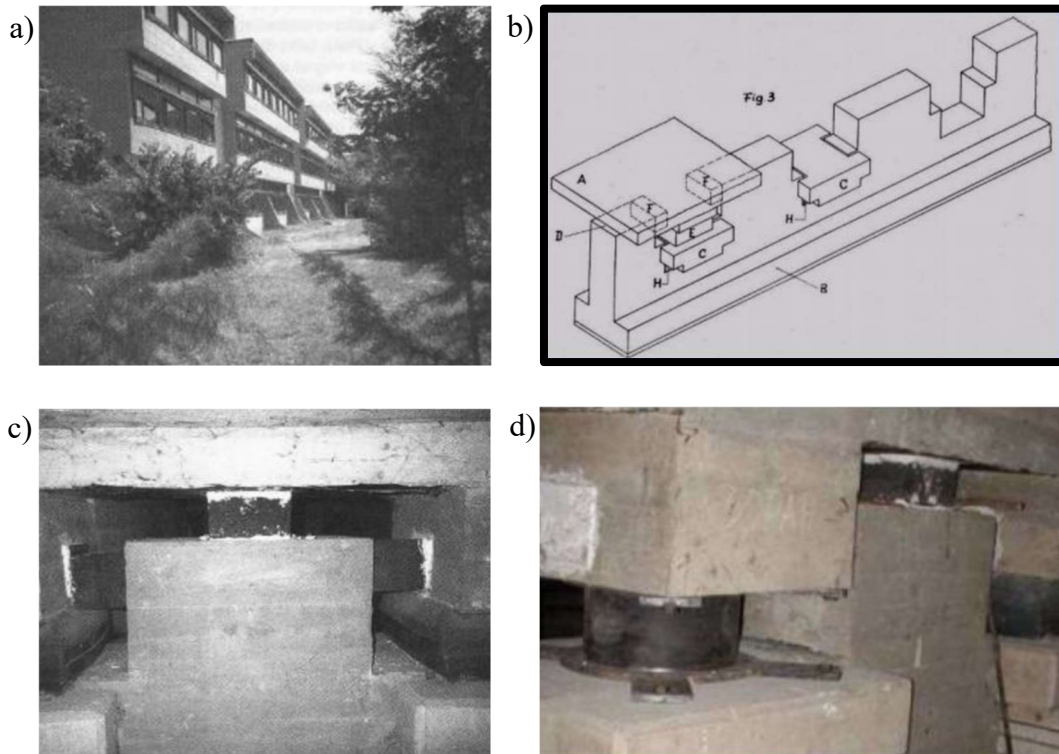


Figura 2.9 – a) Escola Heinrich Pestalozzi; b) Pormenor do sistema de isolamento de base; c) Ligação com elementos fusíveis; d) Aplicação recente de HDRB.

Fonte: a) e c) Luís Guerreiro, 2003 [14]; b) e d) Giovannardi & Guisasola, 2016 [13].

Em 1978, a construção da central nuclear na África do Sul, e em 1991, a construção do Hospital da Universidade do Sul da Califórnia, zona com grande atividade sísmica (Figura 2.10a), constituem exemplos importantes da aplicação deste sistema, devido ao alto nível de segurança exigido. Na Europa a primeira aplicação deste sistema do tipo HDRB, foi em Ancona, Itália em 1992 (Figura 2.10b). Ainda, na proteção e reabilitação de edifícios existentes, o isolamento de base é uma solução a considerar; um exemplo desta situação é a reabilitação da Oakland “City Hall” em 2001 (Figura 2.10c).

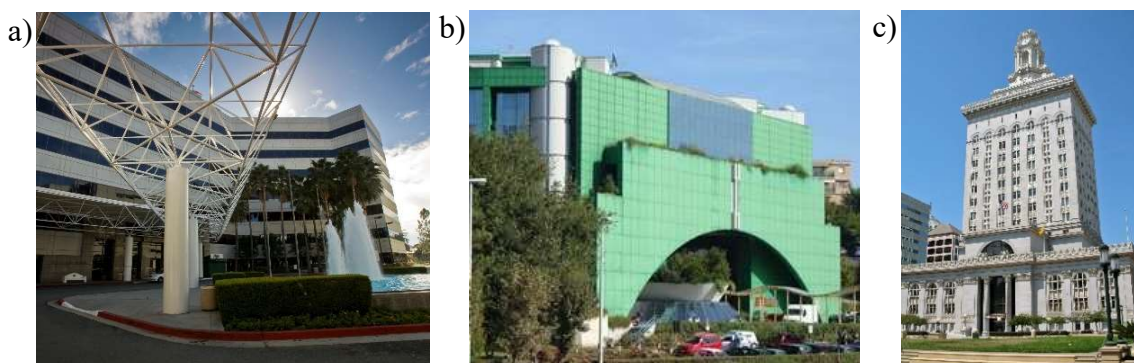


Figura 2.10 – a) Hospital da Universidade do Sul da Califórnia; b) Conjunto de edifícios de escritórios em Ancona Itália; c) Edifício Oakland “City Hall”.

Fonte: a) Lopes *et al.*, 2008 [3]; b) *Manageronline*; c) *Sanfranman59*.

Em 2004, foi construído o Hospital da Luz em Portugal (Figura 2.11a), sendo utilizados nos dois conjuntos de edifícios, 315 aparelhos de apoio do tipo HDRB, colocados ao nível do piso -1 (piso técnico) (Figura 2.11b). Os dois edifícios encontram-se estruturalmente separados, para em caso de sismo, funcionarem como dois corpos independentes, evitando cantos reentrantes.

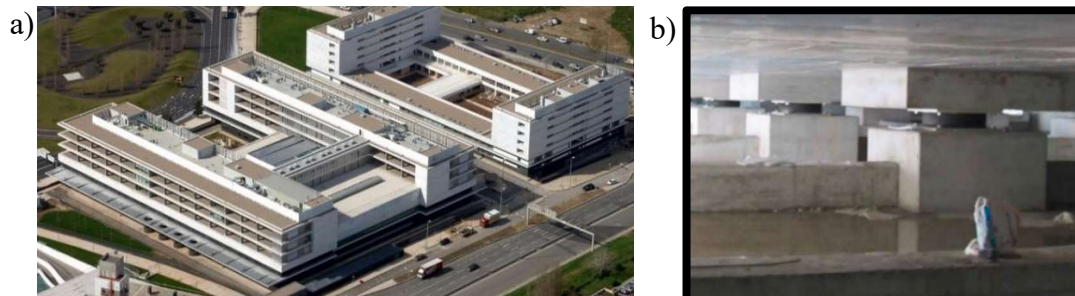


Figura 2.11 – a) Hospital da Luz em Lisboa, Portugal; **b)** Diafragma das fundações onde se localiza o isolamento de base.

Fonte: a) *Betoplano*; b) Luís Guerreiro, 2003 [14].

2.4.2.2. Dissipadores de energia

Uma solução que consiste em reduzir os efeitos de um sismo sobre uma estrutura, é aumentar a sua capacidade de dissipação de energia que é transmitida pelo sismo. Um sismo transmite à estrutura grandes quantidades de energia, sendo que esta é absorvida elasticamente através da deformação da estrutura, ou é dissipada em processos mais ou menos controlados. Na construção tradicional, onde é permitida a formação de rótulas plásticas, a energia é dissipada na sua deformação não linear. Quanto maior a energia induzida numa estrutura, maiores terão que ser as deformações inelásticas, para garantir a sua dissipação. Assim, o objetivo é conceber dispositivos e mecanismos, que permitam dissipar a energia transmitida à estrutura por um sismo, controlando em simultâneo nível de danos resultantes [3].

Os principais tipos de dissipadores de energia são: os dissipadores metálicos histeréticos, que dissipam energia através das suas deformações plásticas; os dissipadores por atrito que dissipam energia através das forças de atrito geradas entre a fricção de dois materiais; os dissipadores viscoelásticos constituídos por materiais polímeros, que dissipam energia através de deformações por corte; os dissipadores electro-indutivos que utilizam a velocidade do movimento sísmico para gerar eletricidade e assim dissipar energia; e dissipadores viscosos onde a energia dissipada depende da velocidade do movimento sísmico (Cardoso, 2010 [15]).

As principais vantagens genéricas na utilização destes dispositivos tanto em pontes como em edifícios são (Braz-César, 2015 [10]):

1. Facilidade na aplicação em estruturas novas ou existentes, com uma influência insignificante nas fundações;
2. Estes dispositivos podem reduzir significativamente a resposta sísmica das estruturas minimizando o dano estrutural e não estrutural;
3. Os dissipadores histeréticos apresentam um comportamento estável, não sendo de todo afetados pelo número de ciclos de carga. Apresentam efeitos de envelhecimento insignificantes e possuem uma resistência adequada aos fatores ambiente e à temperatura.

Por sua vez, as principais desvantagens na aplicação destes dispositivos são (Braz-César, 2015 [10]):

1. Estes sistemas são eficazes apenas em estruturas flexíveis, que poderão ser sujeitas a grandes deformações, existindo a possibilidade de ocorrer deslocamentos permanentes após um sismo;
2. O processo de dimensionamento é um processo moroso e dispendioso, alterando a rigidez da estrutura e, conseqüentemente a força lateral de dimensionamento, com a aplicação dos dispositivos de amortecimento;
3. Os dissipadores de fricção e histeréticos, requerem uma seleção apropriada do nível de rendimento ou escorregamento, de modo a obter um sistema de dissipação fiável;
4. O comportamento *stick-slip* do sistema, pode introduzir componentes de movimento de alta frequência e a estabilidade dos ciclos de histerese podem ser afetados significativamente, sobre deformações pós-elásticas repetidas. Possibilitando, ainda a falha prematura de fadiga dos dissipadores histeréticos.

A primeira aplicação de dissipadores de energia, especificamente dissipadores viscosos, foi na ponte pedonal Minden na Alemanha (Figura 2.12a e b). Outro exemplo conhecido, é a Ponte Millenium em Londres reforçada com 37 dissipadores viscosos (Figura 2.13a e b).

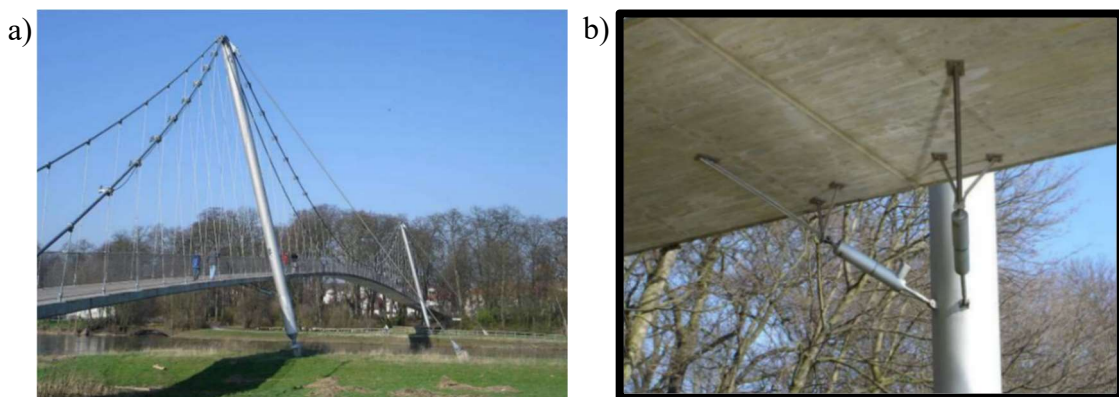


Figura 2.12 – a) Ponte pedonal Minden na Alemanha; b) Pormenor dos dissipadores instalados entre o tabuleiro e os Pilares.

Fonte: Moutinho, 2007 [8].

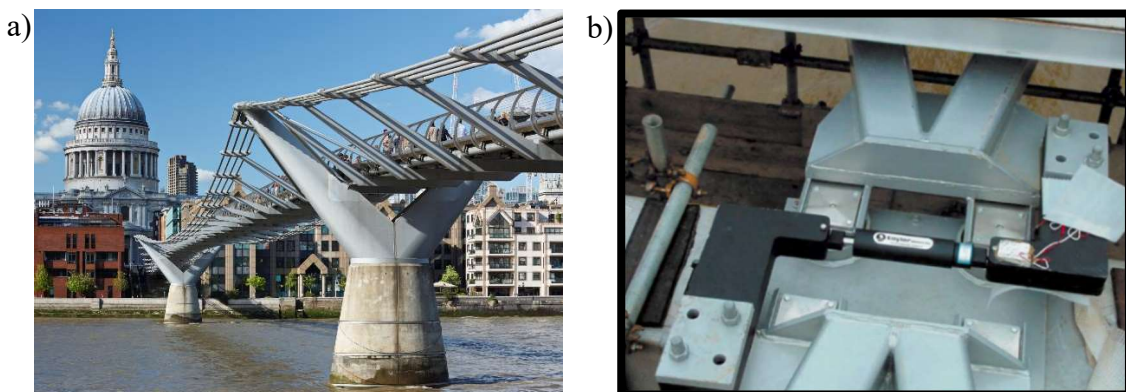


Figura 2.13 – a) Ponte Millenium em Londres; b) Dissipadores viscosos utilizados no reforço da ponte Millenium.

Fonte: a) *total vibration solutions*; b) Moutinho, 2007 [8].

Em Portugal, a Ponte Vasco da Gama (Figura 2.14a) constitui um exemplo de aplicação de oito dissipadores hysteréticos de aço no controlo sísmico dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro. Nas Figuras 2.14b e c, apresentam-se os pormenores dos referidos dissipadores hysteréticos durante a fase construtiva.

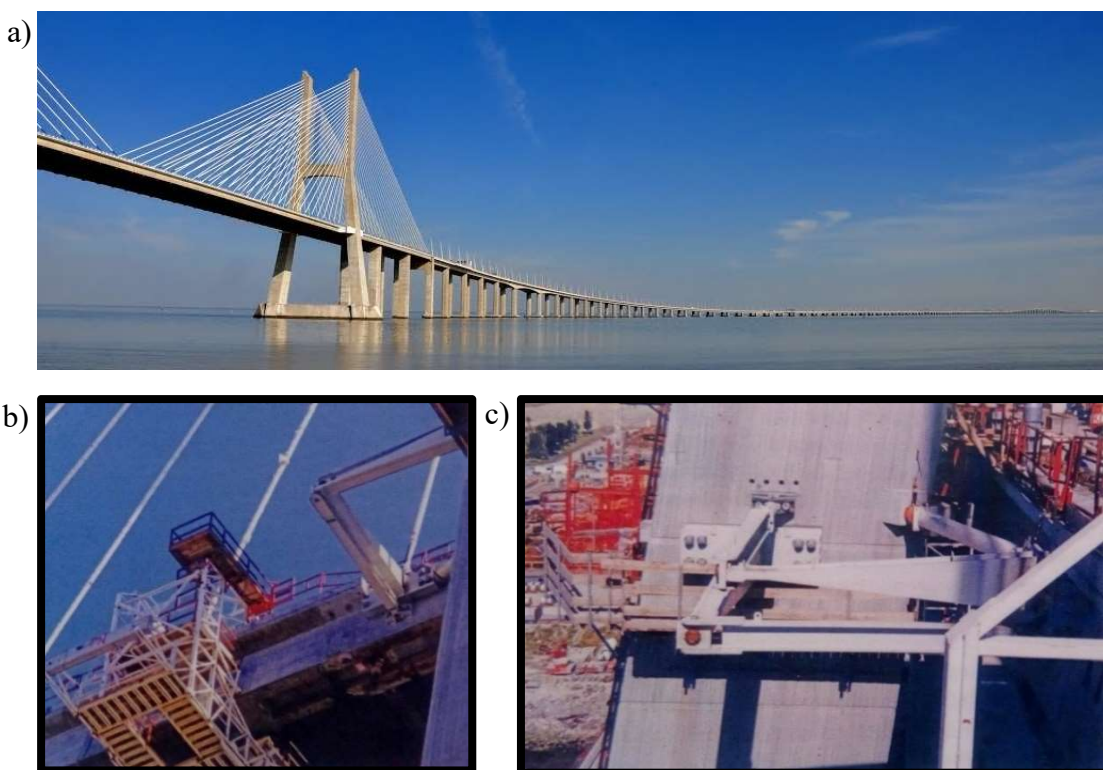


Figura 2.14 – a) Ponte Vasco da Gama em Lisboa; **b)** e **c)** Pormenores dos dissipadores hysteréticos, durante a fase construtiva.

Fonte: a) *Panoramio*; b) e c) *Lopes et al.*, 2008 [3].

A Figura 2.15a apresenta um exemplo de aplicação de dissipadores viscoelásticos na ponte Veterans Memorial Bridge em Ohio. Na Figura 2.15b mostra-se um dissipador de parede viscoso. Na Figura 2.15c mostra-se a implementação de dissipadores viscosos na Torre Mayor no México (Taylor, 2011 [16]), provando a sua eficácia no sismo recente de 19 de setembro do presente ano (de acordo com a *Taylor Devices*).

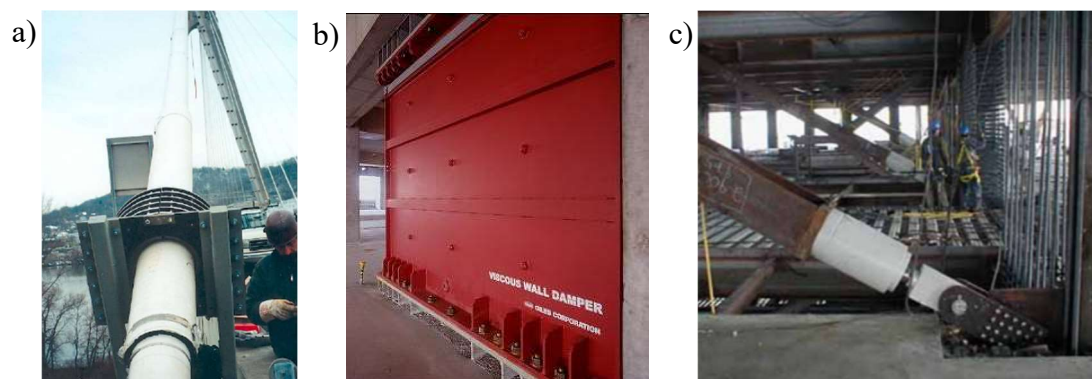


Figura 2.15 – a) Dissipadores viscoelásticos na ponte Veterans Memorial Bridge em Ohio; **b)** Dissipador de parede viscoso; **c)** Dissipadores viscosos aplicados na Torre Mayor.

Fonte: a) *Moutinho*, 2007 [8]; b) *Braz-César*, 2015 [10]; c) *Taylor*, 2011 [16].

2.4.2.3. Amortecedores de massa sintonizada (*Tuned Mass Dampers*)

Outro tipo de dispositivos de controlo passivo, frequentemente usados no controlo da resposta dinâmica de edifícios e pontes, são os amortecedores de massa sintonizada ou do Inglês *Tuned Mass Dampers* (TMD), que constituem o centro do estudo da presente dissertação.

De acordo com Braz-César, 2015 [10], um TMD consiste num sistema massa-mola-amortecedor, ligado à estrutura principal, geralmente no topo do edifício, de forma a contrariar a aceleração na base da estrutura, reduzindo a sua resposta dinâmica. A energia é dissipada com as forças de inércia da massa do amortecedor a atuar na estrutura principal.

Um TMD é um sistema que compreende um oscilador de 1GDL, cuja frequência própria é escolhida e sintonizada, de modo a coincidir com a frequência do modo de vibração da estrutura que se pretende controlar. Este absoror é constituído por uma massa ligada à estrutura principal, por meio de uma mola com uma determinada rigidez e um amortecedor com um certo coeficiente de amortecimento, objetivando conferir e garantir determinados valores de frequência e amortecimento. Este sistema é mais indicado para o controlo de vibrações provocadas por fontes com uma gama limitada de frequências. Não obstante, podem ser utilizados no controlo de vibrações provocadas por sismos, sendo muito eficazes no controlo de vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos e esbeltos. Evidencia-se neste âmbito, os trabalhos e estudos realizados por Paredes & Barros, *et al.*, 2008 [17], 2009 [18], [19] e [20], acerca da utilização de TMDs no controlo eficaz de vibrações em edifícios e pontes, sujeitos a ações harmónicas e sísmicas.

Estes sistemas podem ser classificados, essencialmente, em três grupos: amortecedores de massa sintonizada (TMD), amortecedores de líquido sintonizado ou *Tuned Liquid Damper* (TLD) e amortecedores de colunas de líquido sintonizado ou *Tuned Liquid Column Damper* (TLCD). Relativamente aos TMDs as configurações mais comuns são apresentadas na Figura 2.16.

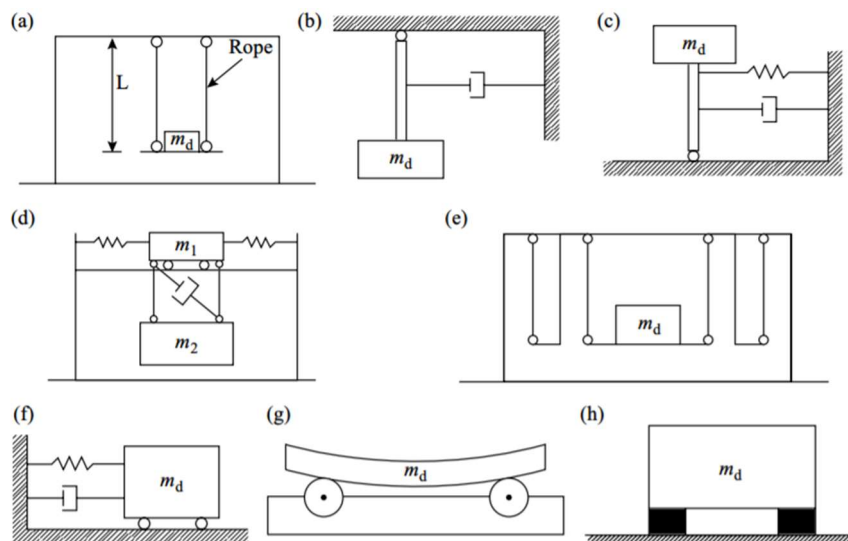


Figura 2.16 – Configurações comuns de TMDs: **a)** Pendular simples; **b)** Pendular com amortecedor; **c)** Pendular invertido com amortecedor e mola; **d)** Dois amortecedores de massa; **e)** Amortecedor multiestágio; **f)** Massa deslizante com mola e amortecedor; **g)** Massa de balanço em rolamentos rotacionais; **h)** Massa em rolamentos de borracha.

Fonte: Braz-César, 2015 [10].

Os TLDs e TLCDs, baseiam-se no mesmo princípio de operacionalidade que os TMDs, mas em vez de usarem um sistema massa-mola-amortecedor para absorver as ações dinâmicas, utilizam o movimento de um líquido para obter os mesmos resultados.

Enquanto que, um TLD usa a oscilação de um líquido num depósito para dissipar a energia de um sismo, o TLCD gera uma turbulência de alto fluxo na passagem de um líquido através de orifícios, por forma a promover capacidade de amortecimento (Figura 2.17) [10].

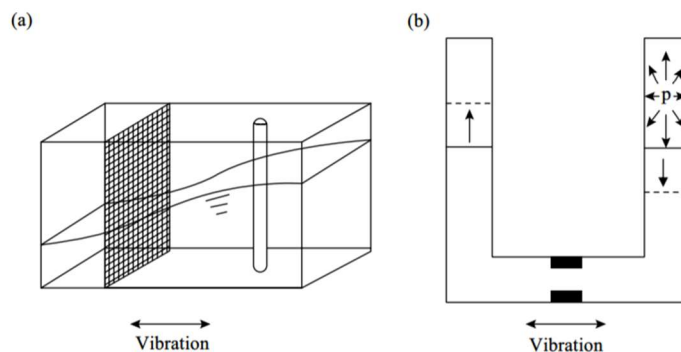


Figura 2.17 – Princípio de operação dos: a) TLDs e b) TLCDs.

Fonte: Braz-César, 2015 [10].

Na Figura 2.18, apresenta-se uma sugestão da classificação dos amortecedores de líquido sintonizado TLDs.

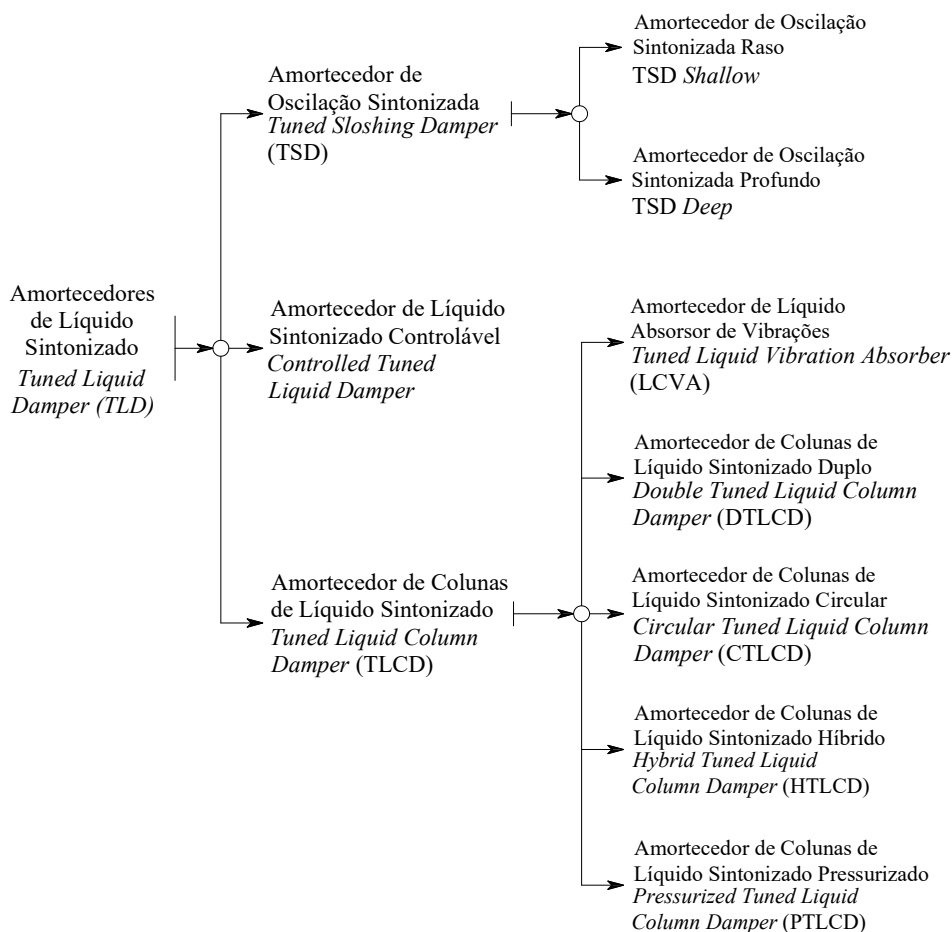


Figura 2.18 – Classificação sugerida dos amortecedores de líquido sintonizado.

As principais vantagens no uso destes dispositivos em pontes e edifícios são (Braz-César, 2015 [10]):

1. Constitui uma solução eficaz no controlo da resposta dinâmica da estrutura. São fáceis de dimensionar e construir, possuindo pouca necessidade de manutenção e nenhuma fonte de energia externa sendo, portanto, uma solução economicamente viável;
2. Facilidade na aplicação em estruturas novas ou existentes, com um impacto mínimo na estrutura;
3. Uma pequena unidade é capaz de reduzir significativamente as vibrações provenientes de um pequeno sismo, do vento ou do trânsito rodoviário;
4. Estes sistemas podem responder a pequenos níveis de excitação, e as suas propriedades podem ser ajustadas no campo.

Por sua vez, as principais desvantagens na aplicação destes dispositivos são (Braz-César, 2015 [10]):

1. Os TMDs necessitam de elevadas massas para garantir a sua eficácia (possuindo limites práticos) e de um grande espaço para a sua instalação e operação (permitir os deslocamentos da massa do TMD);
2. É necessário proceder a ajustamentos no campo durante a sua instalação para afinar a sintonização com a frequência natural real da estrutura, assim como, eventuais ajustes periódicos por forma a manter a sua eficácia;
3. Estes sistemas, devido à sua natureza passiva, controlam a resposta de apenas um modo de vibração específico. Assim, para o controlo da resposta de vários modos de vibração, são necessários múltiplos TMDs;
4. Apesar destes sistemas responderem a pequenos níveis de excitação, deve-se ter particular atenção ao atrito, podendo limitar a sua eficácia.

A primeira aplicação de TMDs foi na CN Tower em Toronto, construída em 1975, onde foram instalados dois dispositivos pendulares com 9ton cada, por forma a reduzir a resposta estrutural face à ação do vento (Figura 2.19a) (Connor & Laflamme, 2014 [21]). Um caso conhecido da aplicação de TMDs é o edifício Taipei 101 em Taiwan na China, concluído em 2004, visando reduzir a resposta estrutural face às ações sísmicas e do vento, foi implementado um TMD de funcionamento pendular, composto por uma massa esférica com 650ton, suspensa e segura por quatro cabos de aço e amortecida na base por oito amortecedores viscosos (Figura 2.19b). De acordo com Brazil *et al.*, 2006 [22], determina-se que este sistema reduza a resposta dinâmica do edifício em aproximadamente 40%.

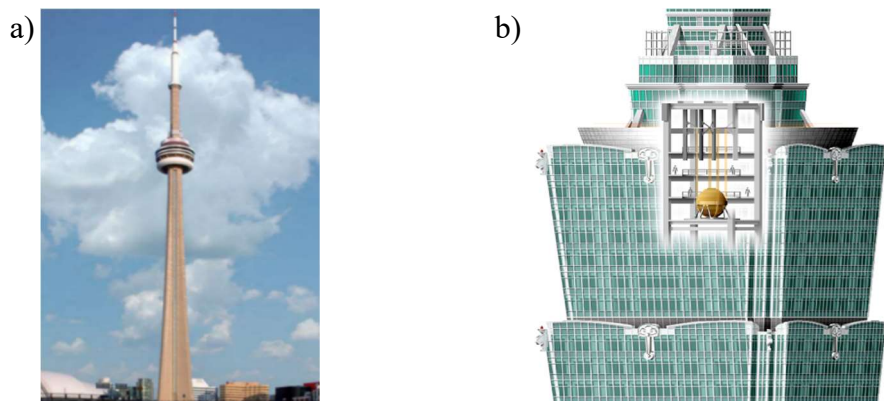


Figura 2.19 – a) CN Tower em Toronto; b) TMD no edifício Taipei 101 em Taiwan.

Fonte: a) Moutinho, 2007 [8]; b) Elias & Matsagar, 2017 [23].

Destaca-se no âmbito do estudo de TMDs de funcionamento pendular o trabalho de Sousa, 2013 [24]. Tendo como objetivos principais a análise da eficiência de TMDs pendulares aplicados em estruturas de engenharia civil, visando atenuar as respostas dinâmicas face a excitações exteriores e o estudo de critérios envolvidos no dimensionamento deste tipo de edifícios.

Outro exemplo é a ponte pedonal Infinity no Reino Unido (Figura 2.20a), terminada em 2008, possui sete TMDs instalados sob o tabuleiro (Figura 2.20b), mitigando as ações dinâmicas, sendo que no futuro serão instalados TMDs adicionais quando forem necessárias ações de manutenção (Jia, 2017 [25]).

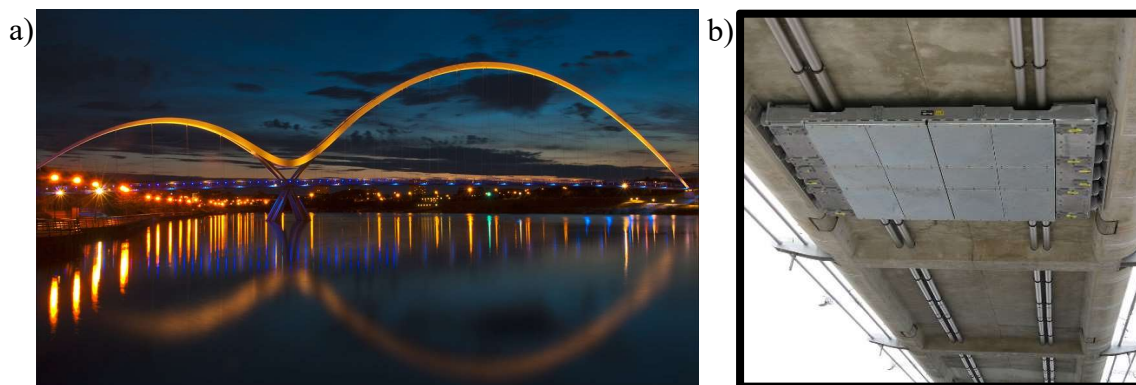


Figura 2.20 – a) Ponte Infinity em Stockton-on-Tees no Reino Unido; b) TMD instalado sob o tabuleiro do arco menor da ponte Infinity.

Fonte: a) Redbubble; b) JohnYeadon.

A Central termoelétrica de Priolo Gargallo na Itália (Figura 2.21a), é outro exemplo da aplicação destes sistemas. Neste caso os TMDs são materializados através de anéis metálicos suspensos no topo das torres, através de pendurais metálicos dotados de rótulas universais, permitindo o movimento pendular da massa em qualquer direção (Figura 2.21b), sendo ainda equipados de amortecedores viscosos na ligação do anel ao corpo da chaminé [8].

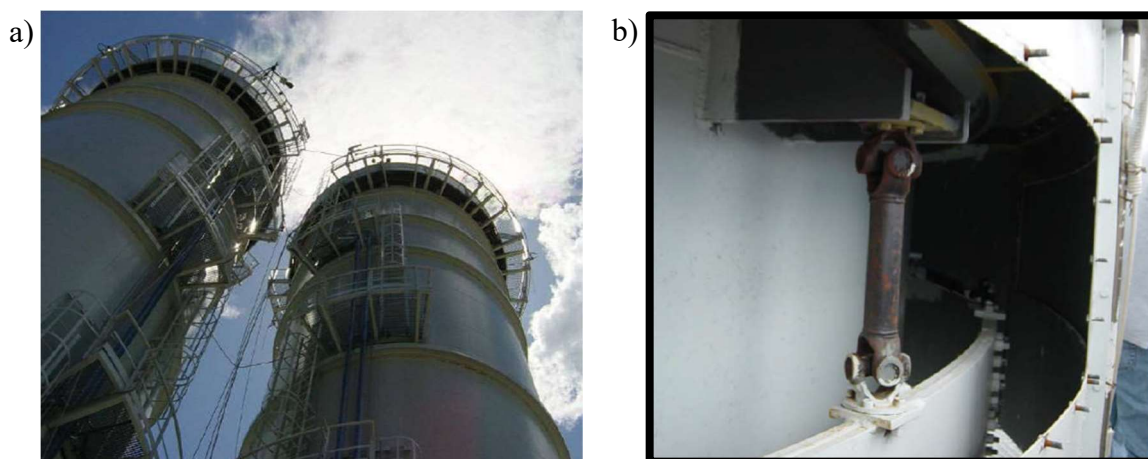


Figura 2.21 – a) Central termoelétrica de Priolo Gargallo na Itália; b) Pormenor dos TMDs utilizados no topo das chaminés da central termoelétrica.

Fonte: Moutinho, 2007 [8].

O Hotel Shin Yokohama no Japão (Figura 2.22a), é um exemplo de aplicação de TLDs, possui 30 reservatórios circulares, constituídos pela justaposição de múltiplos níveis de

água separados em diferentes tanques (TLDs *Multilayer*). Um exemplo de aplicação de um TLCD, é o Hotel Cosima em Tóquio (Figura 2.22b), instalado no topo do edifício com uma massa de 58ton, permite reduzir significativamente a sua resposta dinâmica. Também, na ponte Millenium foram instalados 52 TMDs (Figura 2.22c), compatibilizando com a solução de dissipadores viscosos já apresentada [8].

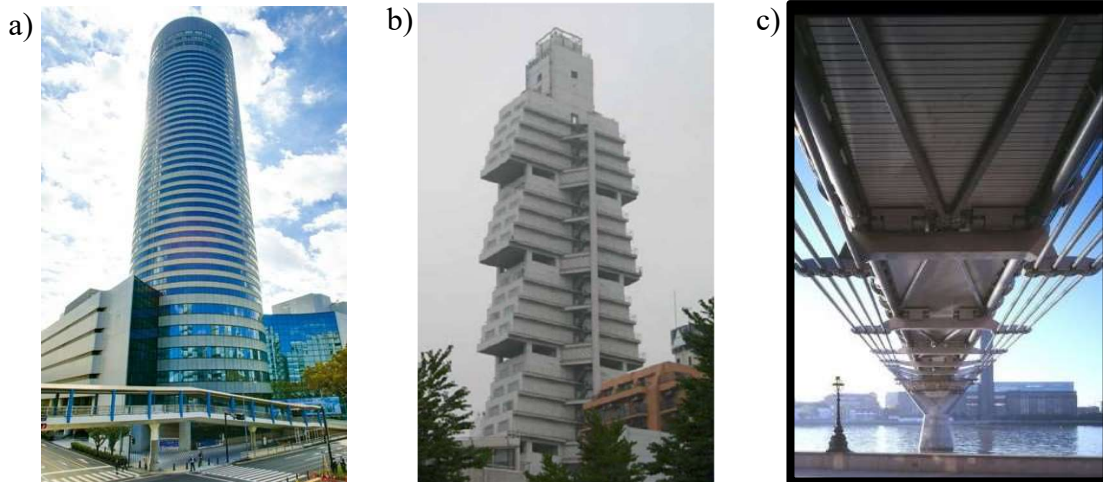


Figura 2.22 – a) Prince Hotel Shin Yokohama no Japão; b) Hotel Cosima em Tóquio; c) TMDs aplicados na Ponte Millenium em Londres.

Fonte: b) Moutinho, 2007 [8]; c) GERBUSA.

Em Portugal, na ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra, foram instalados um conjunto de TMDs (Figura 2.23a), com o objetivo de prevenir os fenómenos de ressonância na direção horizontal ou também designados por *lock in*. Além destes dispositivos, também foram instalados TMDs para o controlo de vibrações verticais, uma vez que a estrutura possui frequências naturais dentro da gama de frequências suscetíveis de serem excitadas pelas ações dinâmicas das pessoas [8].

Na Alemanha, um exemplo de aplicação de TMDs é a ponte atirantada da Normandia, com uma massa de 40ton, guiada por um carro ligado às laterais do tabuleiro através de um conjunto de molas (Figura 2.23b).

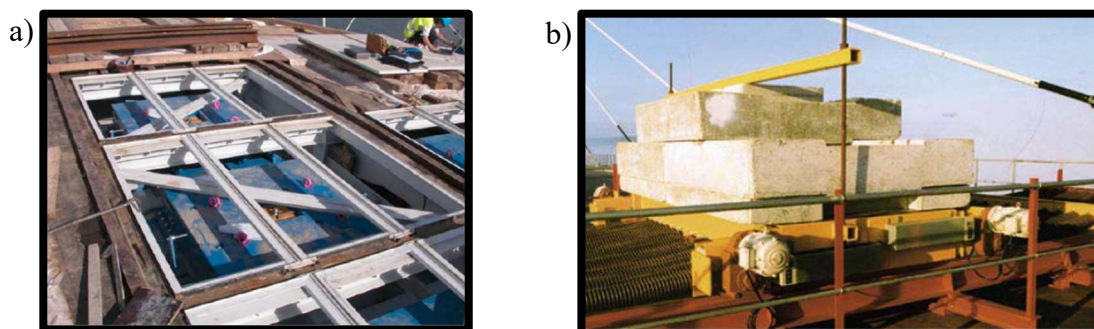


Figura 2.23 – a) TMDs para controlo de vibrações laterais na ponte Pedro e Inês; b) TMD na ponte da Normandia.

Fonte: Moutinho, 2007 [8].

A ponte Akashi Kaikyo no Japão, constitui um exemplo importante e conhecido, terminada em 1998, com uma impressionante extensão do vão de 1991m, possui 20 TMDs instalados e distribuídos pelas duas torres (Figura 2.24). Estes dispositivos, com funcionamento pendular, objetivam reduzir a resposta dinâmica da estrutura, face às

ações externas do vento, sendo que de acordo com o seu dimensionamento será capaz de aguentar um sismo de 8,5 na escala de Richter, considerado ocorrer no Oceano Pacífico, a 150 km da ponte (Kitagawa, 2004 [26]).



Figura 2.24 – Ponte Akashi Kaikyo com pormenor do TMD.

Fonte: blog da engenharia e HSBE Co. Ltd.

O edifício John Hancock Tower em Boston apresentado na Figura 2.25a, possui dois TMDs localizados no 58º piso dos seus 60 pisos, e afastados entre si 67m. Pretende-se que estes dispositivos atuem contrariando as oscilações, assim como torcerem devido à forma do edifício. Cada TMD pesa 270ton e consistem em caixas de aço cheias de chumbo, ligadas lateralmente por molas rígidas, ancoradas aos pilares interiores do edifício e controlados por cilindros servo-hidráulicos. É expectável que este sistema reduza as vibrações do edifício em 40%-50% [21].

A Figura 2.25b mostra o edifício Citicorp Center com 279m de altura, possui um TMD, localizado no 63º piso na coroa da estrutura, com uma massa de 400ton, sendo expectável reduzir as amplitudes das vibrações em cerca de 50%, correspondendo esta redução a um aumento do amortecimento da estrutura base em 4% [21].

A Air Traffic Control (ATC) Tower Delhi (Figura 2.25c) é a primeira aplicação de TMDs na Índia, sendo a aplicação datada no ano 2015 por [23]. De acordo com Sidhartha Roy da *hindustantimes*, a torre com 102m de altura, detém um TMD com 50ton, suportado por varas de suspensão em quatro posições, cujo movimento pendular tem o objetivo de reduzir as fortes vibrações provenientes de sismos ou ventos fortes.

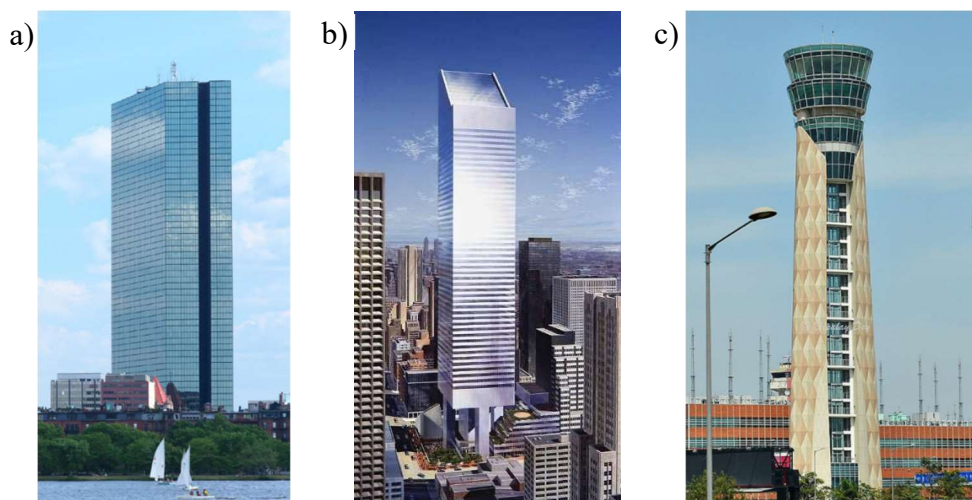


Figura 2.25 – a) Hancock Tower; b) Citicorp Center; c) Air Traffic Control (ATC) Tower Delhi, India.

Fonte: a) Elias & Matsagar, 2017 [23]; b) skyscrapercity; c) Dipalay Dey.

2.4.3. Sistemas ativos

De acordo com Moutinho, 1998 [27] o funcionamento das estratégias de controlo ativo baseia-se num sistema que através de uma fonte de energia exterior, aplica forças à estrutura, de modo a reduzir a resposta estrutural, cumprindo assim determinados estados limites. Os valores destas forças são calculados a cada instante, conforme o período de atuação das ações dinâmicas. Por outras palavras, um sistema de controlo ativo objetiva atuar em tempo real sobre um certo sistema estrutural, por forma a que a resposta em função do tempo, respeite um determinado conjunto de especificações. Para tal, um modelo numérico (controlador) é utilizado, calculando as forças de controlo a aplicar na estrutura, de modo a conseguir o desempenho desejado.

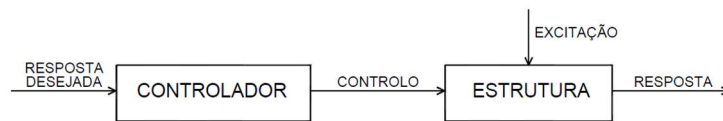


Figura 2.26 – Esquema do sistema de controlo em malha aberta
 Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Um sistema de controlo de uma estrutura a operar em malha aberta possui uma eficácia limitada. Consiste num controlador que gera um conjunto de forças a aplicar na estrutura, por forma a obter-se uma resposta desejada na evolução do seu comportamento, sem que receba qualquer informação da resposta efetivamente obtida (Figura 2.26).

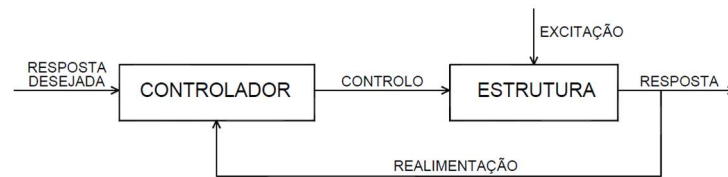


Figura 2.27 – Esquema de um sistema de controlo em malha fechada.
 Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Por outro lado, quando o controlador possui a informação a cada instante da resposta efetivamente obtida, através de um sistema de realimentação ou *feedback*, calculando a partir desta, forças de controlo apropriadas, de modo a conseguir a resposta desejada, está-se perante um sistema de controlo em malha fechada (Figura 2.27).

Conjugando um controlador com o modelo numérico e uma estratégia de controlo, estabelece-se uma relação funcional entre a resposta estrutural medida e o sinal de controlo, possibilitando o cálculo das forças de controlo a aplicar na estrutura em cada instante, controlando desejavelmente a resposta dinâmica (Figura 2.28).

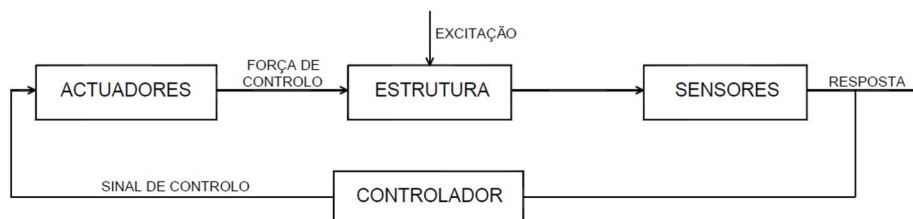


Figura 2.28 – Esquema de um sistema de controlo ativo em malha fechada.
 Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Com a evolução dos computadores digitais nos últimos tempos, levou ao desenvolvimento de sistemas de controlo ativos digitais, com estratégias de controlo em tempo discreto, apresentando vantagens no que diz respeito a precisão, capacidade de memória e custos, contrariamente a um sistema analógico que possui um controlo de carácter contínuo.

Num sistema de controlo ativo digital, a estrutura sujeita a uma excitação exterior $w_0(t)$ e a uma ação de controlo $u_0(t)$, a resposta $y_0(t)$ é medida por sensores, convertendo a resposta estrutural num sinal analógico $y_1(t)$. Por sua vez este sinal é transformado numa sequência de impulsos discretos $y(k_d T)$ através de um conversor analógico-digital, informação esta que é recolhida por um controlador, num computador digital, no instante discreto k_d , $y(k_d T)$, calculando as forças de controlo $u(k_d T)$ a serem aplicadas na estrutura nesse instante, conforme um algoritmo de controlo adequado. O sinal discreto é descodificado através de um conversor digital-analógico, sendo alterado para um sinal contínuo $u_1(t)$, e interpretado pelos atuadores, aplicando finalmente as forças de controlo $u_0(t)$ sobre a estrutura.

Conclui-se que a lei de controlo é dada por $u(k_d T)$ calculado em função da resposta observada $y(k_d T)$ (Figura 2.29).

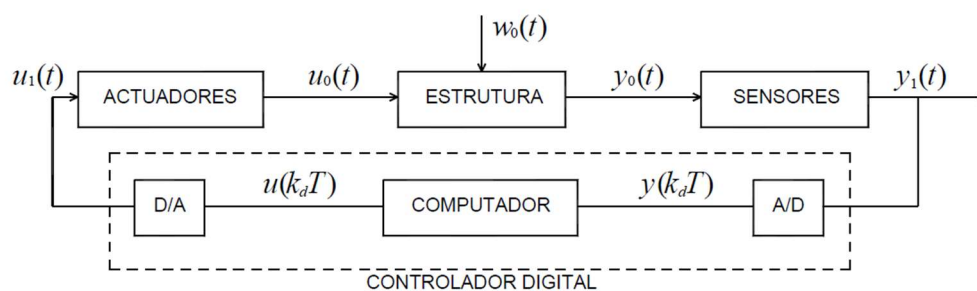


Figura 2.29 –Esquema de um sistema de controlo ativo digital em malha fechada.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Os sistemas de controlo ativo apresentam a vantagem de possuir uma elevada eficiência, mas também custos elevados. A aplicação destes, é mais relevante em estruturas flexíveis, cuja dinâmica apresente vários modos de vibração, contribuindo significativamente para a resposta estrutural, ou quando os parâmetros modais do sistema variam substancialmente com o tempo (Fujino, 2002 [28]).

Dos sistemas ativos apresentados na Figura 2.4 a maioria das aplicações centra-se nos *Active Mass Dampers* (AMDs), pois possuem a vantagem de poderem ser adaptados nas partes do edifício com componentes modais significativas, *e.g.*, no topo dos edifícios. Já as diagonais ou cabos ativos, apesar de poderem ser aplicados em pórticos de edifícios e estruturas em geral, não deixam de ser uma opção secundária.

A primeira implementação de AMDs, foi em Tóquio no ano 1989, no edifício Kyobashi Center (Kobori *et al.*, 1991 [29]). Possuindo 10 pisos e 33 metros de altura (Figura 2.30a), a sua elevada esbelteza (largura/altura=1/9,5) proporciona-lhe uma sensibilidade às vibrações particular, provocadas por ações exteriores, *viz.*, sismos e ventos. Este sistema é constituído por dois AMDs, ao nível da cobertura, com 4,2ton e 1,2ton de massa, suspensas no teto através de cabos com motores hidráulicos (Figura 2.30b e 2.30c). Este sistema está dimensionado para reduzir a resposta estrutural entre 35% e 50%, tendo sido comprovada a sua eficácia (Kobori *et al.*, 1991 [30]).

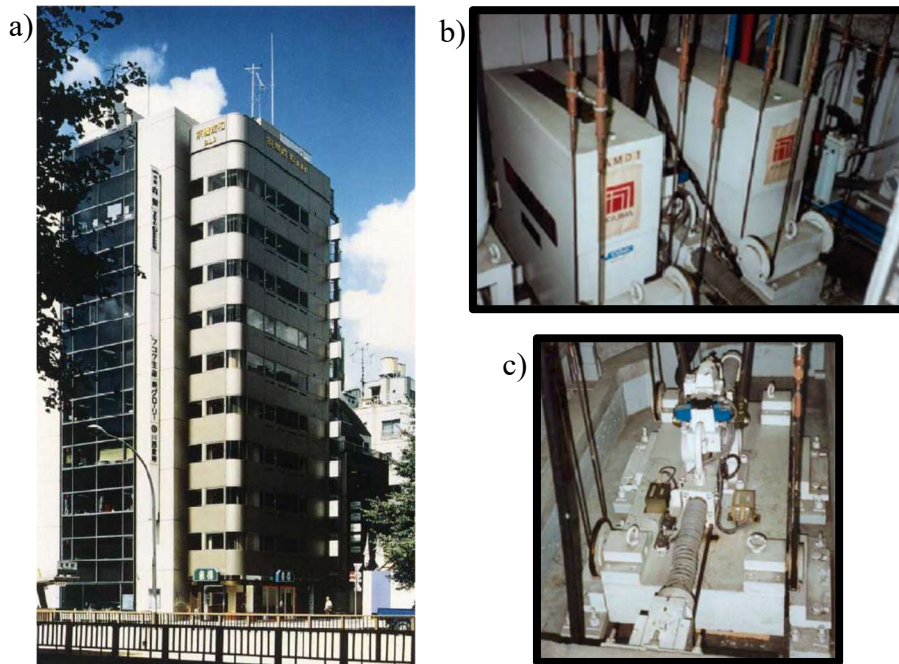


Figura 2.30 – a) Edifício Kyobashi Center em Tóquio; b) AMD1 de 4,2ton de massa; c) AMD2 de 1,2ton de massa.

Fonte: Moutinho 2007 [8].

Outro exemplo da instalação destes sistemas, em edifícios altos, é a Applause Tower com 34 andares, em Osaka no Japão, terminada em 1992. Neste caso, a plataforma do último piso com 480ton, destinada a um helicóptero, é usada como massa ativa do sistema (Figura 2.31a), sustentada por apoios semelhantes aos utilizados no isolamento de base (Figura 2.31b) e sendo ativada nas duas direções por meio de atuadores hidráulicos (Figura 2.31c), cuja eficácia se verifica conforme o seu dimensionamento (Yamamoto *et. al.*, 2001 [31]).

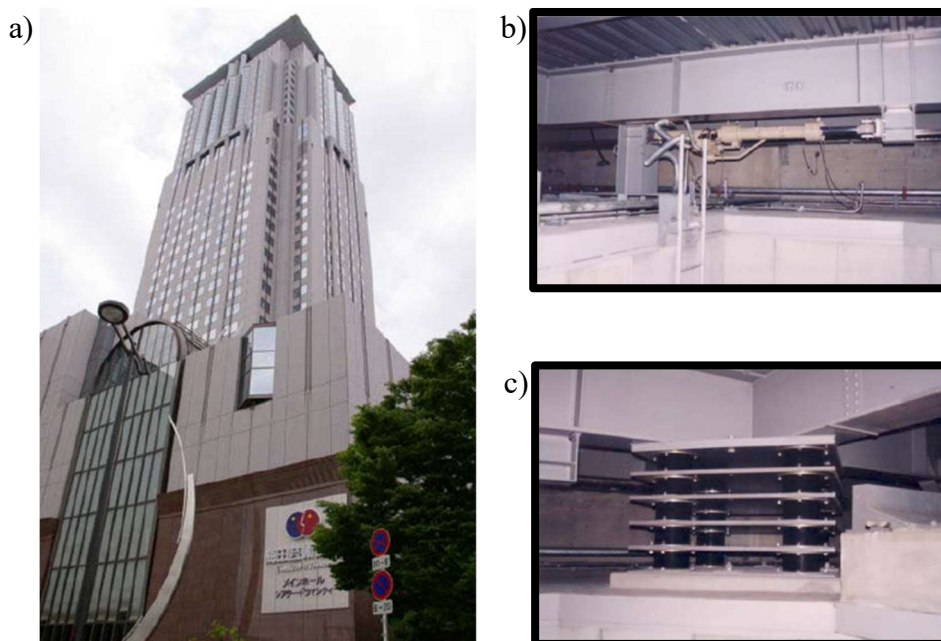


Figura 2.31 – a) Edifício Applause Tower; b) Aparelhos de apoio da plataforma; c) Atuador hidráulico.

Fonte: Moutinho 2007 [8].

Mais exemplos relevantes da aplicação de AMDs em edifícios e respetivos registos da sua eficácia [31], são o edifício PORTE Kanazaw em Ishikawa no Japão (Figura 2.32a), terminado em 1994 e o edifício HERBIS Osaka no Japão (Figura 2.32b), concluído em 1997. Estes sistemas são complementados por dispositivos passivos na base das massas ativas, constituindo de certa forma uma solução híbrida, que mais adiante se estudará.

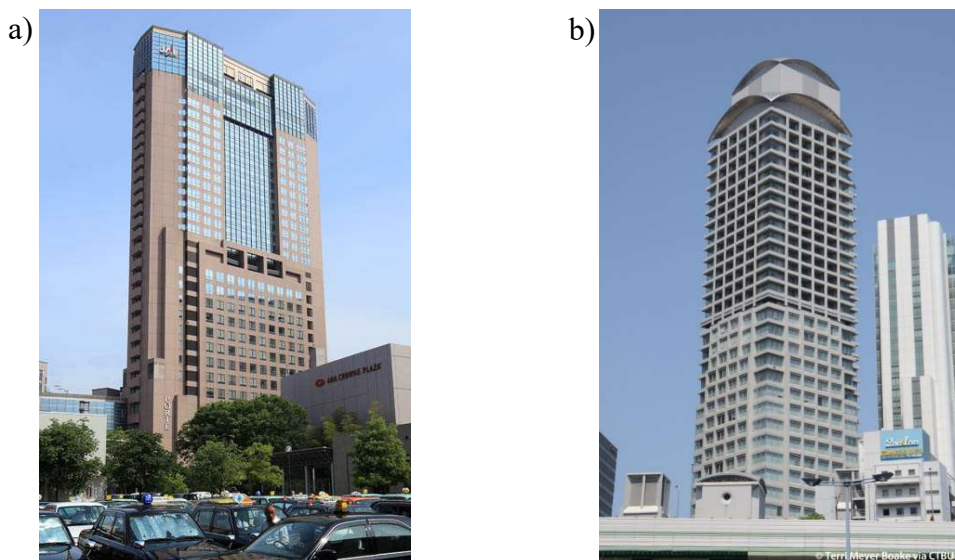


Figura 2.32 – a) Edifício PORTE Kanazaw em Ishikawa no Japão; b) Edifício HERBIS Osaka no Japão.

Fonte: a) Hatena; b) *skyscrapercenter*.

Um exemplo da aplicação de AMDs em outros tipos de construção, é a Rainbow bridge, em Tóquio no Japão, em 1992. O referido sistema foi aplicado em 13 pilares da estrutura, com o objetivo de controlar as vibrações provenientes da ação do vento, nas várias fases construtivas, uma vez que possui a vantagem de neste caso, se adaptar às várias fases, com o progresso da construção [28].

2.4.4. Sistemas semi-ativos

Os sistemas de controlo semi-ativo consistem numa solução de controlo estrutural, que articula determinadas características dos sistemas passivos e ativos, por outras palavras e de acordo com Sousa, 2013 [24], são sistemas passivos melhorados. Estes sistemas de controlo constituem uma solução económica e energeticamente viável, uma vez que não necessitam de uma grande fonte de energia, podendo a maior parte ser sustentados por pilhas ou baterias (Soong & Spencer, 2002 [32]), contornando o problema de um corte eventual de energia durante um sismo.

De acordo com Moutinho [8], estes sistemas tiveram um grande impulso, em termos de aplicações a estruturas reais, no início da década de 90, verificando-se ainda nos dias de hoje inúmeros desenvolvimentos deste sistema. A primeira aplicação deste sistema na estrutura de um edifício, foi em Tóquio no Kajima Technical Research Institute (Figura 2.33a), baseado na alteração ativa da rigidez (*Active Variable Stiffness, AVS*) de diagonais instaladas na estrutura do edifício (Figura 2.33b). O referido sistema tem como finalidade evitar os fenómenos de ressonância, para tal instalaram-se nos três pisos do edifício, estes dispositivos em diagonal, constituídos por cilindros hidráulicos e

controlados por válvulas que permitem comandar o bloqueio ou desbloqueio instantâneo dos dispositivos, mobilizando ou desmobilizando a sua rigidez axial. Assim, este sistema permite controlar o nível de rigidez do edifício, de modo a obter a menor resposta estrutural, através de um controlador, que processando a informação de um acelerómetro na base do edifício, determina a frequência dominante do sinal recebido. A eficácia deste sistema após ocorrência de sismos reais, foi verificada por Kobori *et al.*, 1993 [33]. Este sistema tem ainda a autonomia da sua operacionalidade de trinta minutos em caso de corte geral de energia, por meio de um conjunto de baterias existentes.

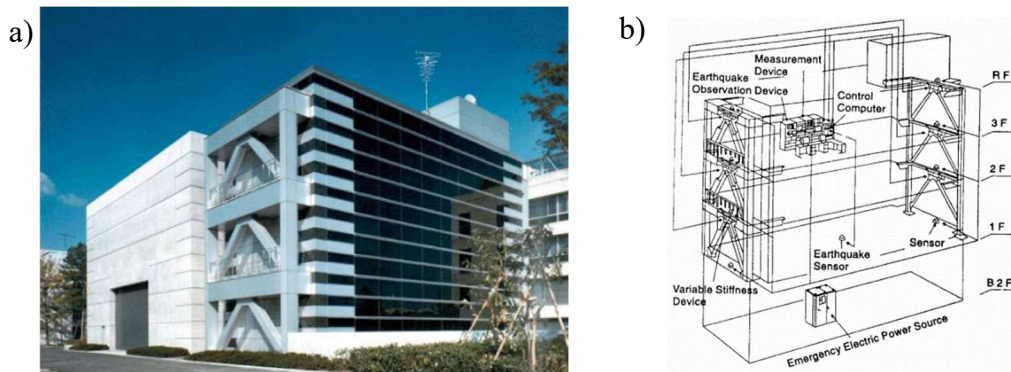


Figura 2.33 – a) Edifício Kajima Technical Research Institute; b) Esquema do sistema de controlo do edifício.

Fonte: a) Moutinho, 2007 [8]; b) Spencer & Nagarajaiah, 2003 [34].

Outro exemplo relevante da aplicação destes sistemas é o edifício Kajima Shizuoka, em Tóquio (Figura 2.34a), baseado em amortecedores de orifício variável para o controlo de vibrações sísmicas (Figura 2.34b). Este sistema é constituído por oito cilindros hidráulicos, distribuídos em diagonal nos pórticos do edifício, cujo funcionamento tem por base uma válvula em cada dispositivo, que controla o fluxo do líquido, maximizando os ciclos de dissipação de energia, proporcionando um desempenho eficaz contra sismos de elevada intensidade (Figura 2.34c) (Kurata *et al.*, 1999 [35]). Este possui ainda uma autonomia de no mínimo oito minutos.

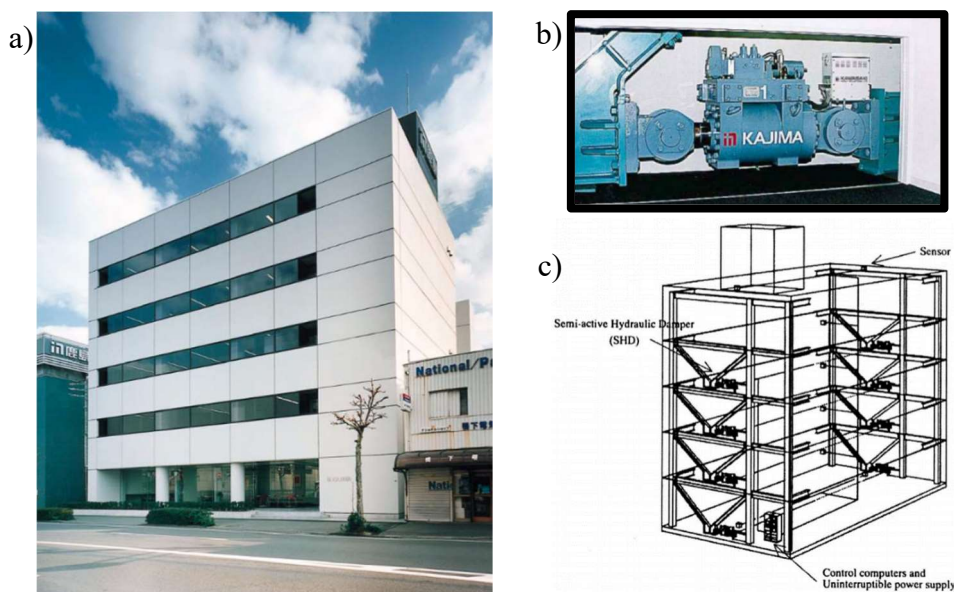


Figura 2.34 – a) Edifício Kajima Shizuoka; b) Esquema do sistema de controlo; c) Amortecedor de orifício variável.

Fonte: a) e b) Moutinho, 2007 [8]; c) Spencer & Nagarajaiah, 2003 [34].

Destaca-se exemplos de outros domínios, a ponte Dongting Lake na China (Figura 2.35a), com a utilização de amortecedores semi-ativos no ajuste do amortecimento dos dissipadores aos modos de vibração atuantes (Figura 2.35b), e a ponte pedonal em Forchheim na Alemanha (Figura 2.36a), com o intuito de melhorar o sistema passivo existente (TMD) (Figura 2.36b e c), no seu processo de sintonização [8].

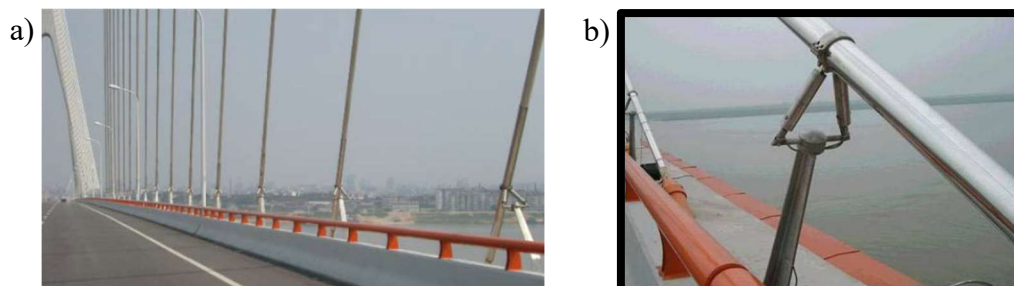


Figura 2.35 – a) Ponte Dongting Lake na China; b) Amortecedores semi-ativos usados no controlo de vibrações nos tirantes.

Fonte: a) e b) Moutinho, 2007 [8]; c) Spencer & Nagarajaiah, 2003 [34].

O desenvolvimento de materiais inteligentes capazes de mudar o seu comportamento inerente de acordo com a ação externa prescrita, tem encorajado o desenvolvimento de novos tipos de controlo. Exemplos recentes deste tipo de controlo são dispositivos semi-ativos, que usam fluídos controladores electro-reológicos ou *Electro-Rheological* (ER), ou magneto-reológicos ou *Magneto-Rheological* (MR), em vez de materiais passivos, como o caso de amortecedores viscosos tradicionais. Destaca-se os trabalhos e estudos de Braz-César & Barros, 2015 [10], 2011 [36], 2012 [37] e 2013 [38], 2015 [39], no âmbito do controlo eficaz de vibrações com sistemas semi-ativos usando amortecedores magneto-reológicos. Surgindo até, sistemas semi-ativos baseados em controladores de aprendizagem emocional cerebral, como o caso de estudo de um amortecedor MR em combinação com um controlador designado *Brain emotional learning based intelligent controller* (BELBIC), que é um controlador inteligente baseado no modelo do sistema límbico cerebral, provando-se eficaz na redução da resposta sísmica duma estrutura de 3GDL, superando o controlo passivo (Braz-César & Barros, 2015, [40]).

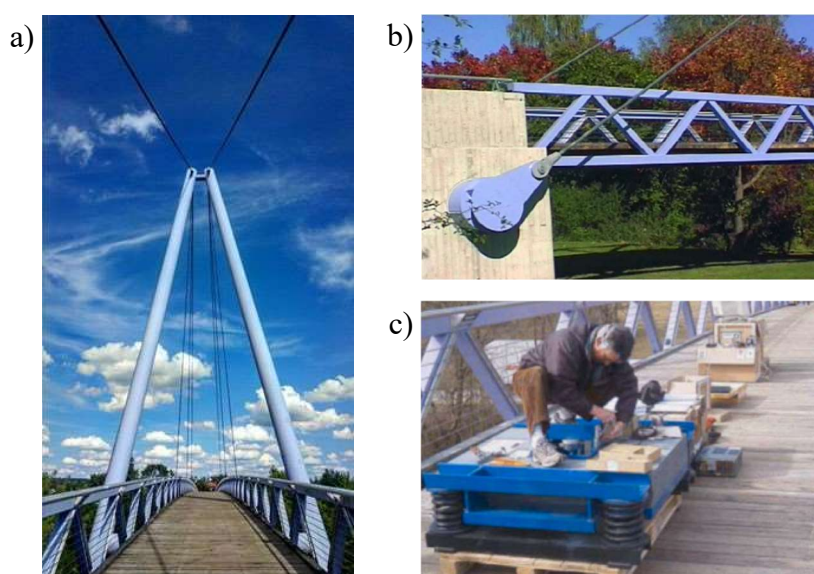


Figura 2.36 – a) Ponte pedonal Forchheim na Alemanha; b) Pormenor da ancoragem dos tirantes no encontro; c) Instalação de um TMD semi-ativo.

Fonte: b) e c) Moutinho, 2007 [8].

2.4.5. Sistemas híbridos

Os sistemas de controlo híbrido, encontram-se atualmente em grande desenvolvimento. São estratégias que resultam, essencialmente e tradicionalmente, da combinação das soluções passivas com as ativas, tirando proveito das vantagens sistema, obtendo no fim uma eficácia maior e custos mais reduzidos.

O exemplo mais conhecido deste género de sistemas são os amortecedores de massa híbridos ou *Hybrid Mass Dampers* (HMDs), estes sistemas resultam da combinação de sistemas ativos com sistemas passivos. Segundo Moutinho [8], este sistema, que conta com inúmeras aplicações no Japão, consiste na exploração do efeito passivo, das forças de inércia dos TMDs, implementando paralelamente um sistema ativo, por forma a aumentar o desempenho do sistema, amplificando o movimento da massa passiva e a robustez do aparelho face a problemas de sintonização. Assim, seguindo este procedimento, o sistema ativo não atua isoladamente, exigindo menos deste, resultando numa redução significativa no consumo de energia de uma fonte externa e, consequentemente nos custos diretos do sistema e da sua respetiva manutenção.

Das várias aplicações deste sistema, destaca-se o edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio apresentado na Figura 2.37a, que possui o sistema HMD em forma de V desenvolvido pela Ishikawajima-Harima Heavy Industries (Figura 2.37b). Este sistema combina um TMD do tipo pendular com 110ton com um sistema ativo composto por um motor elétrico de 75kW de potência, tem como objetivo a redução da resposta estrutural face a ações sísmicas ou do vento [8].

Um exemplo notório de HMDs, designado por DUOX, composto por um TMD onde é adaptado um AMD de massa menor, forçando o movimento da massa passiva do aparelho, com menor consumo de energia. Exemplos de aplicação deste sistema são o edifício Ando Nishikicho e a torre Dowa Kansai Phoenix (Spencer & Soong, 1999 [41]).

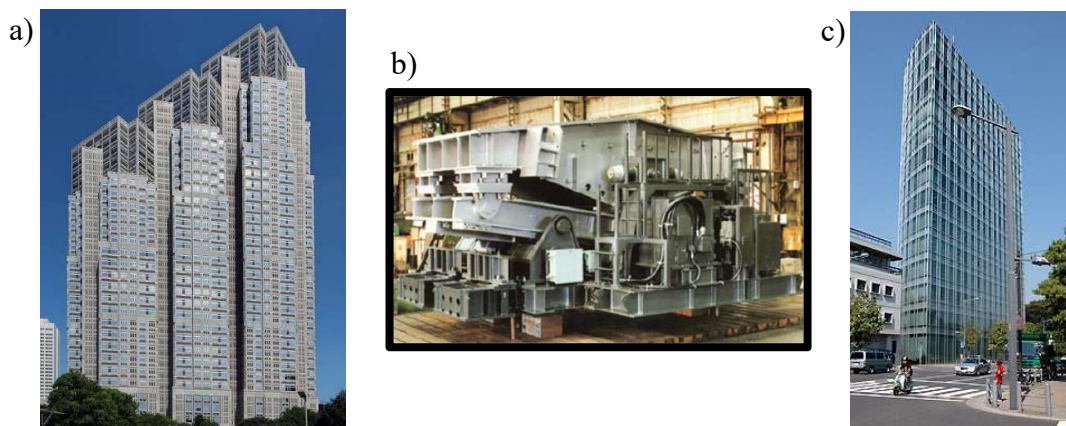


Figura 2.37 – a) Edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio; b) HMD em forma de “V”; c) Edifício Sendaya INTES.

Fonte: a) e b) Moutinho, 2007 [8] c) Takenaka Corporation – Japan-Photo-Archiv.

Refere-se ainda, o edifício Sendaya INTES (Figura 2.37c), em Tóquio no Japão, concluído em 1991, um exemplo de aplicação do sistema HMD, usando como massas ativas dois depósitos de gelo térmico, originalmente usados para ar condicionado (Figura AI.1 nos Anexos). As massas são suportadas por rolamentos de borracha *Multistage*, com o objetivo de reduzir a energia de controlo consumida no HMD e de modo a assegurar movimentos suaves das massas [31, 41].

Capítulo 3

TEORIA, DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TMDS

3.1. Introdução

Na análise e no estudo das estruturas é sempre essencial e necessário o conhecimento das solicitações a que estas estão sujeitas. Estas são na sua génese, de natureza dinâmica, uma vez que, as solicitações estáticas são, de uma forma ou de outra, ações que variam muito pouco, ou muito lentamente com o tempo. Considera-se, portanto, uma ação dinâmica, aquela cujas propriedades variam no tempo, conseqüentemente, a resposta estrutural face a uma ação dinâmica partilha o mesmo princípio, *i.e.*, as tensões e deformações também variam com o tempo. Clough & Penzien [42], defendem que na análise de uma estrutura linear é conveniente a distinção entre as componentes estática e dinâmica da solicitação aplicada, para avaliar a resposta de cada tipo de ação separadamente e, assim, sobrepor as duas componentes da resposta para obter o efeito total. Embora, os métodos de análise estáticos e dinâmicos sejam fundamentalmente diferentes em carácter, esta distinção revela-se particularmente importante no facto de existirem forças de inércia que contrariam as acelerações de um sistema dinâmico.

Do ponto de vista analítico, é conveniente dividir as ações determinísticas em duas categorias base, periódicas e não periódicas. As ações periódicas apresentam a mesma variação num certo período de tempo, durante determinado número de ciclos, podendo estas ser harmónicas simples, *e.g.*, a variação sinusoidal, ou complexas, representadas, com base numa análise de *Fourier*, pela soma de várias componentes harmónicas simples, *e.g.*, as causadas por pressões hidrodinâmicas geradas por um propulsor na popa de um barco. As ações não periódicas podem ser de curta duração ou impulsivas, *e.g.*, resultantes de uma explosão, pelo contrário, podem também ser de longa duração, no caso de um sismo [42]. A Figura AII.1 nos Anexos, exemplifica as características e origem das ações dinâmicas.

Segundo Den Hartog [43], um sistema mecânico diz-se ter um grau de liberdade, se a sua posição geométrica possa ser expressa em qualquer instante por apenas uma só variável. De um modo geral, se é necessário n variáveis para definir a posição geométrica de um dado sistema mecânico, então diz-se que esse sistema possui n graus de liberdade.

Clough & Penzien [42], consideram que a maior ou menor complexidade na análise e formulação de um sistema dinâmico depende, nomeadamente, dos métodos de discretização aplicados no referido sistema. O facto da massa de um determinado sistema ser distribuída ao longo da sua extensão, ou das forças de inércia resultarem de deslocamentos estruturais que variam com o tempo, tornam complexa a análise e formulação do sistema. Existem, assim, várias soluções na discretização de um sistema, *viz.*, a utilização de um sistema de massa-agrupado, que concentra a massa do sistema em determinados pontos, limitando os respetivos graus de liberdade; a generalização de deslocamentos, que visa aproximar, tanto quanto possível, a deformada de uma estrutura numa função compatível; o método de elementos finitos, que combina aspetos dos dois métodos anteriores, apresentando uma aproximação sólida dos deslocamentos de uma estrutura, em que esta é dividida em elementos finitos, expressando a função de forma em termos de coordenadas generalizadas (*nodal points*) e recorrendo a funções de interpolação na determinação de formas resultantes de deslocamentos nodais.

O presente capítulo tem como objetivo o estudo da otimização dos parâmetros intervenientes num determinado sistema dinâmico, possibilitando assim, um desempenho eficaz de um TMD. Para tal, realiza-se uma breve abordagem a conceitos teóricos base do Sistema Dinâmico no segundo de sete subcapítulos, partindo do modelo mais simples com um grau de liberdade, e apresentado a formulação da equação de movimento do Sistema Dinâmico básico.

O terceiro subcapítulo trata o estudo do comportamento de um TMD e respetivo dimensionamento, aplicado numa estrutura com ou sem amortecimento, e quando esta está sujeita a determinado tipo de excitação, seja esta de natureza harmónica, não periódica, livre ou sísmica. O subcapítulo a seguir, aborda o estudo da aplicação de múltiplos TMDs numa estrutura, visando o controlo de um ou dos vários modos de vibração da referida estrutura.

No quinto capítulo apresenta-se considerações teóricas no estudo de um TMD, *viz.*, abordando o sistema equivalente de 1GDL, que traduz aproximadamente o comportamento dinâmico da estrutura em estudo. No subcapítulo seguinte, apresenta-se algumas considerações práticas na implementação de TMDs em projeto, na fase anterior e posterior ao estudo e conceção do mesmo. Ainda, se expõem algumas soluções sugeridas por especialistas, na aplicação prática dos TMDs.

O sétimo subcapítulo mostra a modelação numérica de um sistema de 2GDL, constituído pela estrutura onde se encontra instalado um TMD, com base na formulação de Espaço de Estados, para respostas a excitações harmónicas e a excitações sísmicas. Ainda neste subcapítulo, apresenta-se um modelo numérico de *Matlab/Simulink*, contemplando a atuação de um TMD numa determinada estrutura.

3.2. Conceitos base do sistema dinâmico

3.2.1. Sistemas de um grau de liberdade

De acordo com Clough & Penzien [42], as técnicas de análise de um grau de liberdade, providenciam a base, para o tratamento da grande maioria dos problemas de dinâmica estrutural, devido ao comportamento dinâmico de muitos casos práticos de estruturas

poderem ser expressos em termos de uma só coordenada, ou na resposta de estruturas lineares complexas, que pode ser expressa pela soma de uma série de sistemas de um grau de liberdade.

3.2.1.1. Componentes do sistema dinâmico básico

As propriedades físicas essenciais de qualquer sistema linear mecânico estrutural sujeito a uma excitação exterior, são a sua massa, as propriedades elásticas (flexibilidade ou rigidez) e um mecanismo de dissipação de energia ou amortecimento. No modelo mais simples de 1GDL, cada uma destas propriedades assume-se ser concentrada num elemento físico simples. A Figura 3.1a esquematiza o referido sistema numa representação mecânica equivalente.

No referido sistema, a massa é definida por um bloco rígido, restringido por rolagamentos, para que se possa mover apenas em translação simples, ilustrando assim, o modelo de 1GDL onde a coordenada simples de deslocamento fica completamente definida pela sua posição, $x(t)$. A resistência elástica ao deslocamento é dada pela mola de rigidez sem peso, k , enquanto que o mecanismo de dissipação de energia está representado pelo amortecedor, c . A solitação dinâmica exterior, que produz a resposta do sistema é a força, função do tempo, $f(t)$.

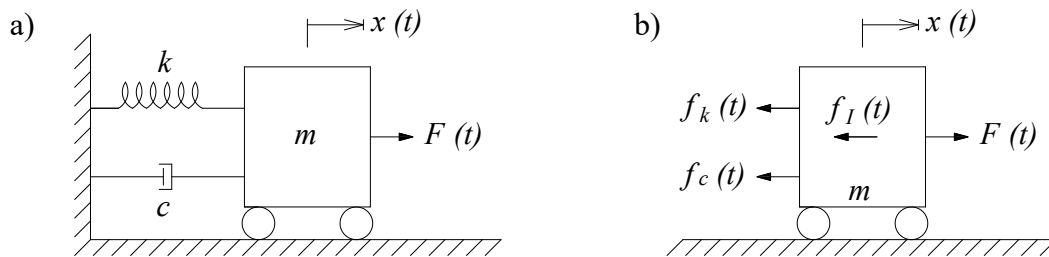


Figura 3.1 – Sistema ideal de 1GDL: **a)** Propriedades físicas essenciais; **b)** Forças em equilíbrio.

3.2.1.2. Formulação da equação de movimento do sistema dinâmico básico

As equações de movimento são expressões matemáticas que definem e têm como solução os deslocamentos dinâmicos de uma estrutura. A formulação destas é, possivelmente, a etapa mais importante no processo de análise de um sistema dinâmico. Existem assim, três métodos distintos, mas equivalentes, conduzindo às mesmas equações, o Equilíbrio Direto usando o Princípio d’Alembert, o Princípio dos Deslocamentos Virtuais e a Aproximação Variacional. A escolha do método na sua aplicação depende geralmente da natureza do sistema dinâmico em estudo [42].

Efetuada o equilíbrio das forças atuantes na massa m (Figura 3.1b), segundo Princípio d’Alembert, tem-se que

$$f_I(t) + f_c(t) + f_k(t) = f(t) \quad (3.1)$$

Optou-se, por convenção o sentido positivo das referidas forças, o correspondente ao sentido negativo do deslocamento, para que possam opor-se a um eventual carregamento positivo aplicado.

De acordo com o Princípio d'Alembert, cada força do primeiro membro da Equação 3.1 é função do respetivo deslocamento $x(t)$, podendo ser escritas como

$$f_I(t) = m\ddot{x}(t), \quad f_c(t) = c\dot{x}(t), \quad f_k(t) = kx(t) \quad (3.2)$$

onde, na primeira expressão a força de inércia é o produto da massa, m , pela aceleração, na segunda expressão, considerando um amortecedor viscoso, a força do amortecimento é dada pelo produto da constante de amortecimento, c , pela velocidade, e por fim na última expressão a força elástica é o produto da rigidez da mola, k , pelo deslocamento.

Assim, substituindo o valor das forças, apresentado na Equação 3.2, na Equação 3.1, a equação do movimento para o referido sistema de 1GDL é dada por

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (3.3)$$

Uma alternativa ao processo de formulação anterior, como já referido, é a aplicação do Princípio dos Deslocamentos Virtuais, sendo que a sua utilização não será explorada no presente caso, visto não revelar vantagens neste modelo, sendo, portanto, de maior utilidade em casos mais gerais de sistemas de 1GDL.

Verifica-se ainda, de acordo com Clough & Penzien [42], que a equação de movimento, com referência à posição de equilíbrio estático do sistema dinâmico, não é afetada por forças gravíticas.

3.3. Dimensionamento de TMDs simples

3.3.1. Ações harmónicas

No capítulo anterior apresentou-se de forma breve a teoria das vibrações num sistema com 1GDL com amortecimento viscoso. A teoria de um sistema de 1GDL permite retirar conclusões de grande importância prática. Possibilita assim, explicar os fenómenos de ressonância e calcular as frequências naturais de um número de estruturas, assim como, explicar a ação da maioria dos instrumentos quantificadores de vibrações e discutir a supressão de vibrações.

Num mesmo procedimento de dimensionamento de um TMD, adotado e sugerido pela primeira vez por Den Hartog [43], realiza-se uma descrição e explicação de deduções das fórmulas, que permitem obter as expressões do dimensionamento de um TMD a ser aplicado numa estrutura sujeita a ações harmónicas.

3.3.1.1. Supressor de vibrações

Paredes [17], mencionou que um supressor de vibrações é um aparelho simples, semelhante a um TMD, mas que não apresenta nenhum dispositivo cuja função seja a de

proporcionar amortecimento. Assim, é possível considerar o sistema, simplificada, como uma massa ligada a uma estrutura por meio de uma mola. Caso o amortecimento seja tão reduzido que se possa considerar nulo, então o estudo do funcionamento de um supressor simplifica-se bastante, quando comparado com o estudo de um TMD. Na Figura 3.2 observa-se o referido sistema de 1GDL.

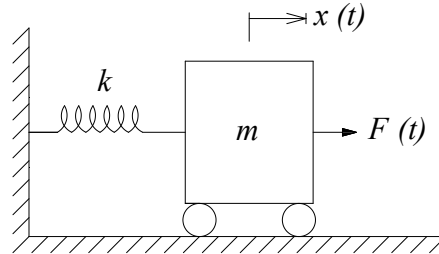


Figura 3.2 – Representação mecânica de uma estrutura com 1GDL sem amortecimento.

O referido sistema é constituído por uma massa principal (massa da estrutura), m , ligada por meio de uma mola sem peso com rigidez k . Com apenas 1GDL, o sistema possui uma frequência natural ω_s , dada por

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.4)$$

Uma vez sujeito a uma ação harmónica $F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$, a equação de movimento do sistema fica

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = F_0 \text{sen}(\omega t) \quad (3.5)$$

onde $x(t)$ é o deslocamento da massa m . A sua função de resposta em termos de frequências é a apresentada na Figura 3.3.

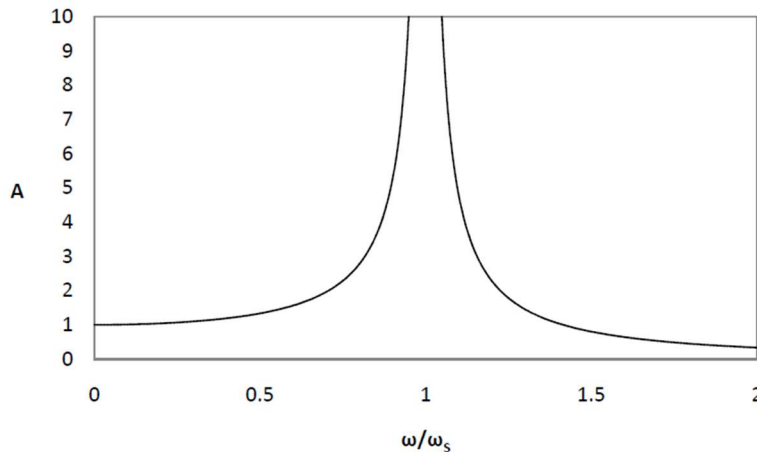


Figura 3.3 – Amplitude dos deslocamentos da massa m antes da aplicação de um supressor (1GDL).

Fonte: Paredes, 2008 [17].

em que A é a amplitude do movimento da massa m .

Observa-se, que para uma dada frequência, a amplitude A tende para infinito sendo, portanto, esta a frequência de excitação causadora do fenómeno de ressonância. Este fenómeno ocorre, quando a frequência de excitação é igual à frequência natural do sistema, ou seja, para $\omega / \omega_s = 1$.

Considerando agora, que se adiciona ao sistema original, ligado ao exterior por uma mola de rigidez k_1 (Sistema 1), um supressor de vibrações (Sistema 2), constituído por uma massa m_2 , ligada à massa do sistema original m_1 , através de uma mola de rigidez k_2 , obtém-se um sistema com 2GDL, com duas frequências naturais. Na Figura 3.4 expõe-se esquematicamente o sistema de 2GDL.

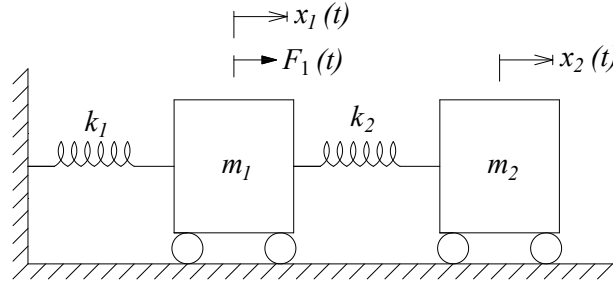


Figura 3.4 – Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal e um supressor de vibrações.

Aplicando a segunda lei de Newton em cada massa do sistema de 2GDL, sendo que m_1 está sujeita a uma ação harmónica $F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$, as equações de equilíbrio dinâmico que regem o movimento são dadas por

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + (k_1 + k_2)x_1(t) - k_2 x_2(t) = F_0 \text{sen}(\omega t) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + k_2 [x_2(t) - x_1(t)] = 0 \end{cases} \quad (3.6)$$

onde $x_2(t)$ é o deslocamento do supressor de vibrações.

De acordo com Christopoulos, 2006 [44], e sabendo que, em regime permanente, os deslocamentos e acelerações são dados por

$$x_1(t) = a_1 \sin(\omega t), \quad \ddot{x}_1(t) = -\omega^2 a_1 \sin(\omega t) \quad (3.7)$$

$$x_2(t) = a_2 \sin(\omega t), \quad \ddot{x}_2(t) = -\omega^2 a_2 \sin(\omega t) \quad (3.8)$$

em que a_1 e a_2 são constantes que representam a amplitude de vibração da massa da estrutura e do supressor de vibrações, respetivamente.

Seguindo agora o procedimento adotado por Kelly, 2000 [45], as amplitudes da resposta em regime permanente das massas m_1 e m_2 , respetivamente, são dadas por

$$\frac{k_1 a_1}{F_0} = \frac{a_1}{a_{1,est}} = \frac{1 - r_2^2}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1 + \mu) r_1^2 + 1} \quad (3.9)$$

$$\frac{k_1 a_2}{F_0} = \frac{a_2}{a_{1,est}} = \frac{1}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1 + \mu) r_1^2 + 1} \quad (3.10)$$

em que o deslocamento estático, $a_{1,est}$, é dado por

$$a_{1,est} = \frac{F_0}{k_1} \quad (3.11)$$

onde r_1 representa a razão entre a frequência de excitação e a frequência inicial do sistema e r_2 relaciona a frequência de excitação e a frequência natural do supressor de vibrações

$$r_1 = \omega \sqrt{\frac{m_1}{k_1}} = \frac{\omega}{\omega_{11}} \quad (3.12)$$

$$r_2 = \omega \sqrt{\frac{m_2}{k_2}} = \frac{\omega}{\omega_{22}} \quad (3.13)$$

e μ representa o rácio das massas m_2 e m_1

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \quad (3.14)$$

O presente sistema possui 2GDL, que correspondem a duas frequências naturais. Tendo em conta que o fenómeno de ressonância ocorre quando a frequência de excitação é igual a uma frequência natural de um sistema e, conseqüentemente, a amplitude dos deslocamentos tende para infinito, é possível determinar as referidas frequências naturais, igualando o denominador das Equações 3.9 e 3.10 a zero, resultando em amplitudes infinitas dos respetivos deslocamentos, obtendo a seguinte expressão

$$\omega_{1,2} = \frac{\omega_{11}}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + q^2(1 + \mu) \pm \sqrt{q^4(1 + \mu) + 2(\mu - 1)q^2 + 1}} \quad (3.15)$$

onde

$$q = \frac{\omega_{22}}{\omega_{11}} \quad (3.16)$$

A introdução de uma segunda massa no sistema original tem como objetivo modificar o seu comportamento dinâmico, de modo a reduzir, ou se possível anular o movimento do sistema principal. Contudo, no presente caso, com a utilização do supressor de vibrações, em que se considera a inexistência de amortecimento, é possível anular completamente o movimento do sistema original, o que equivale a igualar o primeiro membro da Equação 3.9 a zero, resultando

$$r_2 = 1 \quad (3.17)$$

conseqüentemente

$$\sqrt{\frac{k_2}{m_2}} = \omega \quad (3.18)$$

Assim, o movimento permanente do supressor de vibrações terá uma amplitude

$$a_2 = \frac{F_0}{k_2} \quad (3.19)$$

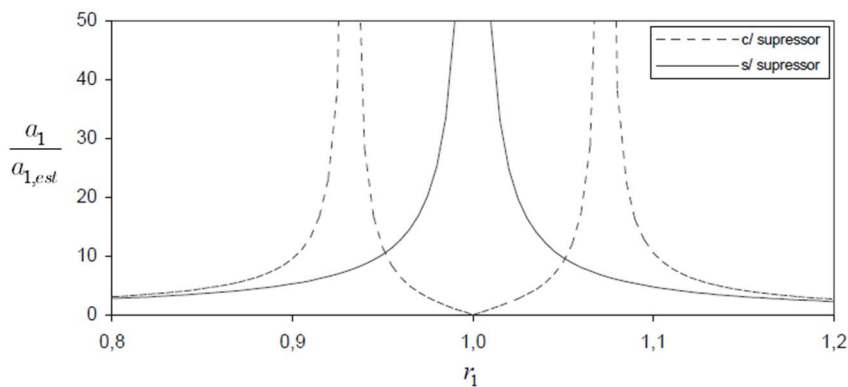


Figura 3.5 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 , antes e depois da aplicação do supressor de vibrações.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Como referido anteriormente, a modificação do comportamento dinâmico do sistema original, devido à aplicação do supressor de vibrações, baseia-se no facto de agora o sistema possuir duas frequências naturais, uma inferior e outra superior à frequência natural original, permitindo, quando a frequência do supressor é sintonizada com a frequência de excitação, eliminar totalmente o movimento da massa principal, na medida em que possibilita o distanciamento da frequência natural original do sistema da frequência causadora do fenómeno de ressonância. Na Figura 3.5 é possível observar a relação da amplitude do movimento da massa principal com e sem supressor, com a razão entre a frequência de excitação e a frequência original do sistema, para valores de $\mu = 0,02$ e $q = 1,00$.

Verifica-se que a existência de duas frequências naturais limita a gama de frequências que a excitação pode tomar, de modo a evitar o fenómeno de ressonância.

A Figura 3.6 ilustra a mesma relação que na Figura 3.5, agora variando o rácio das massas com os valores de $\mu = 0,10$ e $\mu = 0,25$, mantendo $q = 1,00$. Com base na análise da Figura 3.6 e segundo Moutinho [27], verifica-se que para valores de r_1 inferiores ou superiores a q , a amplitude dos deslocamentos da massa principal pode ser elevada, e que para valores de r_1 iguais a q , ou seja, quando a frequência de excitação é igual à frequência do supressor, o movimento do sistema original anula-se.

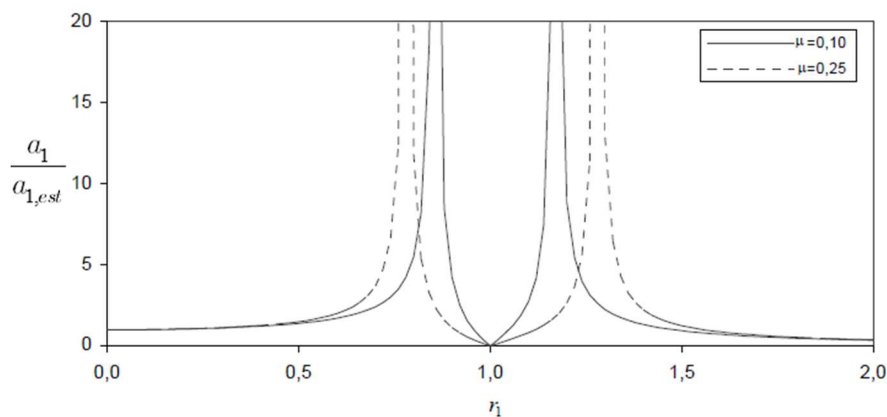


Figura 3.6 – Gamas de frequência controladas por dois supressores, um com $\mu = 0,10$ e outro com $\mu = 0,25$.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

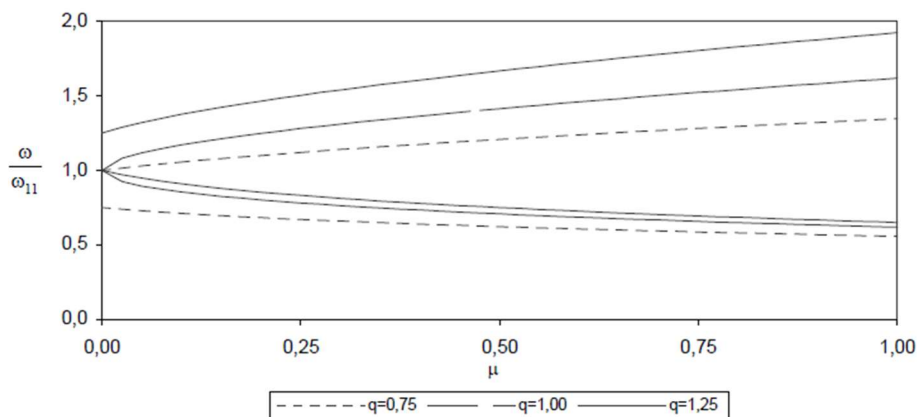


Figura 3.7 – Frequências naturais do sistema em função de μ .

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Verifica-se ainda na Figura 3.6, que para $\mu = 0,10$ os gráficos das frequências naturais estão mais comprimidos do que para $\mu = 0,25$. Assim, e para melhor compreensão deste fenómeno apresenta-se na Figura 3.7 a razão entre a frequência de excitação e a frequência original do sistema, r_1 , em função de μ para as duas frequências naturais, para determinado valor de q . Conclui-se, que quanto mais reduzido for o valor de μ mais comprimido será o gráfico das frequências naturais, conseqüentemente, reduzindo a gama de frequências que a excitação pode assumir. Pelo contrário, quanto maior o valor de μ , maior será a expansão do gráfico, aumentando também a gama possível de frequências de excitação, e promovendo uma maior eficiência do supressor de vibrações. Todavia, o valor do rácio das massas, μ , encontra-se limitado por questões práticas.

3.3.1.2. Aplicação de um TMD numa estrutura sem amortecimento

Na presente secção, estuda-se agora a adição de um dispositivo ao supressor estudado anteriormente, com a capacidade de proporcionar amortecimento viscoso à referida estrutura, mantendo a condição simplificada desta não possuir amortecimento.

Tendo em conta o modelo apresentado na Figura 3.2 e sua respetiva resposta em termos de deslocamentos no gráfico da Figura 3.3, mas agora adicionando o referido TMD, com o objetivo de controlar as vibrações da massa m_1 , obtém-se o sistema de 2GDL representado na Figura 3.8, em que c_2 toma um valor de uma constante de amortecimento no TMD.

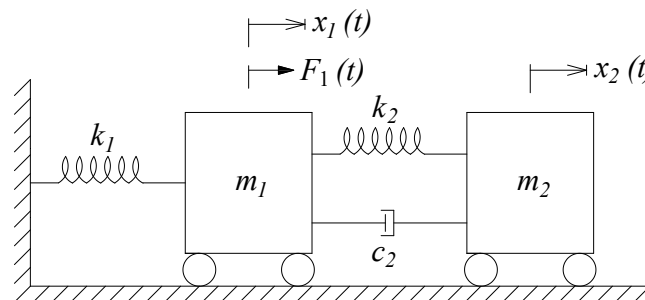


Figura 3.8 – Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura sem amortecimento) e um TMD.

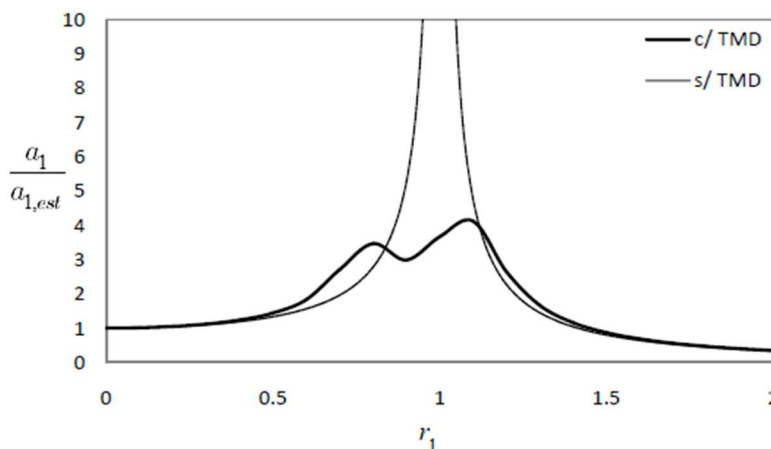


Figura 3.9 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 antes e depois da aplicação de um TMD.

Fonte: Paredes, 2008 [17].

A Figura 3.9, apresenta a resposta do referido sistema, sujeito a uma ação harmónica antes e depois da aplicação de um TMD, com $\mu = 0,15$, $q = 0,85$ e coeficiente de amortecimento $\xi_2 = 0,20$.

Na aplicação do supressor de vibrações na estrutura, era possível eliminar totalmente as vibrações do sistema original, para as situações em que $\omega = \omega_{11}$, apesar de resultar num sistema de 2GDL com duas frequências naturais diferentes, suscetíveis de entrar em ressonância, obtendo deslocamentos do sistema final a tender para infinito. No presente caso, utilizando um TMD, o amortecimento referido permite limitar os deslocamentos do sistema final de 2GDL, não sendo isto possível no caso anterior.

Com base na Figura 3.8, e aplicando a segunda lei de Newton em cada massa do sistema de 2GDL, sendo que m_1 está sujeita a uma ação harmónica $F_1(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$, as equações de equilíbrio dinâmico que agora regem o movimento são dadas por

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + c_2 [x_1(t) - \dot{x}_2(t)] + k_1 x_1(t) + k_2 [x_1(t) - x_2(t)] = F_0 \text{sen}(\omega t) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + c_2 [\dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t)] + k_2 [x_2(t) - x_1(t)] = 0 \end{cases} \quad (3.20)$$

Seguindo o mesmo procedimento da secção anterior, considerando agora em regime permanente, além dos deslocamentos e acelerações, as velocidades das massas m_1 e m_2 , sendo estas a primeira derivada dos deslocamentos, obtém-se após manipulações matemáticas, as expressões das amplitudes da resposta em regime permanente das massas m_1 e m_2 [45], respetivamente, dadas por

$$\frac{k_1 a_1}{F_0} = \frac{a_1}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\left\{ r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2] r_1^2 + q^2 \right\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2 (1 + \mu)]^2}} \quad (3.21)$$

$$\frac{k_1 a_2}{F_0} = \frac{a_2}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\left\{ r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2] r_1^2 + q^2 \right\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2 (1 + \mu)]^2}} \quad (3.22)$$

em que o coeficiente de amortecimento do TMD, ξ_2 , é dado por

$$\xi_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{k_2 m_2}} \quad (3.23)$$

Os gráficos das Figuras 3.10 e 3.11 ilustram a amplitude dos deslocamentos da massa m_1 em função de r_1 , segundo a Equação 3.21. Na Figura 3.10 considerou-se $\mu = 0,20$, $q = 0,90$, enquanto que na Figura 3.11 adotou-se $\mu = 0,20$, $q = 0,80$, fazendo variar em ambas o valor do coeficiente de amortecimento do TMD.

Como já referido, verifica-se que não é possível eliminar por completo as vibrações da massa principal. Por outro lado, observa-se a existência de dois picos, correspondentes às duas frequências de ressonância anteriores, e entre as quais existe um mínimo. Conclui-se da observação das Figuras 3.10 e 3.11, que para valores menores do amortecimento do TMD, obtêm-se valores do deslocamento da massa principal maiores, pelo contrário, para valores maiores do amortecimento, obtêm-se deslocamentos menores, sendo que estas curvas convergem todas em dois pontos fixos, P e Q , dependentes dos parâmetros q e μ .

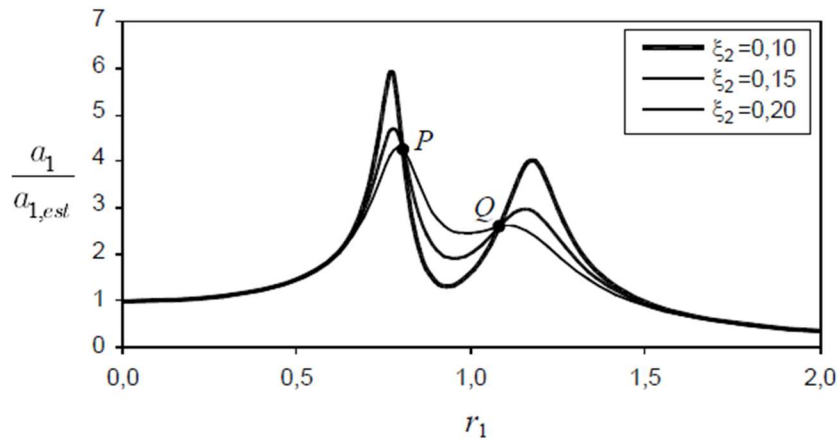


Figura 3.10 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,20$, $q = 0,90$ e diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

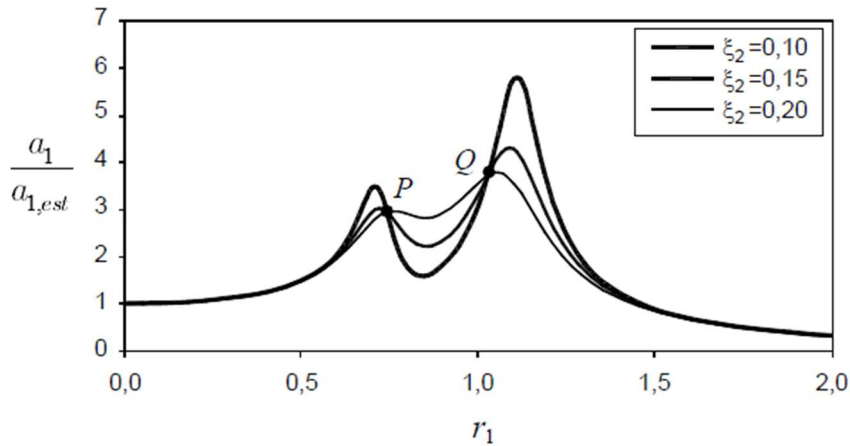


Figura 3.11 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,20$, $q = 0,80$ e diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

A sintonização do TMD baseia-se na escolha dos seus parâmetros ótimos, *i.e.*, aqueles que conduzem a menores valores possíveis dos deslocamentos do sistema principal. Assim, é possível determinar um valor ótimo de q , de modo a que os pontos P e Q possuam a mesma ordenada, sendo a sua amplitude independente do amortecimento do TMD. Ainda, tendo em conta que as curvas resultantes de diferentes coeficientes de amortecimento, concorrem nos referidos pontos fixos, existe a possibilidade de determinar um valor do amortecimento tal, que leve estes pontos a corresponderem, simultaneamente, aos máximos da referida função, resultando na curva com menor amplitude máxima possível.

Introduzindo as duas condições ótimas referidas no parágrafo anterior, e tendo em conta que uma vez definidos μ e q , existem dois valores de r_1 , que determinam as coordenadas dos pontos fixos referidos, *i.e.*, a amplitude dos deslocamentos da massa principal, a Equação 3.21 pode ser expressa na forma

$$\frac{a_1}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{A(\mu, q)\xi_2^2 + B(\mu, q)}{C(\mu, q)\xi_2^2 + D(\mu, q)}} \quad (3.24)$$

Sendo a_1 independente de ξ_2 tem-se

$$\frac{A}{C} = \frac{B}{D} \quad (3.25)$$

Determina-se as expressões A , B , C e D na Equação 3.24, e substituindo os resultados na Equação 3.25, efetuando as devidas simplificações, obtém-se

$$r_1^4 \left(1 + \frac{\mu}{2}\right) - [1 + q^2(1 + \mu)] r_1^2 + q^2 = 0 \quad (3.26)$$

As ordenadas dos pontos fixos P e Q são dadas pelas raízes da Equação 3.26, dadas por

$$r_1 = \sqrt{\frac{1 + (1 + \mu)q^2 \pm \sqrt{1 - 2q^2 + (1 + \mu)^2 q^4}}{2 + \mu}} \quad (3.27)$$

Como a amplitude dos deslocamentos da massa principal, a_1 , é independente do coeficiente de amortecimento, ξ_2 , para os valores de r_1 obtidos pela Equação 3.27, é possível tender o valor de ξ_2 para infinito, obtendo

$$\frac{a_1}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{1}{[1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (3.28)$$

Por fim, impondo amplitudes de deslocamentos iguais para os dois pontos fixos, tem-se

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.29)$$

Esta expressão permite o cálculo da rigidez ótima da mola do TMD. Uma vez que, os pontos fixos coincidem com os máximos, é possível obter os deslocamentos máximos, substituindo na Equação 3.28 o valor de r_1 dado pela Equação 3.27, e adotando o valor de q_{opt} na Equação 3.29. Assim, os deslocamentos máximos são dados por

$$\left(\frac{a_1}{a_{1,est}}\right)_{\max} = \sqrt{\frac{2 + \mu}{\mu}} \quad (3.30)$$

O amortecimento ótimo do TMD é determinado impondo os pontos fixos P e Q como os máximos da função amplitude dos deslocamentos. Assim, substitui-se a Equação 3.29 na Equação 3.21 e deriva-se em ordem a r_1 . Igualando a derivada a zero e impondo que os máximos sejam os pontos P e Q , resulta numa expressão quadrática em ξ_2 da qual se retira o valor ótimo do amortecimento do TMD, dado por

$$\xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (3.31)$$

De acordo com Kelly [45], são apresentadas outras expressões na determinação de parâmetros ótimos, adequados a um sistema torsional de 2GDL, constituído pelo sistema principal onde é aplicada uma segunda massa, um amortecedor de vibrações, com o objetivo de controlar as vibrações provenientes de uma excitação exterior. Este amortecedor é usado em situações onde é necessário o controlo de vibrações sobre uma gama de frequências. Sendo este amortecedor adequado a sistemas que possuam coeficientes de amortecimento elevados, o que não se verifica em estruturas de engenharia

civil. O amortecedor de Houdaille é um exemplo de amortecedores de vibrações de dispositivos de rotação, *e.g.*, eixo de manivelas de um motor.

Na Figura 3.12 apresenta-se um exemplo da aplicação de um TMD, para $\mu = 0,15$, cujos parâmetros ótimos foram determinados pelas Equações 3.19 e 3.21 ($q_{opt} = 0,87$ e $\xi_{2,opt} = 0,192$). Verifica-se que para valores de q diferentes do q_{opt} conduzem a um desnivelamento dos máximos, em que o deslocamento máximo é superior ao ótimo. A curva correspondente a q_{opt} apresenta o menor deslocamento máximo para os dois pontos fixos simultaneamente, verificando um pequeno abaixamento das amplitudes dos deslocamentos entre os referidos pontos.

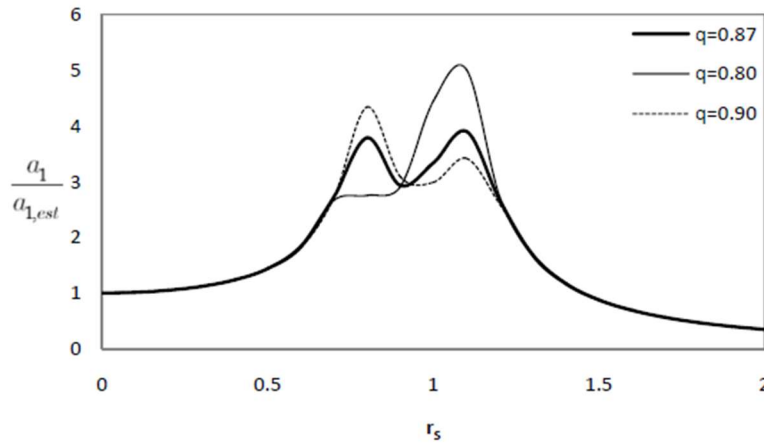


Figura 3.12 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\mu = 0,15$, para diferentes valores de q .

Fonte: Paredes, 2008 [17].

Assim, no dimensionamento de um TMD, recorre-se à Equação 3.29, para a determinação da rigidez da mola, e à Equação 3.31, para a definição do coeficiente de amortecimento. Um aspeto importante a ter em consideração no processo de dimensionamento do TMD, é o deslocamento máximo relativo entre a estrutura e o TMD, de modo a evitar o contacto entre as duas massas do sistema. A determinação deste deslocamento com recurso às equações diferenciais originais é relativamente moroso, assim sugere-se o recurso a uma expressão simplificada, obtida por considerações energéticas presentes no respetivo fenómeno, com a forma (Rigueiro, 1997 [46])

$$\left(\frac{a_{rel}}{a_{1,est}} \right)_{\max} = \sqrt{\frac{a_1}{a_{1,est}} \frac{1}{2\mu\xi_{2opt}}} \quad (3.32)$$

3.3.1.3. Aplicação de um TMD numa estrutura com amortecimento

Considerando agora no presente estudo, que a estrutura onde será aplicado o TMD possui amortecimento, característica inerente das estruturas reais, apresenta-se na Figura 3.13 a representação mecânica do sistema de 2GDL, constituída pela massa principal ou da estrutura, m_1 , ligada ao exterior por uma mola com rigidez k_1 e um amortecedor de constante c_1 , e pela massa do TMD, m_2 , ligada à massa principal por uma mola com rigidez k_2 e um amortecedor de constante c_2 .

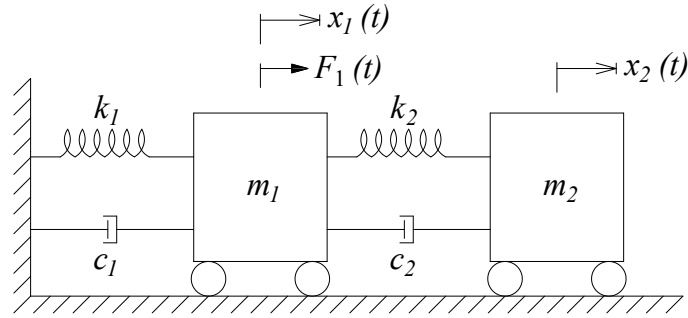


Figura 3.13 – Representação mecânica de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura com amortecimento) e um TMD.

Com base na Figura 3.13, e aplicando a segunda lei de Newton em cada massa do sistema de 2GDL, sendo que m_1 está sujeita a uma ação harmónica $F_1(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$, as equações de equilíbrio dinâmico que agora regem o movimento são dadas por

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + c_1 \dot{x}_1(t) + c_2 [\dot{x}_1(t) - \dot{x}_2(t)] + k_1 x_1(t) + k_2 [x_1(t) - x_2(t)] = F_0 \text{sen}(\omega t) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + c_2 [\dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t)] + k_2 [x_2(t) - x_1(t)] = 0 \end{cases} \quad (3.33)$$

Seguindo o mesmo procedimento da secção anterior, considerando agora em regime permanente, além dos deslocamentos e acelerações, as velocidades das massas m_1 e m_2 , sendo estas a primeira derivada dos deslocamentos, obtém-se após manipulações matemáticas, as expressões das amplitudes da resposta em regime permanente das massas m_1 e m_2 [45], respetivamente, dadas por

$$\frac{k_1 a_1}{F_0} = \frac{a_1}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2 [\xi_2 (r_1^2 (1 + \mu) - 1) + \xi_1 (r_1^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]^2}} \quad (3.34)$$

$$\frac{k_1 a_2}{F_0} = \frac{a_2}{a_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{(2r_1)^2 [\xi_2 (r_1^2 (1 + \mu) - 1) + \xi_1 (r_1^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]^2}} \quad (3.35)$$

Conforme referido na secção anterior, o dimensionamento do TMD baseia-se no cálculo da sua frequência ótima, q_{opt} , e respetivo coeficiente de amortecimento, $\xi_{2,opt}$, por forma a verificar que os máximos da função amplitude do movimento tenham valores iguais e simultaneamente a menor amplitude possível. Relativamente a estruturas com amortecimento, deverá aplicar-se um raciocínio idêntico.

Para valores menores do amortecimento estrutural, mantém-se a existência de dois pontos fixos na função de amplificação, onde passam todas as curvas correspondentes a diferentes valores do amortecimento do TMD, como se pode comprovar na Figura 3.14. Contudo, na Figura 3.15, verifica-se que para valores mais elevados do amortecimento estrutural, os referidos pontos fixos deixam de existir. Assim, a sintonização do TMD pelas Equações 3.29 e 3.31, deixa de ser exequível, uma vez que estas considerações se baseiam num amortecimento estrutural nulo $\xi_1 = 0$.

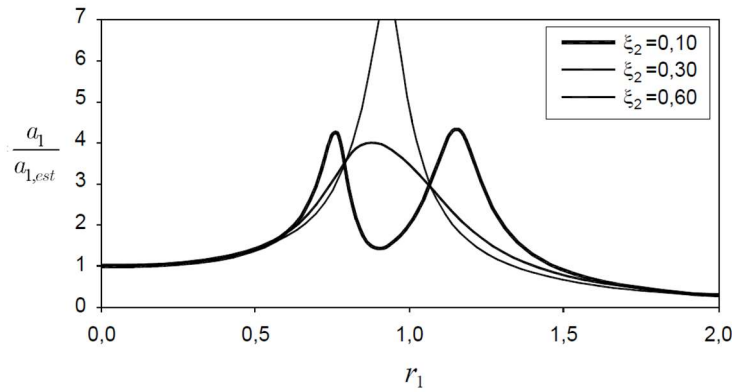


Figura 3.14 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\xi_1 = 0,01$, $\mu = 0,20$, $q = 0,85$ para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

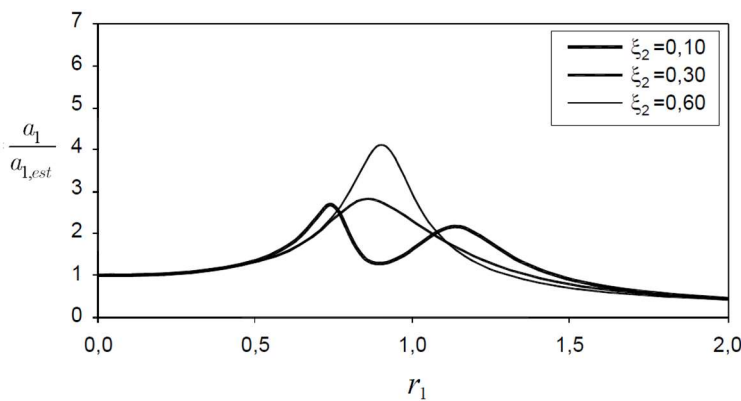


Figura 3.15 – Amplitude dos deslocamentos da massa m_1 para $\xi_1 = 0,10$, $\mu = 0,20$, $q = 0,85$ para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

Para um amortecimento estrutural reduzido ($\xi_1 \leq 1\%$), Bachmann & Weber, 1995 [47] sugerem a utilização das equações usadas no caso do amortecimento estrutural nulo. Porém, para estruturas com amortecimento estrutural elevado, a utilização destas expressões origina erros significativos, não compatíveis com a sensibilidade que o procedimento de sintonização exige. Sugere-se assim, o dimensionamento do TMD com recurso aos ábacos apresentados nas Figuras AII.2 a AII.5 nos Anexos, os quais foram obtidos a partir do estudo da Equação 3.34 através de procedimentos numéricos.

Pretendeu-se com a construção dos referidos ábacos, que possibilitam a identificação dos valores ótimos de m_2 , k_2 e ξ_2 , assim como, a amplitude do deslocamento relativo entre as duas massas, que os máximos da curva de amplificação da resposta do sistema principal estejam ao mesmo nível e apresentam o menor valor possível. Estes valores podem ser obtidos em função do parâmetro μ e do valor do coeficiente de amortecimento estrutural.

No ábaco da Figura AII.2 apresentam-se as curvas de amplificação máxima da resposta do sistema principal, o que possibilita a determinação do valor da massa adicional a utilizar no TMD. O ábaco da Figura AII.3 permite quantificar o valor ótimo de q , com o objetivo de determinar o valor da rigidez da respetiva mola. Por sua vez, na Figura AII.4 apresenta-se o ábaco que fornece o valor do coeficiente de amortecimento ótimo do amortecedor do TMD. No último ábaco mostrado na Figura AII.5 indicam-se as curvas

de amplificação máxima da variação do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional [47].

No estudo e aplicação prática de TMDs, evidencia-se o trabalho realizado por Barros, Moutinho & Barros, 2011 [48], referente à mitigação da resposta sísmica em estruturas controladas por TMDs, em que se verifica a sua eficácia na redução dos deslocamentos nos pisos da estrutura.

Bachmann e Weber [47] afirmam ainda, que a sintonização da frequência ótima do TMD é decisiva na obtenção de uma boa eficácia do sistema de controlo, não se revelando a aferição do coeficiente de amortecimento ξ_2 tão condicionante desse ponto de vista.

3.3.2. Ações não periódicas

No caso das ações serem não periódicas, não existe a possibilidade de efetuar diretamente, a partir da função de carga, o estudo do comportamento e dedução das fórmulas que caracterizam a resposta do sistema. Este facto reveste-se de maior importância, quando a ação periódica é extremamente irregular e, portanto, existe grande dificuldade de a exprimir de forma determinística, *i.e.*, quando não pode ser traduzida por uma expressão matemática.

A ação, pode assim ser definida pelo somatório infinito de funções harmónicas ponderadas através da representação sob a forma de Séries de Fourier. Recorrendo às Séries de Fourier, uma função periódica pode ser escrita sob a forma

$$F(t) = a_0 + \sum_{j=1}^{\infty} a_j \cos(\omega_j t) + \sum_{j=1}^{\infty} b_j \sin(\omega_j t) \quad (3.36)$$

em que

$$\omega_j = j\omega = j \frac{2\pi}{T} \quad (3.37)$$

Os coeficientes a_0 , a_j e b_j são calculados através dos integrais

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt \quad (3.38)$$

$$a_j = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos(\omega_j t) dt \quad j = 1, \dots, \infty \quad (3.39)$$

$$b_j = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin(\omega_j t) dt \quad j = 1, \dots, \infty \quad (3.40)$$

Nos casos em que a função de carga é periódica irregular, os integrais (3.38), (3.39) e (3.40) devem ser calculados numericamente.

Em termos teóricos, a Série de Fourier só corresponderá à função em estudo quando se soma um número infinito de termos. Porém, na prática é apenas necessário um número finito de termos, por forma a obter um erro desprezável.

Escolhido o número apropriado de termos da Série de Fourier na modelação da ação, uma vez que são funções harmónicas, é possível calcular a resposta da estrutura a cada termo individual pelos métodos aplicáveis a ações harmónicas. Com o recurso ao

Princípio da Sobreposição de Efeitos, obtém-se a resposta final do sistema. Uma outra abordagem possível, consiste na determinação do termo da Série de Fourier mais preponderante na resposta da estrutura e estudá-lo individualmente pelos métodos referidos para ações harmónicas.

3.3.3. Vibração livre

Tendo em vista a aplicação do controlo de vibração livre, apresenta-se de seguida um método de dimensionamento de TMDs desenvolvido por Fujino e Abé, 1993 [49]. O referido âmbito tem particular interesse no controlo de vibrações residuais com origem, *e.g.*, em choques ou impactos. Considera-se no presente estudo, um sistema de 2GDL composto por uma massa principal m_1 , uma mola de rigidez k_1 , um amortecedor com constante c_1 e, por um TMD de massa m_2 , ligado à massa principal por uma mola de rigidez k_2 e por um amortecedor de constante c_2 (Figura 3.16).

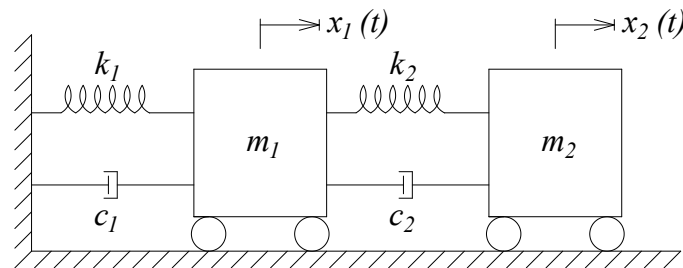


Figura 3.16 – Representação de um sistema com 2GDL, constituído pelo sistema principal (estrutura com amortecimento) e um TMD (sem nenhuma força aplicada).

Aplicando a segunda lei de Newton em cada massa do sistema de 2GDL (Figura 3.16), as equações de equilíbrio dinâmico que regem o movimento são dadas por

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + c_1 \dot{x}_1(t) + c_2 [\dot{x}_1(t) - \dot{x}_2(t)] + k_1 x_1(t) + k_2 [x_1(t) - x_2(t)] = 0 \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + c_2 [\dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t)] + k_2 [x_2(t) - x_1(t)] = 0 \end{cases} \quad (3.41)$$

Uma vez que, o sistema é indeterminado a resolução usada nos métodos anteriormente apresentados não é possível. Assim, apresenta-se o sistema sob a sua forma matricial

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{x}(t) = \mathbf{0} \quad (3.42)$$

em que

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

onde $\mathbf{M}_{(2 \times 2)}$, $\mathbf{C}_{(2 \times 2)}$ e $\mathbf{K}_{(2 \times 2)}$ são, respetivamente, a matriz da massa, amortecimento e rigidez do sistema de 2GDL e $\mathbf{x}(t)_{(2 \times 1)}$ o respetivo vetor do deslocamento.

Tendo em conta as expressões da constante de amortecimento e da rigidez e substituindo-as nas matrizes apresentadas na Equação 3.43, é possível constituir um problema de valores e vetores próprios. Procedendo à solução deste problema com manipulações matemáticas, obtém-se as expressões que permitem calcular q e ξ_2

$$q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} - \sqrt{\mu} \frac{\xi_1}{(1+\mu)\sqrt{1+\mu-\xi_1^2}} \quad (3.44)$$

$$\xi_{2,opt} = \frac{\xi_1}{1+\mu} + \frac{\sqrt{\mu}\sqrt{1+\mu-\xi_1^2}}{1+\mu} \quad (3.45)$$

Nas situações em que o amortecimento da estrutura é desprezável, a Equação 3.44 pode ser escrita de forma idêntica à Equação 3.29 e a Equação 3.45 pode ser escrita como

$$\xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{\mu}{\mu+1}} \quad (3.46)$$

3.3.4. Ação sísmica

De seguida apresenta-se um método sugerido por Villaverde *et al.*, [50], [51] e [52], desenvolvido e avaliado com recurso a acelerogramas de sismos reais, *viz.*, o de *El Centro*, de 18 de maio de 1940, de *Taft*, de 21 de julho de 1952 e de *Pacoima Dam*, de 1971.

Considere-se uma estrutura com frequência natural ω_1 , na qual foi instalado um TMD que apresenta, também, uma frequência natural ω_2 . Quando um dos modos de vibração consequentes da instalação do TMD na estrutura é excitado, a estrutura possui amortecimento modal ξ_1 e massa modal m_1 e o TMD possui amortecimento modal ξ_2 e massa modal m_2 . Para que tal seja válido, particularmente no que se refere a este método, os modos de vibração terão de ser normalizados, de modo a possuírem fatores de participação unitários. Assim, os dois modos de vibração resultantes apresentam frequências naturais complexas com a forma

$$\lambda_j = -\frac{(\xi_1 - \xi_2)\omega}{2} + \omega_i \pm \left(\frac{\omega}{2}\right) \sqrt{(\xi_1 - \xi_2)^2 - \phi_k \mu} \quad (3.47)$$

em que λ_j é a j -ésima frequência natural complexa do sistema e ϕ_k é a amplitude da massa que irá suportar o TMD, quando a estrutura se encontra a oscilar no modo de vibração correspondente à frequência ω , devendo este modo estar normalizado.

Sabendo que a solução geral da equação diferencial que rege um sistema amortecido

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{C}\dot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = F(t) \quad (3.48)$$

é do tipo

$$\lambda_j = -\xi_j \omega_j \pm i\omega_{dj} \quad (3.49)$$

em que ξ_j representa o amortecimento do modo j do sistema, ω_j representa a frequência natural do modo j do sistema e ω_{dj} representa a frequência natural amortecida do modo j do sistema dada por

$$\omega_{dj} = \omega_j \sqrt{1 - \xi_j^2} \quad (3.50)$$

Comparando as Equações 3.47 e 3.49, é possível obter as fórmulas que permitem calcular ξ_j e ω_{dj} do sistema constituído pela estrutura e pelo TMD, para duas situações distintas. Assim, quando $|\xi_1 - \xi_2| \geq |\phi_k \sqrt{\mu}|$, tem-se

$$\xi_j \omega_j = \frac{(\xi_1 + \xi_2) \omega}{2} \pm \frac{\omega}{2} \sqrt{(\xi_1 + \xi_2)^2 - \phi_k^2 \mu} \quad (3.51)$$

$$\omega_{dj} = \omega \quad (3.52)$$

Quando $|\xi_1 - \xi_2| \leq |\phi_k \sqrt{\mu}|$, tem-se

$$\xi_j \omega_j = \frac{(\xi_1 + \xi_2) \omega}{2} \quad (3.53)$$

$$\omega_{dj} = \omega \pm \frac{\omega}{2} \sqrt{\phi_k^2 \mu - (\xi_1 - \xi_2)^2} \quad (3.54)$$

Caso os valores de μ , ξ_1 e ξ_2 sejam pequenos, as Equações 3.51 a 3.54 podem ser simplificadas. Deste modo, quando $|\xi_1 - \xi_2| \geq |\phi_k \sqrt{\mu}|$, tem-se

$$\xi_j = \frac{(\xi_1 + \xi_2)}{2} \pm \frac{\sqrt{(\xi_1 + \xi_2)^2 - \phi_k^2 \mu}}{2} \quad (3.55)$$

sendo a frequência natural amortecida do modo j do sistema igual à Equação 3.52.

Quando $|\xi_1 - \xi_2| \leq |\phi_k \sqrt{\mu}|$, tem-se

$$\xi_j = \frac{(\xi_1 + \xi_2)}{2} \quad (3.56)$$

sendo a frequência natural amortecida do modo j do sistema igual à Equação 3.52.

No controlo eficaz de vibrações, através da aplicação de um TMD, em estruturas de engenharia civil solicitadas por ações sísmicas e utilizando o método de Villaverde, destacam-se os estudos efetuados por Barros, *et al.*, 2009 [53], 2011 [48].

O amortecimento dos modos de vibração resultantes da aplicação de um TMD a uma estrutura possui uma propriedade importante, expressa pelas Equações 3.55 e 3.56, mas que não é muito evidente. Considere-se a instalação de um TMD com frequência natural ω e amortecimento ξ_2 , numa estrutura com frequência natural ω e amortecimento ξ_1 . Isto leva à formação de um sistema com dois modos de vibração. Tais modos de vibração possuem amortecimentos ξ_a^A e ξ_b^A , dados pelas Equações 3.55 e 3.56. Considere-se agora a instalação de um TMD com frequência natural ω e amortecimento ξ_1 (e não ξ_2), numa estrutura com frequência natural ω e amortecimento ξ_2 (e não ξ_1). Isto leva também à formação de um sistema com dois modos de vibração. Tais modos de vibração possuem amortecimentos ξ_a^B e ξ_b^B , dados pelas Equações 3.55 e 3.56. No entanto, ξ_j^B e ξ_j^A , *i.e.*, nas duas situações, os amortecimentos resultantes da instalação do TMD são iguais. Isto deve-se ao facto de, segundo as Equações 3.55 e 3.56, o amortecimento do sistema final ser independente do subsistema inicial (estrutura ou TMD, antes da sua junção) em que os amortecimentos ξ_1 e ξ_2 se encontrem instalados. Ou seja, depende apenas dos seus valores numéricos. Logo, é possível obter um sistema equivalente a uma estrutura com grande amortecimento, a partir da instalação de um TMD com amortecimento elevado numa estrutura com amortecimento reduzido. Como a amplitude da resposta de um sistema diminui com o aumento do valor do seu amortecimento, as oscilações de uma estrutura sujeita à ação sísmica podem ser atenuadas com a aplicação de um TMD com grande amortecimento e de preferência sintonizado para as frequências mais baixas da estrutura, nomeadamente a frequência fundamental.

Villaverde salienta também que quando o sistema satisfaz a inequação

$$|\xi_1 - \xi_2| \geq |\phi_k \sqrt{\mu}| \quad (3.57)$$

um dos amortecimentos dos modos de vibração resultantes da aplicação do TMD à estrutura é elevado, enquanto o outro é baixo. No entanto, no caso de se verificar que

$$|\xi_1 - \xi_2| \leq |\phi_k \sqrt{\mu}| \quad (3.58)$$

os amortecimentos dos modos de vibração obtidos são iguais à média dos amortecimentos da estrutura e do TMD, ξ_1 e ξ_2 , respetivamente, a vibrar com frequência ω .

Assim, com as considerações expostas, o dimensionamento eficaz de um TMD na redução da resposta sísmica deve ser efetuado de modo a satisfazer a Inequação 3.58. O valor de ξ_2 deverá ser escolhido de forma a ser o maior possível, tendo em atenção que terá de ser inferior ao amortecimento crítico. Caso contrário, não haverá oscilação do TMD e, portanto, não haverá dissipação de energia. Substituindo o valor de ξ_2 escolhido anteriormente na expressão, tem-se

$$|\xi_1 - \xi_2| = |\phi_k \sqrt{\mu}| \quad (3.59)$$

sendo possível obter o valor de μ . A frequência de sintonização do TMD deve ser igual à frequência natural do modo de vibração que interessa controlar, *i.e.*,

$$\omega_2 = \omega_1 = \omega \quad (3.60)$$

Inversamente, fixando o valor de μ , é possível obter o valor de ξ_2 .

Apresenta-se agora, um método de dimensionamento de TMDs sujeitos a ações aleatórias proposto por Fujino e Abé [49]. Como exemplos de ações aleatórias referem-se os sismos e o vento. No desenvolvimento do método, a ação aleatória foi considerada como um ruído branco, o que não corresponde exatamente à ação característica do vento e dos sismos, embora estes possam, em certas circunstâncias, ser modelados com base neste conceito. O desenvolvimento matemático exaustivo das expressões que permitem obter as fórmulas de cálculo dos valores ótimos dos parâmetros é extenso e complexo, excedendo o âmbito dum trabalho deste tipo. Desta forma, apenas se apresentam os resultados finais da dedução, podendo ser verificadas as deduções nas referências bibliográficas em [49].

Assim, tendo em consideração o que atrás foi referido, as expressões que permitem obter o valor de q e de ξ_2 segundo este método são dadas pelas Equações 3.61 e 3.62.

$$q_{opt} = \frac{\sqrt{1 + \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu} \quad (3.61)$$

$$\xi_{2,opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu \left(1 + \frac{3\mu}{4}\right)}{(1 + \mu) \left(1 + \frac{\mu}{2}\right)}} \quad (3.62)$$

3.4. Aplicação de TMDs múltiplos

3.4.1. Para vários modos de vibração

De acordo com Paredes [17], admita-se uma estrutura que apresenta duas frequências naturais suscetíveis de serem excitadas por ações que se exercem frequentemente. Tal estrutura possui dois modos de vibração com grande probabilidade de criar situações de ressonância. Assim, possui dois modos de vibração que irão precisar de controlo pela aplicação de um TMD.

No caso das frequências serem muito afastadas, as ações capazes de excitar o primeiro modo terão pouca influência sobre o segundo modo e vice-versa. Da mesma forma, um TMD sintonizado para a frequência mais baixa terá pouco ou nenhum efeito sobre a frequência mais alta, como seria de esperar e vice-versa.

O dimensionamento dos TMDs deve, portanto, ser acompanhado de estudos acerca da importância de cada modo para a resposta total. Os modos de vibração que se considerem importantes terão de ser analisados através de osciladores de um grau de liberdade.

Considere-se agora que as frequências naturais da estrutura são próximas. Neste caso, as ações capazes de excitar um modo de vibração, exercem uma influência considerável no outro modo. Assim, os modos vão obrigatoriamente necessitar de ser controlados. No entanto, é preciso saber se um TMD tem capacidade suficiente para controlar os dois modos ou se é indispensável o auxílio de outra unidade. Os vários estudos que têm sido efetuados sobre TMDs demonstram que estes aparelhos são bastante sensíveis à sua sintonização em frequência e pouco sensíveis a variações de amortecimento. Pequenas variações na frequência de sintonização de um TMD são responsáveis por grandes variações da sua eficácia.

Assim, de acordo com o exposto, no caso das frequências naturais da estrutura serem muito próximas, é também necessário projetar um amortecedor para cada modo de vibração. A utilização de apenas um TMD, sintonizado para um dos modos de vibração, não produzirá alterações significativas na resposta do outro modo.

Em resumo, o dimensionamento de TMDs deve ser efetuado considerando um TMD por modo de vibração. Cada modo de vibração é estudado como um oscilador de um grau de liberdade, tal como já foi referido, desprezando a influência no modo em estudo de outros TMDs sintonizados para outras frequências.

3.4.2. Para um modo de vibração

Ao longo do presente capítulo apresentou-se um conjunto de procedimentos, que permitem a determinação dos parâmetros ótimos de um TMD. Porém, ainda não se referiu nada acerca da viabilidade da implementação prática da solução teórica apresentada.

Em casos reais, as estruturas impõem restrições à conceção de TMDs, de entre as quais se salientam as de carácter arquitetónico e estético. Por outro lado, o fabrico e instalação, de amortecedores com massas e dimensões elevadas é mais difícil que o fabrico e instalação de várias unidades mais reduzidas, mas que obtenham um efeito equivalente.

De modo a contornar estes problemas, apresenta-se de seguida um método que, a partir de um único TMD, permite efetuar o dimensionamento de vários TMDs menores, mas mantendo a eficácia do primeiro.

Sabendo os níveis de resposta desejados para a estrutura em causa, determina-se o valor de μ necessário, como se tratasse apenas de um único TMD. De seguida, é imprescindível conhecer o número de TMDs menores a instalar e as respetivas posições. A posição deve ser escolhida de modo a que os TMDs se situem o mais próximo possível das secções com componentes modais mais elevadas.

O seu número deve ser escolhido de forma a satisfazer as restrições colocadas pela estrutura. Pode, por exemplo, optar-se pela instalação de dois TMDs. Se tal solução não for compatível com as restrições impostas, vai-se aumentando o número até chegar ao adequado. De seguida, calcula-se o valor da massa modal correspondente à posição de cada TMD, considerando o modo de vibração normalizado de forma a possuir a componente modal unitária na posição de cada TMD. Com a massa modal correspondente à posição de cada TMD, adota-se o valor de μ calculado anteriormente e determina-se a massa de cada um dos TMDs. Todavia, o conjunto de TMDs concebidos por este processo, vai dar origem a uma redução de resposta maior do que a necessária, *i.e.*, o TMD equivalente está sobredimensionado.

De modo a controlar este efeito, é conveniente introduzir um coeficiente β_j , chamado de fator de participação, que deve ser multiplicado pela massa de cada TMD, m_{Tj} . Estes fatores de participação devem respeitar a seguinte condição

$$\sum_{j=1}^n \beta_j = 1 \quad (3.63)$$

Destaca-se no estudo e investigação do dimensionamento e utilização de múltiplos TMDs em estruturas de edifícios sujeitas a diferentes ações externas os trabalhos de Iwanami & K. Seto, 1984 [54]; H. Yamaguchi & N. Harnpornchai, 1993 [55], M. Abe & Y. Fujino, 1994 [56], A. Kareem & S. Kline, 1995 [57], Samali, Kwok, *et. al.*, 2004 [58]. Verificando a eficácia destes sistemas no controlo das vibrações das estruturas de edifícios sujeitos a excitações exteriores.

3.5. Considerações teóricas no estudo de um TMD

O estudo e desenvolvimento teórico relativo à aplicação de TMDs foi abordado nos subcapítulos anteriores, com base numa estrutura de 1GDL à qual se adicionou uma segunda massa, originando um sistema de 2GDL. Nas estruturas reais geralmente modeladas com múltiplos GDL, é necessário criar um sistema equivalente de 1GDL, que traduza aproximadamente o comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

Assim, para cada modo de vibração, é necessário determinar os correspondentes valores da massa, rigidez e amortecimento modais. Sendo a determinação da configuração dos modos de vibração efetuada arbitrando uma das suas componentes, é possível obter uma infinidade de configurações para cada modo de vibração. Da mesma forma, a massa modal definida pelo produto $M_n = \underline{\phi}_n^T \underline{M} \underline{\phi}_n$, pode assumir uma

infinitude de valores. Com vista à determinação do sistema equivalente, convém, no entanto, adotar como critério de normalização o correspondente à fixação de um valor unitário da componente modal referente ao grau de liberdade associado à aplicação do TMD.

No caso da massa modal M_n ter sido previamente calculada com base num modo de vibração normalizado de outra forma, poder-se-á corrigir o seu valor, bastando para o efeito multiplicar aquele pelo coeficiente $1/\beta_n^2$, sendo β_n o valor inicial da componente do modo de vibração ϕ_n em correspondência com o grau de liberdade associado à aplicação do TMD.

De acordo com Moutinho [27] na Figura 3.17 é apresentado um exemplo em que se mostra a resposta obtida no ponto central de uma viga simplesmente apoiada, solicitada por uma excitação sinusoidal aplicada nesse mesmo ponto, em ressonância com a frequência fundamental, e a resposta do sistema equivalente de 1GDL sujeito à mesma excitação. Observe-se a semelhança dos resultados obtidos.

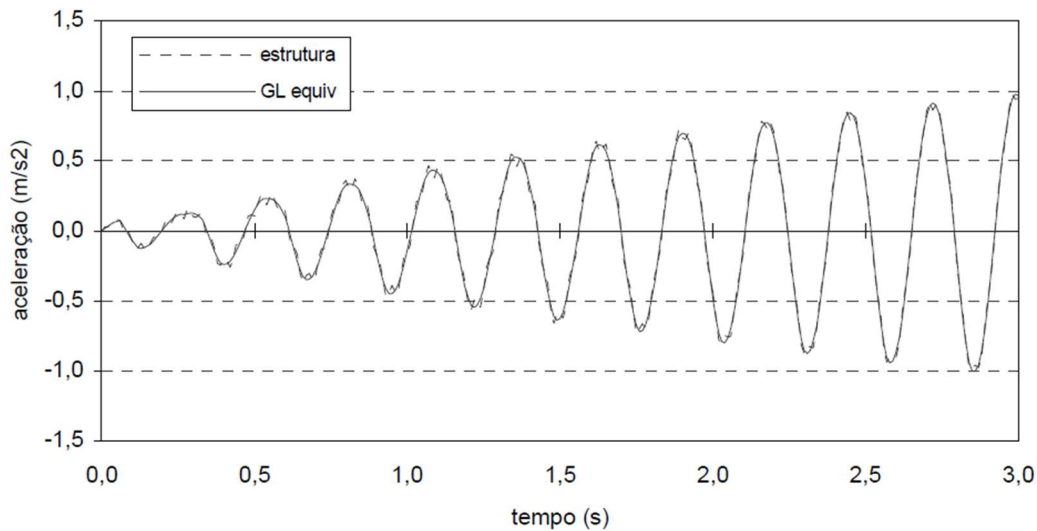


Figura 3.17 – Resposta de uma estrutura sujeita a uma ação sinusoidal e a resposta do respetivo sistema equivalente de um grau de liberdade sujeito à mesma ação.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

3.6. Considerações práticas na implementação de um TMD

De acordo com Christopoulos, C., e Filiatrault, A., 2006 [44], o procedimento de conceção de um TMD para a estrutura de um edifício a vibrar essencialmente no seu modo e na sua frequência fundamental pode ser realizado avaliando o rácio de massas, sintonizando as propriedades do TMD e por fim executando uma análise estrutural dinâmica para assegurar a sua eficácia.

A implementação dos TMDs deve ser acompanhada de análises e avaliações das características e parâmetros tanto da estrutura como do TMD. Deve sempre anteceder ao estudo da conceção do TMD, a determinação das características da estrutura que influenciam o seu comportamento do ponto de vista dinâmico, *viz.*, as frequências naturais, o amortecimento e a rigidez.

No caso da rigidez, esta em geral, pode ser determinada com grande precisão a partir dos dados do projeto. Todavia, na determinação da frequência e do amortecimento, é necessário o recurso a ensaios experimentais sobre a estrutura real, *e.g.*, a libertação súbita de uma massa da estrutura, provocando vibração livre nesta e permitindo a excitação de vários modos de vibração, podendo assim, com o recurso a aparelhos apropriados, a determinação de várias frequências e respetivos modos de vibração. Porém, para grandes estruturas este método pode perder a sua eficácia, uma vez que a energia mobilizada pela libertação súbita da massa pode ser insuficiente para excitar a respetiva estrutura.

É imprescindível a avaliação e sintonização do TMD, na fase de conceção, relativamente à frequência e ao amortecimento. Os ensaios de vibração livre permitem estimar a frequência a partir da resposta do TMD e o amortecimento a partir do decaimento da curva envolvente da resposta.

No caso do TMD apresentar dimensões mais reduzidas, é possível iniciar o processo por vibração livre através de excitação manual. Caso contrário, outros métodos terão de ser aplicados, *e.g.*, um ensaio de vibração forçada, deve-se recorrer a excitadores mecânicos, uma vez que a excitação manual, provoca várias frequências.

Uma questão a ser considerada durante a conceção é o facto de, na prática, o mecanismo que proporciona amortecimento ao TMD, contribuir também para a sua rigidez, não podendo a sintonização da frequência do TMD ser independente da sintonização do amortecimento.

Após a aplicação do TMD na estrutura, procede-se a uma avaliação da sua eficácia. É possível recorrer aos métodos já referidos nos parágrafos anteriores. A sintonização deve ser efetuada com os procedimentos descritos no presente capítulo, procurando determinar os pontos fixos ótimos.

É possível avaliar a eficácia do TMD medindo a resposta da estrutura com o movimento da massa do TMD restringido e comparando-a com a resposta da estrutura com o movimento da massa do TMD livre. O quociente entre os dois valores pode ser entendido como uma medida da sua eficácia. No entanto, para que esta medida tenha significado, é necessário que a força que causa a excitação da estrutura seja idêntica nos dois casos [17].

É sugerido por alguns especialistas, o aproveitamento do próprio funcionamento da estrutura e dos equipamentos nela instalados, *e.g.*, no caso de edifícios, a utilização do equipamento existente na cobertura, pode ser utilizado eficazmente como um TMD com valores reduzidos de μ , quando instalados com condições de amortecimento e rigidez apropriados.

No caso do valor de μ ser elevado, para que o equipamento da estrutura equivalha à massa necessária para funcionar como TMD, ou pelo contrário o TMD possua uma massa elevada, causando dificuldades na sua instalação, existe a possibilidade de a própria cobertura funcionar como TMD.

Esta última solução requer que o último piso seja dimensionado de acordo com a situação, devendo possuir a resistência e a ductilidade suficiente para resistir a esforços e deslocamentos aos quais será submetido. Porém, esta solução irá originar danos no piso da cobertura devendo, portanto, ser usada mais para situações extremas, como o caso de sismos e não para ações de serviço.

3.7. Modelação numérica de amortecedores de massa sintonizada

Este subcapítulo objetiva a modelação numérica de amortecedores de massa sintonizada, TMDs, com base na formulação designada por Espaço de Estados. Esta formulação permite reescrever as equações do movimento, num sistema com mais equações diferenciais, mas de grau inferior, simplificando a complexidade do problema em questão.

3.7.1. Sistema de dois graus de liberdade

3.7.1.1. Resposta a uma excitação harmónica

Considerando um sistema de dois graus de liberdade, que consiste em duas massas ligadas por uma série de molas e amortecedores, como ilustrado na Figura 3.18. O sistema representa uma estrutura de um edifício de dois andares (Figura 3.18a, b), sujeito a forças de excitação harmónicas $F_1(t)$ e $F_2(t)$.

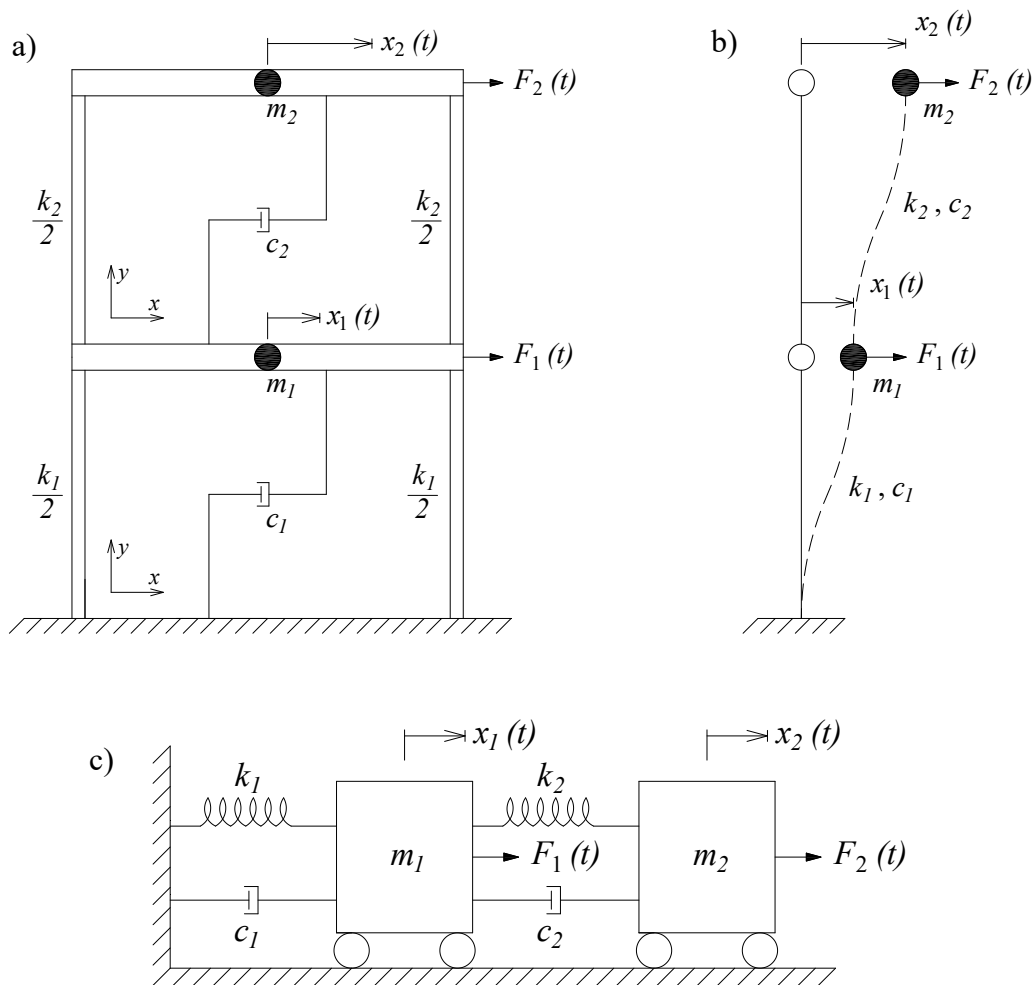


Figura 3.18 – Sistema de dois graus de liberdade solicitado por uma força de excitação exterior: **a)** Estrutura porticada; **b)** Sistema agrupado; **c)** Representação mecânica.

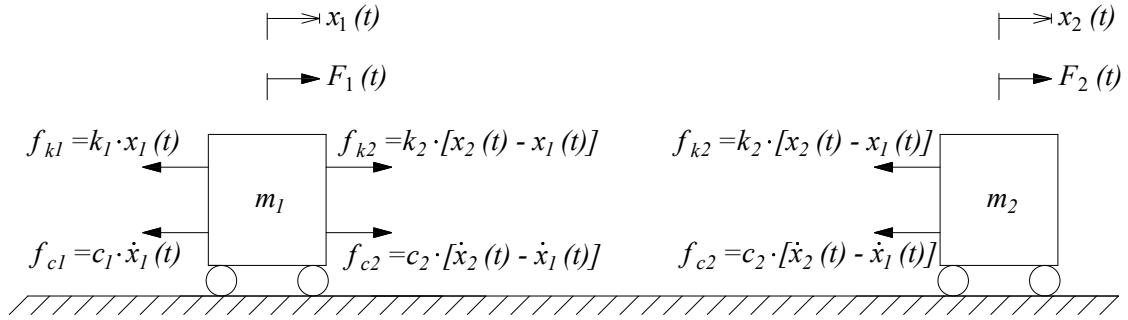


Figura 3.19 – Diagrama de corpo livre de cada massa (força de excitação harmónica).
 Fonte: Braz-César, 2015 [10].

O diagrama de forças com as forças atuantes em cada massa do modelo de dois graus de liberdade está representado na Figura 3.19. Do diagrama de corpo livre apresentado na referida figura, é possível definir a equação do equilíbrio dinâmico, dada por

$$\rightarrow \sum f(t) = m\ddot{x}(t); \quad \begin{cases} -f_{c1}(t) + f_{c2}(t) - f_{k1}(t) + f_{k2}(t) + F_1(t) = m_1\ddot{x}_1(t) \\ -f_{c2}(t) - f_{k2}(t) + F_2(t) = m_2\ddot{x}_2(t) \end{cases} \quad (3.64)$$

que, substituindo, pode ser escrito como

$$\begin{cases} -c_1\dot{x}_1(t) - c_2[\dot{x}_1(t) - \dot{x}_2(t)] - k_1x_1(t) - k_2[x_1(t) - x_2(t)] + F_1(t) = m_1\ddot{x}_1(t) \\ -c_2[\dot{x}_1(t) - \dot{x}_2(t)] - k_2[x_1(t) - x_2(t)] + F_2(t) = m_2\ddot{x}_2(t) \end{cases} \quad (3.65)$$

Reorganizando os termos na equação 3.65 e apresentando esta equação na forma de uma matriz compacta, tem-se

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} \quad (3.66)$$

o que pode ser simplificado definido

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (3.67)$$

e

$$x(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{F}_e(t) = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} \quad (3.68)$$

Assim, no seguimento da Equação 3.66 pode ser escrito como

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{C}\dot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = \mathbf{F}_e(t) \quad (3.69)$$

onde $\mathbf{M}_{(2 \times 2)}$, $\mathbf{C}_{(2 \times 2)}$ e $\mathbf{K}_{(2 \times 2)}$ são, respetivamente, a matriz da massa, do amortecimento e da rigidez do sistema de dois graus de liberdade.

Introduzindo uma representação do espaço de estado, com o vetor de estado $z(t)$, dado por

$$z(t) = \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} = \{x_1(t) \quad x_2(t) \quad \dot{x}_1(t) \quad \dot{x}_2(t)\}^T \quad (3.70)$$

assim, a equação do equilíbrio dinâmico do movimento (Equação 3.69) pode ser reescrita como

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{F_1(t)}{m_1} \\ \frac{F_2(t)}{m_2} \end{Bmatrix} \quad (3.71)$$

e finalmente a representação do espaço estado da Equação 3.69 fica

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} z(t) + \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{F}_e(t) \end{Bmatrix} \quad (3.72)$$

o que pode ser simplificado escrevendo

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F}(t) = \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{F}_e(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1} \end{bmatrix} \mathbf{F}_e(t) \quad (3.73)$$

onde $\mathbf{A}_{(4 \times 4)}$ é uma matriz quadrada que contém os parâmetros do sistema e $\mathbf{F}_e(t)$ é o vetor da força exterior.

A posição das excitações exteriores pode ser definida através da matriz de localização, *i.e.*,

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{F_1(t)}{m_1} \\ \frac{F_2(t)}{m_2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ \frac{1}{m_1} & 0 \\ 0 & \frac{1}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\Lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} = \mathbf{B}u(t) \quad (3.74)$$

onde Λ é uma matriz que especifica a localização das excitações exteriores. Definindo um vetor força com m entradas, a localização destas entradas é descrita por uma matriz $\Lambda_{n \times m}$ (para o sistema de dois graus de liberdade $n = 2$). Assim, Λ é uma matriz de 2×2 quando duas forças exteriores são aplicadas e Λ é 2×1 apenas para uma força exterior, *i.e.*,

$$\Lambda = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (\text{duas forças exteriores, } F_1 \text{ e } F_2) \quad (3.75)$$

$$\Lambda = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (\text{uma força exterior, } F_1) \quad (3.76)$$

$$\Lambda = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}, \quad (\text{uma força exterior, } F_2) \quad (3.77)$$

Assim, a Equação 3.72 pode ser escrita como

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\Lambda \end{Bmatrix} F_e(t) \quad (3.78)$$

e finalmente, a equação de espaço estado fica

$$\dot{z}(t) = Az(t) + F(t) = Az(t) + Bu(t) \quad (3.79)$$

Nesta equação B é a entrada ou a matriz de localização, que descreve a posição das entradas exteriores e $u(t)$ é o vetor de entrada.

Em geral, a solução da equação do espaço de estado pode ser escrita como

$$z(t) = e^{A(t-t_0)}z(t_0) + e^{At} \int_{t_0}^t e^{-A\tau} F(\tau) d\tau \quad (3.80)$$

em que t_0 representa o tempo inicial onde o deslocamento e a velocidade são dados e $e^{-A\tau}$ corresponde à referida matriz de transição de estado.

A saída do sistema é definida por ser qualquer variável de interesse do sistema (e.g., deslocamentos, velocidades ou acelerações), que pode ser escrita computacionalmente usando a equação de saída definida como

$$y(t) = Cz(t) + Du(t) \quad (3.81)$$

onde C é a matriz de saída (ou de observação) que suporta as variáveis de estado e D é a matriz de avanço (“*feedforward*”) que suporta as entradas do sistema. Em várias aplicações da engenharia a matriz de avanço é uma matriz nula (i.e., não há avanço das entradas do sistema) e a equação de saída reduz-se a uma combinação ponderada das variáveis de estado dadas por

$$y(t) = Cz(t) \quad (3.82)$$

Se apenas as dimensões de deslocamentos e velocidades das massas m_1 e m_2 são necessárias para uma determinada aplicação, então o vetor de saída fica

$$y(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} \quad (3.83)$$

e quando são também monitorizadas acelerações, o vetor de saída é dado por

$$y(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{F_1(t)}{m_1} \\ \frac{F_2(t)}{m_2} \end{Bmatrix} \quad (3.84)$$

Em aplicações estruturais, deslocamentos e acelerações são usualmente as únicas dimensões quantificadas por sensores (*e.g.*, acelerómetros e LVDT's). Neste caso, o vetor de saída fica

$$y(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{F_1(t)}{m_1} \\ \frac{F_2(t)}{m_2} \end{Bmatrix} \quad (3.85)$$

O vetor de saída do espaço estado pode ser alterado de forma a representar as respostas necessárias e pretendidas (*e.g.*, quaisquer medições de sensores).

3.7.1.2. Resposta sob excitações sísmicas

Considerando o mesmo sistema massa-mola-amortecedor apresentado na Figura 3.18c, mas agora com uma excitação sísmica do solo. O diagrama de forças que mostra as forças atuantes em cada massa do sistema de dois graus de liberdade sujeito à referida excitação está representado na Figura 3.20.

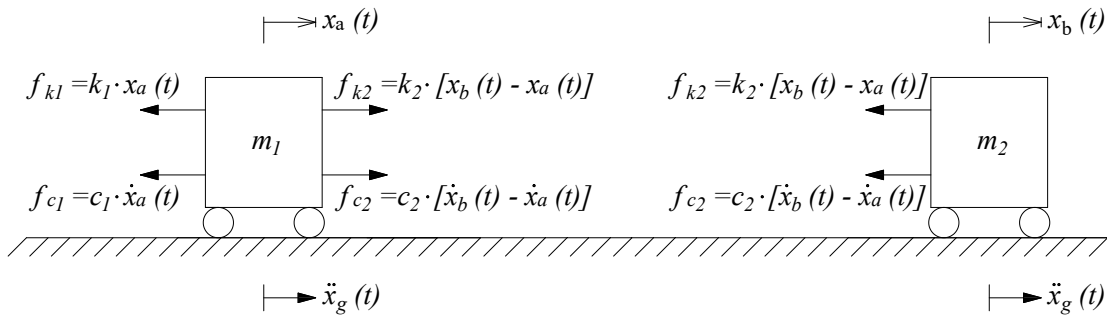


Figura 3.20 – Diagrama de corpo livre de cada massa (excitação sísmica).

Fonte: Braz-César, 2015 [10].

A equação de equilíbrio dinâmico, com base no diagrama de corpo livre apresentado na Figura 3.20, é dada por

$$\begin{cases} -c_1[\dot{x}_a(t) - \dot{x}_g(t)] - c_2[\dot{x}_a(t) - \dot{x}_b(t)] - k_1[x_a(t) - x_g(t)] - k_2[x_a(t) - x_b(t)] = m_1\ddot{x}_a \\ -c_2[\dot{x}_b(t) - \dot{x}_a(t)] - k_2[x_b(t) - x_a(t)] = m_2\ddot{x}_b \end{cases} \quad (3.86)$$

O movimento é definido por deslocamentos absolutos $x_a(t)$ e $x_b(t)$. Assim, o deslocamento relativo entre as duas massas e o solo é descrito por

$$x_1(t) = x_a(t) - x_g(t), \quad x_2(t) = x_b(t) - x_g(t) \quad (3.87)$$

onde $x_g(t)$ é o deslocamento absoluto do solo. Da forma análoga, é possível definir

$$\dot{x}_1(t) = \dot{x}_a(t) - \dot{x}_g(t), \quad \ddot{x}_1(t) = \ddot{x}_a(t) - \ddot{x}_g(t) \quad (3.88)$$

$$\dot{x}_2(t) = \dot{x}_b(t) - \dot{x}_g(t), \quad \ddot{x}_2(t) = \ddot{x}_b(t) - \ddot{x}_g(t) \quad (3.89)$$

e finalmente as equações do movimento ficam

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + c_1 \dot{x}_1(t) + c_2 \dot{x}_2(t) + k_1 x_1(t) - k_2 x_2(t) = -m_1 \ddot{x}_g(t) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + c_2 \dot{x}_2(t) + k_2 x_2(t) = -m_2 \ddot{x}_g(t) \end{cases} \quad (3.90)$$

o que pode ser reescrito na forma matricial como

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3.91)$$

onde $\ddot{x}_g(t)$ representa a aceleração do solo. Usando a representação simplificada da matriz de massa, de amortecimento e de rigidez expressas na Equação 3.67, e também

$$x(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix}, \quad \lambda = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3.92)$$

Assim, decorre da Equação 3.91 que

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = -M\lambda\ddot{x}_g \quad (3.93)$$

onde $M_{(2 \times 2)}$, $C_{(2 \times 2)}$ e $K_{(2 \times 2)}$ são, respetivamente, a matriz da massa, do amortecimento e da rigidez do Sistema de dois graus de liberdade.

Introduzindo uma representação do espaço de estado do sistema estrutural usando o vetor de estado $z(t)$, definido na Equação 3.70, a equação do movimento (Equação 3.93), pode ser reescrita como

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\frac{k_1 + k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1 + c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3.94)$$

e finalmente a representação do espaço estado da Equação 3.94 fica

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ -\lambda \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3.95)$$

o que pode ser simplificado escrevendo

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad F_g(t) = \begin{Bmatrix} 0 \\ -\lambda \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) = E\ddot{x}_g(t) \quad (3.96)$$

onde $A_{(4 \times 4)}$ é a mesma matriz quadrada definida na Equação 3.73, contendo as características do sistema e a $F_g(t)$ é o vetor da força do sismo.

Finalmente, a equação do espaço de estado pode se escrita como

$$\dot{z}(t) = Az(t) + F_g(t) = Az(t) + E\ddot{x}_g(t) \quad (3.97)$$

onde $E_{(4 \times 1)}$ representa a entrada ou vetor/matriz localizador.

A resposta do sistema pode ser determinada usando o vetor de saída espaço estado definido na Equação 3.85. Se as dimensões deslocamentos, velocidades e acelerações de m_1 e m_2 são necessárias para uma determinada aplicação, o vetor de saída fica

$$y(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3.98)$$

Da mesma forma, se apenas deslocamentos e acelerações são necessários, o vetor de saída correspondente é dado por

$$y(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ \frac{k_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3.99)$$

3.7.2. Modelo numérico *Matlab/Simulink*

Neste subcapítulo apresenta-se um modelo numérico, que consiste no estudo do comportamento de uma determinada estrutura, na qual foi instalado um TMD. Este sistema é, portanto, um sistema de 2GDL, cuja formulação utilizada foi a estudada nos subcapítulos anteriores, a formulação Espaço de Estado.

O modelo numérico foi construído recorrendo ao *software Simulink*, com base no *m-file* do *software Matlab*, onde se encontram as formulas e valores dos parâmetros necessários à sua utilização. O modelo de *Simulink* encontra-se anexado à presente dissertação.

Recorrendo ao referido modelo, realiza-se um estudo da implementação do TMD numa determinada estrutura, com o objetivo de reduzir a sua resposta dinâmica. Assim, apresenta-se nos subcapítulos subsequentes uma comparação da resposta da estrutura para vários rácios da massa entre o TMD e a referida estrutura, bem como uma comparação entre a resposta da estrutura variando o seu coeficiente de amortecimento.

Este estudo será executado para três sinais de acelerações diferentes. O primeiro corresponde a uma função seno, constituída por cinco ramos, em que cada ramo possui uma amplitude diferente, crescendo ao longo do tempo, sendo o último ramo constante e de valor nulo (Sinal Genérico 1). O segundo sinal é uma função seno gerada aleatoriamente, de amplitude variável e crescente (Sinal Genérico 2). O último sinal é

referente a um sismo real, o sismo El Centro, ocorrido no sudeste da Califórnia a 18 de maio de 1940.

O sistema em estudo, representado na Figura 3.21, é solicitado por uma aceleração na base $\ddot{x}_g(t)$, dentro das três referidas no parágrafo anterior, e constituído pela massa principal ou da estrutura, m_1 , ligada ao exterior por uma mola com rigidez k_1 e um amortecedor de constante c_1 , e pela massa do TMD, m_2 , ligada à massa principal por uma mola com rigidez k_2 e um amortecedor de constante c_2 .

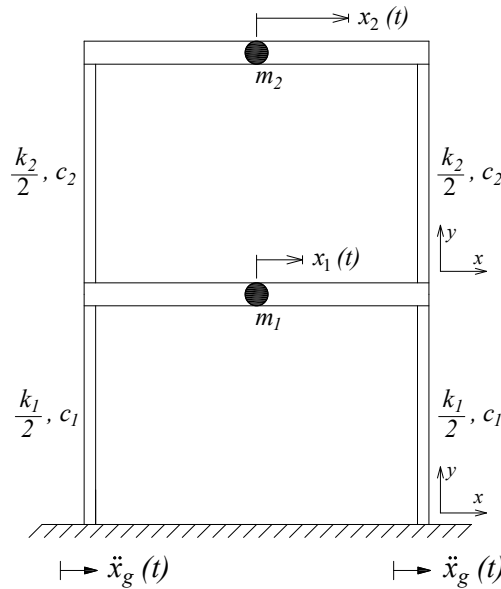


Figura 3.21 – Sistema de 2GDL em estudo, constituído pela massa da estrutura, m_1 , e pela massa do TMD, m_2 , solicitado por uma aceleração na base, $\ddot{x}_g(t)$.

3.7.2.1. Para um sinal sinusoidal crescente com determinadas amplitudes iguais (Sinal Genérico 1)

Nesta secção efetuou-se um estudo da resposta do sistema em termos de deslocamentos, fazendo uso do modelo de *Simulink* anexado à presente dissertação (Figura AII.6 e AII.7) e com base no sistema descrito na Figura 3.21, e na aceleração na base a que está submetido, designada por Sinal Genérico 1, representada na Figura 3.22 e equacionada na Equação 3.100, atribuindo diferentes valores ao rácio entre a massa do TMD e a massa da estrutura, μ , e comparando com a resposta não controlada do sistema (Figura AII.8).

$$\text{Sinal Genérico 1} \rightarrow \begin{cases} \sin(2\pi t), & \text{para } 0s \leq t < 4s \\ \frac{3}{2}\sin(2\pi t), & \text{para } 4s \leq t < 8s \\ 2\sin(2\pi t), & \text{para } 8s \leq t < 12s \\ 3\sin(2\pi t), & \text{para } 12s \leq t < 16s \\ 0, & \text{para } t \geq 16s \end{cases} \quad (3.100)$$

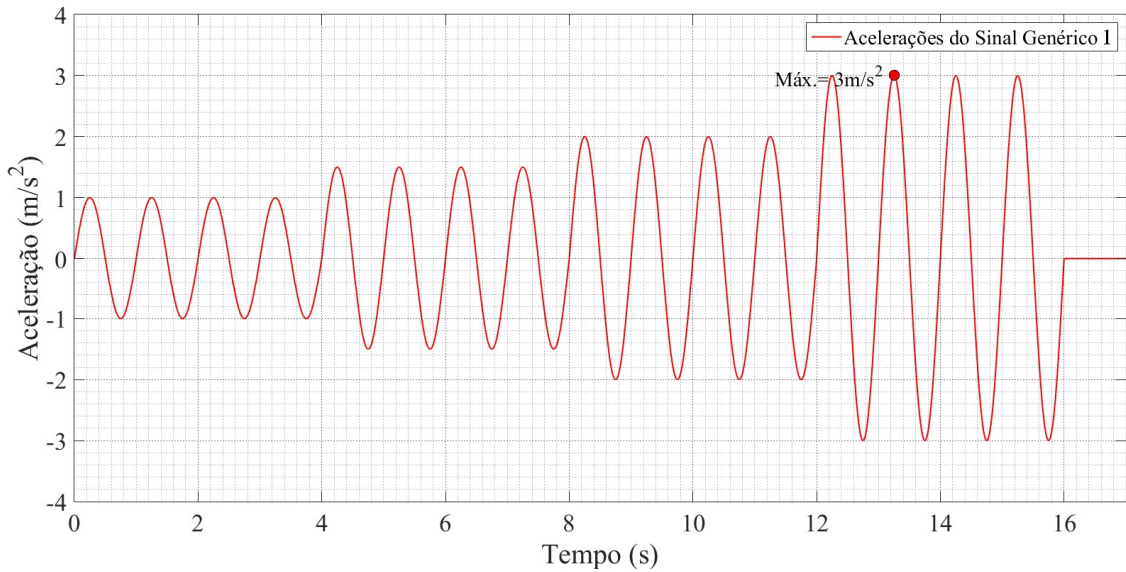


Figura 3.22 – Sinal constituído por uma função seno de quatro ramos com amplitudes diferentes e crescentes, em termos de acelerações (Sinal Genérico 1).

Assim, a Figura 3.23 mostra um gráfico que compara a resposta não controlada da estrutura com a sua resposta controlada para diferentes valores do rácio das massas considerando para o efeito $\mu = 0,05$, $\mu = 0,10$, $\mu = 0,15$, $\mu = 0,20$, $\mu = 0,50$ e $\mu = 1,00$. Admitindo determinados parâmetros, como o período da estrutura, $T = 1s$, a massa da estrutura, $m_1 = 5000 kg$ e o seu coeficiente de amortecimento, $\xi = 0,05$. Na Figura AII.9 nos Anexos, apresenta-se uma ampliação dos máximos absolutos das respostas dos diferentes rácios de massa da Figura 3.23.

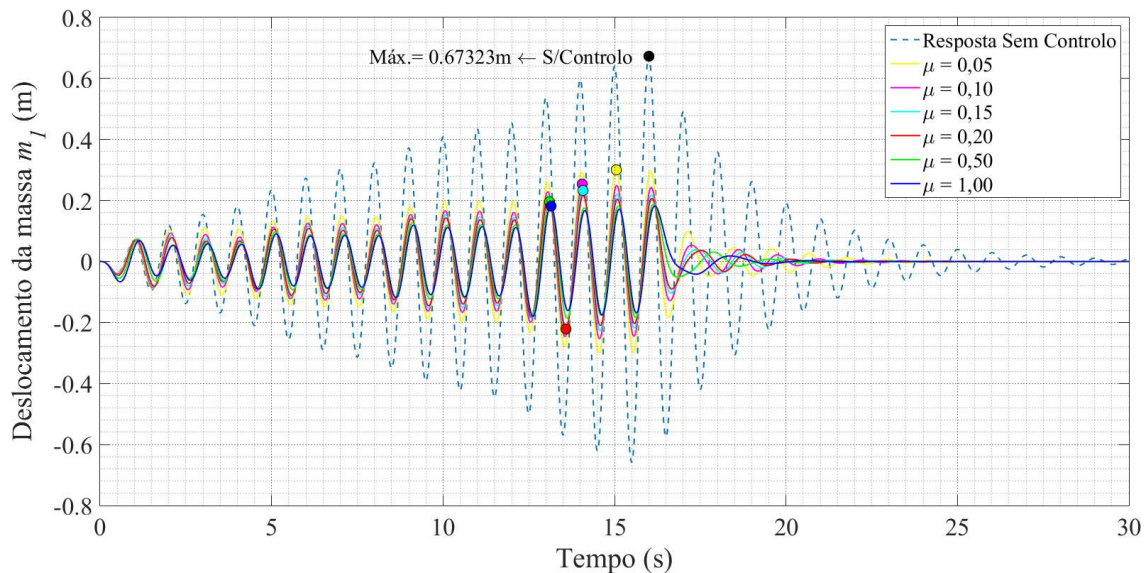


Figura 3.23 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 1.

Por sua vez, no gráfico da Figura 3.24 apresenta-se uma variação da resposta controlada da estrutura para diferentes valores do coeficiente de amortecimento, considerando $\xi = 0,05$, $\xi = 0,10$ e $\xi = 0,15$, solicitada pela mesma aceleração do Sinal

Genérico 1. Admite-se os mesmos valores da situação anterior, relativos ao período e à massa da estrutura, mas agora admitindo o rácio de massas $\mu = 0,15$. Apresenta-se também, nos Anexos na Figura AII.10 uma ampliação dos máximos absolutos das respostas dos vários coeficientes de amortecimento da Figura 3.24.

Consta nos Anexos nas Figuras AII.11 e AII.12, respetivamente, o sistema e subsistema do modelo de *Simulink* utilizado na determinação das respostas dos diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura, utilizando o Sinal Genérico 1.

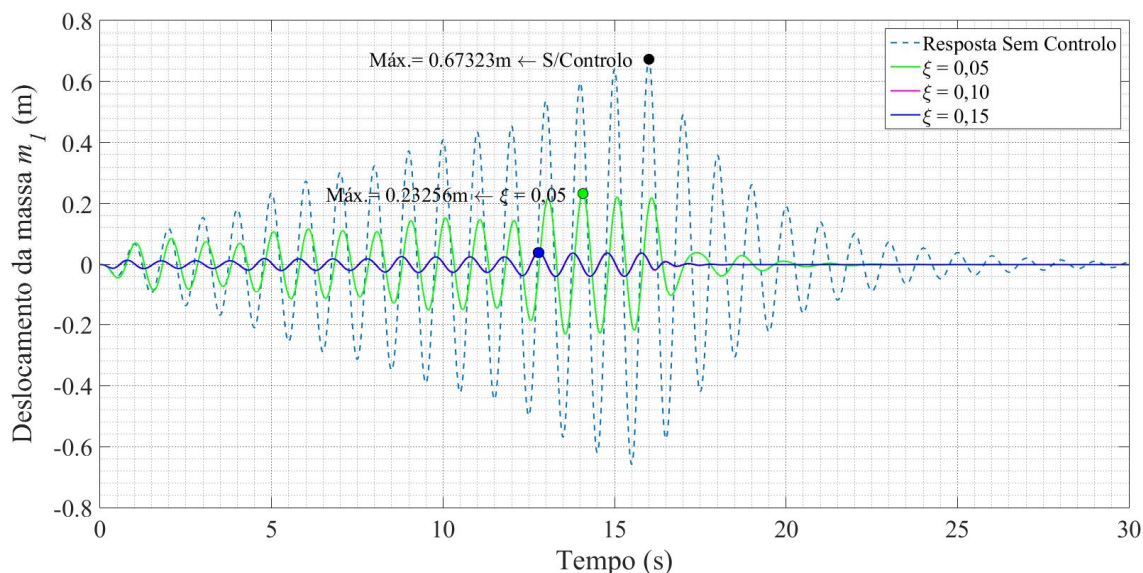


Figura 3.24 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 1.

3.7.2.2. Para um sinal sinusoidal de amplitude crescente (Sinal Genérico 2)

Realizou-se outro estudo da resposta do referido sistema da Figura 3.21 em termos de deslocamentos, usando o mesmo modelo de *Simulink* da secção anterior, mas agora solicitado por uma aceleração na base diferente, designada por Sinal Genérico 2, representada na Figura 3.25 e equacionada na Equação 3.101, atribuindo diferentes valores ao rácio entre a massa do TMD e a massa da estrutura, μ , e comparando com a resposta não controlada do sistema (Figura AII.13).

$$\text{Sinal Genérico 2} \rightarrow e^{0,03\pi t} \frac{1}{5} \sin(2\pi t) \quad (3.101)$$

A Figura 3.26 apresenta graficamente a comparação entre a resposta não controlada da estrutura e a sua resposta controlada para diferentes valores do rácio das massas, considerando para o efeito $\mu = 0,05$, $\mu = 0,10$, $\mu = 0,15$, $\mu = 0,20$, $\mu = 0,50$ e $\mu = 1,00$. Admitindo determinados parâmetros, como o período da estrutura, $T = 1s$, a massa da estrutura, $m_1 = 5000 \text{ kg}$ e o seu coeficiente de amortecimento, $\xi = 0,05$.

Na Figura AII.14 nos Anexos, apresenta-se uma ampliação dos máximos absolutos das respostas dos diferentes rácios de massa da Figura 3.26.

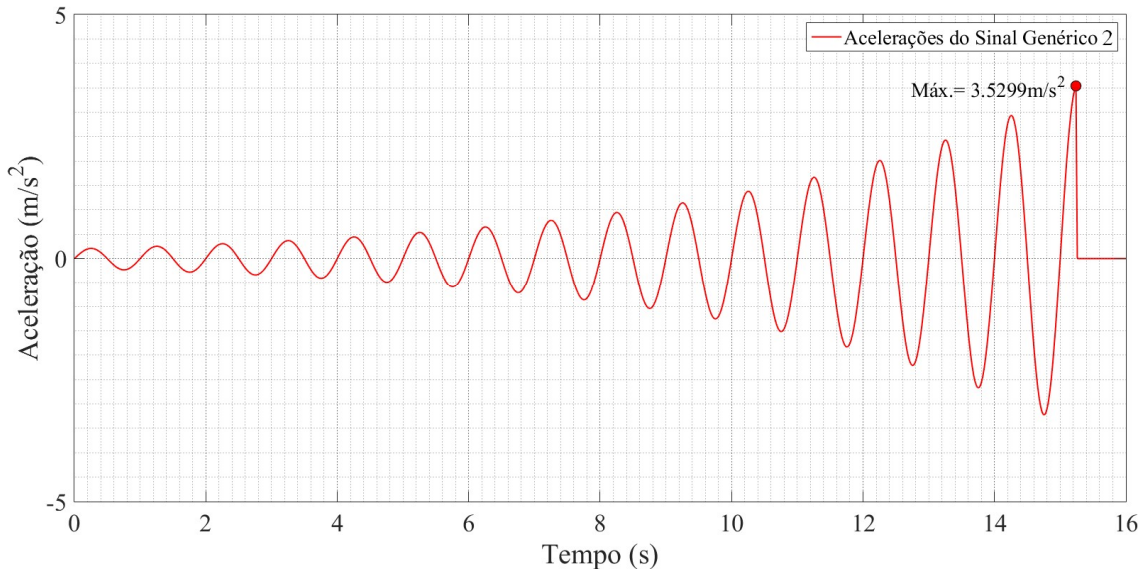


Figura 3.25 – Sinal sinusoidal em termos de acelerações, com amplitude crescente (Sinal Genérico 2).

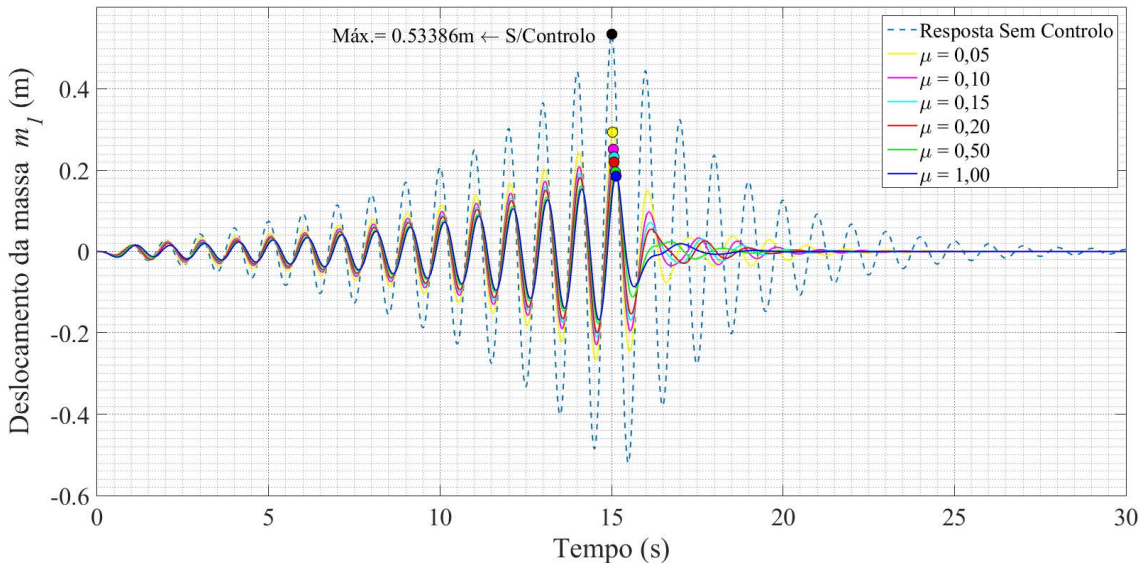


Figura 3.26 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 2.

Da mesma forma, no gráfico da Figura 3.27 mostra-se uma variação da resposta controlada da estrutura para diferentes valores do coeficiente de amortecimento, considerando $\xi = 0,05$, $\xi = 0,10$ e $\xi = 0,15$, solicitada pela mesma aceleração do Sinal Genérico 2. Admite-se os mesmos valores da situação anterior, relativos ao período e à massa da estrutura, considerando agora o valor do rácio de massas $\mu = 0,15$ no controlo da resposta.

Apresenta-se também, nos Anexos na Figura AII.15 uma ampliação dos máximos absolutos das respostas dos diferentes coeficientes de amortecimento da Figura 3.27.

O sistema e subsistema do modelo de *Simulink* utilizado na determinação das respostas dos diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura relativo ao Sinal Genérico 2 é o mesmo que o representado nas Figuras AII.11 e AII.12 dos Anexos.

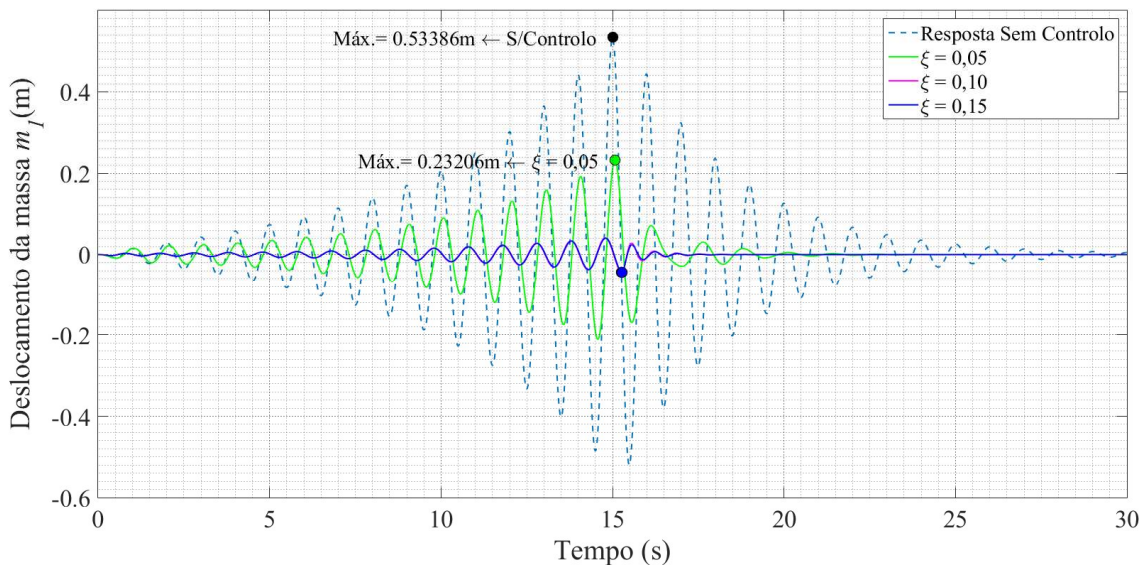


Figura 3.27 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração do Sinal Genérico 2.

3.7.2.3. Para um sinal sísmico

Na presente secção considerou-se que a estrutura do sistema representado na Figura 3.21 foi solicitada pelo sismo El Centro, cujas acelerações se encontram representadas no gráfico da Figura 3.28. No gráfico da Figura AII.16 nos Anexos, encontra-se representada a resposta não controlada da estrutura em termos de deslocamentos, face ao referido sinal sísmico.

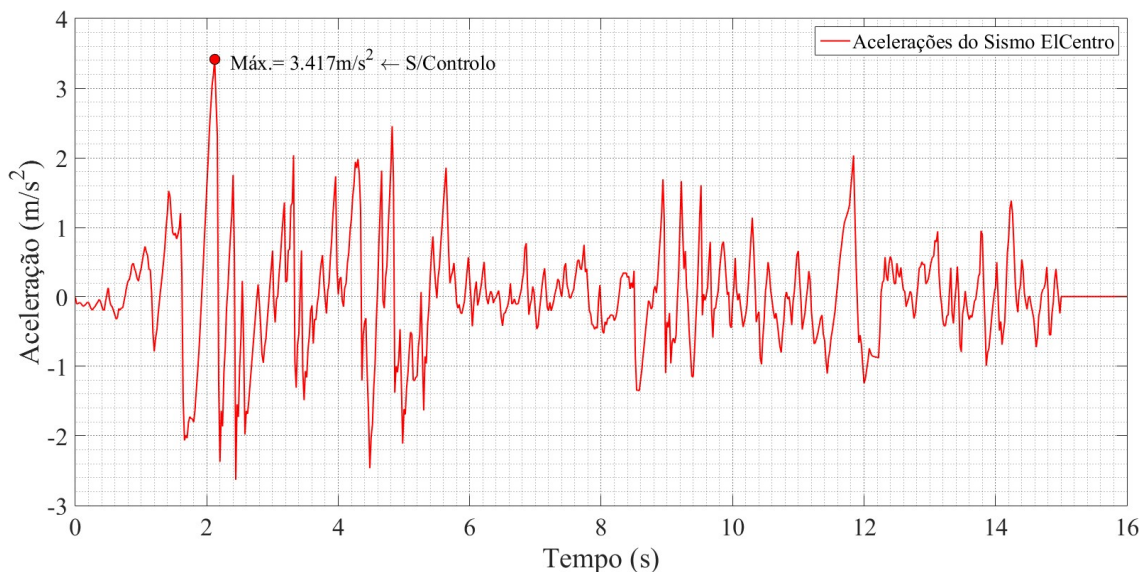


Figura 3.28 – Sinal do sismo El Centro em termos de acelerações.

De forma idêntica às situações anteriores, a Figura 3.29 apresenta graficamente a comparação entre a resposta não controlada da estrutura e a sua resposta controlada para diferentes valores do rácio das massas, considerando para o efeito $\mu = 0,05$, $\mu = 0,10$, $\mu = 0,15$, $\mu = 0,20$, $\mu = 0,50$ e $\mu = 1,00$. Admitindo determinados parâmetros, como o período da estrutura, $T = 1s$, a massa da estrutura, $m_1 = 5000 \text{ kg}$ e o seu coeficiente de amortecimento, $\xi = 0,05$.

A Figura AII.17 nos Anexos mostra uma ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas relativamente ao sinal sísmico El Centro.

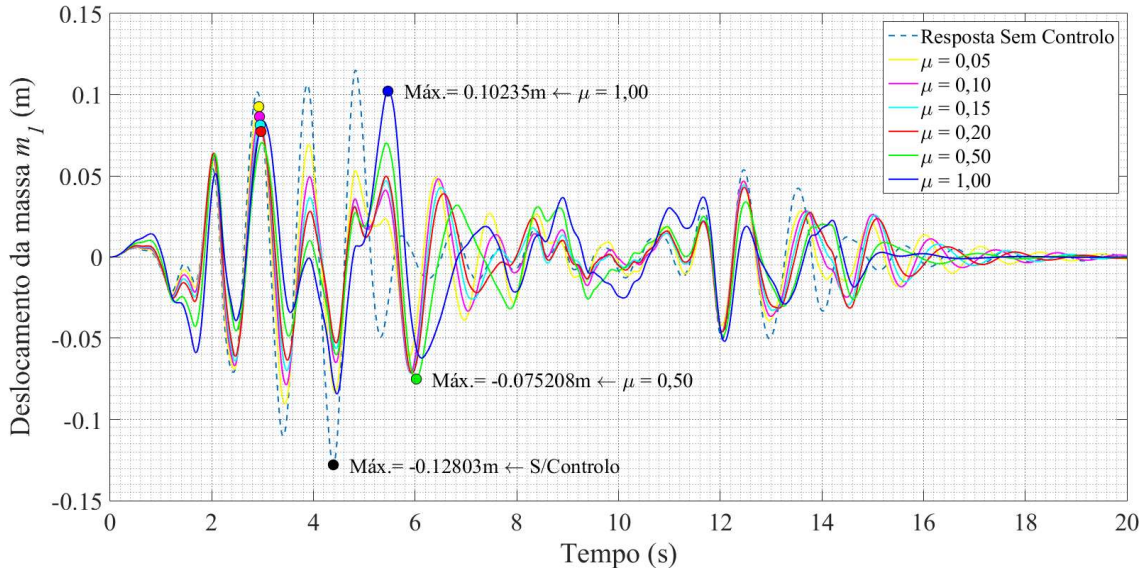


Figura 3.29 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do rácio das massas, μ , submetido à aceleração sísmica.

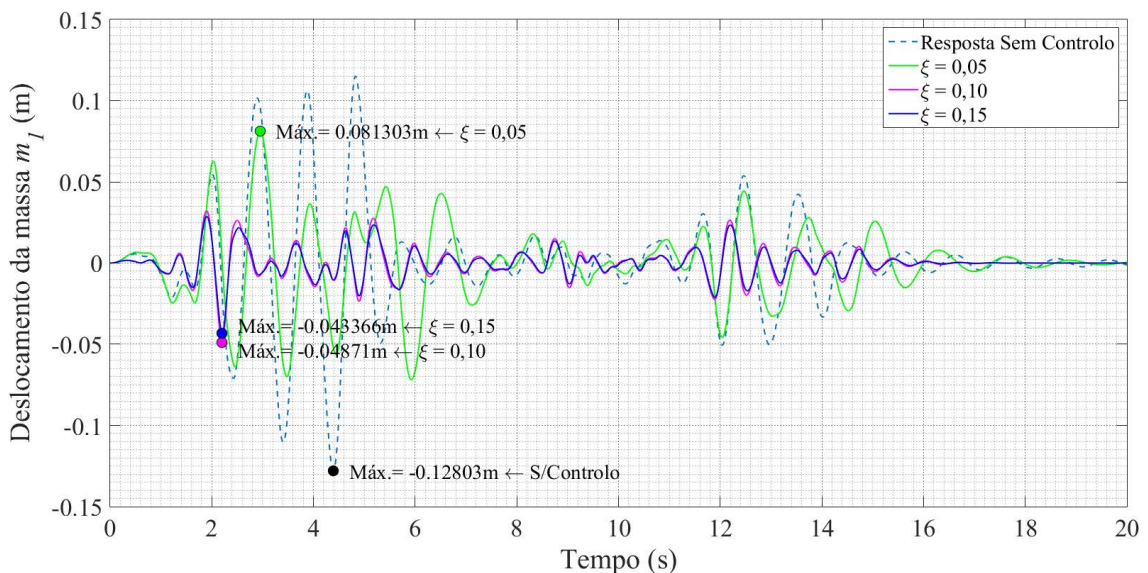


Figura 3.30 – Respostas em termos de deslocamentos, do sistema de 2GDL constituído pela estrutura e pelo TMD para vários valores do coeficiente de amortecimento da estrutura, ξ , submetido à aceleração sísmica.

Apresenta-se também no gráfico da Figura 3.30 uma variação da resposta controlada da estrutura para diferentes valores do coeficiente de amortecimento, considerando $\xi = 0,05$, $\xi = 0,10$ e $\xi = 0,15$, solicitada pela mesma aceleração do sinal sísmico El Centro. Admite-se os mesmos valores da situação anterior, relativos ao período e à massa da estrutura, considerando agora o valor do rácio de massas $\mu = 0,15$ no controlo da resposta.

O modelo de *Simulink* utilizado na determinação das respostas dos diferentes rácios de massa e coeficientes de amortecimento da estrutura relativo ao sinal sísmico é o mesmo que o usado nos sinais anteriores, considerando agora o sinal sísmico da Figura 3.28.

3.7.3. Organização e discussão dos resultados obtidos

Na presente secção, efetua-se uma análise crítica e alguns comentários com base nos resultados obtidos graficamente nas secções anteriores e nas Tabelas 3.1 e 3.2, que mostram os máximos e mínimos relativos, assim como os máximos absolutos dos deslocamentos da estrutura controlada e não controlada, para os três sinais em estudo.

Observando os gráficos das Figuras 3.23, 3.26 e 3.29, verifica-se em comparação com a resposta da estrutura não controlada, uma redução da resposta da mesma, mas controlada com a aplicação do TMD, independentemente do valor do rácio de massas.

As respostas controladas em que o rácio das massas toma os valores de $\mu = 0,50$ e $\mu = 1,00$ correspondentes, respetivamente, a uma massa do TMD igual a 50% da massa estrutura e igual à massa da estrutura, não possui utilidade prática por razões óbvias. No entanto, e por motivos de estudo representam-se as respostas para os valores do rácio de massas referidos. Com base nos valores dos deslocamentos máximos absolutos constantes na Tabela 3.1, obtém-se uma redução face ao deslocamento máximo absoluto da resposta não controlada sujeita ao Sinal Genérico 1, de cerca de 71% para $\mu = 0,50$ e de 73% para $\mu = 1,00$. Relativamente ao Sinal Genérico 2, verifica-se uma redução de cerca de 63% para $\mu = 0,50$ e de 65% para $\mu = 1,00$. Em relação ao sinal sísmico El Centro verifica-se uma diminuição do deslocamento máximo absoluto de aproximadamente 41% para $\mu = 0,50$ e de apenas 20% para $\mu = 1,00$.

Da análise da resposta da estrutura controlada com menor valor estudado do rácio de massas, de acordo com a Tabela 3.1, para o caso dos Sinais Genéricos 1 e 2, conclui-se que esta possui aproximadamente metade do valor do deslocamento máximo absoluto da resposta não controlada.

Os rácios de massa geralmente adotados para soluções de controlo de estruturas são os $\mu = 0,10$, o $\mu = 0,15$ e o $\mu = 0,20$. Sendo que nos casos estudados, os seus valores de redução não excedem uma diferença máxima entre si de cerca de 10%. No presente trabalho adotou-se para o estudo dos capítulos seguintes, um rácio de massas de $\mu = 0,15$, constituindo a solução intermédia entre $\mu = 0,10$ e $\mu = 0,20$, com uma redução do deslocamento máximo absoluto de aproximadamente 65%, 57% e 36%, respetivamente, para a solicitação do Sinal Genérico 1, Sinal Genérico 2 e sinal sísmico El Centro.

Analisando os resultados obtidos na Tabela 3.2, e considerando um rácio de massas de $\mu = 0,15$, verifica-se que as respostas da estrutura com coeficientes de amortecimento de

$\xi = 0,10$ e $\xi = 0,15$ são praticamente iguais, correspondendo a reduções na casa dos 90% nos Sinais Genéricos 1 e 2 e de 60% no sinal sísmico El Centro, podendo comprovar-se isto pela observação dos gráficos da Figura 3.24, 3.27 e 3.30.

Tabela 3.1 – Resultados obtidos a partir do modelo *Simulink*, relativos à variação do rácio das massas para três sinais de aceleração diferentes.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Rácio de Massas	Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	(S/Controlo)	0,673227	-0,658449	0,673227
		1,00	0,182601	-0,179801	0,182601 (73%)
		0,50	0,194944	-0,186079	0,194944 (71%)
		0,20	0,217441	-0,220576	0,220576 (67%)
		0,15	0,232557	-0,231030	0,232557 (65%)
		0,10	0,253702	-0,253441	0,253701 (62%)
Sinal Genérico 2	3,5299	(S/Controlo)	0,533865	-0,520409	0,533865
		1,00	0,185727	-0,169022	0,185727 (65%)
		0,50	0,194969	-0,177433	0,194969 (63%)
		0,20	0,220121	-0,200322	0,220121 (59%)
		0,15	0,232064	-0,211191	0,232064 (57%)
		0,10	0,252244	-0,229558	0,252244 (53%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	(S/Controlo)	0,115131	-0,128033	0,128033
		1,00	0,102346	-0,084381	0,102346 (20%)
		0,50	0,070596	-0,075208	0,075208 (41%)
		0,20	0,077372	-0,071639	0,077372 (40%)
		0,15	0,081303	-0,071896	0,081303 (36%)
		0,10	0,086282	-0,078714	0,086282 (33%)
		0,05	0,092566	-0,090483	0,092566 (28%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

A resposta da estrutura para um coeficiente de amortecimento de $\xi = 0,05$, apesar de constituir a solução com a menor redução do deslocamento máximo absoluto (65% no caso do Sinal Genérico 1, 57% no Sinal Genérico 2 e 36% no caso do sinal sísmico El Centro), é o valor a considerar no presente estudo, uma vez que as estruturas de engenharia civil possuem geralmente este valor de coeficiente de amortecimento.

Tabela 3.2 – Resultados obtidos a partir do modelo *Simulink*, relativos à variação do coeficiente de amortecimento da estrutura para três sinais de aceleração diferentes. Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Coefficiente de Amortecimento	Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	(S/Controlo)	0,673227	-0,658449	0,673227
		0,15	0,039636	-0,038537	0,039636 (94%)
		0,10	0,040579	-0,039007	0,040579 (94%)
		0,05	0,232557	-0,231030	0,232557 (65%)
Sinal Genérico 2	3,5299	(S/Controlo)	0,533864	-0,520409	0,533865
		0,15	0,040474	-0,042931	0,042931 (92%)
		0,10	0,041069	-0,044125	0,044125 (92%)
		0,05	0,232064	-0,211191	0,232064 (57%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	(S/Controlo)	0,115131	-0,128033	0,128033
		0,15	0,028740	-0,043366	0,043366 (66%)
		0,10	0,032166	-0,048710	0,048710 (62%)
		0,05	0,081303	-0,071896	0,081303 (36%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

Capítulo 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES NÃO ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS

4.1. Introdução

O presente capítulo visa estudar o comportamento dinâmico de estruturas porticadas preenchidas por paredes não estruturais e solicitadas por ações horizontais, nomeadamente, as ações sísmicas.

A necessidade de contabilizar as paredes de alvenaria em projetos de estruturas reveste-se de grande importância. Todavia, não existem métodos simples de avaliação da influência das paredes de alvenaria nas estruturas, levando muitas vezes à desconsideração destas no cálculo estrutural.

Para tal, no presente capítulo realiza-se uma breve descrição e caracterização do comportamento dos pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria e sujeitos a ações horizontais. De seguida, apresenta-se uma modelação do comportamento estrutural das paredes, em que se destacam o método da biela diagonal equivalente e o método dos elementos finitos.

Por fim, de modo a simular o comportamento das paredes não estruturais, apresentam-se duas formulações equivalentes de modelação do seu comportamento hysterético. Apresentando no fim do capítulo, uma aplicação numérica com recurso a um modelo *Macro-Simulink* e tecendo algumas considerações acerca dos resultados obtidos.

4.2. Comportamento de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria sujeitos a ações horizontais

4.2.1. Estruturas porticadas de betão armado

A avaliação da resposta estrutural a ações horizontais de estruturas, em regime estático ou dinâmico, é de fácil caracterização, assim como o seu comportamento linear é bem conhecido [42]. Nas estruturas porticadas de betão armado, solicitadas por ações sísmicas,

é importante conhecer o seu comportamento não-linear e avaliar a ductilidade disponível nessas estruturas, com base na capacidade de dissipação de energia por histerese nos códigos de dimensionamento sísmico como o RSA e o EC8.

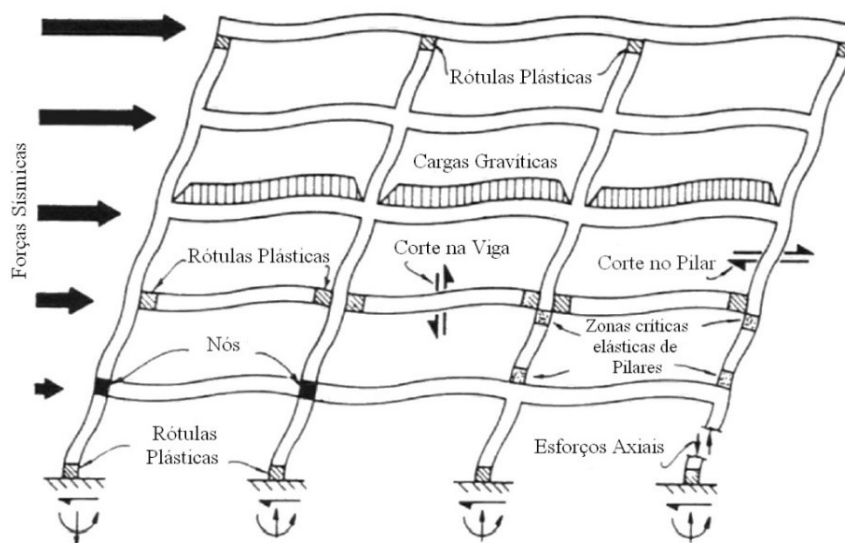


Figura 4.1 – Mecanismo de rótulas plásticas em estruturas porticadas de betão armado.

Fonte: Paulay, 1992 [59].

É possível dotar as estruturas de ductilidade, através de determinadas disposições construtivas, possibilitando em certas zonas o mecanismo de dissipação por histerese (rótulas plásticas), localizando-se geralmente nos extremos das vigas e na base dos pilares (Figura 4.1). Tornando-se as zonas das rótulas plásticas, os elos mais fracos na hierarquia da resistência estrutural (Paulay, 1992 [59]). Não obstante, a existência de paredes de alvenaria nos pórticos poderá alterar a resposta expectável.

De acordo com Oliveira, 1995 [60], é possível dotar o betão de grande ductilidade, procedendo ao seu confinamento, impedindo a sua expansão e, assim contrariar a sua natureza frágil à tração e reduzida ductilidade à compressão. Embora, o seu comportamento não-linear seja, nomeadamente regido pelas características de ductilidade das suas armaduras (Pipa, 1993 [61]).

A existência de elementos tradicionalmente não estruturais e a sua interação com os elementos estruturais numa estrutura porticada, sujeita a ações sísmicas, condicionam fortemente o seu comportamento e influenciam a resposta inelástica da estrutura.

4.2.2. Paredes de alvenaria

Segundo a *British Standards Institution* (BSI), 1978 [62] (revogada em dezembro de 1992, estando atualmente em vigor a BS EN 1996-1-1:2005+A1:2012 *Eurocode 6* [63]), uma alvenaria consiste num “... agrupamento de unidades estruturais, instaladas *in-situ* ou construídas em painéis pré-fabricados, em que as unidades estruturais são ligadas e solidamente unidas com argamassa ou betão de inertes finos. As alvenarias podem ser armadas ou não armadas”. Sendo que as unidades estruturais ou *units* se referem às designações tradicionais de tijolos ou blocos.

Relativamente a soluções estruturais de alvenarias, apresentam-se os vários tipos geralmente considerados de acordo com LNEC, 1990 [64] e Gouveia *et al.*, 2007 [65]:

- Alvenarias simples: constituída por unidades de alvenaria solidarizadas por uma argamassa, apresentando um comportamento pouco dúctil;
- Alvenarias confinadas: caracterizada como um sistema com troços de alvenaria simples, delimitada por cintas e montantes construtivos de betão armado, convenientemente solidarizados com esta;
- Alvenarias armadas: são caracterizadas por panos de parede resistente, dotados de armaduras (ordinárias ou galvanizadas), embebidos na argamassa ou em elementos internos ao pano executados por betão de enchimento, conferindo uma certa ductilidade e resistência adicional;
- Alvenarias mistas: consiste em dotar as paredes de alvenaria simples e confinadas, de armaduras de redistribuição de esforços, essencialmente dispostas nas juntas de assentamento horizontal.
- Betão preenchido por alvenarias: consiste na associação de uma estrutura reticulada de betão armado, com panos de alvenaria dispostos no interior das suas malhas.

No geral, as alvenarias simples constituem a solução mais utilizada devido à sua simplicidade, estando as suas características e exigências constantes na EN 1996-1-1 [63] e na EN 1998-1 [12], apesar da sua aplicação ser limitada a nível nacional a “zonas consideradas de baixa sismicidade”.

A utilização de alvenarias confinadas no preenchimento de estruturas de edifícios, relativamente a soluções de alvenaria simples, proporciona uma maior resistência mecânica a ações de corte, bem como uma maior capacidade de dissipação de energia e maior ductilidade (Gouveia & Lourenço, 2007 [66]).

Segundo Oliveira [60], as alvenarias confinadas distinguem-se das alvenarias de preenchimento de estruturas porticadas, na medida em que os elementos de betão destas últimas, são dimensionados para resistir à totalidade das ações, contrariamente às alvenarias confinadas, em que a resistência é garantida pela própria alvenaria.

De acordo com Haach *et al.*, 2007 [67] e Gouveia & Lourenço, 2006 [68], as alvenarias armadas, quando comparadas com as soluções atrás referidas demonstram características mecânicas e melhor comportamento estrutural relativamente à distribuição de tensões, dissipação de energia e valores últimos da resistência de corte quando solicitadas por ações horizontais.

4.2.3. Comportamento conjunto sob ações horizontais

Leuchars *et al.*, 1976 [69], afirmaram que a evolução do comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico, passa por três fases principais, quando solicitado por ações horizontais.

Numa primeira fase o pórtico e a alvenaria deformam-se em conjunto, sem qualquer separação, apresentando um comportamento monolítico (Figura 4.2a). Sendo que a estrutura possui uma rigidez muito superior ao pórtico isolado, oferecendo resistência a níveis de carga elevados sem fendilhação significativa. A duração desta fase depende das condições de ligação entre o pórtico e a alvenaria. O final desta fase ocorre quando se

verifica a incompatibilidade no comportamento deformacional entre o pórtico e a parede, marcada pelo aparecimento de fendas na interface ao longo dos cantos tracionados [60].

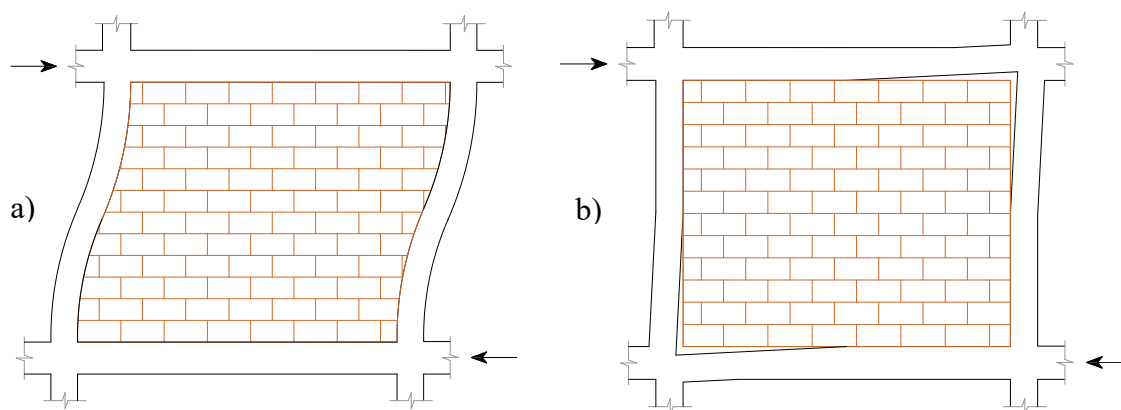


Figura 4.2 – Fases na evolução do comportamento pórtico parede: **a)** Comportamento monolítico característico da fase inicial; **b)** Separação entre o pórtico e a parede de alvenaria, sob a ação de forças horizontais.

A segunda fase é caracterizada pelo desenvolvimento das fendas ao longo do contorno da parede. O contacto entre a parede e o pórtico fica delimitado nas zonas próximas dos cantos comprimidos. Nesta fase a parede interage com o pórtico, apresentando um comportamento idêntico ao de uma biela diagonal (Figura 4.2b).

Na última fase acontece a rotura da estrutura. Caso as paredes de alvenaria possuam elevada resistência, face aos pórticos, é suscetível de acontecer a rotura prematura dos pilares, podendo dar-se por tração, ou ainda por corte nos pilares, vigas ou nós.

De acordo com Shing e Mehrabi, 2002 [70], e com base em vários estudos experimentais, o comportamento das paredes de alvenaria pode ser agrupado em diversos grupos de mecanismos, como é possível verificar na Figura 4.3, dependendo dos valores relativos de resistência e rigidez das alvenarias e da estrutura de betão armado:

- Mecanismo de flexão pura (Mecanismo A), em que as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado respondem como um único elemento monolítico sujeito à flexão;
- Mecanismo com rotura horizontal a meio do painel (Mecanismo B) caracterizado pelo aparecimento de uma fissura a meio da parede, ocorrendo deslizamentos relativos nas interfaces entre as unidades de alvenaria;
- Mecanismo com uma fissura diagonal (Mecanismo C), caracterizado pelo surgimento de elevados esforços de compressão na diagonal da parede. Transversalmente a esta direção irão ocorrer trações que, quando excedem a capacidade resistente do painel, originam o aparecimento de fissuras, com origem no centro do painel, paralelamente à diagonal de compressão;
- Mecanismo com múltiplas fissuras horizontais (Mecanismo D) entre as unidades de alvenaria. Ocorre quando a interface de ligação entre unidades de alvenaria é de fraca resistência, resultado da fraca resistência da argamassa de assentamento ou da adesão entre as unidades de alvenaria e a argamassa;
- Mecanismo com eventual esmagamento nos cantos (Mecanismo E), caracterizado por exibir duas fissuras diagonais paralelas, acompanhadas pelo esmagamento dos cantos, devidas às elevadas tensões existentes na diagonal comprimida.

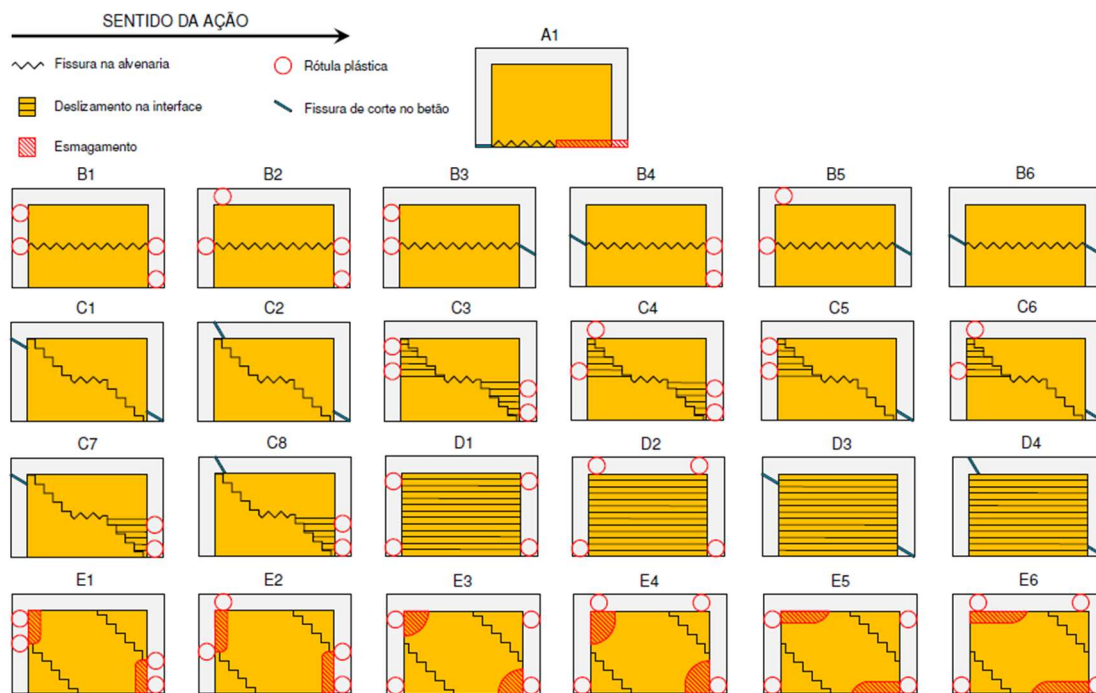


Figura 4.3 – Mecanismos de rotura típicos no plano (A a E), em paredes de alvenaria.
 Fonte: Estêvão, 2012 [71].

O mecanismo de rotura das paredes influencia significativamente o tipo de rotura do pórtico, condicionando o modo como este será posteriormente atuado [60].

Um sexto mecanismo (Mecanismo F), associado à rotura das paredes de alvenaria no plano (*in-plane*), consiste no colapso desta fora do seu plano (*out-of-plane*), constituindo um dos graves problemas provocados pelos sismos, não podendo ser ignorado.

4.2.4. Efeitos das paredes de alvenaria na resposta sísmica de pórticos de betão armado

A nível de conceção de paredes de alvenaria no preenchimento de estruturas porticadas, é possível estabelecer duas soluções distintas. Isolar a parede dos elementos do pórtico através de juntas, funcionando o pórtico como se o elemento de alvenaria não existisse, restringindo a deformação da viga do pórtico e potenciando o seu aumento de rigidez face aos pilares, conduzindo assim, à formação de rótulas plásticas nos pilares com base no conceito de viga forte- pilar fraco (Priestley, 1980 [72]). Outra consideração, consiste em dimensionar a parede para resistir às ações atuantes e prendê-la convenientemente ao pórtico de contorno, com conetores ou ligadores (*shear connectors*).

Os efeitos favoráveis da existência de paredes de alvenaria no preenchimento dos pórticos de betão armado, solicitados pela ação sísmica, de acordo com Oliveira [60], são o significativo aumento da capacidade de resistência máxima e da rigidez lateral da estrutura, assim como uma redução significativa dos deslocamentos laterais ao nível dos pisos evitando, ou reduzindo substancialmente, o perigo de instabilidade estrutural, nomeadamente o efeito $P-\Delta$. Ainda, a existência das paredes nas referidas circunstâncias, aumenta a capacidade de dissipação de energia por histerese em determinadas zonas privilegiadas (rótulas plásticas), por atrito ao longo das fendas, conferindo especial

importância às alvenarias armadas nestes casos, face à sua capacidade elevada de dissipação de energia.

Por sua vez, determinados efeitos desfavoráveis advêm da omissão das paredes de alvenaria do dimensionamento das estruturas porticadas, devido à sua complexa análise conjunta. Este facto potencia o deslocamento do centro de rigidez para próximo das paredes, uma vez que estas conferem grande rigidez aos pórticos onde se inserem, originando esforços de torção inesperados e, conseqüentemente, induzindo acréscimos de esforços nos pilares mais afastados do centro de rigidez. As paredes, além de conferirem grande rigidez aos pórticos onde se encontram, originam um aumento da frequência da estrutura e das forças sísmicas correspondentes.

A descontinuidade em altura das paredes de alvenaria, é outro efeito desfavorável a considerar. Os pórticos que não contenham paredes apenas ao nível do piso térreo (situação designada por *soft-story*), constituem um exemplo desta situação (Figura 4.4a). Durante um sismo o dano estrutural concentra-se-á nesse andar, registando-se elevadas concentrações de exigências de ductilidade e de dissipação de energia em determinadas secções críticas, potenciando uma grande deformabilidade e a ocorrência de fenómenos de instabilidade estrutural, podendo levar ao colapso deste andar e conseqüentemente de toda a estrutura.

Ainda, o preenchimento parcial de estruturas porticadas com paredes (Figura 4.4b), altera radicalmente a sua resposta dinâmica. A existência desta, travará os pilares no seu plano, originando rótulas plásticas no topo do pilar e ao nível do topo da parede (situação designada por “pilar curto”), aumentando a concentração de esforços de corte nos pilares, que por sua vez pode ocasionar a rotura por corte destes, se não forem devidamente dimensionados para tal [60].

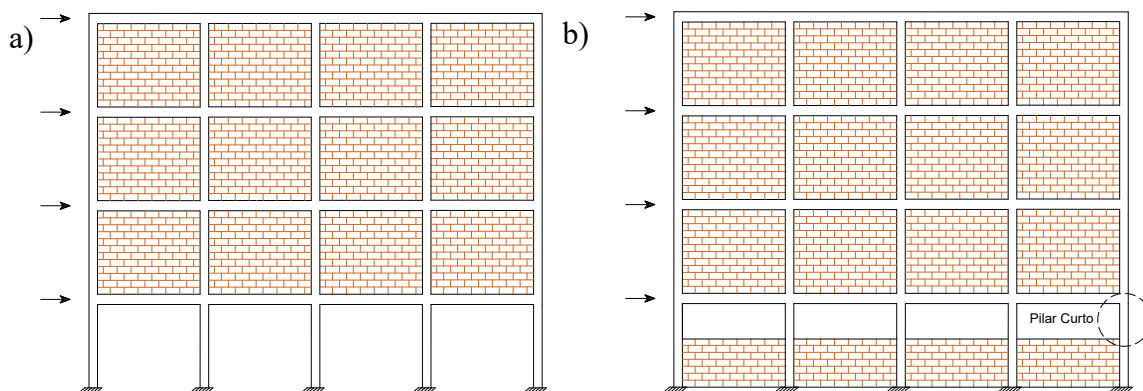


Figura 4.4 – a) Pórtico sem paredes ao nível do piso térreo (*soft-story*); b) Preenchimento parcial de um pórtico ao nível do piso térreo (pilares curtos).

4.3. Modelação do comportamento estrutural

Como já referido, é de extrema importância o conhecimento e compreensão dos fenómenos de interação entre as estruturas de betão armado e as alvenarias de enchimento, para a realização de projetos de estruturas localizados em zonas sísmicas.

No presente subcapítulo, mostra-se diversos trabalhos experimentais e analíticos, apresentados por vários autores, que visam compreender os fenômenos de interação e criar modelos analíticos capazes de reproduzir com exatidão o comportamento real das estruturas de betão armado preenchidas por paredes de alvenaria.

Para tal, de entre diversos métodos existentes, destacam-se o método da biela diagonal equivalente e o método dos elementos finitos, apresentado de forma breve o seu funcionamento e aplicação no referido âmbito. Por um lado, o método da diagonal equivalente é o de mais simples e de fácil aplicação, apesar de possuir determinadas limitações. Por outro lado, o método dos elementos finitos que conduz a resultados bastante satisfatórios na reprodução fiel do comportamento real das estruturas de betão armado preenchidas por paredes de alvenaria; mas também possui certas limitações, na medida em que necessita de um grande nível de investigação para a modelação e compreensão do efetivo comportamento estrutural [60].

4.3.1. Método da biela diagonal equivalente

Partindo do já referido comportamento inicial monolítico das estruturas reticuladas preenchidas com paredes, em que se pode admitir o comportamento linear dos materiais, sendo válida a Teoria da Elasticidade na análise da estrutura, à medida que as respetivas forças horizontais aplicadas crescem com a intensidade, dá-se a separação entre a parede e a estrutura reticulada ao longo dos cantos tracionados; pressupondo que não existam ligadores (*shear connectors*) entre aqueles elementos, o contacto fica apenas limitado aos cantos da diagonal comprimida. Assim, a parede comporta-se como uma biela diagonal comprimida, de largura efetiva W , como ilustrado na Figura AIII.4 nos Anexos [60].

O comportamento da estrutura pode ser comparado a um pórtico com barras diagonais, simulando a presença de paredes (Figura AIII.1 nos Anexos).

A introdução do conceito “biela diagonal equivalente” foi introduzido pela primeira vez por Polyakov, 1957 [73], propondo que as estruturas reticuladas preenchidas com paredes poderiam ser estudadas admitindo que a parede funcionava como uma barra diagonal comprimida. Posteriormente, este conceito foi desenvolvido por Stafford *et al.*, 1962 [74], 1966 [75], 1967 [76], 1968 [77], 1969 [78].

O estudo desenvolvido alusivo à interação entre os pórticos reticulados e as paredes de enchimento baseia-se em três conceitos principais, admitindo a formação das fendas de contorno representada Figura AIII.4 nos Anexos [60]:

- barra diagonal de deformação equivalente à da parede;
- comprimento de contacto entre o pórtico e a parede (α);
- relação entre a rigidez do pórtico e parede (λh).

Stafford & Carter [78], verificaram experimentalmente que a rigidez e a resistência da diagonal da parede de enchimento dependem não só da dimensão e características físicas da parede, mas também do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico que a confina. Concluiu também que a dimensão do comprimento de contacto entre a parede e a viga praticamente não dependem das características desta, ficando igual a metade da largura da parede (Figura AIII.3 nos Anexos). Ainda, verificou que o comprimento de contacto da parede com os pilares, α , é dependente da rigidez relativa da parede e dos

pilares do pórtico. Considerou para a avaliação de α , admitindo que os pilares se comportam como vigas em apoio elástico, a seguinte expressão

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (4.1)$$

onde h é a distância entre eixos das vigas dos pórticos e λh é o parâmetro adimensional que exprime a relação de rigidez entre o pórtico e a parede.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_a t \sin(2\theta)}{4E_p I h'}} \quad (4.2)$$

em que E_a é o módulo de elasticidade da parede, t a espessura da parede, θ o ângulo formado entre a diagonal da parede e a horizontal, E_p o módulo de elasticidade dos pilares, I o momento de inércia dos pilares e h' a altura da parede.

A Figura AIII.2 nos Anexos, apresenta o gráfico da relação entre α/h e λh . Stafford & Carter, 1969 [78], após avaliação do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico, realizaram ensaios da análise de tensões em pórticos preenchidos com paredes, sujeitos à compressão diagonal. Usando o método das diferenças finitas e admitindo-se uma distribuição triangular da reação ao longo do comprimento de contacto, foi possível determinar a largura equivalente, W , da diagonal comprimida (Figura AIII.4 nos Anexos).

Atendendo ao comportamento não linear dos materiais e à diminuição do módulo de elasticidade da parede, com o aumento da carga, verificou-se que a largura W diminui com o incremento da força lateral aplicada no pórtico. A Figura AIII.5 nos Anexos, mostra os gráficos que expressam o valor de W/d , sendo d o comprimento nominal da diagonal da parede, em função de λh para pórticos com diferentes relações de vão altura l/h , para vários valores de R/R_c , em que R é a força aplicada segundo a diagonal e R_c a força, que aplicada segundo a diagonal, provoca a rotura da parede por compressão.

Depois de definida a largura da barra diagonal equivalente, determinou-se a rigidez lateral dos pórticos. Na figura AIII.6 nos anexos, apresenta-se uma comparação entre valores analíticos e experimentais, revelando resultados satisfatórios [60].

Consta-se que este método pode ser aplicado em pórticos com vários andares, ainda que a largura W seja diferente de andar para andar, uma vez que a força de corte de cada piso é diferente [60].

Um método aproximado para a determinação da resistência dos pórticos preenchidos com paredes foi sugerido por Stafford & Carter [78], sendo válido desde que não ocorra rotura por corte dos pilares antes da rotura da parede. A resistência ao corte vem expressa em função do parâmetro λh e depende do modo de rotura da parede. Na Figura AIII.7 e AIII.8 expõem-se curvas que relacionam a força que aplicada segundo a diagonal da parede (R), provoca a fendilhação por tração desta na direção daquela diagonal (R_t) ou o esmagamento dos cantos comprimidos (R_c), com o parâmetro λh , para vários valores da relação vão-altura (l/h) do pórtico.

Nos pórticos preenchidos com paredes de alvenaria, os mecanismos da rotura por corte na interface tijolo argamassa (Mecanismo B e D), são aplicáveis nas curvas da Figura AIII.9, nas quais é possível calcular a força que, aplicada segundo a diagonal da parede,

conduz à sua rotura por corte (R_s), para dois valores de coeficiente de atrito ($\mu_a = 0,0$ e $\mu_a = 0,6$), e para várias relações vão-altura do pórtico [60].

Mainstone, 1971 [79], com base nos seus resultados experimentais de modelos de pórticos metálicos preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo e de betão armado, na determinação da resistência dos pórticos referidos, estabeleceu o valor da largura da biela diagonal, W , com base nas Equações 4.3 e 4.4. Já Riddington & Stafford, 1977 [80], sugerem o valor conservativo de $W = 0,10d$ no calculo da rigidez dos pórticos preenchidos por paredes de alvenaria. Enquanto que, Priestley, 1980 [81] propõe uma largura efetiva das bielas diagonais equivalentes de $W = 0,25d$.

$$\text{Paredes de Alvenaria:} \quad \begin{cases} W / W' = 0,175(\lambda h)^{-0,4} & \lambda h < 5 \\ W / W' = 0,16(\lambda h)^{-0,3} & \lambda h > 5 \end{cases} \quad (4.3)$$

$$\text{Paredes de Betão Armado:} \quad \begin{cases} W / W' = 0,115(\lambda h)^{-0,4} & \lambda h < 5 \\ W / W' = 0,11(\lambda h)^{-0,3} & \lambda h > 5 \end{cases} \quad (4.4)$$

onde, W' é a largura da parede medida perpendicularmente à sua diagonal (Figura AIII.4).

A força que provoca a rotura a parede, aplicada na diagonal, é expressa por [60]

$$R = Wf'_c t \quad (4.5)$$

onde f'_c é a tensão de rotura por compressão da parede e t a respetiva espessura.

De acordo com Al-Chaar, 2002 [82], no caso de as paredes possuírem aberturas ou danos existentes, sugere-se uma redução da largura da biela equivalente, dada por

$$W_{red} = W(R_1)_i(R_2)_i(R_3)_i \quad (4.6)$$

em que $(R_1)_i$, $(R_2)_i$ e $(R_3)_i$, são fatores de redução aplicáveis à largura da biela equivalente que consideram a presença de aberturas na parede, danos existentes e a flexibilidade do pórtico confinado, respetivamente.

Ainda, caso a parede apenas preencha parcialmente o pórtico, o cálculo é efetuado da mesma forma de como se o pórtico tivesse totalmente preenchido, mas utilizando os parâmetros constantes na Figura AIII.10, e utilizando a Equação 4.6, considerando a área por preencher de parede [82].

A consideração de múltiplas bielas paralelas, descreve de forma mais realista o comportamento de pórticos preenchidos por paredes [60]. O Eurocódigo 8 [12] recomenda a utilização de três bielas paralelas, de forma a considerar os fenómenos de interação entre os pórticos e as paredes.

4.3.2. Método dos elementos finitos

A utilização do método dos elementos finitos proporciona um estudo muito mais completo do comportamento dos pórticos de betão armado preenchidos por alvenaria. A possibilidade mais simples de usar este método, consiste na realização de análises lineares, considerando um comportamento elástico isotrópico da alvenaria e desprezando a influência dos planos de assentamento, os quais induzem um comportamento anisotrópico, que dependendo da situação poderá ser significativo.

Estas simplificações devem-se à falta de informação acerca do comportamento da alvenaria, resultando numa aproximação grosseira da realidade. Para o estudo da alvenaria, pelo método dos elementos finitos, é necessário considerar o seu comportamento não linear [60].

Num problema de análise não linear, os modelos numéricos baseiam-se em determinados elementos fundamentais para a sua construção, podendo ser agrupados em três grupos [60]:

- Estabelecimento das relações constitutivas, que definem o comportamento do material (modelação do material);
- Técnica dos elementos finitos, que discretiza o campo contínuo de deslocamentos, utilizando deslocamentos dos pontos nodais (discretização da estrutura);
- Técnicas de solução, que realizam a resolução do problema não linear, através de um processo iterativo com soluções lineares (técnicas de solução não linear).

Com o progresso na aplicação do método dos elementos finitos, face ao comportamento anisotrópico na análise de um painel de alvenaria, a discretização é muitas vezes realizada separando os elementos do tijolo dos elementos da argamassa através de elementos de junta (micro-modelação). Outro caso consiste numa discretização com um grau de refinamento muito menor, permitindo a análise de estruturas de grandes dimensões, em que possa ser considerado o estado de tensão e deformação no elemento uniforme (Lourenço, 1996 [83]). A Figura 4.5 mostra um esquema das várias estratégias de modelação de estruturas de alvenaria para a aplicação do método dos elementos finitos.

A análise das alvenarias utilizando macro-modelos é algo difícil, principalmente devido à falta de resultados experimentais adequados e em número satisfatório, e a grandes dificuldades na formulação do comportamento inelástico (ortotrópico) [60].

Segundo Oliveira [60], o estabelecimento de um critério de cedência apropriado, é influenciado pela anisotropia da alvenaria, face às juntas de assentamento desta (*bed joints*), constituindo planos de “fraqueza”. A representação de uma superfície de cedência (*yield surface*) não é possível em termos de tensões principais. Contudo, a representação gráfica desta superfície em estado plano de tensão pode ser expressa em termos do vetor das tensões ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) ou em termos de duas tensões principais (σ_1, σ_2) e do ângulo da tensão principal com a junta de assentamento (θ) (Figura AIII.11 nos Anexos).

Na Figura AIII.12, apresenta-se o critério de cedência calculada para tijolos de argila sólida proposta por Page, 1981 [84], 1983 [85]. Page [84 e 85], apresentou o conjunto mais completo de dados de resistência de alvenarias carregadas biaxialmente, em termos das duas tensões principais e do ângulo da tensão principal com a junta de assentamento. Verifica-se no geral um bom compromisso na comparação entre os resultados experimentais e o respetivo modelo (Figura AIII.13 nos Anexos).

Também Dhanasekar *et al.*, 1985 [86], 1986 [87], propuseram um critério de cedência (Figura AIII.14), com base nos ensaios biaxiais de painéis de alvenaria de tijolo sólido de Page [84], com o mesmo tipo de estado plano de tensão. O referido modelo proposto apresenta uma aproximação muito boa aos resultados experimentais de Page [84], como é possível verificar na Figura AIII.15.

Refere-se ainda, o trabalho desenvolvido por Page *et al.*, 1985 [88], onde simulou o comportamento de cinco pórticos preenchidos com alvenaria, usando três tipos de elementos finitos. Apresenta-se na Figura AIII.16, as curvas força-deslocamento,

experimentais e analítica para cada pórtico em análise, verificando uma boa reprodução analítica dos resultados experimentais.

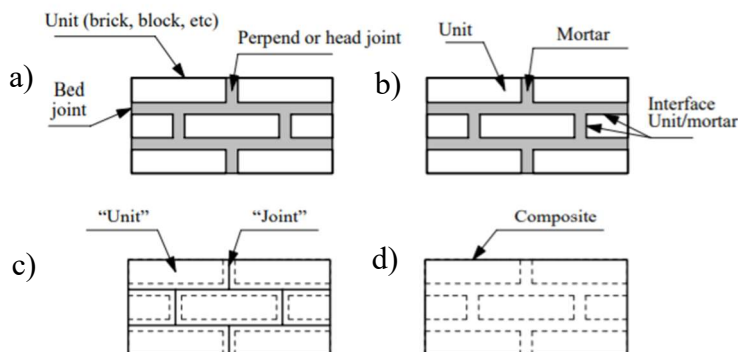


Figura 4.5 – Estratégias de modelação para estruturas de alvenaria: **a)** Alvenaria simples; **b)** Micro-modelação detalhada; **c)** Micro-modelação simplificada; **d)** Macro-modelação.

Fonte: Lourenço, 1996 [83].

Acrescenta-se que estes exemplos dizem respeito a alvenarias sem aberturas, podendo com uma lei constitutiva apropriada ao material em causa, utilizar o mesmo método [60].

Destaca-se a utilização do método dos elementos finitos por diversos autores na resolução de problemas de alvenaria de enchimento, apresentando diferentes abordagens (Rivero *et al.*, 1982 [89], Riddington *et al.*, 1991 [90], Mehrabi & Shing, 1997 [91], Lourenço *et al.*, 1998 [92], Combescure & Pegon, 2000 [93], Asteris, 2003 [94], 2008 [95], D’Ayala *et al.*, 2009 [96] e Koutromanos, *et al.*, 2011 [97]).

Após realização de uma breve abordagem ao método dos elementos finitos na análise de paredes de alvenaria em macro-modelação, destaca-se a necessidade absoluta de se usar um modelo constitutivo para a descrição do comportamento não linear desta [60].

4.4. Avaliação da resposta estrutural em regime não linear

Oliveira [60], afirmou que na escolha de um modelo para a simulação do comportamento das estruturas, principalmente das paredes de alvenaria, deve-se seguir duas fases essenciais referentes à implementação do modelo analítico e calibração do modelo implementado. Assim, o estudo da simulação do comportamento de pórticos de betão armado, preenchidos por alvenaria, pode ser realizado através de barras verticais com comportamento não linear material, admitindo deformabilidade por corte.

A avaliação do comportamento dinâmico das estruturas em regime não linear, de acordo com os regulamentos (EC8 [12], REBAP [98] e RSAEEP [99]) e visando a verificação da segurança, é realizada de forma simplificada com o recurso a coeficientes de comportamento. Estes implicam análises dinâmicas não lineares de estruturas de uma forma exaustiva, e estudos estatísticos devido à dispersão dos resultados. Assim, é indispensável a criação de modelos que simulem o comportamento real das estruturas em geral, *viz.*, das estruturas de betão armado preenchidas com alvenaria.

O estudo de modelos de comportamento histerético, de modelação numérica de uma parede não estrutural de um edifício e da avaliação da energia sísmica das estruturas, será realizado com base num mesmo procedimento adotado por Oliveira [60].

4.4.1. Modelos de comportamento hysterético

Face ao modelo mencionado, o seu comportamento hysterético pode ser modelado em termos de relações forças-deslocamentos generalizados ($F-D$) ao nível dos elementos estruturais (vigas, pilares e paredes de alvenaria).

A simulação de um comportamento de estruturas usando um modelo hysterético, baseando-se em relações $F-D$ generalizadas, deve fornecer a rigidez e a força generalizada de restituição inelástica, para cada deslocamento imposto, com base na história do carregamento anterior. Contudo, deve ser definido por um número não muito elevado de parâmetros e regras que reproduzam o comportamento apurado experimentalmente, por forma a facilitar a sua aplicação em algoritmos de cálculo automático [60].

Os modelos de comportamento hysterético que se apresentam no presente subcapítulo basearam-se no procedimento adotado por Oliveira [60], sendo que no caso do betão armado foi desenvolvido por Costa *et al.*, 1987 [100] e relativamente às paredes de alvenaria fundamentado nos trabalhos de Pires, 1990 [101] e Costa *et al.*, 1990 [102]. A demonstração e formulação deste modelo no presente subcapítulo é genérica, e destina-se a representar o efeito da degradação de rigidez, de resistência e do *pinching* de uma estrutura preenchida por alvenaria, assim como avaliar a energia sísmica das estruturas.

4.4.1.1. Betão armado

O referido modelo hysterético usado neste estudo, pode ser usado tanto na representação do comportamento de uma secção, como de um elemento estrutural ou ainda de uma associação de elementos de uma forma geral. As suas características principais são: a degradação da rigidez com a deformação; a degradação da rigidez após inversão do carregamento; a degradação de resistência; a consideração do efeito $P-\Delta$ e a consideração da influencia do esforço transversal ou *pinching*, da deterioração da aderência betão-armadura e do escorregamento das armaduras ou *slipping*.

Na simulação do comportamento hysterético dos elementos, o modelo analítico baseou-se no modelo Takeda (Takeda *et al.*, 1970 [103], Costa, 1989 [104]). A Figura 4.6 apresenta a sua curva base.

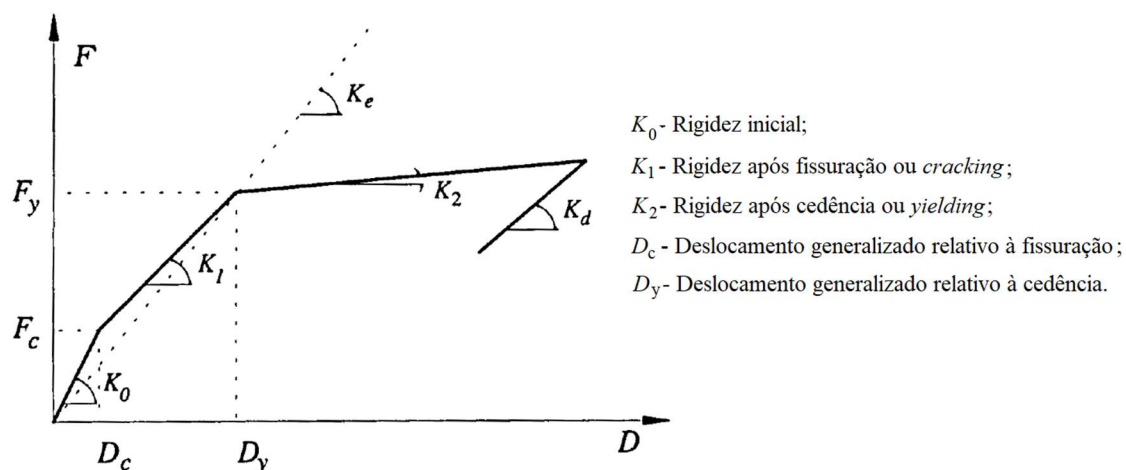


Figura 4.6 – Parâmetros de identificação da curva base dos elementos de betão armado.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

Tornou-se também necessário a definição de três parâmetros adimensionais que caracterizam a degradação da rigidez (α), a degradação de resistência (γ) e o efeito de *pinching* e *slipping* (β).

Com base na Figura 4.7, as regras de histerese do modelo analítico, traduzem-se nos seguintes aspetos:

1. O modelo comporta-se como bilinear sem degradação de rigidez e resistência nos troços 1, 2, 3, 4, 5 e 6, enquanto o deslocamento generalizado máximo absoluto em cada passo (D) não ultrapassar o valor D_y .
2. Quando o deslocamento generalizado máximo absoluto ultrapassa D_y (troços 7 e 10), procede-se a uma inversão do sentido do carregamento, sendo esta feita considerando a degradação de rigidez dada pela expressão

$$K_d = K_e \left| \frac{D_y}{D} \right|^\alpha \quad (4.7)$$

mantendo-se válida até se anular o valor da força generalizada F (troços 8, 11, 14, 17, 19 e 21);

3. A mudança de rigidez corresponde à inversão do sinal de F , sendo definida com base no valor máximo absoluto da força e deslocamento generalizados do ciclo anterior (troços 9, 12, 15, 18, 20, 22 e 23);
4. Quando se considera a degradação de resistência ($\gamma \neq 0$), o valor máximo da força generalizada do ciclo anterior é alterado para o seguinte valor (troços 12A, 13A e 15)

$$F_M = F_{MCA}(1 - PD) \quad (4.8)$$

em que F_M é a força generalizada máxima absoluta a atingir pelo presente ciclo, F_{MCA} é a força generalizada máxima absoluta do ciclo anterior e PD é o parâmetro de degradação.

5. Os valores máximos a atingir nos pontos 3 e 4 só serão atualizados caso sejam ultrapassados (troços 18 e 20);
6. Quando se dá a inversão do carregamento, antes de se alcançar os valores máximos absolutos, os valores máximos relativos resultantes dessa inversão são guardados. Assim, para ciclos mais internos o ponto de resposta move-se em direção a esses máximos relativos, possibilitando a reprodução de pequenos ciclos de carga e descarga, os ciclos internos (troços 19, 20, 21 e 22);
7. Caso sejam passados os valores máximos relativos, o ponto de resposta movimentar-se em direção ao máximo absoluto (troço 23);
8. A consideração do efeito *pinching* poderá ser executada a partir do parâmetro β , o qual afeta a rigidez K da seguinte maneira

$$K = \frac{F_{MCA}}{D_{MCA} - D_0} \left| \frac{D_y}{D_{MCA}} \right|^\beta \quad (4.9)$$

onde K é a rigidez atual, D_{MCA} é o deslocamento máximo absoluto do ciclo anterior, em correspondência com F_{MCA} e D_0 o valor do deslocamento generalizado relativo à força generalizada nula do ciclo anterior.

A quantificação da degradação da rigidez é executada através do parâmetro γ , sugerido por Wang *et al.*, 1987 [106], baseando-se no conceito de degradação acumulada ao fim de N ciclos. Este parâmetro de força cíclica é definido como

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \frac{D_i}{D_u} \quad (4.10)$$

sendo c a constante inferior à unidade, D_i o máximo deslocamento do ciclo i e D_u o deslocamento último do elemento debaixo de um carregamento monotónico.

Ainda, o valor de D_u pode ser expresso em função da ductilidade última generalizada sob cargas monotónicas, μ , tomando a forma

$$D_u = D_y \mu \quad (4.11)$$

Na expressão de γ , somente os deslocamentos ocorridos numa direcção são acumulados, pelo que existem dois valores γ^+ e γ^- , relativos a valores positivos e negativos do deslocamento generalizado, respetivamente.

O parâmetro γ está associado a uma quantidade escalar adimensional, PD , designada de degradação, tomando valores entre 0 e 1, e que se relaciona com γ através da seguinte expressão

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (4.12)$$

em que n é uma constante dependente de valores experimentais. Baseando-se neste, Wang *et al.* [106], sugeriram o uso de $c = 0,1$ e $n = 1,0$.

Este modelo tem a possibilidade de efetuar ciclos menores (internos) associados a todas as outras propriedades anteriormente referidas, constituindo uma das suas características mais relevantes.

4.4.1.2. Alvenaria

O comportamento das paredes de alvenaria de tijolo foi simulado com um modelo caracterizado pela adoção de relações histeréticas de corte-distorção bilineares ([101] e [102]).

Este modelo pode ser visto como um caso particular do modelo histerético apresentado para a simulação dos elementos de betão armado, com determinadas alterações. O referido modelo utilizado na simulação nas paredes de alvenaria é caracterizado por:

- Degradação de rigidez com a deformação;
- Degradação de rigidez após inversão do sentido do deslocamento;
- Degradação de resistência.

A Figura 4.9 apresenta as relações histeréticas com base nos parâmetros K_0 , K_1 e γ_c . Adicionando mais dois parâmetros adimensionais que caracterizam a degradação de rigidez, α , e a degradação de resistência, γ .

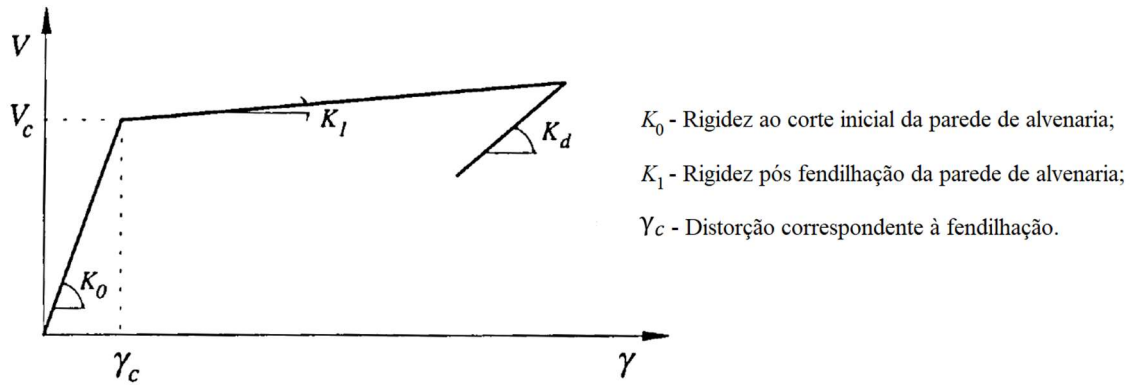


Figura 4.9 – Parâmetros de identificação da curva esforço de corte-distorção dos elementos de alvenaria.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

A Figura 4.10 apresenta dois ciclos histeréticos de um elemento de alvenaria, para melhor perceber as suas regras de histerese. É possível visualizar quatro ramos-tipo de rigidez tangente que caracterizam as forças instaladas nos elementos de alvenaria, para cada semi-ciclo. Assim:

- O primeiro trecho (treços 9 e 13) caracteriza as forças de restituição mobilizáveis por atrito, quando já ocorreu a fendilhação em ciclos anteriores;

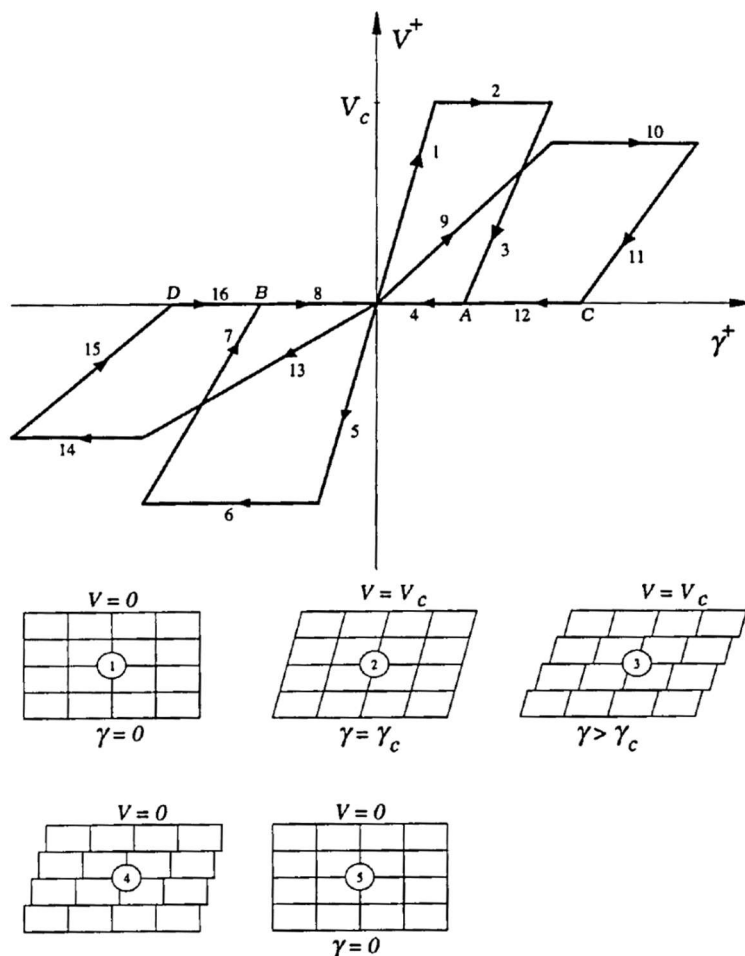


Figura 4.10 – Regras de histerese das relações esforço de corte-distorção de um elemento de alvenaria e sua exemplificação qualitativa.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

- O trecho seguinte (troços 2, 6, 10 e 14) apresenta acréscimos de deformação para aumentos praticamente nulos da força resistente;
- No terceiro trecho (troços 3, 7, 11 e 15) dá-se uma descarga resultando numa deformação permanente para força nula (pontos *A*, *B*, *C* e *D*);
- No último trecho (troços 4, 8, 12 e 16) está associada uma rigidez tangente nula de forma a que não se mobilizam forças de atrito até que a deformação permanente seja totalmente anulada (refechamento das fendas da parede de alvenaria).

A quantificação da rigidez correspondente à descarga (troços 3, 7, 11 e 15) é determinada conforme a expressão

$$K_d = K_0 \left| \frac{\gamma_c}{\gamma} \right|^\alpha \quad (4.13)$$

idêntico ao estabelecido para os elementos de betão armado.

Foi seguida a mesma formulação utilizada nos elementos de betão armado, na consideração dos elementos de alvenaria, uma vez que se baseou no conceito de degradação acumulada [106]. Assim, o parâmetro γ é determinado a partir da seguinte expressão

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_u} \right) = c \sum_{i=1}^N \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_c} \right) \frac{1}{\mu} \quad (4.14)$$

onde c é uma constante inferior à unidade, γ_i é a distorção máxima do ciclo i , γ_c é a distorção na fendilhação e μ é a ductilidade em termos das relações esforços de corte-distorções.

O parâmetro de degradação é avaliado, com base no valor de γ através da expressão 4.12. Relativamente à capacidade de resistência ao corte, V , é dada por

$$V_M = V_{MCA} (1 - PD) \quad (4.15)$$

em que V_M é o esforço de corte máximo absoluto a atingir pelo ciclo atual e V_{MCA} é o esforço de corte máximo absoluto do ciclo anterior.

A avaliação da degradação de resistência, de acordo com as expressões 4.12 e 4.14, supõe o conhecimento dos valores de c e n . Uma vez que, e de acordo com Pires [101], não existe nenhum estudo sistemático baseado experimentalmente que se refere às paredes de alvenaria, contrariamente aos elementos de betão armado sujeitos à flexão. Tendo isto, adotaram-se os valores de $c = 0,1$ e $n = 1,0$.

4.4.2. Modelo analítico para pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria

Segundo Oliveira [60], com base nos modelos de comportamento hysteréticos definidos na secção anterior, dos elementos de betão armado sujeitos à flexão e dos elementos de alvenaria submetidos ao corte, é necessário definir um modelo analítico que idealize o comportamento estrutural do sistema.

O modelo referido possibilita apenas a análise de estruturas planas, considerando numa dada direção os vários pórticos da estrutura, como uma associação de pórticos em

comboio conciliados ao nível dos pisos através das lajes, admitidas como infinitamente rígidas no seu plano. O sistema estrutural, composto pelos pórticos de betão armado e paredes de alvenaria, pode assim, ser modelado como uma associação em paralelo de consolas com deformabilidade por corte (representativas dos pórticos e paredes) conectadas, ao nível das lajes, por bielas infinitas (Figura 4.11).

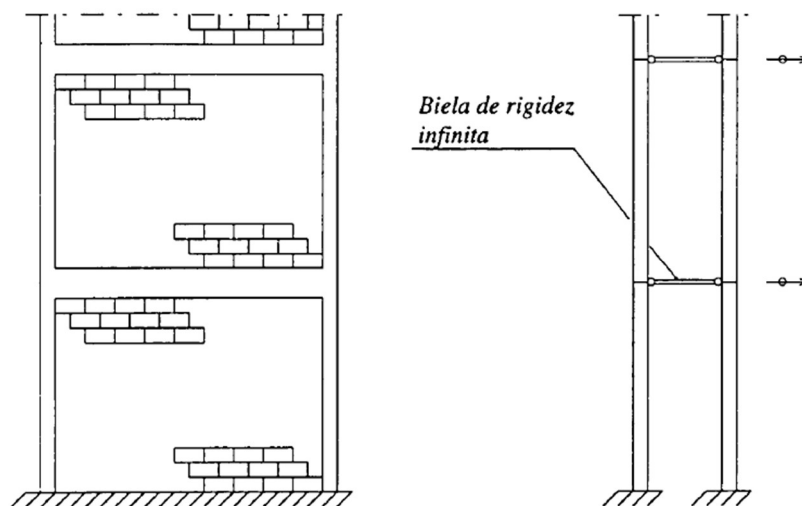


Figura 4.11 – Modelação estrutural de um pórtico.

Fonte: Oliveira, 1995 [43].

Na avaliação do comportamento de um pórtico de betão armado, evidencia-se o trabalho realizado por Braz-César, Oliveira & Barros [107], onde se efetua uma simulação numérica do comportamento experimental de um pórtico de betão armado sujeito a carregamento cíclico, utilizando diversos modelos constitutivos com diferentes graus de complexidade, baseados no conceito de plastificação localizada em zonas críticas (rótulas plásticas) dos elementos que constituem o pórtico. Onde se concluiu que os resultados numéricos podem reproduzir com grande rigor os resultados experimentais, utilizando modelos computacionalmente adequados. Verificando que a utilização de modelos mais complexos e mais rigorosos, pode não significar necessariamente um aumento significativo da qualidade dos resultados obtidos. Sendo que a utilização de modelos mais elaborados permitiu controlar e analisar o comportamento de cada material, possibilitando conhecer a influência de cada um no comportamento global.

4.4.2.1. Matriz de rigidez

Este modelo assenta na validade das hipóteses base seguintes:

- A análise é limitada a estruturas planas, desprezando os efeitos da torção;
- Os pórticos são admitidos como estruturas planas, constituídas pelos vários elementos estruturais e compatibilizados ao nível dos pisos pelas lajes, consideradas infinitamente rígidas no seu plano;
- Os efeitos da não linearidade geométrica são considerados insignificantes, sendo desprezados na presente análise;
- O presente sistema estrutural considera-se encastrado ao nível das fundações;
- É desprezada a deformabilidade axial dos vários elementos;

- Considera-se que os pórticos são compostos por vigas fortes e pilares fracos, potenciando a origem de rótulas plásticas nos pilares.

A estrutura é concebida como uma consola com deformabilidade por corte, a partir das relações esforço de corte-distorção entre pisos $V-\gamma$ que servem de base ao diagrama histerético utilizado na simulação do comportamento dos elementos de betão armado.

Com base nas hipóteses anteriormente enunciadas, *viz.*, a segunda, cada troço de pilar entre dois pisos sucessivos, pode admitir-se como perfeitamente encastrado nas lajes (Figura 4.12), sendo a sua rigidez dada por

$$K = \frac{V}{\gamma} = \frac{\frac{12EI}{L^3} \Delta}{\frac{\Delta}{L}} = \frac{12E}{L^2} \quad (4.16)$$

Um conjunto de pilares, associados em paralelo, tem-se

$$K = \frac{12E}{L^2} \sum_{i=1}^N I_i \quad (4.17)$$

onde I_i é o momento de inércia do pilar i e N o número total de pilares.

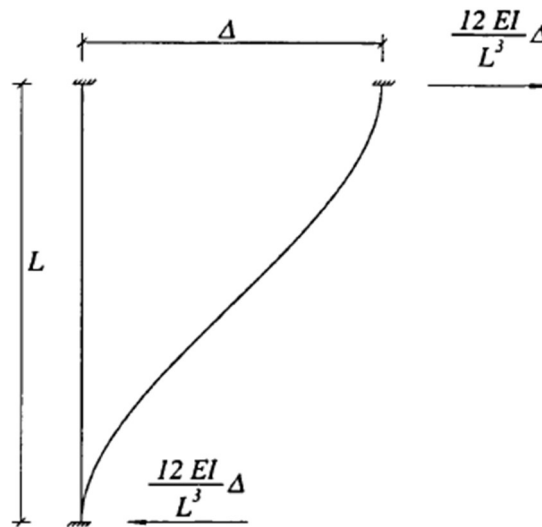


Figura 4.12 – Aplicação da teoria das estruturas na avaliação da rigidez.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

A rigidez das paredes de alvenaria ligadas em paralelo, obtém-se da soma das várias paredes integrantes do sistema estrutural, *i.e.*,

$$K = \sum_{i=1}^N GA'_0 \quad (4.18)$$

onde G é o módulo de distorção da parede e A'_0 é a sua área reduzida da secção horizontal.

A consideração dos elementos estruturais dos pórticos das paredes de alvenaria para o cálculo da matriz de rigidez da estrutura, dos vários andares é executada através da associação em série. Assim, a disseminação dos esforços ao longo da altura da estrutura

provocada pelo deslocamento de um piso, só influencia os elementos estruturais acima e abaixo do referido piso [60].

4.4.2.2. Matriz de massa

A massa dos pisos pode ser admitida como sendo concentrada ao nível dos mesmos, resultando numa matriz de massa diagonal.

4.4.2.3. Matriz de amortecimento

Para a determinação da matriz de amortecimento é possível utilizar o método clássico de amortecimento que se baseia no princípio da obtenção da matriz de amortecimento a partir, única e exclusivamente, do conhecimento das propriedades do material, como a rigidez e a massa (Equação 4.19). Outro método possível de utilizar é uma generalização do método clássico de amortecimento, apresentando uma formulação geral da série de Caughey aplicada tanto a sistemas de vibração com amortecimento viscoso quanto para não-viscoso. Este último pode ser utilizado em situações onde se deseje especificar os coeficientes de amortecimento em mais de dois modos de vibração, limitação que se verifica noutros métodos de determinação da matriz de amortecimento (Garbin, 2015 [108]).

A matriz de amortecimento, C, pode assim ser calculada estabelecendo valores de amortecimento modais, através da seguinte expressão [42]

$$C = M \left[\sum_{i=1}^N \frac{2\xi_i \omega_i}{z_i^T M z_i} z_i z_i^T \right] M \quad (4.19)$$

onde M é a matriz de massa, z_i o vetor relativo à configuração do modo de ordem i , ω_i a frequência angular do modo de ordem i e ξ_i o amortecimento relativo do modo de ordem i .

4.4.2.4. Método das forças fictícias. Equação de equilíbrio dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico de estruturas toma a seguinte forma

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t) \quad (4.20)$$

No presente caso a força exterior é dada pela ação sísmica, $\ddot{x}_g(t)$ e tendo em conta o comportamento não linear da estrutura, obtém-se

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K(x)x(t) = -M\ddot{x}_g(t) \quad (4.21)$$

Relativamente ao comportamento não linear material, a matriz de rigidez $K(x)$ fica dependente da história do carregamento, tornando a equação diferencial não linear. Na solução da equação do movimento a não linearidade física da matriz de rigidez pode ser superada usando o conceito de força fictícia (Leger *et al.* 1986 [109]). A matriz de rigidez

não linear é decomposta na diferença entre a matriz de rigidez elástica e o vetor de forças fictícias necessário, por forma a garantir o equilíbrio (Figura 4.13), podendo ter a seguinte forma

$$K_0(d) = K_{NL}(d) + F_{fict} = F(d) + F_{fict} \quad (4.22)$$

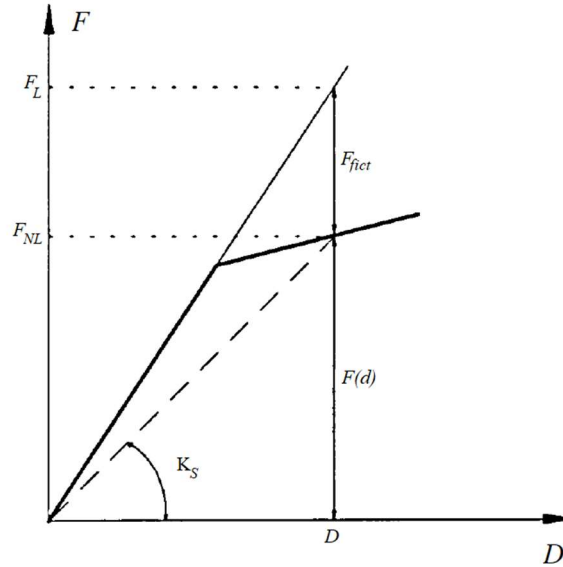


Figura 4.13 – Conceito de força fictícia.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

Este método corresponde à utilização da matriz de rigidez secante (Figura 4.13).

A aplicação do método das forças fictícias à Equação 4.21, permite escrever

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K_0x(t) = -M\ddot{x}_g(t) + F_{fict}(t) \quad (4.23)$$

Redefinindo a equação anterior, mas em termos de deslocamentos relativos, tem-se

$$M\ddot{x}(t + \Delta t) + C\dot{x}(t + \Delta t) + K_0x(t + \Delta t) = -M\ddot{x}_g(t + \Delta t) + F_{fict}(t + \Delta t) \quad (4.24)$$

O desenvolvimento temporal do vetor solução, composto pelos deslocamentos nodais, é conseguido numericamente através do método de Newmark (Newmark, 1959 [110]).

4.4.3. Avaliação da energia sísmica das estruturas

A ocorrência da resposta inelástica das estruturas e o conseqüente aparecimento de danos estruturais, *viz.*, na vertente económica, são previstos nos critérios atuais de dimensionamento sísmico, *e.g.*, EC8 [12] e RSA [99]. A este comportamento não linear está inerente uma determinada dissipação de energia à estrutura, que quanto menor o armazenamento dessa energia transmitida às estruturas, menores os efeitos da ação.

Na ocorrência de um sismo, a consideração da evolução da degradação das estruturas é um fator importante e atual, nomeadamente no que se refere à identificação de mecanismos de danificação associados à exploração da ductilidade e da avaliação da proximidade de uma situação de colapso local ou global da estrutura [60].

Neste subcapítulo realiza-se uma breve abordagem acerca da avaliação da influência das paredes de alvenaria em termos energéticos, essencialmente através da quantificação da energia dissipada pelos vários componentes estruturais.

De seguida apresenta-se a formulação da equação de equilíbrio energético, que expressa os valores de energia dissipada e absorvida por um sistema estrutural em regime dinâmico.

A equação de equilíbrio dinâmico de uma estrutura sob uma ação sísmica, pode ser dada por

$$\mathbf{M}\ddot{x}_t + \mathbf{C}\dot{x}_t + f_s = 0 \quad (4.25)$$

onde \mathbf{M} é a matriz de massa da estrutura, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento da estrutura, f_s o vetor das forças de restituição, \ddot{x}_t o vetor das acelerações totais, \dot{x}_t o vetor das velocidades relativas e x_t o vetor dos deslocamentos relativos.

Integrando a Equação 4.25 em ordem ao vetor dos deslocamentos relativos, x_t , desde o instante em que o sismo atua, tem-se

$$\int \dot{x}_t^t \mathbf{M} dx + \int \dot{x}_t^t \mathbf{C} dx + \int f_s^t dx = 0 \quad (4.26)$$

Sendo o deslocamento total, x_t , igual à soma do deslocamento sísmico, x_g com o deslocamento relativo, x , tem-se

$$\int \dot{x}_t^t \mathbf{M} dx = \int \dot{x}_t^t \mathbf{C} dx - \int \dot{x}_t^t dx_g \quad (4.27)$$

Pressupondo que a matriz de massa é diagonal, atendendo à definição de derivada e substituindo a Equação 4.27 na Equação 4.26, obtém-se

$$\frac{1}{2} \dot{x}_t^t \mathbf{M} \dot{x}_t + \int \dot{x}_t^t \mathbf{C} dx_t + \int f_s^t dx = \int \left(\sum_{i=1}^N m_i \ddot{x}_{ti} \right) dx_g \quad (4.28)$$

em que m_i é a massa concentrada ao nível do piso i e \ddot{x}_{ti} é a aceleração total ao nível do piso i .

A Equação 4.28 expõe a equação de equilíbrio energético na sua formulação absoluta ou *absolute energy formulation*. Esta apresenta vantagens sobre a formulação em termos de valores relativos, uma vez que é fisicamente mais significativa (Uang *et al.*, 1990 [111]).

O primeiro termo da Equação 4.28 designa a energia cinética “absoluta” E_k

$$E_k = \frac{1}{2} \dot{x}_t^t \mathbf{M} \dot{x}_t = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N m_i (\dot{x}_{ti})^2 \quad (4.29)$$

pois usa-se o vetor das velocidades absolutas na sua definição. O segundo termo diz respeito à energia dissipada por amortecimento E_ζ , admitindo sempre valores não negativos, uma vez que

$$E_\zeta = \int \dot{x}_t^t \mathbf{C} dx = \int \dot{x}_t^t \mathbf{C} \dot{x}_t dt \geq 0 \quad (4.30)$$

O terceiro termo da Equação 4.28 quantifica a energia absorvida, que engloba a energia elástica da deformação E_s , recuperável, e a energia dissipada por histerese E_h

$$E_{abs} = \int f_s^t dx = E_s + E_h \quad (4.31)$$

A Figura 4.14 mostra, esquematicamente e com base numa curva histerética hipotética, definida em termos de F - D generalizado, as duas parcelas energéticas atrás referidas.

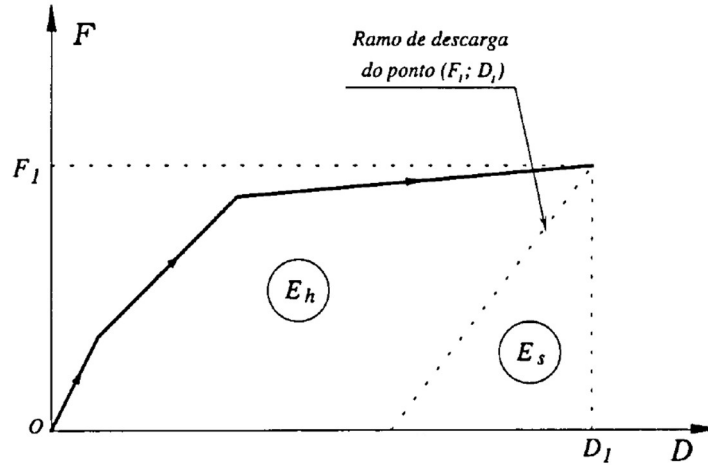


Figura 4.14 – Energia dissipada por histerese e energia elástica de deformação.
Fonte: Oliveira, 1995 [60].

O segundo membro da Equação 4.28 é, por definição, a energia transmitida pelo sismo ou *input energy*, E_i

$$E_i = \int \left(\sum_{i=1}^N m_i \ddot{x}_{ti} \right) dx_g \quad (4.32)$$

e representa o trabalho realizado pelas forças de inércia no deslocamento da fundação.

Por fim, é possível escrever a equação do equilíbrio energético representada pelas suas componentes

$$E_i = E_k + E_\xi + E_{abs} = E_k + E_\xi + E_s + E_h \quad (4.33)$$

Destaca-se a utilização do presente conceito e formulação da equação de equilíbrio energético, no relatório do estado da arte que aborda a determinação dos critérios de dimensionamento *earthquake-resistant design* EQ-RD, realizado por Bertero, 2005 [112].

Na Figura AIII.17 nos Anexos apresenta-se um exemplo da história temporal de várias componentes energéticas do sistema relativas à análise não linear de uma estrutura, composta por pórticos de betão armado preenchidos por paredes de alvenaria, submetidas à ação de um sismo regulamentar [60].

4.5. Modelação numérica de uma parede de uma estrutura

A formulação genérica apresentada no subcapítulo anterior destina-se a representar o efeito da degradação de rigidez, de resistência e do *pinching* de uma estrutura preenchida por alvenaria. No presente subcapítulo será apresentado e utilizado um modelo equivalente, que permite estudar estes efeitos através de um modelo *Macro-Simulink*.

Este modelo é baseado no estudo e no modelo desenvolvido por Mousavi *et al.*, 2015 [113]. A estrutura em estudo é representativa, podendo ser metálica ou de betão armado. Também podendo ser fixas ou resistentes à flexão. Noutras palavras, as estruturas em estudo serão identificadas pelo seu comportamento histerético, em vez de pelos seus materiais ou características construtivas.

O referido modelo foi realizado com o recurso ao *Matlab/Simulink*, constituindo um modelo numérico *Macro-Simulink*, cuja representação esquemática se apresenta nos Anexos.

É utilizado um *smooth hysteretic model* (SHM), originalmente proposto por Bouc, 1967 [114] (e desenvolvido por muitos outros: Wen, 1976 [115], Baber & Noori, 1985 [116], Casciati, 1989 [117], Reinhorn *et al.*, 1995 [118]), baseado na variação deste sugerido por Sivaselvan & Reinhorn, 2000 [119], para a determinação dos esforços de corte da estrutura, P_f . Sendo que, o modelo sugerido apresenta algumas modificações ao nível da formulação do efeito *pinching*, por parte de Mousavi, *et al.* [113].

A formulação deste modelo, de acordo com Mousavi, *et al.* [113] é discutida nos subcapítulos subsequentes, contemplando os seguintes casos: comportamento histerético simples, degradação da rigidez, degradação da resistência e o efeito *pinching* da estrutura.

Considera-se para o presente estudo o sistema de 1GDL, apresentado na Figura 4.15, que representa uma estrutura preenchida por uma parede representativa, m_1 , ligada a exterior por uma mola com rigidez k_1 e um amortecedor de constante c_1 , e submetida a uma determinada aceleração na base \ddot{x}_g .

Os parâmetros da estrutura considerados são o período, $T = 1s$, a massa da estrutura, $m_1 = 5000 kg$ e o coeficiente de amortecimento, $\xi = 0,05$, considerado o usual em estruturas de betão armado.

Realiza-se nas secções seguintes um estudo das respostas da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, para os diferentes casos de comportamento histerético do sistema representativo, com recurso ao modelo *Macro-Simulink* referido. Também se apresenta um estudo dos ciclos histeréticos em termos de relações forças-deslocamentos generalizados para os vários casos referidos. Os resultados apresentados seguidamente serão sempre para o sistema em estudo submetido ao Sinal Genérico 1.

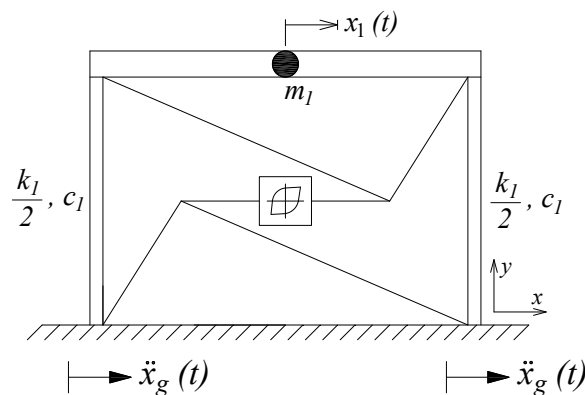


Figura 4.15 – Sistema de 1GDL composto por um pórtico de uma estrutura preenchido por uma parede representativa, m_1 , submetida por uma aceleração na base de \ddot{x}_g .

4.5.1. Comportamento histerético simples da estrutura (Caso I)

Um comportamento histerético simples sem degradação, adequado para estruturas de aço bem detalhadas, como estruturas resistentes a momentos especiais ou *special moment resisting frames* (SMRFs), é representado pelas Equações 4.34 e 4.35.

$$P_f = k_f x = (ak_0 + k_{hyst})x \quad (4.34)$$

$$k_{hyst} = (1-a)k_0 \left\{ 1 - \left| \frac{P_f}{P_{fy}} \right|^{N_s} \left[\eta \operatorname{sgn}((1-a)P_f \dot{x}) + 1 - \eta \right] \right\} \quad (4.35)$$

onde k_f é a rigidez lateral total não linear da estrutura, k_0 é a sua rigidez lateral inicial, a é a relação de rigidez pós-cedência, N_s é um parâmetro que controla a suavidade da transição da pré para a pós-cedência e η controla a forma do caminho de descarga (a descarga não-linear também pode ser simulada). P_f e P_{fy} são o corte atual da estrutura e o seu valor de cedência correspondente, respetivamente. Ainda sgn é a função *signum*.

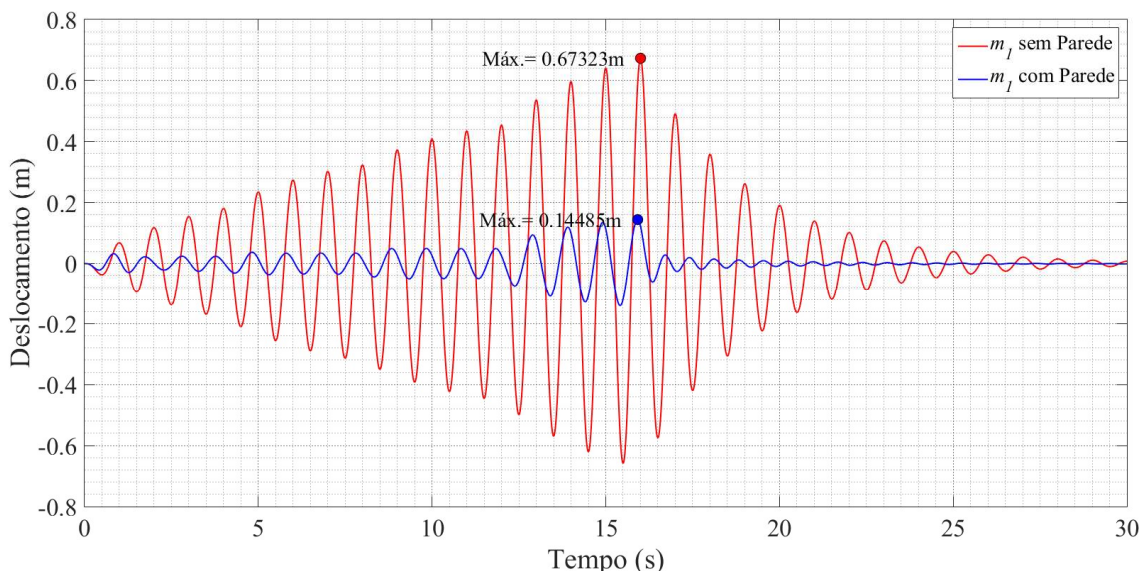


Figura 4.16 – Resposta em deslocamentos da estrutura com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a histerese simples (Caso I).

O gráfico da Figura 4.16, elaborado com recurso ao modelo *Macro-Simulink* apresentado nas Figuras AIII.18 a AIII.21 nos Anexos, mostra duas respostas da estrutura em termos de deslocamento, respetivamente, com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 1 referido no Capítulo 3 e considerando o Caso I referente a um comportamento histerético simples da estrutura.

4.5.2. Degradação da rigidez da estrutura (Caso II)

A degradação da rigidez advém de efeitos geométricos. A rigidez elástica degrada-se com o incremento da ductilidade. A degradação da rigidez é implementada no modelo *Macro-Simulink* através da chamada regra de pivô (Park *et al.* 1987 [120]). A maioria dos

betões armados sofre degradação de rigidez que deve ser contabilizada numa análise dinâmica não-linear. Para abordar este caso, k_{hyst} deve ser modificado da seguinte forma

$$k_{hyst} = (R_k - a)k_0 \left\{ 1 - \left| \frac{P_f}{P_{fy}} \right|^{N_s} \left[\eta \operatorname{sgn}((1-a)P_f \dot{x}) + 1 - \eta \right] \right\} \quad (4.36)$$

sendo

$$R_k = \frac{P_f + \alpha_r P_{fy}}{k_0 x + \alpha_r P_{fy}} \quad (4.37)$$

A degradação da rigidez pode ser regulada através do parâmetro α_r . Quanto maior o α_r , menor a degradação da rigidez. Deve ser apontado, que R_k na Equação 4.37 é um parâmetro positivo sendo a unidade o seu valor máximo possível. Não obstante, R_k também é uma função decrescente do tempo, pois a rigidez da estrutura não aumentaria após a deterioração, independentemente do deslocamento atual.

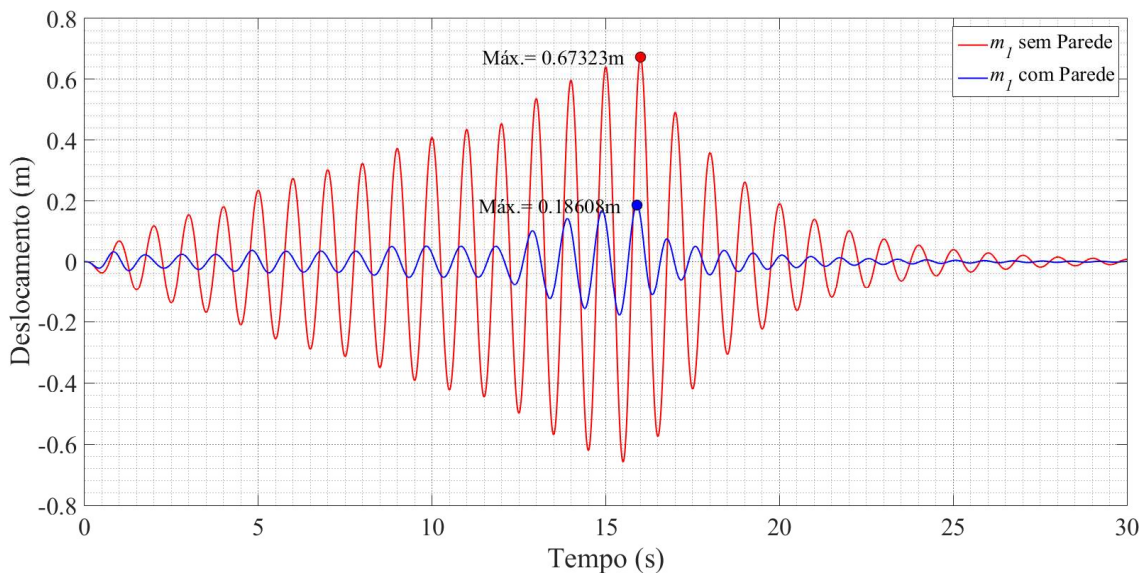


Figura 4.17 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamento, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II).

Recorrendo ao modelo *Macro-Simulink* (Figuras AIII.18 a AIII.21) obtém-se o gráfico da Figura 4.17 que mostra a resposta em termos de deslocamentos da estrutura com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1 e considerando o Caso II referente a um comportamento da estrutura com degradação de rigidez da estrutura.

4.5.3. Degradação da rigidez/resistência da estrutura (Caso III)

Para contrariar os efeitos $P-\Delta$, bem como a deterioração da força durante inversões repetidas de carga, é implementada no modelo *Macro-Simulink* uma degradação de resistência baseada na energia/ductilidade. Sendo conseguido através da seguinte modificação sobre a força de cedência.

$$P_{fy} = P_{fy0} \left[1 - \left(\frac{x_{\max}}{x_{\text{ult}}} \right)^{\beta_1} \right] \left[1 - \frac{\beta_2 H}{(1 - \beta_2) H_{\text{ult}}} \right] \quad (4.38)$$

A resistência degradada e de cedência inicial da estrutura são indicados pelo P_{fy} e P_{fy0} , respetivamente. Os parâmetros x_{\max} e x_{ult} são o deslocamento máximo na inversão de carga atual e capacidade de deslocamento último da estrutura, respetivamente. A energia dissipada acumulada no deslocamento atual é representada por H e H_{ult} é a energia dissipada máxima sob carga monotónica (não cíclica). Ainda, β_1 e β_2 são parâmetros de degradação baseados na ductilidade e nas necessidades de dissipação de energia, respetivamente.

A degradação da resistência deve ser considerada para estruturas resistentes a momentos normais ou intermédios sob grandes necessidades de ductilidade. A maioria das estruturas de betão armado e paredes resistentes também irão experimentar degradação da resistência.

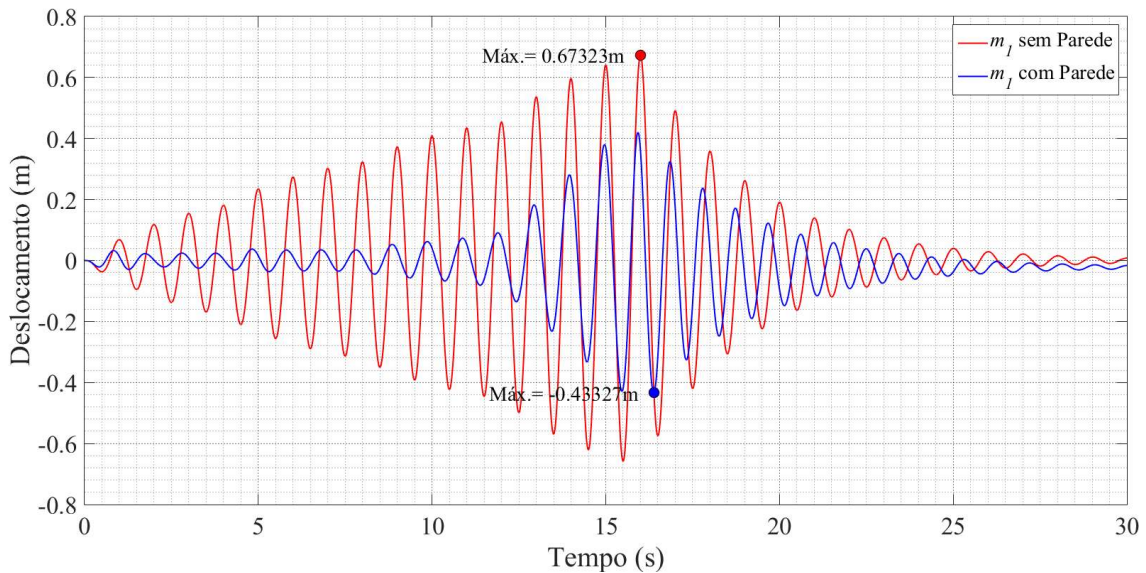


Figura 4.18 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamento, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).

Por forma a verificar a influência da degradação da resistência em conjunto com a degradação da rigidez de uma estrutura (Caso III), elaborou-se o gráfico da Figura 4.18, com as respostas da estrutura com e sem parede, em termos de deslocamento. Para tal foi necessário o recurso ao modelo de *Macro-Simulink* (Figuras AIII.18 a AIII.21).

4.5.4. Degradação da rigidez/resistência e o efeito *pinching* da estrutura (Caso IV)

A maioria das paredes resistentes e estruturas com paredes de preenchimento de alvenaria revelaram ciclos histeréticos comprimidos (ou *pinched*) em testes realizados por [113]. Assim, o *pinching* também é considerada no modelo através da seguinte modificação na rigidez lateral da estrutura, pela seguinte expressão

$$k_f = ak_0 + \frac{k_{hyst}k_{slip-lock}}{k_{hyst} + k_{slip-lock}} \quad (4.39)$$

em que

$$k_{slip-lock} = \left\{ \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{R_{sp} (\mu_d - 1)^\kappa (x_{max}^+ - x_{max}^-)}{\sigma(1-a)P_{fy}} \exp - \left[0,5 \left(\frac{P_f - \lambda_c P_{fy}}{\sigma P_{fy}} \right)^2 \right] \right\}^{-1} \quad 0 \leq R_{sp}, \sigma, \lambda_c \leq 1 \quad (4.40)$$

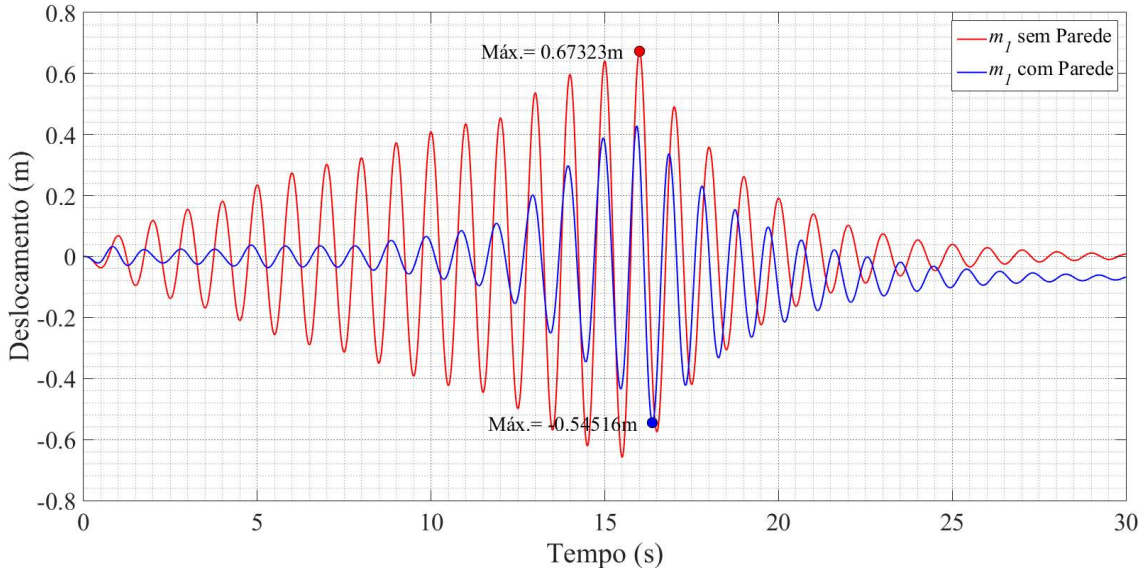


Figura 4.19 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

Na Equação 4.40, R_{sp} , σ , κ e λ_c são parâmetros relativos ao efeito *pinching*. O parâmetro R_{sp} define o comprimento de deslizamento do comportamento, σ é uma parte do corte de cedência da estrutura, além do qual o deslizamento não ocorreria.

O parâmetro κ indica o comprimento do deslizamento variável, dependendo da necessidade de ductilidade desenvolvida. Além disso, λ_c é uma fração do corte de cedência da estrutura em torno do qual ocorre deslizamento (em estruturas simétricas, $\lambda_c = 0$). O efeito *pinching* será mais pronunciado para valores mais elevados de R_{sp} e valores mais baixos de σ . A necessidade de ductilidade no deslocamento atual é representada por μ_d , e os deslocamentos máximos do ciclo atual nas direções positiva e negativa são x_{max}^+ e x_{max}^- , respetivamente.

O caso mais real de um sistema representativo, constituído por uma estrutura e por uma parede, é o que engloba além do efeito da degradação da rigidez e da resistência, também o efeito de *pinching*.

Assim, o gráfico da Figura 4.19 conta com duas respostas em termos de deslocamentos de uma estrutura com ou sem parede, de modo a verificar a influência do *pinching* num referido sistema. Mais uma vez com base no modelo *Macro-Simulink* presente nos Anexos (Figuras AIII.18 a AIII.21), obteve-se estas representações.

4.5.5. Ciclos histeréticos (Força vs Deslocamento)

Na presente secção, apresentam-se os gráficos da Figura 4.20, onde se encontram representados os ciclos histeréticos do sistema representativo em estudo, constituído pela estrutura preenchida com parede.

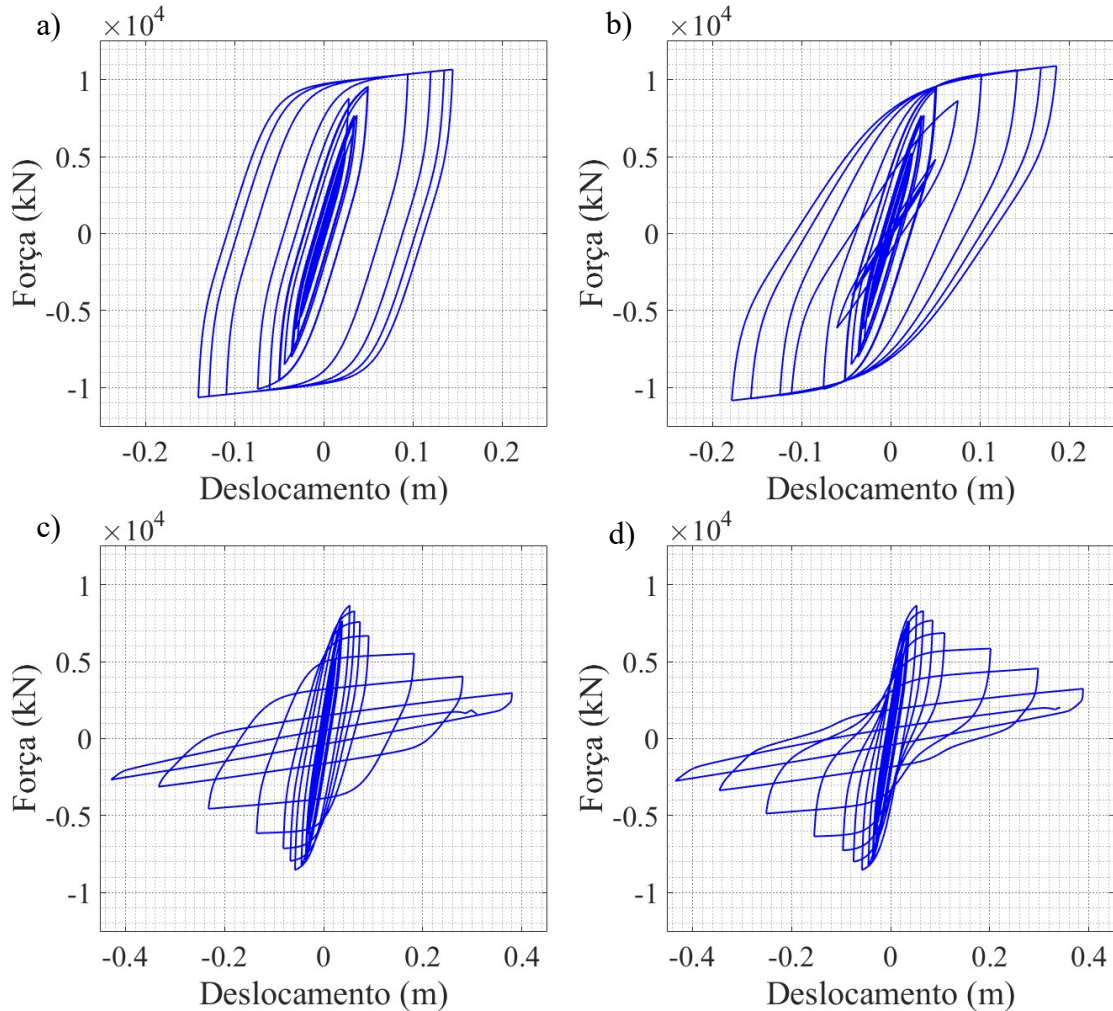


Figura 4.20 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controlo e com parede, submetida ao Sinal Genérico 1 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

Estes ciclos foram obtidos em termos de relações forças-deslocamentos generalizados ($F-D$), que fornecem a rigidez e a força generalizada de restituição inelástica, para cada deslocamento imposto, com base na história do carregamento anterior, devendo ser definido por um número não muito elevado de parâmetros e regras que reproduzam o comportamento apurado experimentalmente, facilitando assim, a sua aplicação em algoritmos de cálculo automático.

Assim, com o recurso ao modelo *Macro-Simulink* presente nos Anexos (Figuras AIII.18 a AIII.21), obtiveram-se as relações forças-deslocamentos generalizados do sistema representativo em estudo submetido ao Sinal Genérico 1, para o caso da histerese simples (Figura 4.20a), da degradação da rigidez (Figura 4.20b), da degradação da rigidez

e resistência (Figura 4.20c), e para a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Figura 4.20d).

4.6. Organização e discussão dos resultados obtidos

Os gráficos correspondentes ao estudo das respostas em termos de deslocamentos, e de relações forças-deslocamentos generalizados, relativos ao Sinal Genérico 2 apresentam-se nos Anexos nas Figuras AIII.22 a AIII.26, e relativos ao sinal sísmico El Centro nas Figuras AIII.27 a AIII.31.

De acordo com Mousavi, *et al.* [113], para a utilização do modelo *Macro-Simulink* foram usados os parâmetros constantes na Tabela 4.1, conforme o caso de comportamento que se pretende simular.

Tabela 4.1 – Parâmetros considerados para simular diferentes comportamentos do sistema (em todos os casos, $k_0 = 3 \text{ MN/m}$, $P_{fy} = 30 \text{ kN}$, $N_s = 5$, $a = 0,03$, $\eta = 1$).

Caso	Comportamento Histerético	α_r	β_1	β_2	σ	R_{sp}	λ_c	κ
I	Simples	50	0	0	1	0	0	0
II	Degradação da Rigidez	1	0	0	1	0	0	0
III	Degradação da Rigidez/Resistência	1	0,3	0,3	1	0	0	0
IV	Degradação da Rigidez/Resistência com <i>Pinching</i>	1	0,3	0,3	0,2	0,1	0	0,5

Fonte: Mousavi, *et al.* 2015 [113].

A informação presente nas Tabelas 4.2 a 4.5, relativas aos resultados obtidos para os vários casos estudados anteriormente, permite retirar conclusões acerca da influência que a existência de uma parede tem numa estrutura.

No geral, à medida que se avança para um caso mais real, *i.e.*, do caso da parede com comportamento histerético simples (Caso I), para o último caso em que se considera em conjunto os efeitos da degradação da rigidez, da resistência e do efeito *pinching* (Caso IV), a resposta da estrutura preenchida com parede, comparativamente à estrutura sem preenchimento, tem uma redução cada vez menor, face às solicitações consideradas. Este facto, é facilmente perceptível pela observação sequencial dos gráficos das Figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19, respetivamente, uma redução do deslocamento máximo absoluto do sistema representativo, sujeito ao Sinal Genérico 1, de 78% com comportamento histerético simples, 72% no caso com degradação da rigidez, 36% no caso da degradação da rigidez e da resistência e 19% considerando a degradação da rigidez e da resistência, juntamente com o efeito *pinching*.

Verifica-se que relativamente ao sinal sísmico El Centro, a presença da parede na estrutura reduz o seu deslocamento máximo absoluto em cerca de 50%, comparativamente à resposta sem parede, valor este que se mantém praticamente inalterável nos quatro casos de comportamento da estrutura com parede.

Conclui-se, que quando se considera um caso mais real do comportamento da estrutura equivalente ao Caso de estudo IV, obtém-se na generalidade uma menor redução dos deslocamentos, face à resposta não controlada do sistema representativo, devido à existência dos efeitos da degradação da rigidez, da resistência e do efeito de *pinching*. A influência que estes efeitos têm na estrutura com parede serão seguidamente analisados, com base nos ciclos histeréticos obtidos.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos no caso da histerese simples para uma estrutura com e sem parede (Caso I).

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m ₁ com Parede	0,144848	-0,140590	0,144848 (78%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m ₁ com Parede	0,112609	-0,110837	0,112609 (79%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m ₁ com Parede	0,048913	-0,064183	0,064183 (50%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

Tabela 4.3 – Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez para uma estrutura com e sem parede (Caso II).

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m ₁ com Parede	0,186078	-0,178256	0,186078 (72%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m ₁ com Parede	0,128695	-0,136220	0,136220 (74%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m ₁ com Parede	0,053472	-0,065731	0,065731 (49%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

Realiza-se agora, uma breve análise dos resultados obtidos, tendo em conta os gráficos força-deslocamentos generalizados da Figura 4.20, que apresentam o desenvolvimento do comportamento histerético da parede da estrutura, sujeita ao Sinal Genérico 1, para os quatro casos em estudo obtidos com a aplicação do modelo *Macro-Simulink* referido, e utilizando os parâmetros constantes na Tabela 4.1.

Na Figura 4.20a tem-se um comportamento histerético simples da estrutura com parede (Caso I). Referiu-se, que a degradação da rigidez é regulada através do parâmetro α_r , presente na Equação 4.37, sendo que quanto maior o α_r , menor a degradação da rigidez. Considerou-se assim, um valor de $\alpha_r = 50$, por forma reduzir o efeito da degradação da rigidez [95]. Observa-se no presente caso, um deslocamento máximo de aproximadamente 15 cm para uma força de pouco mais de 1000 kN. A rigidez de um sistema é dada pela inclinação das curvas de carga e descarga, verificando-se assim, um maior valor da rigidez do sistema representativo, o que conduz a um aumento das deformações em termos de deslocamentos, para valores superiores da força exercida na parede. Isto implica um incremento da dissipação de energia que é traduzido pela área dos ciclos histeréticos. Este aumento, manifesta-se em curvas de carga e descarga dos ciclos histeréticos aproximadamente paralelas entre si, *i.e.*, não existe degradação da resistência, e a rigidez permanece constante em cada ciclo. Assim, refere-se que este comportamento não constitui um modelo real do ciclo histerético de uma parede, uma vez que não existe uma variação das características da parede, com o aumento do deslocamento. Por outro lado, com o aumento do deslocamento, a energia dissipada também aumenta o que não se verifica na realidade.

A Figura 4.20b, apresenta um comportamento da parede em que se considera um determinado nível de degradação da rigidez (Caso II). Apesar de se verificar um comportamento próximo ao do caso anterior, este incremento na degradação da rigidez

conduz agora a curvas de carga e descarga não paralelas entre si (“ovalização” do ciclo). Observa-se que existe uma variação na inclinação das curvas de carga e descarga do ciclo histerético, sendo esta inclinação cada vez menor, o explica o fenómeno de degradação de rigidez da parede representativa. Verificando-se também, que a zona de transição entre a rigidez inicial e a secundária, designada por zona elasto-plástica, aumenta, suavizando a referida transição relativamente ao caso anterior. Por este motivo, observa-se que o deslocamento máximo aumenta cerca de 5 cm, para uma mesma força exercida na parede em relação ao caso sem degradação da rigidez.

Tabela 4.4 – Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez e resistência para uma estrutura com e sem parede (Caso III).

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m ₁ com Parede	0,420205	-0,433273	0,433273 (36%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m ₁ com Parede	0,171323	-0,188834	0,188834 (65%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m ₁ com Parede	0,053937	-0,065734	0,065734 (49%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

Tabela 4.5 – Resultados obtidos no caso da degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* para uma estrutura com e sem parede (Caso IV).

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m ₁ com Parede	0,428311	-0,545156	0,545156 (19%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m ₁ com Parede	0,187822	-0,210351	0,210351 (61%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m ₁)	m ₁ sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m ₁ com Parede	0,058434	-0,065734	0,065734 (49%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

Antes de proceder à análise dos gráficos das Figura 4.20c e 4.20d, é de notar que estes apresentam uma escala diferente no eixo dos deslocamentos, que difere de todos os outros resultados do mesmo género, por forma a obter uma melhor representação geral dos ciclos histeréticos em estudo.

A degradação da resistência da parede é evidente na análise da Figura 4.20c, onde se considera a sua influência em conjunto com a degradação da rigidez (Caso III), tornando este caso mais próximo da realidade que os anteriores. É possível notar, que em cada ciclo histerético existe uma diminuição da força resistente que a parede suporta/gera. Assim, conclui-se que para os ciclos iniciais com pequenos deslocamentos, a capacidade resistente é elevada (ciclos aproximadamente verticais). E que com o crescimento do número de ciclos, aumenta-se a deformação da parede, conduzindo a uma clara e significativa redução da sua capacidade resistente (ciclos aproximadamente horizontais). Obtém-se assim, para os ciclos “verticais” deslocamentos na ordem dos 7 cm para uma força de cerca de 900 kN. Já nos ciclos “horizontais”, obtém-se deslocamentos na ordem dos 40 cm para capacidades resistentes de 300 kN. Comprovando-se assim, um aumento do deslocamento de quase 4 vezes, acompanhado por uma diminuição da capacidade resistente para aproximadamente metade.

Refere-se ainda no Caso III e no Caso IV, a necessidade de interromper a evolução dos ciclos histeréticos aos 15,8 segundos, uma vez que se verificou uma instabilidade numérica, correspondente à rotura da parede para fora do plano. Esta rotura da parede para fora do plano é facilmente comprovada pela observação dos gráficos das Figuras 4.18 e 4.19, onde se verificam, respectivamente, deslocamentos permanentes do sistema representativo de aproximadamente 5cm e 10cm.

O gráfico da Figura 4.20d, apresenta o caso mais real do comportamento de uma estrutura preenchida por uma parede, contanto com o efeito da degradação da rigidez, da resistência e do efeito *pinching* em conjunto. O efeito de *pinching* está inteiramente ligado com o fenómeno da fendilhação da parede, devido ao efeito dos esforços de corte no comportamento desta, traduzindo-se numa redução do ciclo histerético para valores do deslocamento próximos do ponto de origem. Esta compressão, conduz a uma menor dissipação da energia do sistema. O comportamento verificado no referido gráfico é em tudo igual ao comportamento do Caso III, ao nível dos deslocamentos e forças máximas, a única diferença encontra-se na referida compressão, pelos motivos supracitados.

Conclui-se, referindo que o Caso IV em que se considera os efeitos conjuntos da degradação da rigidez, da resistência e do *pinching* nas paredes, é o caso mais próximo da realidade, apresentando comportamentos mais nefastos que os outros casos em estudo, no entanto exhibe sempre uma redução significativa da resposta da estrutura sem parede.

Ainda, estas conclusões apresentadas nos parágrafos anteriores relativas ao sistema representativo sujeito ao Sinal Genérico 1, quando comparadas com o gráfico de força-deslocamento do mesmo sistema, mas agora submetido ao Sinal Genérico 2 de amplitude crescente (Figura AIII.26 nos Anexos), verifica-se que para aproximadamente os mesmos valores da força da parede, se confirmam deslocamentos relativamente inferiores nos primeiros dois casos de comportamento histerético estudados (Caso I e II), e uma redução destes para cerca de metade nos dois últimos casos (Caso III e IV). Relativamente aos gráficos gerados, quando o mesmo sistema representativo é submetido ao sismo El Centro (Figuras AIII.31), os resultados não são facilmente perceptíveis, uma vez que o sinal apresenta amplitudes completamente aleatórias, resultando em ciclos histeréticos com uma evolução descontrolada, contrariamente aos casos verificados com os outros dois sinais de aceleração. Embora ainda, se verifique as características inerentes de cada caso em estudo, estas não são tanto evidentes. Observa-se também, para o caso sujeito à ação sísmica um aumento, ainda que insignificante dos deslocamentos do Caso I para o Caso IV, podendo admitir-se que em todos os casos se verifica um deslocamento máximo de aproximadamente pouco mais de 5 cm para valores da força da parede próximos dos 1000 kN.

Capítulo 5

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE UM TMD APLICADO NUMA ESTRUTURA PREENCHIDA POR UMA PAREDE NÃO ESTRUTURAL

5.1. Introdução

Nos capítulos anteriores, verificou-se a necessidade de controlar as oscilações de edifícios, face a ações externas, *viz.*, o vento e os sismos. Para tal, realizou-se o estudo da aplicação de TMDs em estruturas porticadas, numa primeira abordagem sem parede. Em seguida, concluiu-se que a existência inerente das paredes numa determinada estrutura, influencia o seu comportamento estrutural e dinâmico global, podendo conduzir a efeitos desfavoráveis no seu desempenho, devendo ser consideradas no dimensionamento de estruturas. Para o efeito, efetuou-se um estudo no capítulo anterior, acerca do comportamento das estruturas quando preenchidas por paredes, sem controlo de vibrações, concluindo que a existência das paredes influencia significativamente o comportamento das estruturas.

O presente capítulo, visa agora estudar a influência que um amortecedor de massa sintonizada tem no comportamento de uma estrutura preenchida por uma determinada parede, o que constitui o objetivo principal da presente dissertação.

Este capítulo divide-se em duas partes, a primeira objetiva apresentar os resultados obtidos do modelo numérico em questão, para os vários casos de comportamento do sistema, e a outra parte visa organizar e analisar os resultados obtidos.

5.2. Modelo numérico da estrutura com parede e TMD

O modelo numérico *Macro-Simulink* utilizado para o estudo da influência da aplicação de um TMD numa estrutura preenchida por uma parede, encontra-se representado nas Figuras AIV.1 a AIV.5 nos Anexos. O sistema representativo de 2GDL, solicitado por uma aceleração na base \ddot{x}_g , encontra-se ilustrado na Figura 5.1, composto pela estrutura, m_1 , preenchida por uma parede e ligada ao exterior por uma mola com rigidez k_1 e um

amortecedor de constante c_1 , onde se encontra instalado um TMD, m_2 , ligado à massa principal por uma mola com rigidez k_2 e um amortecedor de constante c_2 .

Os parâmetros da estrutura considerados são o período, $T = 1s$, a massa da estrutura, $m_1 = 5000 kg$ e o coeficiente de amortecimento, $\xi = 0,05$, considerado o usual em estruturas de betão armado. O rácio de massas escolhido no presente estudo é $\mu = 0,15$, uma vez que apresenta os melhores resultados ao nível de controlo e aplicação prática.

Realiza-se nas secções seguintes um estudo das respostas da estrutura com parede e com o TMD instalado, em termos de deslocamentos, para os diferentes casos de comportamento histerético do sistema representativo, recorrendo ao modelo *Macro-Simulink* referido. Também, se apresenta um estudo dos ciclos histeréticos em termos de relações forças-deslocamentos generalizados para os vários casos referidos. Os resultados apresentados seguidamente serão sempre para o sistema em estudo submetido ao Sinal Genérico 1.

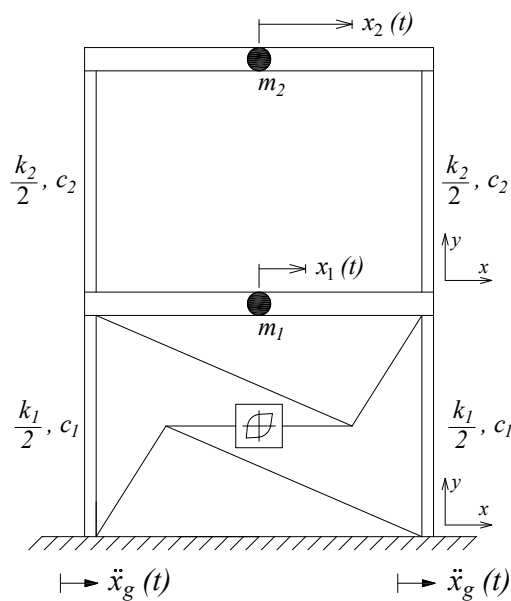


Figura 5.1 – Sistema de 2GDL composto por uma estrutura preenchida por uma parede representativa, m_1 , onde se encontra instalado um TMD, m_2 , submetida por uma aceleração na base de \ddot{x}_g .

5.2.1. Para um sinal sinusoidal crescente com determinadas amplitudes iguais (Sinal Genérico 1)

5.2.1.1. Histerese simples

Recorrendo ao modelo *Macro-Simulink* apresentado nas Figuras AIV.1 a AIV.5, numa primeira abordagem considerando o caso do comportamento histerético simples da estrutura (Caso I) e tendo em conta que está submetida ao Sinal Genérico 1, obteve-se o gráfico da Figura 5.2, que corresponde à comparação da resposta não controlada da estrutura, com a resposta da estrutura onde se encontra instalado o TMD, podendo esta estar ou não preenchida com parede. Obtém-se também o gráfico da Figura 5.3, que apresenta a comparação entre a resposta do TMD em termos de deslocamentos, nos casos da estrutura estar e não estar preenchida por parede.

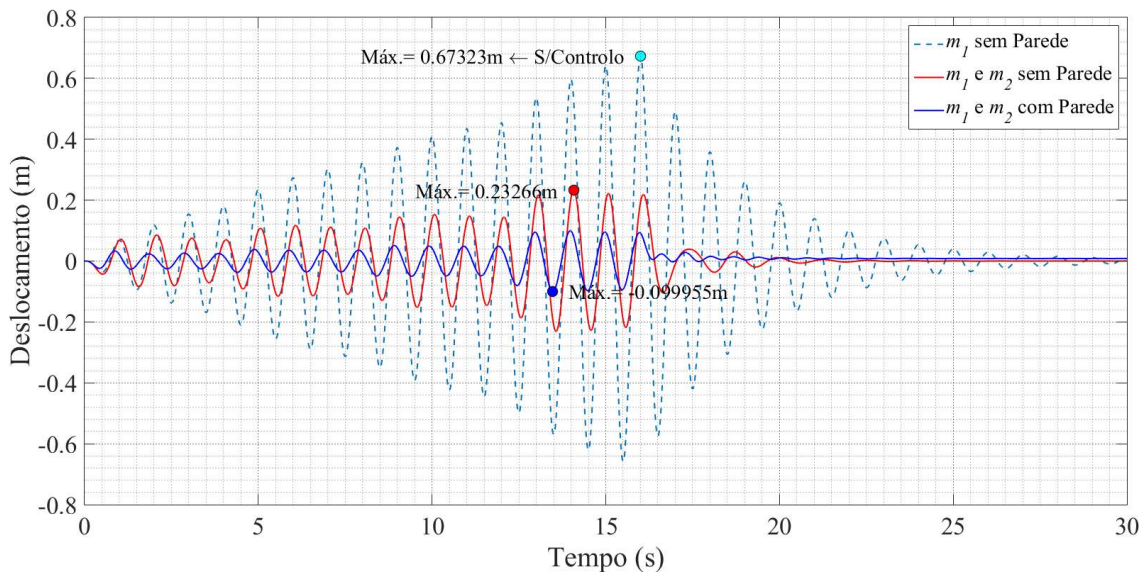


Figura 5.2 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, admitindo uma histerese simples (Caso I). Para $\mu = 0,15$.

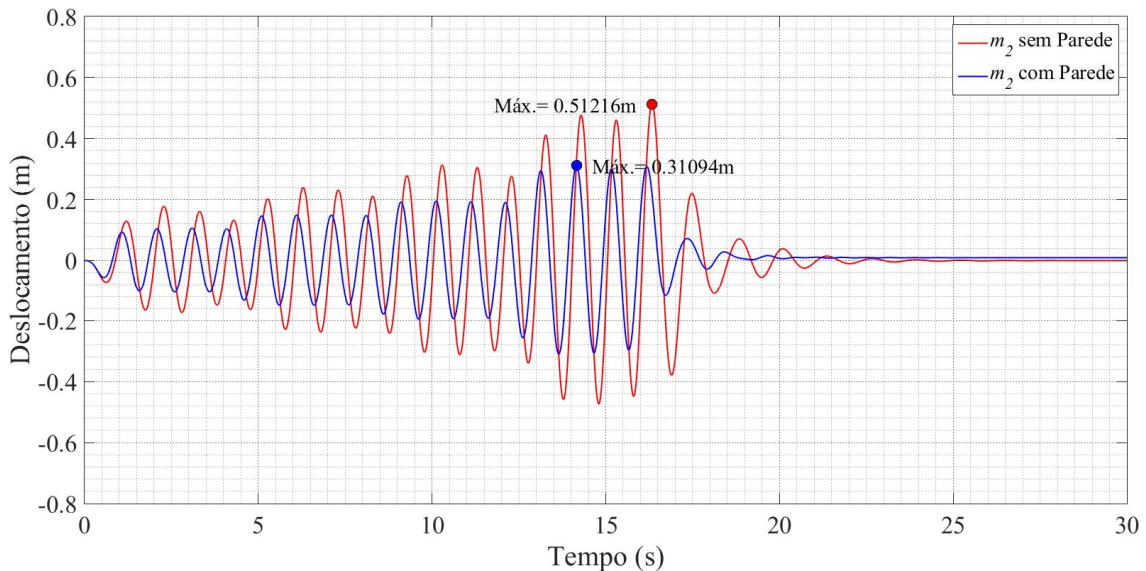


Figura 5.3 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para $\mu = 0,15$.

5.2.1.2. Caso com degradação da rigidez

Usando o modelo *Macro-Simulink* do caso anterior (Figuras AIV.1 a AIV.5), considerando agora a degradação da rigidez da estrutura (Caso II) e submetida ao Sinal Genérico 1, obteve-se o gráfico da Figura 5.4, que mostra a comparação da resposta não controlada da estrutura sem parede, com a resposta da estrutura com TMD, podendo esta estar ou não preenchida com parede. Obtém-se igualmente o gráfico da Figura 5.3, que exhibe a comparação entre a resposta do TMD em termos de deslocamentos, nos casos da estrutura estar e não estar preenchida por parede.

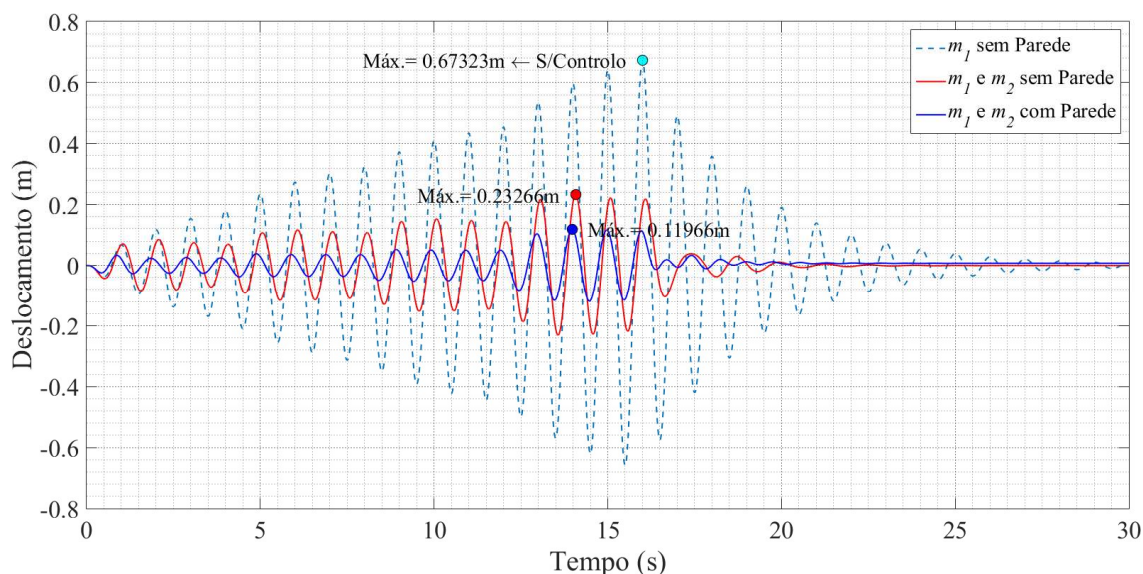


Figura 5.4 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez (Caso II). Para $\mu = 0,15$.

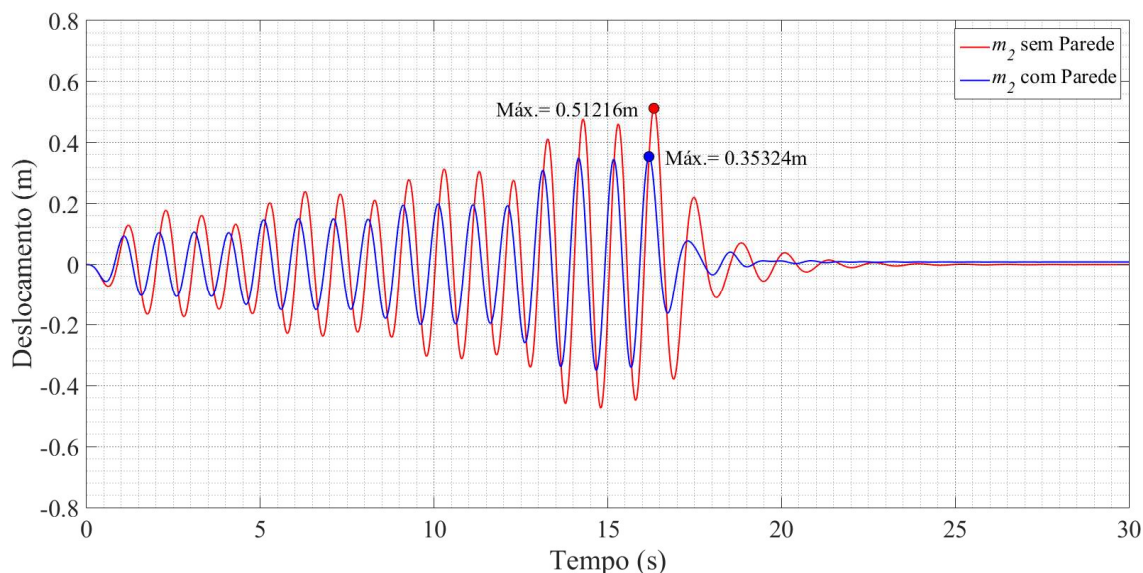


Figura 5.5 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para $\mu = 0,15$.

5.2.1.3. Caso com degradação da rigidez e resistência

Recorrendo ao modelo *Macro-Simulink* (Figuras AIV.1 a AIV.5), considerando agora que a estrutura possui degradação da rigidez e da resistência, obtém-se o gráfico da Figura 5.6, que mostra as respostas em termos de deslocamentos, da estrutura não controlada e sem parede e da estrutura controlada, preenchida ou não com parede. Por sua vez, a Figura 5.7 grafica as respostas do TMD em termos de deslocamentos, no caso da estrutura estar e não estar preenchida por parede.

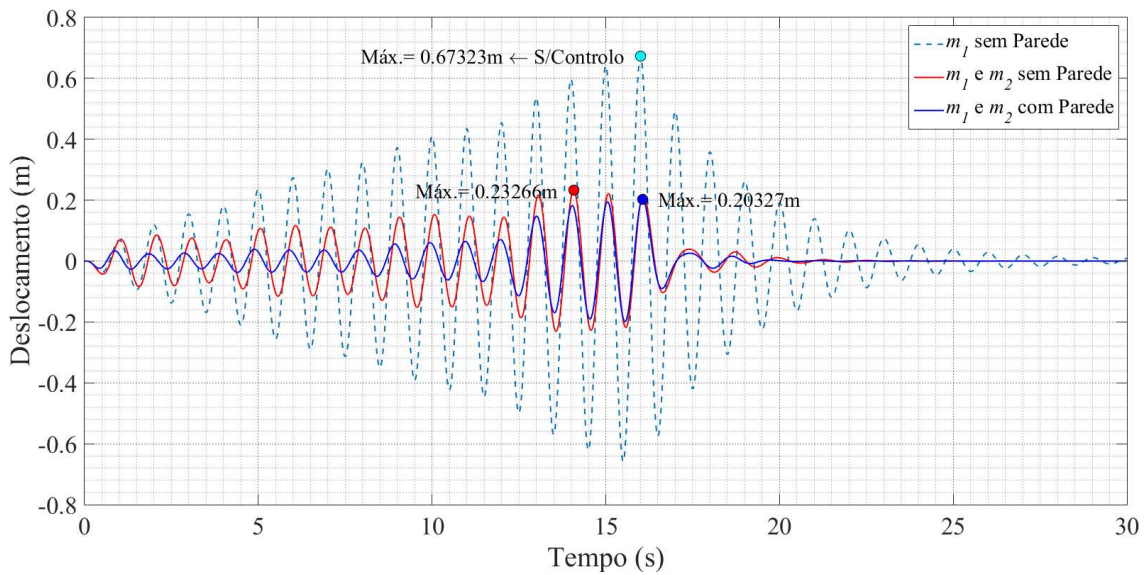


Figura 5.6 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para $\mu = 0,15$.

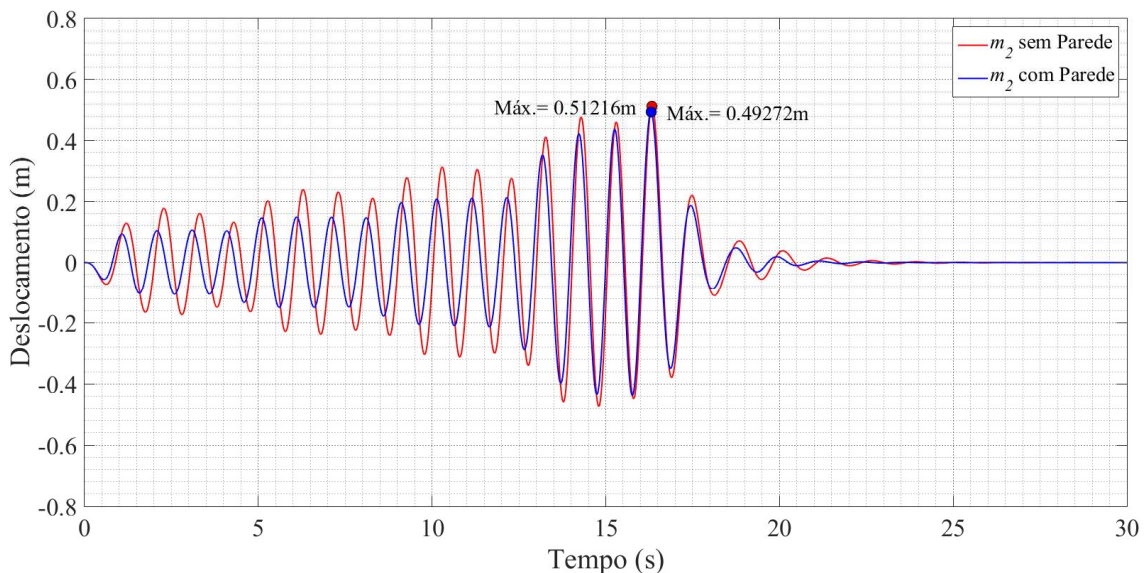


Figura 5.7 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para $\mu = 0,15$.

5.2.1.4. Caso com degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching*

Considerando agora em conjunto com o caso anterior, o efeito *pinching* da estrutura, com recurso ao modelo *Macro-Simulink* (Figuras AIV.1 a AIV.5), obtém-se o gráfico da Figura 5.8, que compara a resposta em termos de deslocamentos, da estrutura sem parede não controlada, com a resposta da mesma controlada e preenchida ou não por parede. Da mesma forma consegue-se o gráfico apresentado na Figura 5.9, que possibilita a comparação dos deslocamentos dos TMDs, no caso da estrutura estar ou não preenchida por parede.

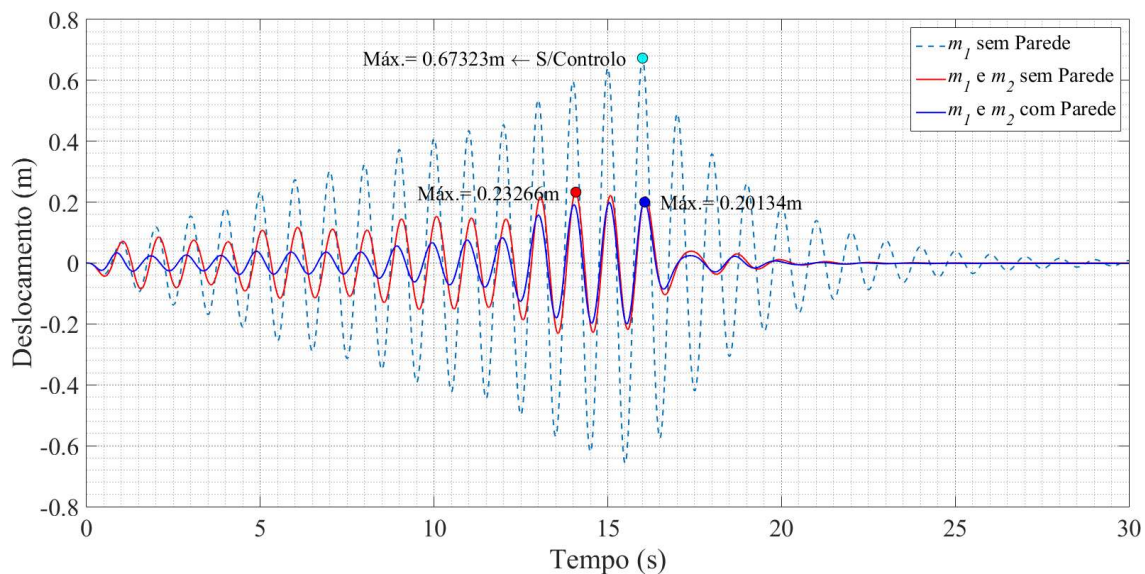


Figura 5.8 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para $\mu = 0,15$.

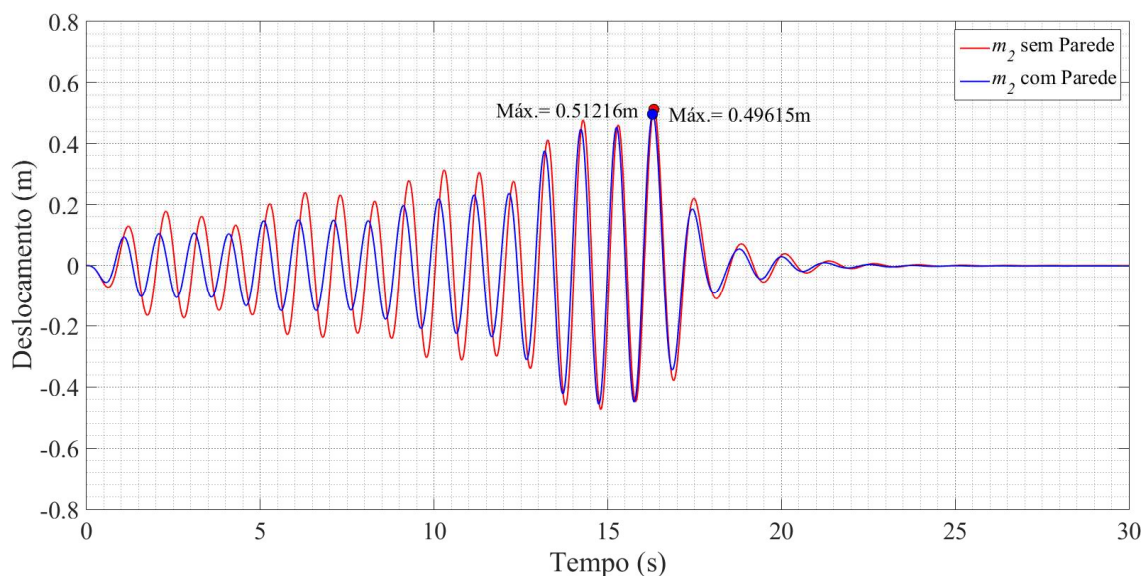


Figura 5.9 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para $\mu = 0,15$.

5.2.2. Ciclos histeréticos (Força vs Deslocamento)

Os gráficos da Figura 5.10, apresentam os ciclos histeréticos do sistema representativo de 2GDL, constituído pela estrutura preenchida com parede e controlada pelo TMD. Estes ciclos foram obtidos em termos das relações forças-deslocamentos generalizados ($F-D$) já referidas.

Recorrendo ao modelo *Macro-Simulink* presente nos Anexos (Figuras AIV.1 a AIV.5), obtiveram-se as relações forças-deslocamentos generalizados do sistema representativo

em estudo sujeito ao Sinal Genérico 1, para o caso da histerese simples (Figura 5.10a), da degradação da rigidez (Figura 5.10b), da degradação da rigidez e resistência (Figura 5.10c), e da degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Figura 5.10d).

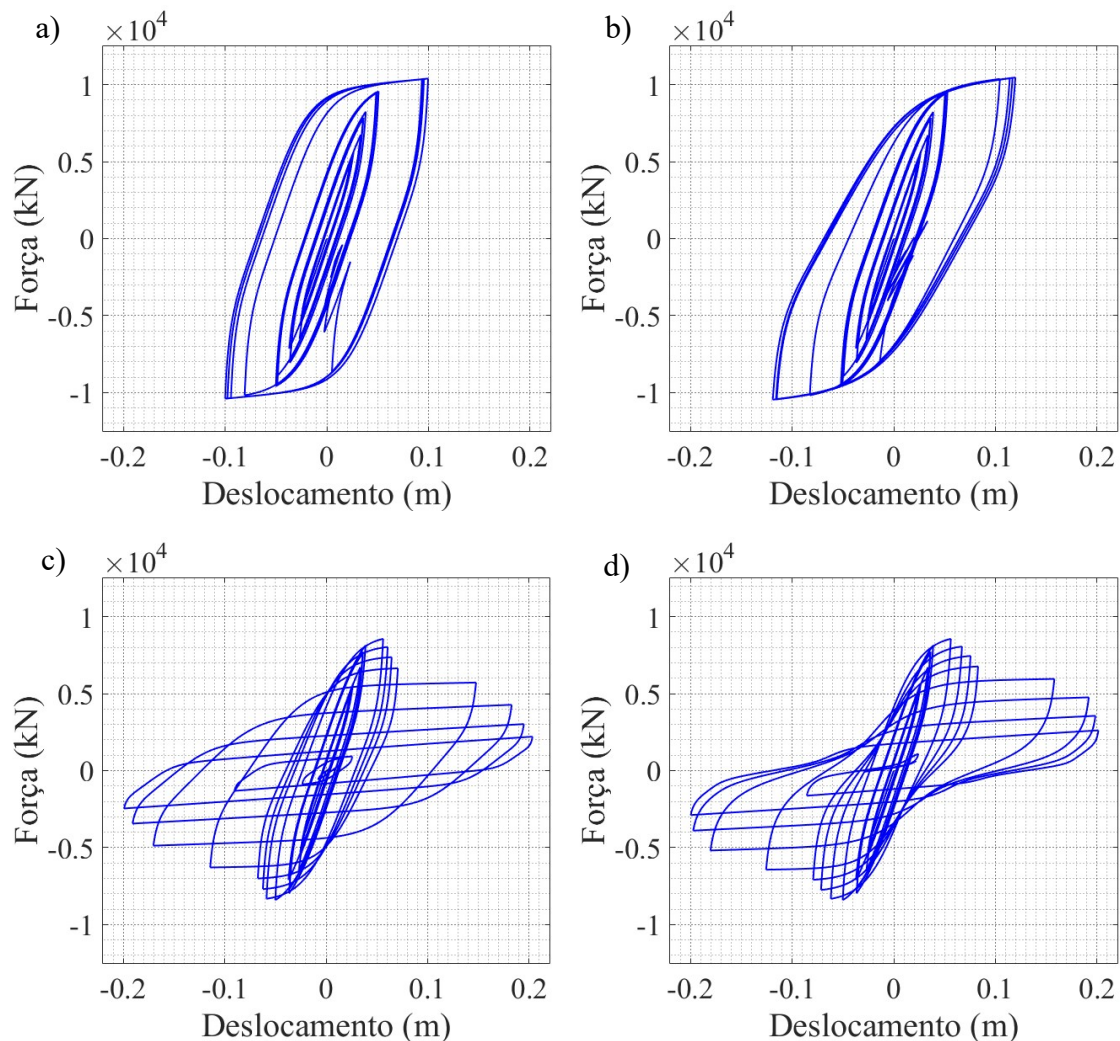


Figura 5.10 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 1 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para $\mu = 0,15$.

5.3. Organização e discussão dos resultados obtidos

5.3.1. Em termos de deslocamentos máximos absolutos (Valor de Pico)

Para melhor analisar os resultados obtidos, realizou-se as Tabelas 5.1 a 5.4, que contêm os deslocamentos máximos absolutos das respostas, para os quatro casos de comportamento histerético da parede, sujeitos aos três sinais de aceleração em estudo, considerando o rácio de massas $\mu = 0,15$.

Os gráficos correspondentes ao estudo das respostas em termos de deslocamentos, e de relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada e não controlada, com e sem parede, relativos ao Sinal Genérico 2, apresentam-se nas Figuras AIV.6 a AIV.14, e relativos ao sinal sísmico El Centro nas Figuras AIV.15 a AIV.23 nos Anexos. Considera-se que este sistema representativo, apresentado na Figura 5.1, admite determinados parâmetros da estrutura, como o período $T = 1s$, a massa da estrutura $m_1 = 5000 \text{ kg}$ e o coeficiente de amortecimento $\xi = 0,05$, considerado o usual em estruturas de betão armado. O rácio de massas escolhido no presente estudo é $\mu = 0,15$, uma vez que apresenta os melhores resultados ao nível de controlo e aplicação prática, de acordo com os resultados obtidos no Capítulo 3. No entanto, nas Figuras AIV.24 a AIV.50 apresenta-se os mesmos gráficos das respostas do mesmo sistema representativo, e para os três sinais em estudo, mas modificando apenas o valor do rácio de massas para $\mu = 0,20$, constando na Tabelas AIV.1 a AIV.4 um resumo dos resultados obtidos para esta situação. De forma idêntica, nas Figuras AIV.51 a AIV.77, apresenta-se os mesmos gráficos para o referido sistema representativo, alterando o valor do rácio de massas para $\mu = 0,50$, constando nas Tabelas AIV.5 a AIV.8 um resumo dos resultados obtidos para esta situação.

Tendo em conta todos os resultados obtidos, a presente análise passará primeiro por comparar os resultados da estrutura sem parede e sem controlo, com os obtidos na estrutura com parede e com controlo, por forma a verificar a influência conjunta da existência da parede e do TMD na estrutura em estudo.

Como segunda abordagem, verifica-se a influência que o TMD terá quando aplicado numa estrutura com parede, observando os seus deslocamentos máximos absolutos, relativamente à mesma estrutura controlada sem parede. Ainda na mesma abordagem, compara-se o comportamento histerético obtido no Capítulo 4, através dos gráficos de força-deslocamentos generalizados, com o comportamento histerético obtido no presente capítulo, em que se instala o TMD na mesma estrutura com parede.

Num terceiro estudo, compara-se os valores dos deslocamentos máximos absolutos obtidos na resposta do TMD, que se encontra aplicado na referida estrutura, podendo esta estar ou não preenchida por parede, para assim perceber a influência que a parede de uma estrutura tem, exclusivamente, no desempenho do TMD.

Para finalizar o processo de análise dos resultados, compara-se os resultados obtidos e discutidos no caso de $\mu = 0,15$, com os resultados obtidos nos casos $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$, supramencionados e constantes nos Anexos, objetivando verificar a influência que o valor da massa do TMD tem no controlo de uma estrutura com parede.

Com base no procedimento de análise mencionado nos parágrafos anteriores, e tendo em conta os resultados constantes nas Tabelas 5.1 a 5.4, é possível observar que o deslocamento máximo absoluto do sistema representativo, constituído pela estrutura controlada com parede e submetido ao Sinal Genérico 1, reduz significativamente, cerca de 85% no Caso I, 82% no Caso II, e 70% no Caso III e IV, comparativamente ao obtido pela estrutura sem parede e sem controlo. Já no Sinal Genérico 2, nas mesmas condições verifica-se também uma redução considerável, relativamente à estrutura sem controlo e sem parede, aproximadamente de 80% no Caso I, 78% no Caso II, 72% no Caso III e 69% no Caso IV. No sistema submetido à ação sísmica El Centro, a redução é praticamente igual nos quatro casos em estudo, cerca de 55%.

Verificam-se assim, reduções consideráveis em qualquer das situações referidas no parágrafo anterior. Observa-se, que a menor redução do deslocamento máximo absoluto da resposta da estrutura sem controlo e sem parede, em relação à estrutura com controlo e com parede, se verifica sempre no caso em que se considera o efeito *pinching*, em conjunto com a degradação da rigidez e da resistência (Caso IV), o que seria de esperar, uma vez que constitui o caso mais real.

Na segunda abordagem, tendo em conta a estrutura com parede e TMD, e comparando com a estrutura com parede e sem TMD, verifica-se uma diminuição do deslocamento máximo absoluto, quando se instala o TMD na estrutura com parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, de aproximadamente 57% no Caso I, 49% no Caso II, e 13% no Caso III e IV. Já no Sinal Genérico 2, nas mesmas condições, observa-se também uma redução considerável, relativamente à estrutura sem TMD e com parede, aproximadamente de 55% no Caso I, 49% no Caso II, 35% no Caso III e 28% no Caso IV. No sistema submetido à ação sísmica El Centro, a redução é praticamente igual nos quatro casos em estudo, cerca de 27%.

Tabela 5.1 – Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para $\mu = 0,15$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,144848	-0,140590	0,144848 (78%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232665	-0,231030	0,232665
			m_1 e m_2 com Parede	0,099716	-0,099955	0,099955 (57%) (85%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,512160	-0,473621	0,512160
			m_2 com Parede	0,310935	-0,309914	0,310935 (39%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,112609	-0,110837	0,112609 (79%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232064	-0,211191	0,232064
			m_1 e m_2 com Parede	0,104362	-0,088271	0,104362 (55%) (80%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,450609	-0,432692	0,450609
			m_2 com Parede	0,314512	-0,281995	0,314512 (30%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,048913	-0,064183	0,064183 (50%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,081330	-0,071913	0,081330
			m_1 e m_2 com Parede	0,049848	-0,057704	0,057704 (29%) (55%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,160031	-0,147049	0,160031
			m_2 com Parede	0,101192	-0,086321	0,101192 (37%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Ainda na mesma abordagem, realiza-se uma análise relativamente ao comportamento histerético da parede no caso da estrutura possuir um TMD, considerando como solicitação o Sinal Genérico 1.

Com base nos gráficos da Figura 5.10, e comparando com as conclusões retiradas dos gráficos da Figura 4.20 no Capítulo 4, nas mesmas condições e com os mesmos parâmetros, implementando apenas um TMD com 15% da massa da estrutura, é possível perceber a redução dos deslocamentos em todos os casos para aproximadamente metade,

sendo que a força da parede se mantém inalterável. Observa-se no Caso I, um deslocamento máximo de 10 cm para uma força de sensivelmente 1000 kN. No Caso II para um mesmo valor da força do caso anterior, tem-se 12 cm de deslocamento máximo. No Caso III e IV verifica-se um deslocamento máximo de 20 cm para uma capacidade resistente de aproximadamente 850 kN, diferindo apenas na compressão resultante do efeito *pinching* do Caso IV, contribuindo para uma menor dissipação de energia.

A redução dos deslocamentos, contribui para uma menor quantidade de energia dissipada pela parede, verificada em todos os casos de comportamento histerético em estudo. Percebe-se assim, que a presença do TMD possibilita uma menor contribuição da parede no controlo da resposta dinâmica do sistema em estudo. Comprovando o facto de no presente caso não existir uma instabilidade numérica, que simboliza a rotura da parede para fora do plano, não se verificando agora o deslocamento permanente da estrutura (Figura 5.8), como no caso estudado no Capítulo 4 (Figura 4.19), onde apenas se considerava o sistema de 1GDL, composto pela estrutura preenchida por parede não estrutural.

De notar uma vez mais, que a escala dos eixos dos referidos gráficos não se encontram iguais, por forma a obter uma representação gráfica mais conveniente à visualização e análise dos mesmos.

Tabela 5.2 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para $\mu = 0,15$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,186078	-0,178256	0,186078 (72%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232665	-0,231030	0,232665
			m_1 e m_2 com Parede	0,119656	-0,119000	0,119656 (49%) (82%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,512160	-0,473621	0,512160
			m_2 com Parede	0,353242	-0,349788	0,353242 (31%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,128695	-0,136220	0,136220 (74%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232064	-0,211191	0,232064
			m_1 e m_2 com Parede	0,119392	-0,099035	0,119392 (49%) (78%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,450609	-0,432692	0,450609
			m_2 com Parede	0,341863	-0,300324	0,341862 (24%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053472	-0,065731	0,065731 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,081330	-0,071913	0,081330
			m_1 e m_2 com Parede	0,050167	-0,059378	0,059378 (27%) (54%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,160031	-0,147049	0,160031
			m_2 com Parede	0,107954	-0,090117	0,107954 (33%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Relativamente à abordagem, que contempla a resposta exclusiva do TMD, no caso deste ser aplicado a uma estrutura com e sem parede, remete à observação sequencial dos gráficos das Figuras 5.3, 5.5, 5.7 e 5.9, aliado à consulta dos deslocamentos máximos absolutos presentes nas Tabelas 5.1 a 5.4.

Observa-se que o deslocamento máximo absoluto do TMD, no caso de estar instalado numa estrutura preenchida com parede e submetida ao Sinal Genérico 1, apresenta uma redução comparativamente com o caso deste estar instalado numa estrutura sem parede, de sensivelmente 39% no Caso I, 31% no Caso II, 4% no Caso III e 3% no Caso IV. Considerando a mesma situação anterior, mas agora com a solicitação do Sinal Genérico 2, verifica-se uma redução de 30% no Caso I, 24% no Caso II, 17% no Caso III e 10% no Caso IV. Relativamente ao sinal sísmico El Centro, verifica-se mais uma vez uma pequena variação da redução de caso para caso, ainda que maior na presente análise, sendo 37% no Caso I, 33% no Caso II, 32% no Caso III e 29% no Caso IV.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistência para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para $\mu = 0,15$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,420205	-0,433273	0,433273 (36%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232665	-0,231030	0,232665
			m_1 e m_2 com Parede	0,203269	-0,199239	0,203269 (13%) (70%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,512160	-0,473621	0,512160
			m_2 com Parede	0,492723	-0,437790	0,492723 (4%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,171323	-0,188834	0,188834 (65%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232064	-0,211191	0,232064
			m_1 e m_2 com Parede	0,150672	-0,120317	0,150672 (35%) (72%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,450609	-0,432692	0,450609
			m_2 com Parede	0,374398	-0,323983	0,374398 (17%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053937	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,081330	-0,071913	0,081330
			m_1 e m_2 com Parede	0,050171	-0,059332	0,059332 (27%) (54%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,160031	-0,147049	0,160031
			m_2 com Parede	0,108786	-0,090148	0,108786 (32%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

É possível concluir, que a resposta do TMD com e sem parede apresenta um comportamento semelhante ao da estrutura com e sem parede, verificando-se menores reduções da resposta no caso onde se considera em conjunto a degradação da rigidez, da resistência e do efeito *pinching*.

Pela observação da Figura 5.9, correspondente ao Caso IV, em que o sistema é solicitado pelo Sinal Genérico 1, verifica-se que a presença da parede é pouco significativa nos deslocamentos do TMD na sua operação de controlo, uma vez que e como referido, apresenta uma redução do deslocamento máximo absoluto de apenas 3%. Não obstante, na solicitação de um sismo real, como é o caso em estudo do sismo El Centro, verifica-se uma redução dos deslocamentos mais significativa, na ordem dos 30-40%.

Por fim, a última abordagem consiste na comparação do caso estudado para $\mu = 0,15$, com as soluções $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$. No geral, verifica-se que não existe diferenças

significativas na modificação do valor do rácio de massas. Não obstante, estas pequenas diferenças refletem-se geralmente, numa menor redução dos deslocamentos máximos absolutos, com o aumento do rácio de massas, existindo determinados resultados pontuais, em que a redução é maior. Na Figura AIV.67 nos Anexos, em vez de se verificar uma redução da resposta, dá-se uma ampliação, onde o deslocamento do TMD instalado numa estrutura com parede e submetido ao Sinal Genérico 2, é superior ao caso sem parede cerca de 2%. No entanto, o valor da massa do TMD para esta situação é de 50% da massa da estrutura, considerado como impraticável na realidade, como já referido no Capítulo 3 da presente dissertação.

Relativamente ao comportamento histerético da parede representativa estudada, verifica-se que o comportamento ao nível dos deslocamentos e forças máximas, se mantém praticamente inalterável com a mudança do valor do rácio de massas para $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$. Assim, conclui-se que o valor do rácio de massas entre 15% e 50% da massa da estrutura, apresenta a mesma influência no comportamento histerético da parede da estrutura.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito *pinching* para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para $\mu = 0,15$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,428311	-0,545156	0,545156 (19%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232665	-0,231030	0,232665
			m_1 e m_2 com Parede	0,201337	-0,199748	0,201337 (13%) (70%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,512160	-0,473621	0,512160
			m_2 com Parede	0,496149	-0,455962	0,496149 (3%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,187822	-0,210351	0,210351 (61%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,232064	-0,211191	0,232064
			m_1 e m_2 com Parede	0,165934	-0,133037	0,165934 (28%) (69%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,450609	-0,432692	0,450609
			m_2 com Parede	0,404644	-0,358845	0,404644 (10%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,058434	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,081330	-0,071913	0,081330
			m_1 e m_2 com Parede	0,051392	-0,059332	0,059332 (27%) (54%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,160031	-0,147049	0,160031
			m_2 com Parede	0,114298	-0,095356	0,114298 (29%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Apresenta-se também os resultados obtidos dos picos das velocidades, acelerações e de desvio relativo entre pisos ou entre o TMD e a estrutura, relativamente à estrutura controlada ou não controlada, com ou sem parede, para os rácios de massa $\mu = 0,15$, $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$, para os diferentes casos de comportamento histerético da parede e para os três sinais de aceleração em estudo, apresentados nas tabelas em anexo desde a Tabela AIV.9 à AIV.20.

5.3.2. Critérios de avaliação de desempenho

Na presente secção apresenta-se um novo conjunto de critérios de avaliação dos resultados, com o objetivo de avaliar a eficácia das respostas controladas do sistema representativo com e sem parede. Estes critérios de avaliação de desempenho, apresentados na Tabela 5.5, compreendem repostas normalizadas e repostas de valor eficaz ou de *Root-Mean-Square* (RMS) (Braz-César, 2015 [10]).

Tabela 5.5 – Critérios de avaliação das respostas estruturais.

Critério de Avaliação	Descrição
$J_1 = \max_{t,i} \left(\frac{ x_{i,c}(t) }{ x_{\max,u}(t) } \right)$	Razão máxima do deslocamento do piso pela qual os deslocamentos do piso ao longo do tempo são normalizados pelo pico máximo do deslocamento não controlado.
$J_2 = \max_{t,i} \left(\frac{ \dot{x}_{i,c}(t) }{ \dot{x}_{\max,u}(t) } \right)$	Razão máxima da velocidade do piso pela qual as velocidades do piso ao longo do tempo são normalizadas pelo pico máximo da velocidade descontrolada.
$J_3 = \max_{t,i} \left(\frac{ \ddot{x}_{i,c}(t) }{ \ddot{x}_{\max,u}(t) } \right)$	Razão máxima da aceleração do piso pela qual as acelerações do piso ao longo do tempo são normalizadas pelo pico máximo da aceleração descontrolada.
$J_4 = \max_{t,i} \left(\frac{\ x_{i,c}(t)\ }{\ x_{\max,u}(t)\ } \right)$	Razão máxima do deslocamento RMS do piso, que é dada em termos de deslocamento absoluto máximo do RMS ao longo do tempo em relação ao caso não controlado.
$J_5 = \max_{t,i} \left(\frac{\ \dot{x}_{i,c}(t)\ }{\ \dot{x}_{\max,u}(t)\ } \right)$	Razão máxima da velocidade RMS do piso, que é dada em termos de velocidade absoluta máxima do RMS ao longo do tempo em relação ao caso não controlado.
$J_6 = \max_{t,i} \left(\frac{\ \ddot{x}_{i,c}(t)\ }{\ \ddot{x}_{\max,u}(t)\ } \right)$	Razão máxima da aceleração RMS do piso, que é dada em termos de aceleração absoluta máxima do RMS ao longo do tempo em relação ao caso não controlado.
$J_7 = \max_{t,i} \left(\frac{\ d_{i,c}(t)\ }{\ d_{\max,u}(t)\ } \right)$	Razão de desvio entre pisos RMS máximo, que é dada em termos de desvio entre pisos absoluto do RMS em relação ao caso descontrolado. Desvio entre pisos $d_i = \delta_i/h_i$.

Nota: O subíndice $i = 1, 2$ indica o número do piso e os índices c e u representam os casos controlados e não controlados. A letra j representa o índice do atuador ($j=1$).

Fonte: Braz-César, 2015 [10].

Os primeiros três critérios (J_1, J_2, J_3) são baseados nas respostas de pico e os quatro critérios seguintes (J_4, J_5, J_6, J_7) estão relacionados com o valor eficaz, RMS (normalizado), das respostas estruturais. Nestas equações, $|\cdot|$ designa o valor absoluto e $\|\cdot\|$ é a norma dada por

$$\|\cdot\| = \sqrt{\frac{1}{t_f} \int_0^{t_f} [\cdot]^2 dt} \quad (5.1)$$

onde $t_f = t_{\max}$ representa a duração total da excitação.

Os valores dos critérios de avaliação das respostas estruturais ($J_1, J_2, J_3, J_4, J_5, J_6, J_7$) foram calculados de acordo com as expressões constantes na Tabela 5.5, utilizando os valores apresentados nas tabelas em anexo desde a Tabela AIV.9 à AIV.20. Assim nas Tabelas 5.6, 5.7 e 5.8 apresentam-se os resultados obtidos com base nestes critérios de avaliação de desempenho considerando, respetivamente, para os sinais de aceleração em estudo: Sinal Genérico 1, Sinal Genérico 2 e sinal sísmico El Centro.

Relativamente aos resultados obtidos dos critérios de avaliação do Sinal Genérico 1, é possível verificar que as percentagens de redução do sistema controlado com parede em comparação com o sistema controlado sem parede, tanto em termos dos critérios baseados nas respostas de pico, como nos baseados no valor eficaz (RMS), são cada vez menores à medida que se avança para um caso de comportamento histerético da parede mais real, ou seja, quando se consideram a degradação da rigidez, da resistência e o efeito de *pinching*. Sendo que estas reduções são menos significativas, quando se compara o Caso III com o Caso IV, isto é, quando se considera o efeito de *pinching*.

Tabela 5.6 – Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rácios de massa e casos de comportamento histerético da parede para o Sinal Genérico 1.

Sinal	Elementos intervenientes	μ	Caso Histerético	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_7	
Sinal Genérico 1	$m_1 + m_2$ sem parede	0,15	-	0,761	0,345	0,688	0,712	0,694	0,677	0,713	
		0,20	-	0,640	0,326	0,558	0,583	0,564	0,549	0,599	
		0,50	-	0,459	0,282	0,300	0,342	0,313	0,299	0,403	
	$m_1 + m_2$ com parede	0,15	I		0,462 (39%)	0,144 (58%)	0,452 (34%)	0,458 (36%)	0,448 (35%)	0,442 (35%)	0,427 (40%)
			II		0,525 (31%)	0,178 (48%)	0,511 (26%)	0,492 (31%)	0,480 (31%)	0,473 (30%)	0,463 (35%)
			III		0,732 (4%)	0,299 (13%)	0,632 (8%)	0,596 (16%)	0,568 (18%)	0,547 (19%)	0,556 (22%)
			IV		0,737 (3%)	0,298 (14%)	0,650 (6%)	0,618 (13%)	0,590 (15%)	0,569 (16%)	0,581 (19%)
		0,20	I		0,404 (37%)	0,144 (56%)	0,389 (30%)	0,400 (31%)	0,389 (31%)	0,383 (30%)	0,372 (38%)
			II		0,455 (29%)	0,176 (46%)	0,437 (22%)	0,429 (26%)	0,417 (26%)	0,410 (25%)	0,406 (32%)
			III		0,616 (4%)	0,282 (13%)	0,513 (8%)	0,505 (13%)	0,479 (15%)	0,461 (16%)	0,478 (20%)
			IV		0,619 (3%)	0,281 (14%)	0,531 (5%)	0,523 (10%)	0,498 (12%)	0,480 (13%)	0,500 (17%)
		0,50	I		0,295 (36%)	0,151 (46%)	0,251 (16%)	0,285 (17%)	0,259 (17%)	0,254 (15%)	0,267 (34%)
			II		0,332 (28%)	0,180 (36%)	0,279 (7%)	0,302 (12%)	0,278 (11%)	0,272 (9%)	0,296 (27%)
			III		0,442 (4%)	0,260 (8%)	0,292 (3%)	0,328 (4%)	0,299 (4%)	0,285 (5%)	0,344 (15%)
			IV		0,440 (4%)	0,259 (8%)	0,305 (-2%)	0,337 (1%)	0,309 (1%)	0,296 (1%)	0,357 (11%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul é relativa à resposta controlada do caso sem parede correspondente.

A conclusão apresentada no parágrafo anterior verifica-se também nos diferentes valores do rácio das massas, isto é, quando se aumenta o valor da massa do TMD, verifica-se que a redução das repostas diminui, tanto em termos dos critérios baseados nas respostas de pico, como nos baseados no valor eficaz (RMS). Verificando-se esta diminuição a todos os níveis (deslocamentos, velocidades, acelerações e desvio relativo entre pisos), sendo mais significativa nos critérios baseados no valor eficaz (RMS) da resposta, do que nos critérios baseados nas respostas de pico. De referir ainda que a diminuição das reduções das repostas é mais marcante quando se considera a degradação da resistência da parede e o efeito de *pinching*, ou seja, quando se compara as reduções das repostas dos Casos I e II, com as reduções dos Casos III e IV.

Observa-se que as mesmas conclusões retiradas no Sinal Genérico 1, se aplicam quando se realiza o mesmo estudo considerando agora o Sinal Genérico 2. O mesmo

não se pode dizer quando se analisa os resultados obtidos para o sinal sísmico El Centro na Tabela 5.8, de acordo com os critérios de avaliação de desempenho referidos.

Relativamente aos resultados produzidos pelo sinal sísmico El Centro, com base nos critérios de avaliação referidos, verifica-se que maioritariamente quando o sistema controlado possui parede existe uma redução das respostas do sistema controlado sem parede. Todavia, observa-se muitas amplificações das respostas traduzidas por valores de percentagens negativas, nomeadamente ao nível das velocidades e acelerações, quando se considera os critérios de avaliação baseados nas respostas de pico. Quando se considera os critérios de avaliação baseados no valor eficaz (RMS), verifica-se que apenas as respostas em termos de acelerações apresentam amplificações, nomeadamente, nos rácios de massa de $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$.

Tabela 5.7 – Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rácios de massa e casos de comportamento hysterético da parede para o Sinal Genérico 2.

Sinal	Elementos intervenientes	μ	Caso Histerético	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_7
Sinal Genérico 2	$m_1 + m_2$ sem parede	0,15	-	0,844	0,397	0,797	0,765	0,736	0,715	0,760
		0,20	-	0,701	0,376	0,642	0,627	0,600	0,581	0,640
		0,50	-	0,424	0,333	0,365	0,357	0,330	0,316	0,427
	$m_1 + m_2$ com parede	0,15	I	0,589 (30%)	0,192 (52%)	0,569 (29%)	0,495 (35%)	0,480 (35%)	0,472 (34%)	0,462 (39%)
			II	0,640 (24%)	0,227 (43%)	0,616 (23%)	0,520 (32%)	0,504 (32%)	0,495 (31%)	0,491 (35%)
			III	0,701 (17%)	0,284 (28%)	0,656 (18%)	0,558 (27%)	0,532 (28%)	0,514 (28%)	0,517 (32%)
			IV	0,758 (10%)	0,317 (20%)	0,708 (11%)	0,593 (22%)	0,564 (23%)	0,543 (24%)	0,554 (27%)
		0,20	I	0,518 (26%)	0,193 (49%)	0,500 (22%)	0,435 (31%)	0,420 (30%)	0,412 (29%)	0,406 (37%)
			II	0,565 (19%)	0,229 (39%)	0,544 (15%)	0,457 (27%)	0,441 (27%)	0,432 (26%)	0,433 (32%)
			III	0,616 (12%)	0,279 (26%)	0,575 (10%)	0,489 (22%)	0,463 (23%)	0,446 (23%)	0,455 (29%)
			IV	0,667 (5%)	0,310 (18%)	0,622 (3%)	0,519 (17%)	0,490 (18%)	0,471 (19%)	0,489 (24%)
		0,50	I	0,350 (17%)	0,202 (39%)	0,338 (7%)	0,303 (15%)	0,283 (14%)	0,277 (12%)	0,293 (31%)
			II	0,387 (9%)	0,239 (28%)	0,372 (-2%)	0,319 (11%)	0,299 (9%)	0,291 (8%)	0,318 (26%)
			III	0,405 (4%)	0,264 (21%)	0,374 (-2%)	0,335 (6%)	0,308 (7%)	0,294 (7%)	0,335 (22%)
			IV	0,432 (-2%)	0,287 (14%)	0,399 (-9%)	0,350 (2%)	0,325 (2%)	0,310 (2%)	0,362 (15%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul é relativa à resposta controlada do caso sem parede correspondente.

Observa-se também que no geral, quando se avança para um caso mais real de comportamento hysterético se verificam reduções menores das respostas. Contudo, verificam-se nos critérios de avaliação de valor eficaz (RMS) para os rácios de massa de $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$, que à medida que se avança para um caso de comportamento hysterético mais real as reduções das respostas em termos de acelerações aumentam. Estas conclusões verificam-se também em determinadas situações pontuais, nos critérios de avaliação de valor eficaz (RMS), quando se considera o rácio de massas $\mu = 0,20$, no caso da resposta em termos de velocidades e o rácio de massas $\mu = 0,50$, quando se consideram as respostas em termos de velocidades e desvio relativo entre pisos.

Quando se analisa as reduções das respostas, tendo em conta a variação do valor do rácio das massas, verifica-se que quando se aumenta o rácio de massas de $\mu = 0,15$ para $\mu = 0,20$, as reduções diminuem. Não obstante, no geral quando se aumenta o rácio de massas para $\mu = 0,50$, verifica-se reduções maiores das respostas em termos de deslocamentos e acelerações, quando se consideram os critérios baseados nas respostas de pico. Na mesma situação, quando se aumenta o rácio de massas para $\mu = 0,50$ e se considera as respostas baseadas nos critérios de avaliação de valor eficaz (RMS), observa-se reduções maiores em termos de deslocamentos e deslocamentos relativos entre pisos.

Conclui-se que devido à irregularidade das acelerações do sinal sísmico El Centro, obtêm-se determinadas conclusões diferentes dos sinais genéricos considerados em estudo, verificando-se muitas amplificações das respostas do sistema controlado com parede, quando comparadas com o sistema controlado sem parede.

Tabela 5.8 – Resultados obtidos de acordo com os critérios de avaliação RMS e normalizados, considerando diferentes rácios de massa e casos de comportamento histerético da parede para o sinal sísmico El Centro.

Sinal	Elementos intervenientes	μ	Caso Histerético	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_7	
Sinal Sísmico El Centro	$m_1 + m_2$ sem parede	0,15	-	1,250	0,636	0,840	1,529	1,240	1,019	1,331	
		0,20	-	1,103	0,618	0,727	1,377	1,069	0,871	1,185	
		0,50	-	1,090	0,535	0,695	1,304	0,795	0,665	1,067	
	$m_1 + m_2$ com parede	0,15	I		0,790 (37%)	0,672 (-6%)	0,855 (-2%)	0,867 (43%)	0,844 (32%)	0,900 (12%)	0,966 (27%)
			II		0,842 (33%)	0,683 (-7%)	0,850 (-1%)	0,906 (41%)	0,868 (30%)	0,895 (12%)	1,000 (25%)
			III		0,849 (32%)	0,682 (-7%)	0,847 (-1%)	0,907 (41%)	0,863 (30%)	0,877 (14%)	0,985 (26%)
			IV		0,891 (29%)	0,682 (-7%)	0,847 (-1%)	0,957 (37%)	0,902 (27%)	0,897 (12%)	1,027 (23%)
		0,20	I		0,705 (36%)	0,670 (-8%)	0,839 (-15%)	0,806 (41%)	0,766 (28%)	0,878 (-1%)	0,891 (25%)
			II		0,752 (32%)	0,681 (-10%)	0,835 (-15%)	0,841 (39%)	0,787 (26%)	0,874 (0%)	0,874 (26%)
			III		0,757 (31%)	0,680 (-10%)	0,831 (-14%)	0,842 (39%)	0,782 (27%)	0,855 (2%)	0,907 (23%)
			IV		0,799 (28%)	0,680 (-10%)	0,831 (-14%)	0,887 (36%)	0,815 (24%)	0,830 (5%)	0,943 (20%)
		0,50	I		0,654 (40%)	0,668 (-25%)	0,788 (-13%)	0,698 (46%)	0,592 (26%)	0,823 (-24%)	0,738 (31%)
			II		0,662 (39%)	0,680 (-27%)	0,787 (-13%)	0,735 (44%)	0,598 (25%)	0,816 (-23%)	0,771 (28%)
			III		0,665 (39%)	0,679 (-27%)	0,782 (-13%)	0,736 (44%)	0,592 (26%)	0,803 (-21%)	0,760 (29%)
			IV		0,666 (39%)	0,679 (-27%)	0,782 (-13%)	0,772 (41%)	0,613 (23%)	0,793 (-19%)	0,792 (26%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul é relativa à resposta controlada do caso sem parede correspondente.

Por fim, conclui-se que quando se considera a existência de uma parede num sistema controlado, comparando com um sistema controlado sem parede, os melhores resultados de redução da resposta a todos os níveis (deslocamentos, velocidades, acelerações e desvio relativo entre pisos) e em todos os sinais de aceleração em estudo, são obtidos para um rácio de massas de $\mu = 0,15$. Sendo que é desconsiderado o valor do rácio de massa $\mu = 0,50$, uma vez que não possui utilidade prática, sendo apenas mostrado para verificar a influência que a massa do TMD tem num sistema com parede.

Capítulo 6

CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Conclusões finais

Com o estudo e investigação realizado ao longo da presente dissertação, conclui-se que de facto a presença das paredes não estruturais nas estruturas, tem uma grande influência no comportamento dinâmico das mesmas, sobretudo quando sujeitas a ações horizontais. Verificou-se de uma forma geral, que as paredes de alvenaria representam um elemento construtivo, que desempenha um papel fundamental na resposta dinâmica das estruturas.

Para comprovar a referida influência das paredes no comportamento dinâmico das estruturas, foram utilizados três sinais de acelerações como solicitações da estrutura em estudo. Dois destes sinais, foram gerados com o objetivo de evidenciar características específicas do comportamento das paredes, e um terceiro sinal, constitui uma aceleração sísmica que ocorreu na realidade, em que se objetivou investigar a influência das paredes num cenário mais realista.

Num primeiro estudo, verificou-se que o rácio de massas que conduz a um desempenho mais eficaz do TMD no controlo da resposta dinâmica de uma determinada estrutura, é o de $\mu = 0,15$. Relativamente ao coeficiente de amortecimento, apesar das respostas com valores de $\xi = 0,10$ e $\xi = 0,15$, apresentarem deslocamentos inferiores, o coeficiente de amortecimento adotado nos estudos que se seguiram foi o de $\xi = 0,05$, uma vez que constitui o valor mais usual de amortecimento nas estruturas de betão armado.

Relativamente ao estudo de uma estrutura com parede e sem TMD, verificou-se que a presença da parede na estrutura, conduz a uma redução significativa dos seus deslocamentos máximos. No caso mais real, em que se considera o efeito da degradação da rigidez, da resistência e o efeito *pinching* em conjunto, observou-se uma redução do deslocamento máximo, comparativamente com a estrutura sem parede, de aproximadamente 19% no Sinal Genérico 1 e 50% no sismo El Centro. Comprovou-se também, que este caso que considera estes efeitos em conjunto, constitui a menor redução do deslocamento máximo, de entre os quatro casos estudados.

Refere-se que no caso mencionado, em que se considera a degradação da rigidez, da resistência e do efeito *pinching* em conjunto, e no caso em que se considera apenas a degradação da rigidez e da resistência, se verificou uma instabilidade numérica, traduzida na rotura da parede para fora do plano aos 15,8 s, em que o deslocamento era de cerca de 40 cm para capacidades resistentes da parede de apenas 300 kN. Observou-se também, que esta rotura da parede, provocou um deslocamento permanente de aproximadamente 5cm e 10cm, respetivamente, para o Caso III e IV, explicando a rotura da parede para fora do seu plano. Esta situação ocorreu apenas no caso em que a estrutura com parede estava submetida ao Sinal Genérico 1. Quando submetida ao sinal sísmico El Centro, a evolução dos ciclos histeréticos não foi tão evidente, devido ao seu sinal aleatório, contando com 5 cm de deslocamento máximo para uma força da parede de 1000 kN.

Passando agora à situação, em que na estrutura com parede mencionada, se instalou um TMD com uma massa de 15% da massa da estrutura, foi possível verificar uma redução considerável do deslocamento máximo, relativamente ao caso da estrutura sem parede e sem TMD, na ordem dos 70% nos casos mais reais de comportamento histerético da parede, em que a solicitação eram os Sinais Genéricos 1 e 2, e de sensivelmente 55% face à ação sísmica El Centro. Conclui-se que a aplicação de um TMD numa estrutura com parede reduz o seu deslocamento máximo no caso do Sinal Genérico 1, em cerca de 13% e no caso da ação sísmica El Centro em sensivelmente 27%.

Na análise do comportamento histerético da parede, quando se instalou o TMD, verificou-se no geral uma redução para metade dos deslocamentos obtidos, para uma mesma capacidade resistente da parede e, portanto, uma redução da energia dissipada pela mesma. Assim, pôde concluir-se que a presença de um TMD numa estrutura com parede, possibilitou uma menor contribuição desta no controlo da resposta dinâmica do sistema em estudo, evitando uma instabilidade numérica, que na realidade se traduz na rotura da parede, contrariamente ao caso onde apenas se considerou o sistema, composto pela estrutura preenchida por parede sem TMD.

Observou-se na abordagem que contempla a resposta exclusiva do TMD, que este possui um comportamento semelhante ao da estrutura com e sem parede, verificando-se menores reduções da resposta, no caso onde se considera em conjunto a degradação da rigidez, da resistência e do efeito *pinching*.

Comparou-se também, os resultados obtidos para $\mu = 0,15$, com as soluções $\mu = 0,20$ e $\mu = 0,50$. Não se verificando no geral, diferenças significativas com a modificação do valor do rácio de massas, quer a nível da redução dos deslocamentos máximos absolutos das respostas do sistema representativo, quer a nível do comportamento histerético da parede.

Por fim, apresentou-se um conjunto de critérios de avaliação de desempenho, baseados em repostas normalizadas e repostas de valor eficaz ou de *Root-Mean-Square* (RMS), por forma a realizar uma melhor avaliação e análise dos resultados.

Concluiu-se com estes critérios de avaliação de desempenho referidos no parágrafo anterior, que a solução que se revelou mais eficaz no controlo da resposta a todos os níveis (deslocamentos, velocidades, acelerações e desvio relativo entre o TMD e a estrutura) e em todos os sinais de aceleração em estudo de um sistema com parede, foi a que se considerou o valor do rácio das massas de $\mu = 0,15$, o que corresponde a uma massa do TMD de 15% da massa da estrutura.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Como objetivos para o desenvolvimento futuro de uma investigação, propõe-se os seguintes: ampliar o estudo para sistemas estruturais com vários graus de liberdade; realizar um estudo com assimetrias de rigidez (pilares com diferente rigidez) e assimetrias de distribuição de massa para diversos sinais sísmicos; desenvolver um modelo numérico para estudar o comportamento de estruturas tridimensionais com paredes e TMD; estudar a influência das paredes para sistemas constituídos por múltiplos TMDs, executar um estudo numérico com base em dados experimentais e realizar ensaios experimentais em modelos com escala reduzida.

Referências Bibliográficas

- [1] Rao, S. S. (2011). *Mechanical Vibrations* (5th Edition ed.). 1 Lake Street, Upper Saddle River, NJ 07458: Prentice Hall - Pearson Education.
- [2] Duarte, J. (2014). Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. *Controlo ativo de estruturas com elementos piezoelétricos: diferentes estratégias de controlo*. Aveiro, Portugal: Departamento de Engenharia Mecânica - Universidade de Aveiro.
- [3] Lopes, M., Delgado, R., Fonseca, J., Oliveira, C., Azevedo, J., Bento, R., . . . Casanova, A. (2008). *Sismos e Edifícios* (1.^a Ed. ed.). Amadora, Portugal: Edições Orion.
- [4] WHE. (Janeiro de 2000). *World Housing Encyclopedia a joint project by EERI IAEE*. Obtido de World Housing Encyclopedia (WHE): <http://www.world-housing.net/>
- [5] Fonseca, J. D. (2005). *1755 O Terramoto de Lisboa*. Argumentum.
- [6] Roque, J. C. (2009). Tese de Doutoramento - Engenharia Civil / Estruturas. *Metodologia Integrada para Avaliação e Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das Construções Históricas em Alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo*. Portugal: Universidade do Minho Escola de Engenharia.
- [7] Chen, W.-F., & Scawthorn, C. (2003). *Earthquake Engineering*. United States of America: CRC Press.
- [8] Moutinho, C. (2007). Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. *Controlo de Vibrações em Estruturas de Engenharia Civil*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [9] Pestana, I. (2012). Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. *Controlo de Vibrações em Engenharia Civil - Amortecedor de Colunas de Líquido Sintonizado*. Portugal: Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa.

- [10] Braz-César, M. T. (2015). Tese de Doutoramento em Engenharia Civil / Estruturas. *Vibration Control of Building Structures using MagnetoRheological Dampers*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [11] Meireles, A. S. (2011). Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. *Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Estruturas de Edifícios de Acordo com o Eurocódigo 8*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [12] NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8. (Dezembro de 2004). *Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios*. CEN.
- [13] Giovannardi, F., & Guisasola, A. (2016). Article. *Seismic Base Isolation: from the origins at today*. Issuu.
- [14] Guerreiro, L. (2003). Apontamentos Teóricos. *A Borracha na Conceção Anti-sísmica*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [15] Cardoso, R. (2010). Dissertação de Mestrado - Engenharia Civil - Estruturas e Geotecnia. *Sistemas de Dissipação de Energia em Estruturas de Betão Armado*. Lisboa, Portugal: Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa - Departamento de Engenharia Civil.
- [16] Taylor, D., & Katz, I. (2011). Article. *Seismic Protection with Fluid Viscous Dampers for the Torre Mayor a 57-Story Office Tower in Mexico City, Mexico*. New York: Taylor Devices, Inc.
- [17] Paredes, M. M. (2008). Utilização de Amortecedores de Massas Sintonizadas no Controlo de Vibrações em Estruturas. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [18] Paredes, M., Barros, R. C., & Cunha, A. (2009). Article. *A Parametric study of TMDs for regular buildings under earthquakes*. Athens, Greece: COMPDYN 2009 - 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- [19] Paredes, M., & Barros, R. C. (2009). Article. *The Use of Tuned Mass Dampers for Structural Vibration Control: Numerical Studies of Shear Buildings under Earthquakes and of a Pedestrian Bridge*. Stirlingshire, Scotland: Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing.
- [20] Paredes, M., & Barros, R. C. (2010). Article. *On the Use of TMDs for Regular Buildings and Bridges under Dynamic Actions*. Melville, New York: Proceedings of the Second International Symposium on Computational Mechanics and the Twelfth International Conference on the Enhancement and Promotion of Computational Methods in Engineering and Science.
- [21] Connor, J., & Laflamme, S. (2014). *Structural Motion Engineering*. Switzerland: Springer.

- [22] Brazil, A., Joseph, L., Poon, D., & Scarangelo, T. (2006). Article. *Designing High Rises for Wind Performance*. St. Louis, Missouri, United States: American Society of Civil Engineers - Structures Congress 2006.
- [23] Elias, S., & Matsagar, V. (2017). Annual Reviews in Control. *Research Developments in Vibration Control of Structures using Passive Tuned Mass Dampers*. ELSEVIER.
- [24] Sousa, C. (2013). Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil. *Controlo de Respostas Dinâmicas em Estruturas através de TMD's Pendulares*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [25] Jia, J. (2017). *Modern Earthquake Engineering - Offshore and Land-based Structures* (1st Ed. ed.). Alemanha: Springer-Verlag GmbH.
- [26] Kitagawa, M. (2004). Article. *Technology of the Akashi Kaikyo Bridge*. Japan: Structural Control and health Monitoring, Vol. 11, pp. 75-90 - John Wiley & Sons, Ltd.
- [27] Moutinho, C. M. (1998). Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. *Controlo Passivo e Ativo de Vibrações em Pontes de Peões*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia e Universidade do Porto.
- [28] Fujino, Y. (2002). *Vibration, Control and Monitoring of Long-span Bridges - Recent Research Developments and Practice in Japan*, No.58 pp.71-97. Journal of Constructional Steel Research.
- [29] Kobori, T., Koshika, N., Yamada, K., & Ikeda, Y. (1991). *Seismic-Response-Controlled Structure with Active Mass Driver System. Part 1: Design*, pp. 133-149. Japão: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20.
- [30] Kobori, T., Koshika, N., Yamada, K., & Ikeda, Y. (1991). *Seismic-Response-Controlled Structure with Active Mass Driver System. Part 2: Verification*, pp. 151-166. Japão: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20.
- [31] Yamamoto, M., Aizawa, S., Higashino, M., & Toyama, K. (2001). Article. *Practical Applications of Active Mass Dampers with Hydraulic Actuator*, pp. 1697-1717. Japão: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30.
- [32] Soong, T. T., & Spencer, B. F. (2002). Article. *Supplemental Energy Dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice*. United States of America: Engineering Structures - Elsevier Science Ltd.
- [33] Kobori, T., Takadashi, M., Nasu, T., Niwa, N., & Ogasawara, K. (1993). Article. *Seismic Response Controlled Structure with Active Variable Stiffness System*, pp. 925-941. Japan: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22.
- [34] Spencer, B., & Nagarajaiah, S. (2003). Article. *State of the Art of Structural Control*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, Issue 7 - American Society of Civil Engineers.
- [35] Kurata, N., Kobori, T., Takahashi, M., Niwa, N., & Midorikawa, H. (1999). Article. *Actual Seismic Response Controlled Building with Semi-Active Damper*

- System*, pp. 1427-1447. Japão: Earthquake Engineering and Dstructural Dynamics, Vol. 28.
- [36] Braz-César, M. T., & Barros, R. C. (2011). Article. *Semi-Active Control of an Experimental Frame Using MR Dampers: Numerical Results and Experimental Validation*. Corfu, Greece: ECCOMAS Thematic Conference COMPDYN 2011: 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - Control of Vibrations in Civil Engineering by Passive Active and Semi-Active Devices.
- [37] Braz-César, M. T., & Barros, R. C. (2012). Article. *A Survey of Semi-Active Control with MR Dampers*. Isfahan, Iran: Book of Abstracts, Volume 1, Part 4: Structural Dynamics and Earthquake Engineering, p. 184. Edited by H.R. Safavi - 9th International Congress on Civil Engineering (9 ICCE), Isfahan University of Technology (IUT).
- [38] Braz-César, M. T., & Barros, R. C. (2013). Article. *Experimental and numerical analysis of MR dampers*. COMPDYN 2013: 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (and SEECCM III : 3rd South-East European Conference on Computational Mechanics).
- [39] Braz-César, M. T., & Barros, R. C. (2015). Article. *Neuro-Fuzzy Modelling of a Sponge-Type MR Damper*. Crete Island, Greece: COMPDYN 2015 - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- [40] Braz-César, M. T., & Barros, R. C. (2015). Article. *Seismic Response Reduction of Building Structures using a Semi-Active Control System Based on a Brain Emotional Learning Controller*. Crete Island, Greece: COMPDYN 2015 - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- [41] Spencer, J. B., & Soong, T. (1999). *New Applications and Developments of Active, Semi-Active and Hybrid Control Techniques for Seismic and Non-Seismic Vibration in the USA*. Cheju, Korea: Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures.
- [42] Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures* (Third ed.). University Ave. - Berkeley, CA 94704 - USA: Computers & Structures, Inc.
- [43] Hartog, J. P. (1985). *Mechanical Vibrations* (Fourth ed.). Mineola: Dover Publications.
- [44] Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia - Italy: IUSS PRESS.
- [45] Kelly, S. G. (2000). *Fundamentals of Mechanical Vibrations* (Second Ed.). Singapore: McGraw-Hill Co.

- [46] Rigueiro, C. (1997). *Detecção e Modelação de Vibrações em Pontes para Peões*. FCTUC.
- [47] Bachmann, H., & Weber, B. (1995). Tuned Vibration Absorbers for "Lively" Structures. *Structural Engineering International - Peer-reviewed by International Experts and accepted by the IABSE Publications Committee*, 6.
- [48] Barros, J., Moutinho, C., & Barros, R. C. (2011). Article. *The Use of TMD's with Heavy Mass to Mitigate the Seismic Response of Structures*. Corfu, Greece: COMPDYN 2011: 3rd ECCOMAS Thematic - Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.).
- [49] Fujino, Y., & Abé, M. (1993). Article. *Design Formulas for Tuned Mass Dampers Based on a Perturbation*, 833 - 854. Chichester: Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol 22 - John Wiley & Sons, Ltd.
- [50] Villaverde, R., & Newmark, N. M. (1980). *Seismic Response of Light Attachments to Buildings*. Urbana: University of Illinois.
- [51] Villaverde, R. (1985). Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorbers. *Earthquake*, 33-42. (Ltd, Ed.) Chichester: John Wiley & Sons.
- [52] Villaverde, R. (1980). Proc. 7th world conference on earthquake engineering. *Earthquake response of systems with nonproportional damping by the conventional*, 467-474. Istanbul.
- [53] Barros, R. C., Baratta, A., Corbi, O., Braz-César, M., & Paredes, M. (2009). Article. *Some Research on Control of Vibrations in Civil Engineering under COVICOCEPAD Project*. Porto, Portugal: 3rd International Conference on Integrity, Reliability and Failure.
- [54] Iwanami, K., & Seto, K. (1984). Article. *Optimum Design of Dual Tuned Mass Dampers and their Effectiveness*. Japan: Japan Society of Mechanical Engineering, Vol. 50, N° 1, pp. 44–52.
- [55] Yamaguchi, H., & Harnpornchai, N. (1993). Article. *Fundamental Characteristics of Multiple Tuned Mass Dampers for Suppressing Harmonically*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 22, N° 1, pp. 51–62.
- [56] Abé, M., & Fujino, Y. (1994). Article. *Dynamic Characterization of Multiple Tuned Mass Dampers and Some Design Formulas*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 23, N° 8, pp. 813–836.
- [57] Kareem, A., & Kline, S. (1995). Article. *Performance of Multiple Mass Dampers Under Random Loading*. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, N° 2, pp. 348–361.
- [58] Samali, B., Kwok, K., Wood, G., & Yang, J. (2004). Article. *Wind Tunnel Tests for Wind-excited Benchmark Building*. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 130, N° 4, pp. 447–450.

- [59] Paulay, T. (1992). Report. *Ductility in Seismic Design*. Structural Engineering International - pp. 19-22.
- [60] Oliveira, D. V. (1995). Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. *Comportamento de Pórticos de Betão Armado Preenchidos com Paredes de Alvenaria*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Departamento de Engenharia Civil.
- [61] Pipa, M. L. (1993). Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. *Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Ações Cíclicas. Influência das Características das Armaduras*. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico.
- [62] BSI - British Standards Institution. (1978). *BS 5628: Code of Practice for Structural Use of Masonry - Part 1: Unreinforced Masonry*. London.
- [63] BS EN 1996-1-1 :2005 - Eurocode 6. (November de 2005). *Design of Masonry Structures - Parte 1-1 General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. CEN.
- [64] LNEC. (1990). *Segurança de Edifícios de Pequeno Porte de Alvenaria Confinada em Relação à Ação dos Sismos - Regras Práticas*. Lisboa: LNEC.
- [65] Gouveia, J. P., Lourenço, P. B., & Vasconcelos, G. (2007). Artigo. *Soluções Construtivas em Alvenaria*. Coimbra, Portugal: Congresso Construção 2007 - 3.º Congresso Nacional - Universidade de Coimbra.
- [66] Gouveia, J. P., & Lourenço, P. B. (2007). Article. *Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading: Influence of Confinement and horizontal Reinforcement*. USA: Proceedings of the Tenth North American Masonry Conference, The Masonry Society, pp. 838-848.
- [67] Haach, V. G., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2007). Artigo. *Cyclic Behaviour of Truss Type Reinforced Concrete Masonry Walls*. Porto, Portugal: 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, SPES, FEUP.
- [68] Gouveia, J. P., & Lourenço, P. B. (2006). Artigo. *Avaliação do Comportamento de Paredes de Alvenaria com Blocos de Betão Leve*. Lisboa, Portugal: 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC.
- [69] Leuchars, J. M., & Scrivener, J. C. (1976). Article. *Masonry Infill Panels Subjected to Cyclic In-plane Loading*. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, N° 2, pp. 122-131.
- [70] Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Article. *Behaviour and Analysis of Masonry-Infilled Frames*. Progress in Structural Engineering and Materials. Vol. 4, Issue 3, p. 320 - 331.
- [71] Estêvão, J. M. (2012). Tese de Doutoramento - Engenharia Civil. *Efeitos da Ação Sísmica no Comportamento de Edifícios de Betão Armado com Alvenarias de Enchimento*. Lisboa, Portugal: Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico.

- [72] Priestley, M. J. (1980). Article. *Masonry Structural Systems for Regions of High Seismicity*. Instambul: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 441-448.
- [73] Polyakov, S. V. (1957). *Masonry in Framed Buildings. An investigation into the Strenght and Stiffness of Masonry Infilling*. Moscow.
- [74] Stafford, S. B. (1962). Article. *Lateral Stiffness of Infilled Frames*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 88.
- [75] Stafford, S. B. (1966). Article. *Behaviour of Square Infilled Frames*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 92.
- [76] Stafford, S. B. (1967). Article. *Methods for Predicting the Lateral Stiffness and Strenght of Multistorey Infilled Frames*. Building Science, Vol. 2.
- [77] Stafford, S. B. (1968). Article. *Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames*. American Concrete Institute Journal, N° 65.
- [78] Stafford, S. B., & Carter, C. (1969). Article. *A Method of Analysis for Infilled Frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 44.
- [79] MainStone, R. J. (1971). Article. *On the Stiffnesses and Strenghts of Infilled Frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 49, pp. 193-209.
- [80] Riddington, J. R., & Stafford, S. B. (1977). Article. *Analysis of Infilled Frames Subject to Raking with Design Recommendations*. The Structural Engineer, Vol. 55, N° 6.
- [81] Priestley, M. J. (1980). Article. *Seismic Design of Masonry Buildings - Background to the Draft Masonry Design Code DZ 4210*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 13, N° 4, pp. 329-346.
- [82] Al-Chaar, G. (2002). *Book*. ERDC/CERL TR-02-1 Report. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.
- [83] Lourenço, P. J. (1996). PhD Thesis. *Computer Strategies for Masonry Structures*. Porto, Portugal, Netherlands: Delft University of Thechnology.
- [84] Page, A. (1981). Article. *The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol 71, pp. 893-906.
- [85] Page, A. (1983). Article. *The Strength of Brick Masonry Under Biaxial Compression-Tension*. Int. J. Masonry Constr., 3(1), pp. 243-265.
- [86] Dhanasekar, M., Kleeman, P. W., & Page, A. W. (1985). Article. *Biaxial Stress-strain Relations for Brick Masonry*. Journal of Structural Engineering, Volume 111, Issue 5 - ASCE.
- [87] Dhanasekar, M., & Page, A. W. (1986). Article. *The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 81, pp. 593-605.

- [88] Page, A. W., Kleeman, M., & Dhanasekar, M. (1985). Article. *An In-Plane Finite Element Model for Brick Masonry*. New Analysis Techniques for Structural Masonry, S. C. Anand (Ed.), pp. 1-18.
- [89] Rivero, C. E., & Walker, W. H. (1982). Article. *An Analytical Study of the Interaction of Frames and Infill Masonry Walls*. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.
- [90] Riddington, J. R., & Gambo, A. H. (1991). Article. *A Two Stage Analysis Procedure for Ultimate Strength Analysis of Masonry Shear Structures*. Swansea: Proceedings of the International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, pp. 84-92.
- [91] Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Article. *Finite Element Modeling of Masonry-infilled RC Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 123, Issue 5, pp. 604-613.
- [92] Lourenço, P. B., Oliveira, D. V., Fonseca, G. M., & Silva, R. M. (1998). Article. *Simulação da Rotura de Painéis de Alvenaria em Estruturas Porticadas*. JPEE 98 – Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa: LNEC, pp. 121-130.
- [93] Combescure, D., & Pegon, P. (2000). Article. *Application of the Local-to-Global Approach to the Study of Infilled Frame Structures Under Seismic Loading*. Nuclear Engineering and Design, Vol. 196, Issue 1, p. 17-40.
- [94] Asteris, P. G. (2003). Article. *Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, Issue 8, pp. 1071-1079.
- [95] Asteris, P. G. (2008). Article. *Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames*. Electronic Journal of Structural Engineering, Vol. 8, pp. 1-11.
- [96] D' Ayala, D., Worth, J., & Riddle, O. (2009). Article. *Realistic Shear Capacity Assessment of Infill Frames: Comparison of Two Numerical Procedures*. Engineering Structures, Vol. 31, Issue 8, pp. 1745-1761.
- [97] Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Article. *Numerical Modeling of Masonry-infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads*. Computers and Structures - Elsevier Ltd., pp. 1026-1037.
- [98] REBAP. (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto-Lei n° 349-C/83, de 30 de Julho*. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E.P., 214 p.
- [99] RSAEEP. (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei n°235/83, de 31 de Maio*. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E.P., 114 p.
- [100] Costa, A. G., & Campos, C. A. (1987). Relatório. *Modelo Histerético das Relações Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas*. LNEC.

- [101] Pires, F. (1990). Dissertação Apresentada a Concurso para Obtenção do Grau de Especialista e Acesso à Categoria de Investigador Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betão Armado Sujeitas a Ações Horizontais*. Lisboa: LNEC.
- [102] Costa, C. A., Pires, F., Carvalho, E., & Ribeiro, J. P. (1990). Artigo. *Simulação Analítica de Pórticos de Betão Armado Preenchidos com Alvenaria, sob a Ação de Cargas Horizontais Repetidas e Alternadas*. Lisboa: 2ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPPE), LNEC.
- [103] Takeda, T., Sozen, M., & Nielsen, N. N. (1970). Article. *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 36, N° ST12.
- [104] Costa, A. G. (1989). Tese de Doutoramento em Engenharia Civil (Estruturas). *Análise Sísmica de Estruturas Irregulares*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [105] Eto, H., & Takeda, T. (1980). *Dynamic Collapse Tests of Reinforced Concrete Frame Structures with a Column Subject to High Compression Stress*. Instambul: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering.
- [106] Wang, M.-L., & Shah, S. P. (1987). Article. *Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 993-1003.
- [107] Braz-César, M. T., Oliveira, D., & Barros, R. C. (2013). Artigo. *Validação Numérica da Resposta Cíclica Experimental de Pórticos de Betão Armado*. Portugal: Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões - Mecânica Experimental, Vol 22, Pgs 1-13.
- [108] Garbin, N. S. (2015). Trabalho de conclusão de curso. *Estudo de Técnicas para a Determinação da Matriz de Amortecimento em Sistemas Estruturais*. Universidade tecnológica Federal do Paraná - Departamento Acadêmico de Engenharia Mecânica.
- [109] Leger, P., Wilson, E. L., & Clough, R. W. (1986). Report. *The Use of Load Dependent Vectors for Dynamic and Earthquake Analysis*. Berkeley: Report N° UCB/EERC-86704, University of California.
- [110] Newmark, N. M. (1959). Article. *A Method of Computation for Structural Dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 85, N° EM3, pp. 67-94.
- [111] Uang, C.-M., & Bertero, V. V. (1990). Article. *Evaluation of Seismic Energy in Structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 77-90.

- [112] Bertero, V. (June de 1996). Article. *State-of-the-art Report on: Design Criteria*. Acapulco: In 11th World Conference on Earthquake Engineering, 23-28, Paper nº 2005 - ELSEVIER Science Ltd.
- [113] Mousavi, S. A., Zahrai, M. S., & Saatcioglu, M. (2015). Article. *Toward Buckling Free Tension-Only Braces Using Slack Free Connections*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 115, pp. 329-345 - ELSEVIER.
- [114] Bouc, R. (1967). Article. *Forced Vibration of Mechanical Systems with Hysteresis*. Proceedings 4th Conf. on Non-linear Oscillations.
- [115] Wen, Y.-K. (1976). Article. *Method for Random Vibration of Hysteretic Systems*. J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 102(2), pp. 249–263.
- [116] Baber, T. T., & Noori, M. N. (1985). Article. *Random Vibration of Degrading, Pinching Systems*. J. Engrg. Mech., ASCE, 111(8), 1010–1026.
- [117] Casciati, F. (1989). Article. *Stochastic Dynamics of Hysteretic Media*. Amsterdam: Struct. Safety, 6, pp. 259-269.
- [118] Reinhorn, A. M., Madan, A., Valles, R. E., Reinchmann, Y., & Mander, J. B. (1995). Technical Report NCEER-95-0018. *Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis*. State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- [119] Sivaselvan, M. V., & Reinhorn, A. M. (2000). Article. *Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 126, Issue 6, pp. 633-640.
- [120] Park, Y. J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1987). Article. *Damage - Limiting Aseismic Design of Buildings*. Earthquake Spectra, Vol. 3, Nº1.
- [121] MathWorks, Inc. (2014). *MATLAB 2014a*. Natick, Massachusetts, United States.

Anexos

Anexo I

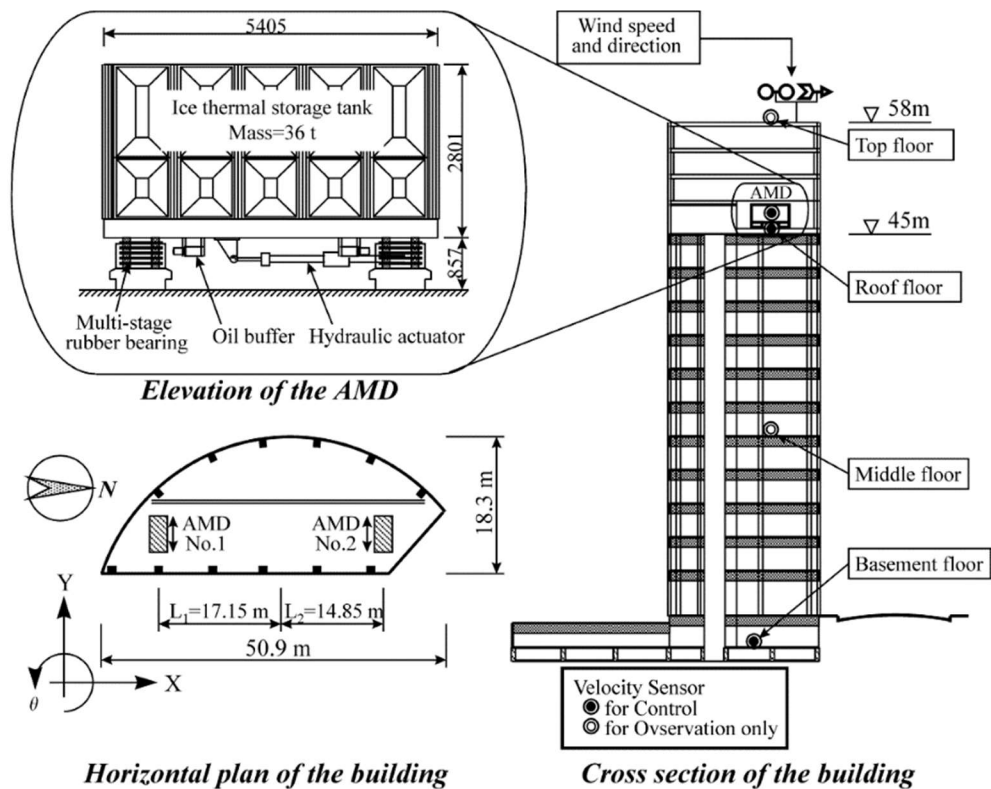


Figura AI.1 – Esquema da aplicação de HMDs no edifício Sendaya INTES.
 Fonte: Yamamoto *et al.* [31].

Anexo II

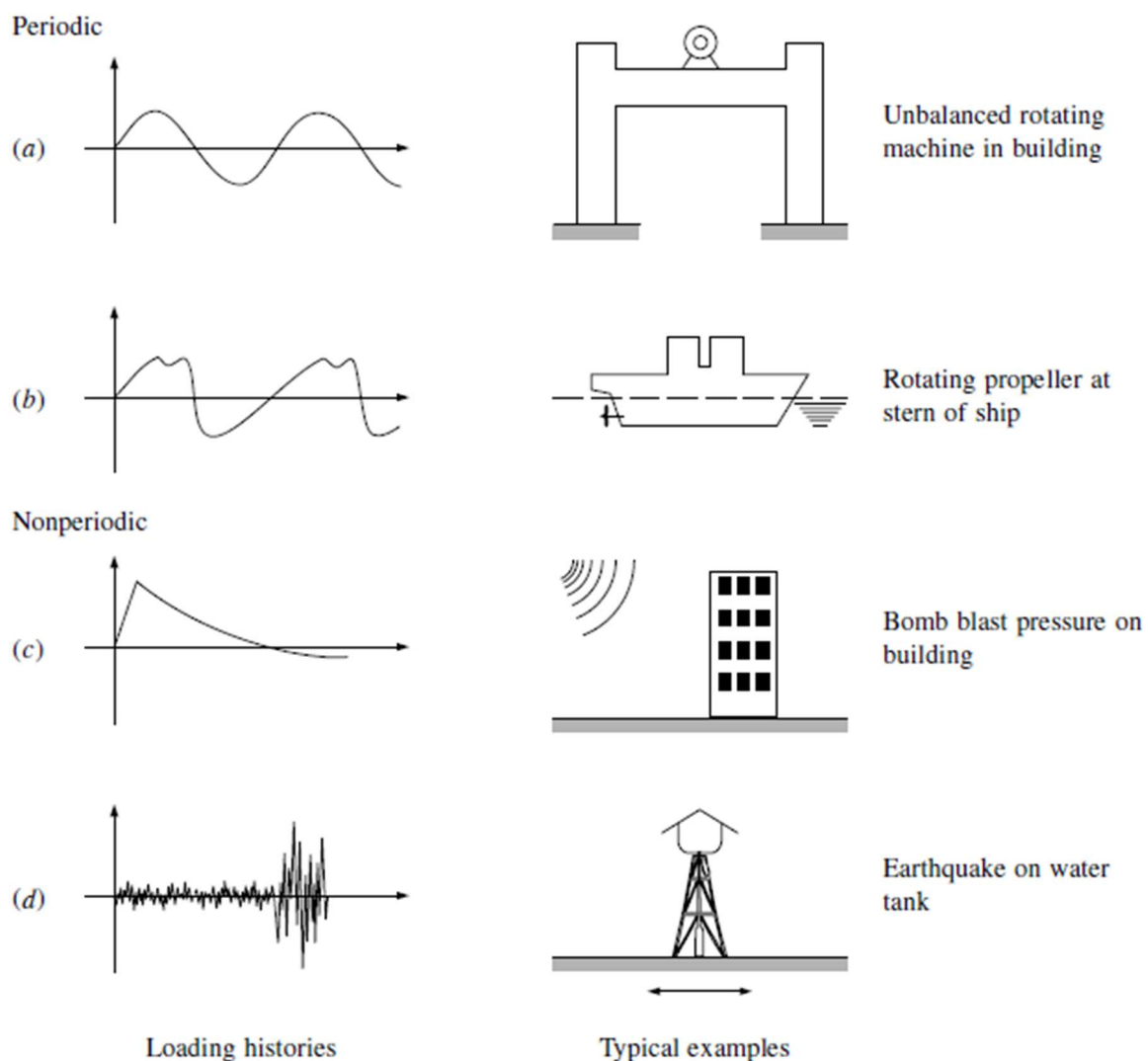


Figura AII.1 – Origem e características de ações dinâmicas: **a)** Harmónica simples; **b)** Complexas; **c)** Impulsivas; **d)** Longa duração.

Fonte: Clough & Penzien, 1995 [42].

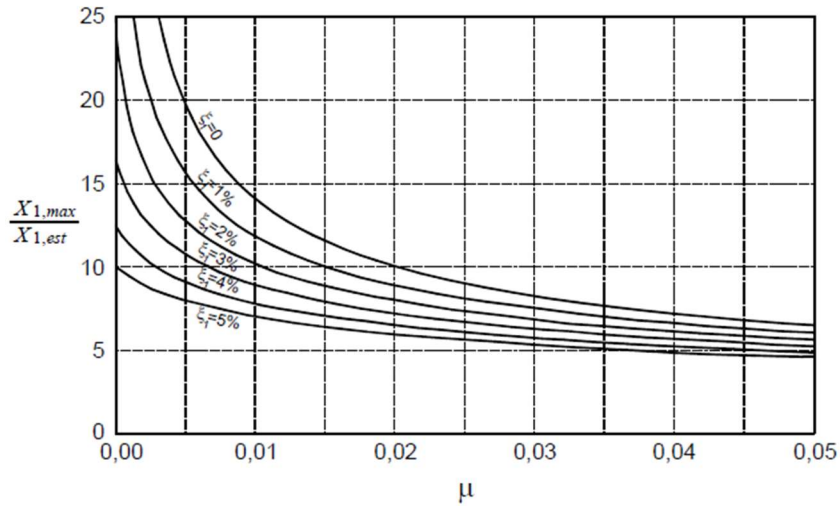


Figura AII.2 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal.
Fonte: Moutinho, 1998 [27].

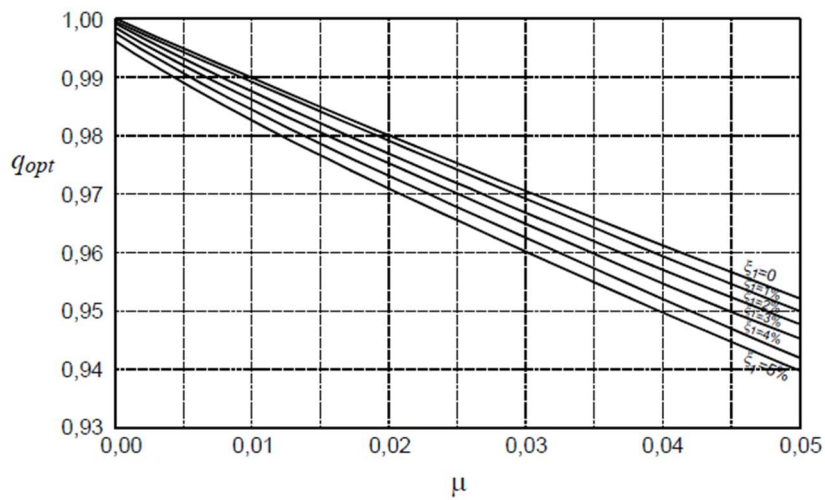


Figura AII.3 – Curvas para determinação do valor ótimo de q .
Fonte: Moutinho, 1998 [27].

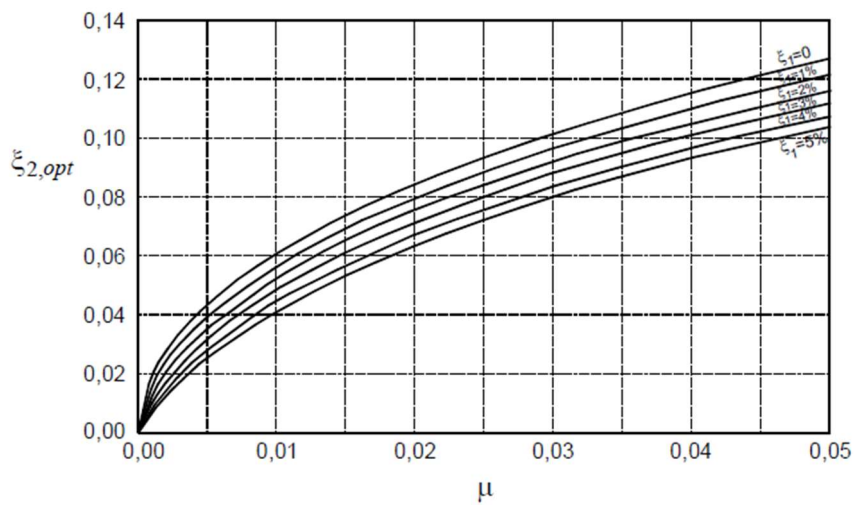


Figura AII.4 – Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2 .
Fonte: Moutinho, 1998 [27].

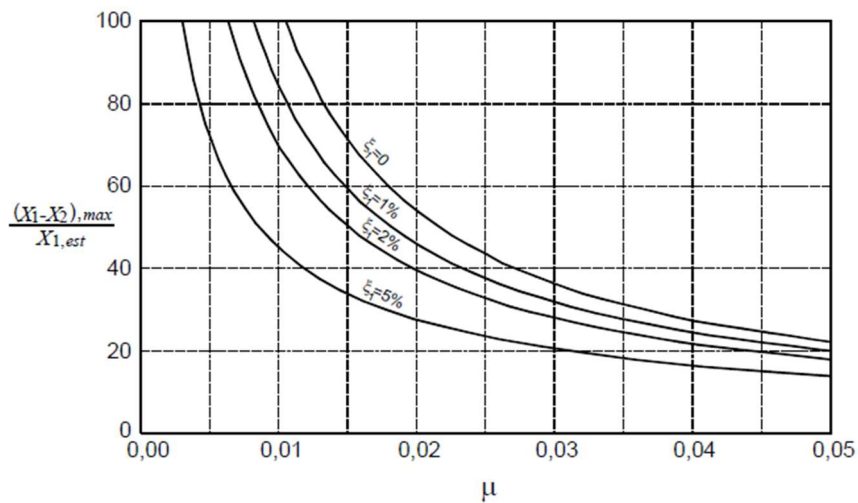


Figura AII.5 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional.

Fonte: Moutinho, 1998 [27].

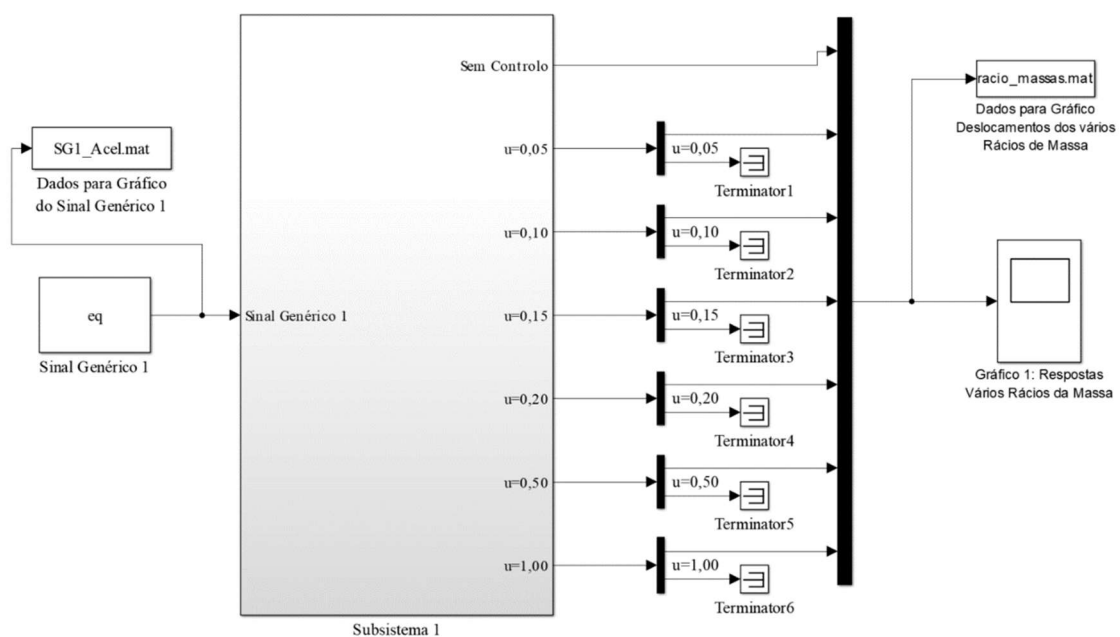


Figura AII.6 – Sistema do modelo de *Simulink* usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de μ , em termos de deslocamentos.

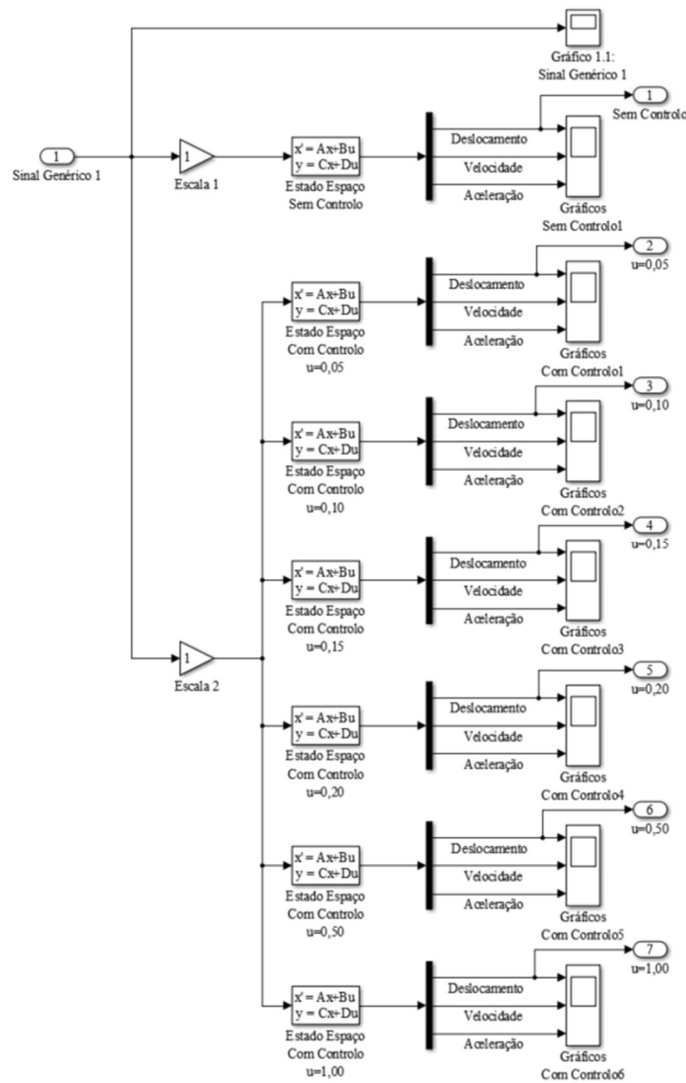


Figura AII.7 – Subsistema do modelo de *Simulink* usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de μ , em termos de deslocamentos.

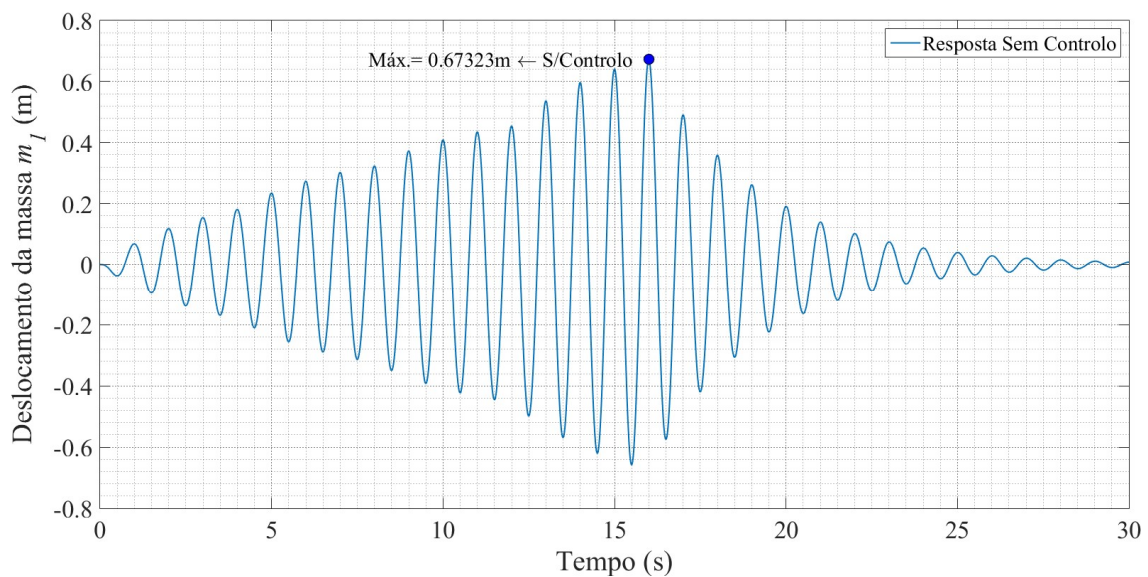


Figura AII.8 – Resposta não controlada da estrutura (m_1) solicitada pelo Sinal Genérico 1, em termos de deslocamentos.

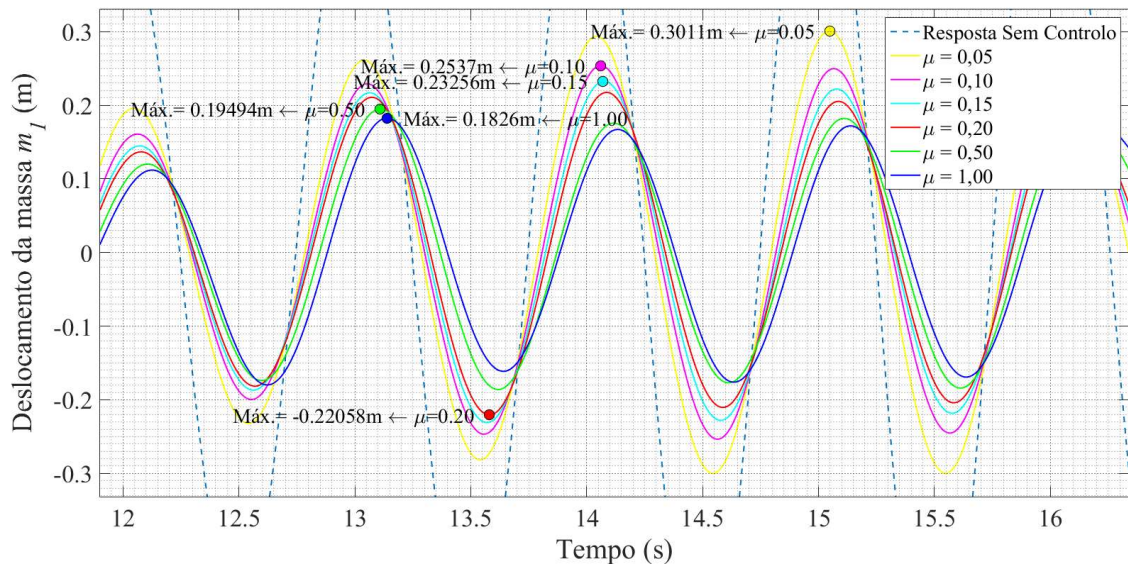


Figura AII.9 – Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes rácios de massa (Sinal Genérico 1).

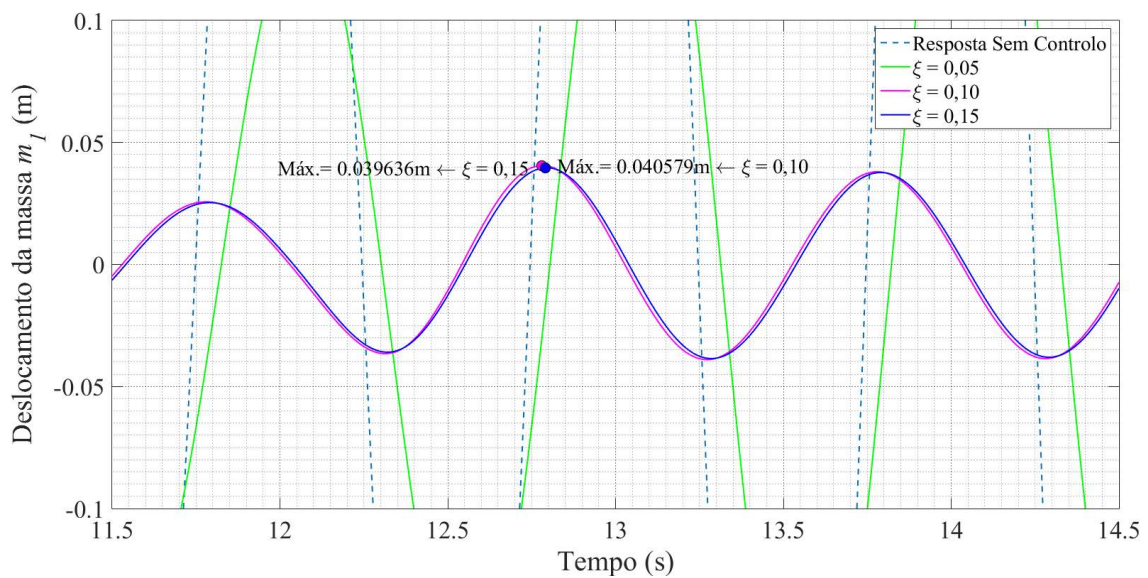


Figura AII.10 – Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura (Sinal Genérico 1).

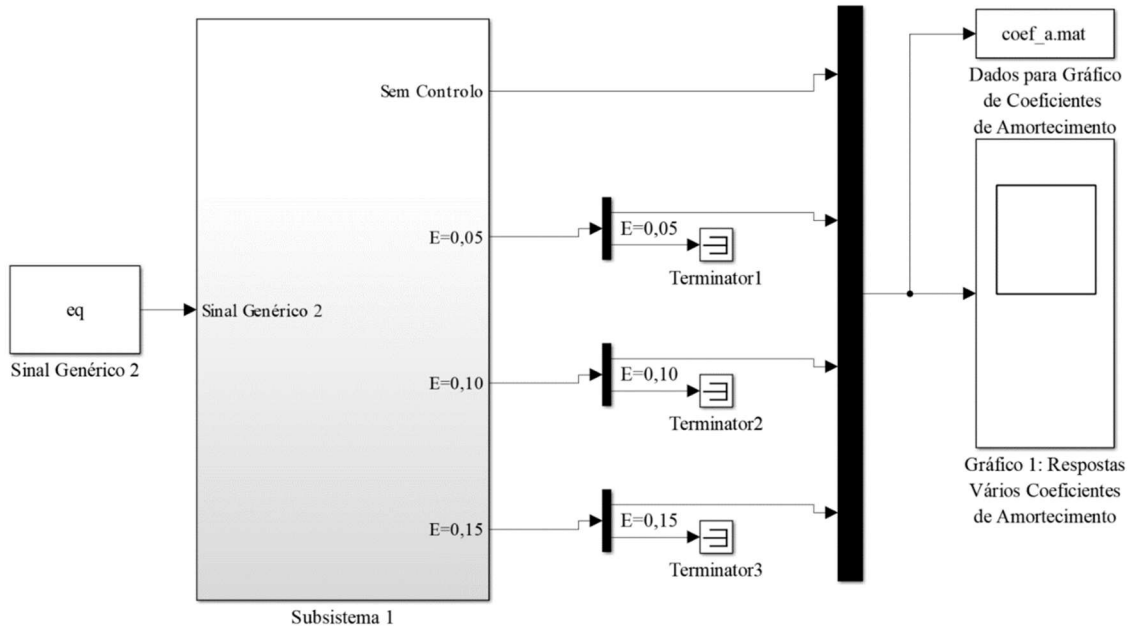


Figura AII.11 – Sistema do modelo de *Simulink* usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de ξ , em termos de deslocamentos.

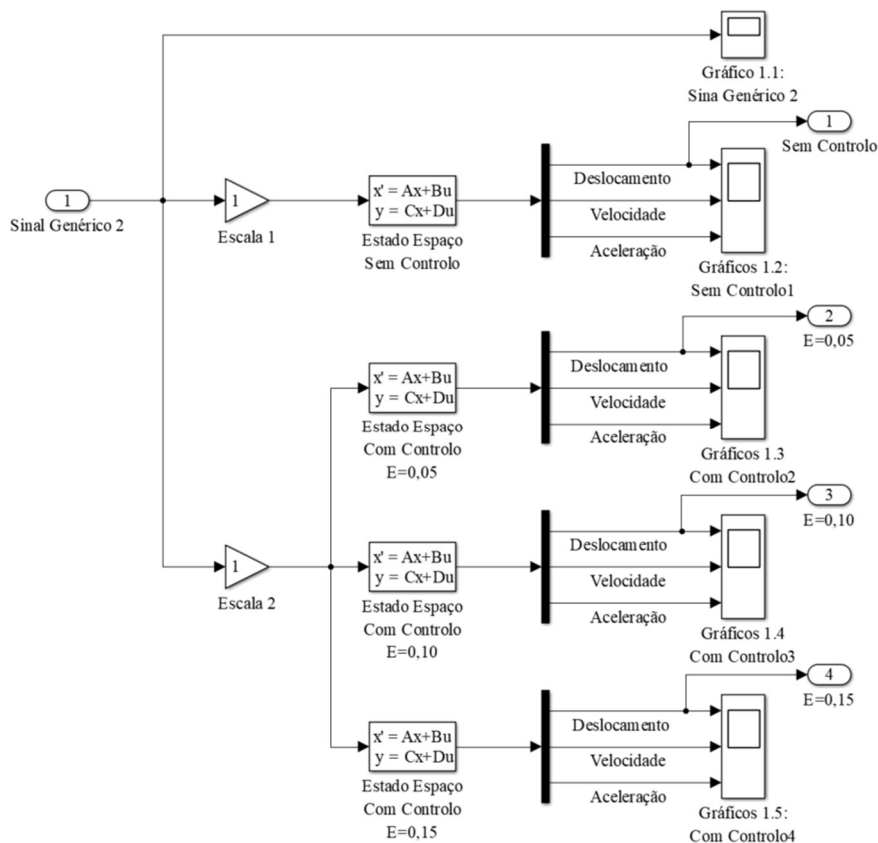


Figura AII.12 – Subsistema do modelo de *Simulink* usado na comparação das respostas não controlada e controladas para diferentes valores de ξ , em termos de deslocamentos.

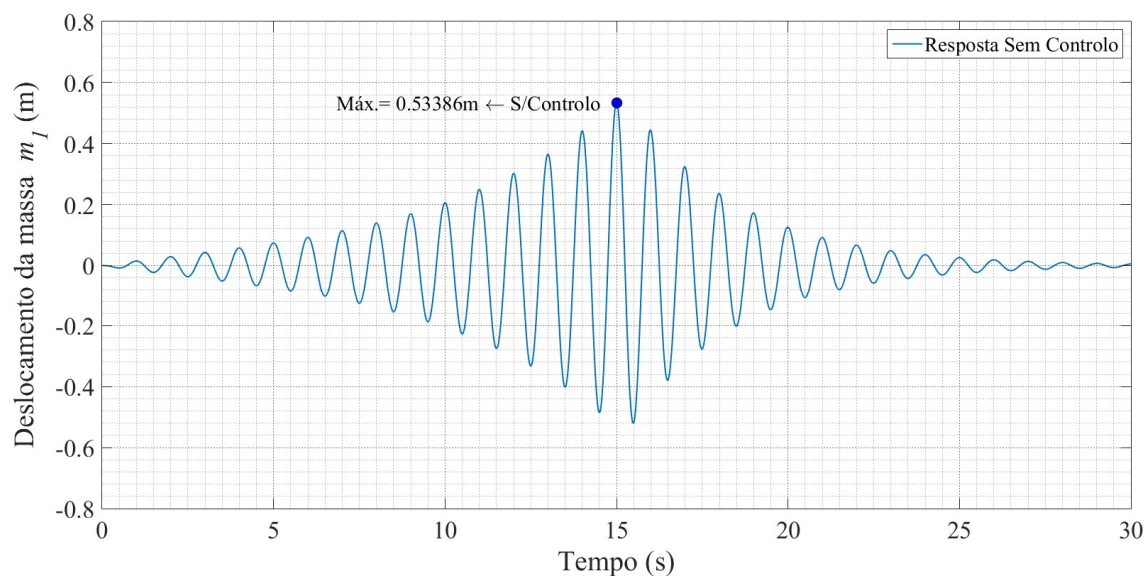


Figura AII.13 – Resposta não controlada da estrutura (m_1) em termos de deslocamentos, solicitada pela aceleração do Sinal Genérico 2.

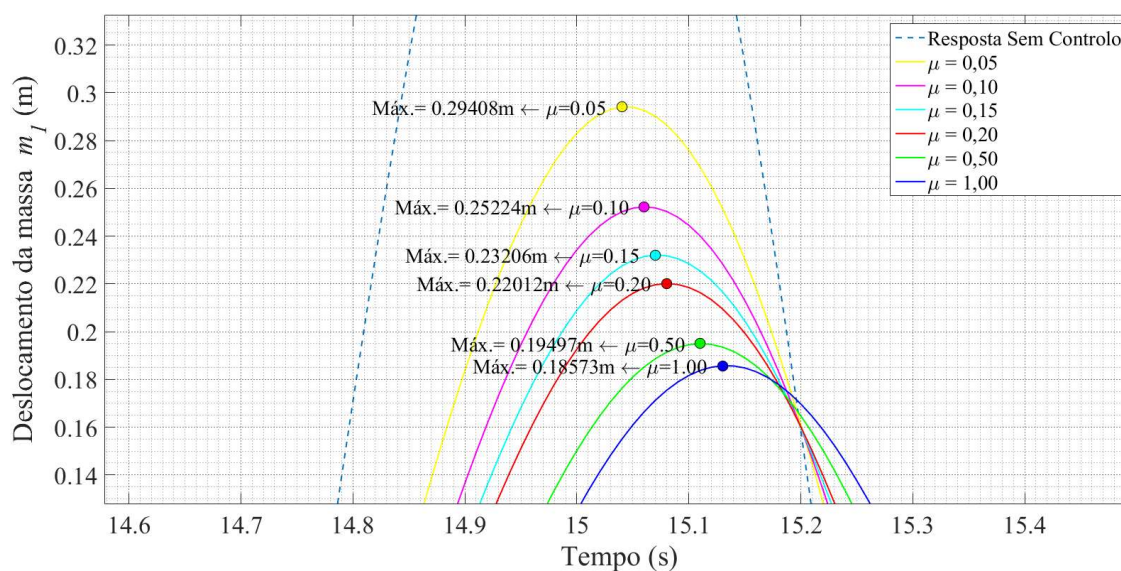


Figura AII.14 – Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes rácios de massa (Sinal Genérico 2).

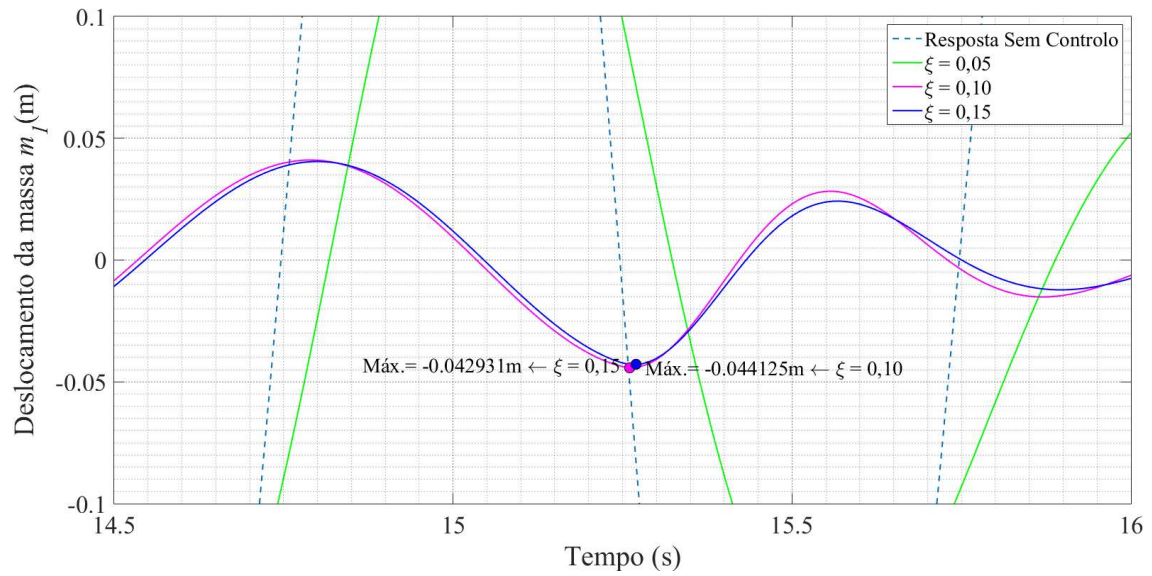


Figura AII.15 – Ampliação dos máximos absolutos das respostas controladas com os diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura (Sinal Genérico 2).

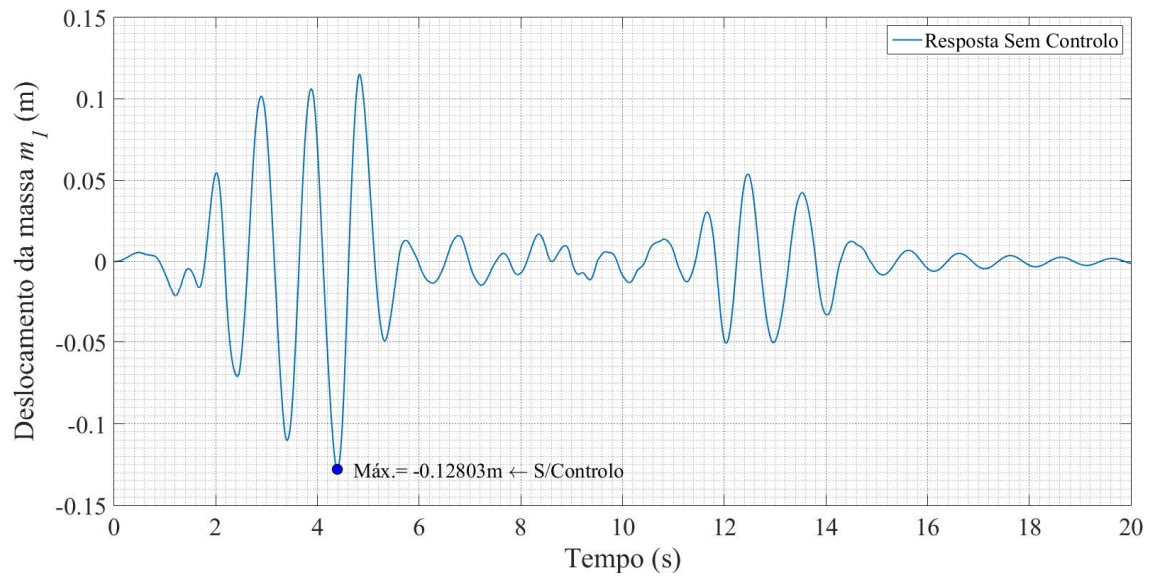


Figura AII.16 – Resposta não controlada da estrutura (m_1) em termos de deslocamentos solicitada pelo sismo El Centro.

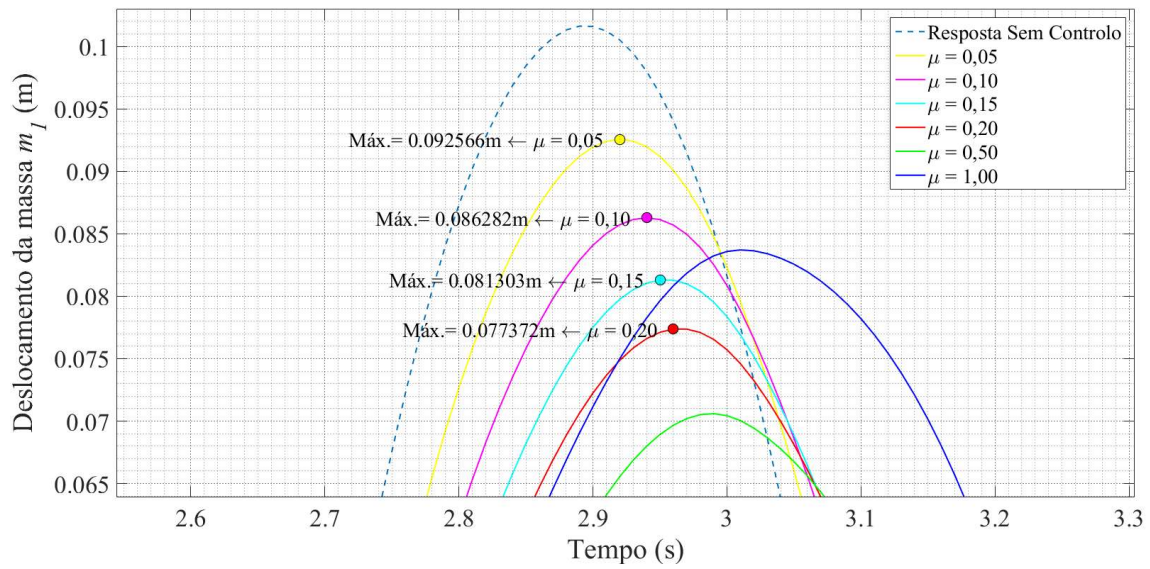


Figura AII.17 – Ampliação dos máximos absolutos das respostas de $\mu = 0,05$ a $\mu = 0,20$ (Sismo El Cento).

Anexo III

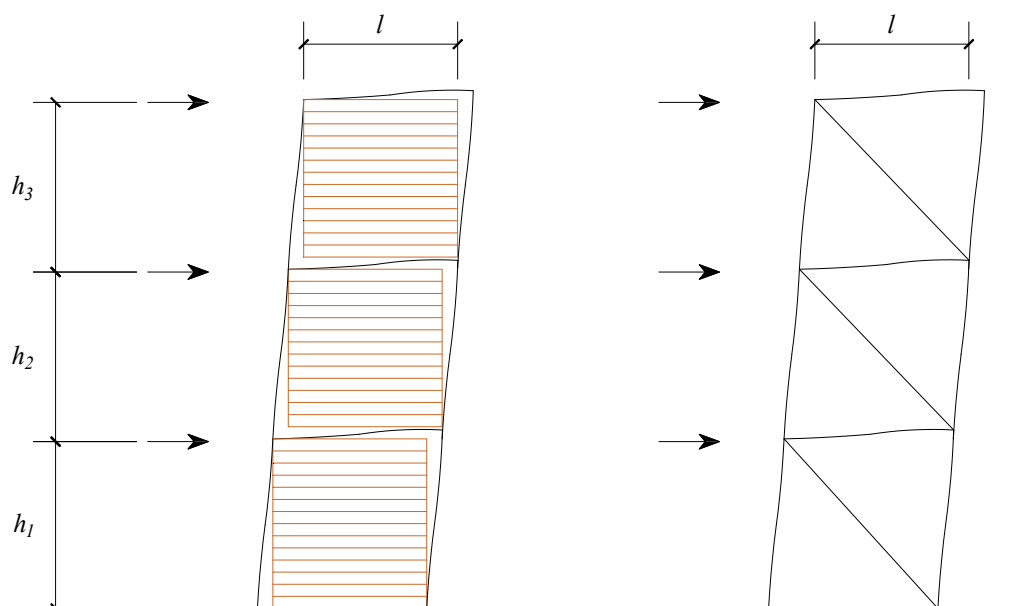


Figura AIII.1 – Idealização da biela diagonal equivalente.

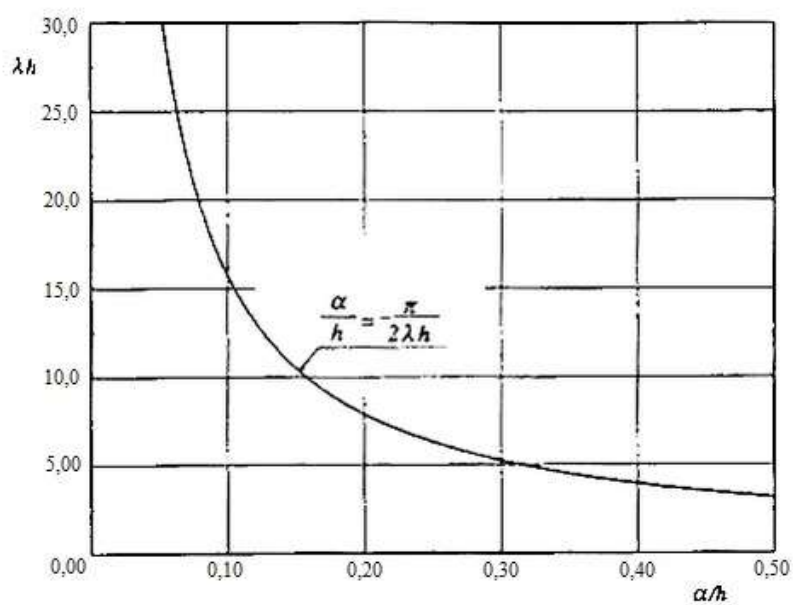


Figura AIII.2 – Relação entre o comprimento de contacto da parede com os pilares, α/h , e o parâmetro λh .
Fonte: Oliveira, 1995 [60].

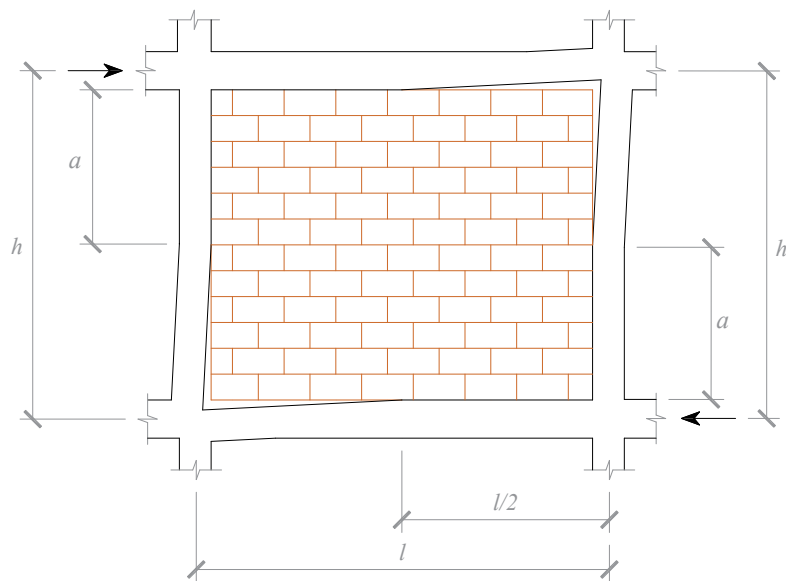


Figura AIII.3 – Interação entre a estrutura reticulada e a parede, sob a ação de forças horizontais.

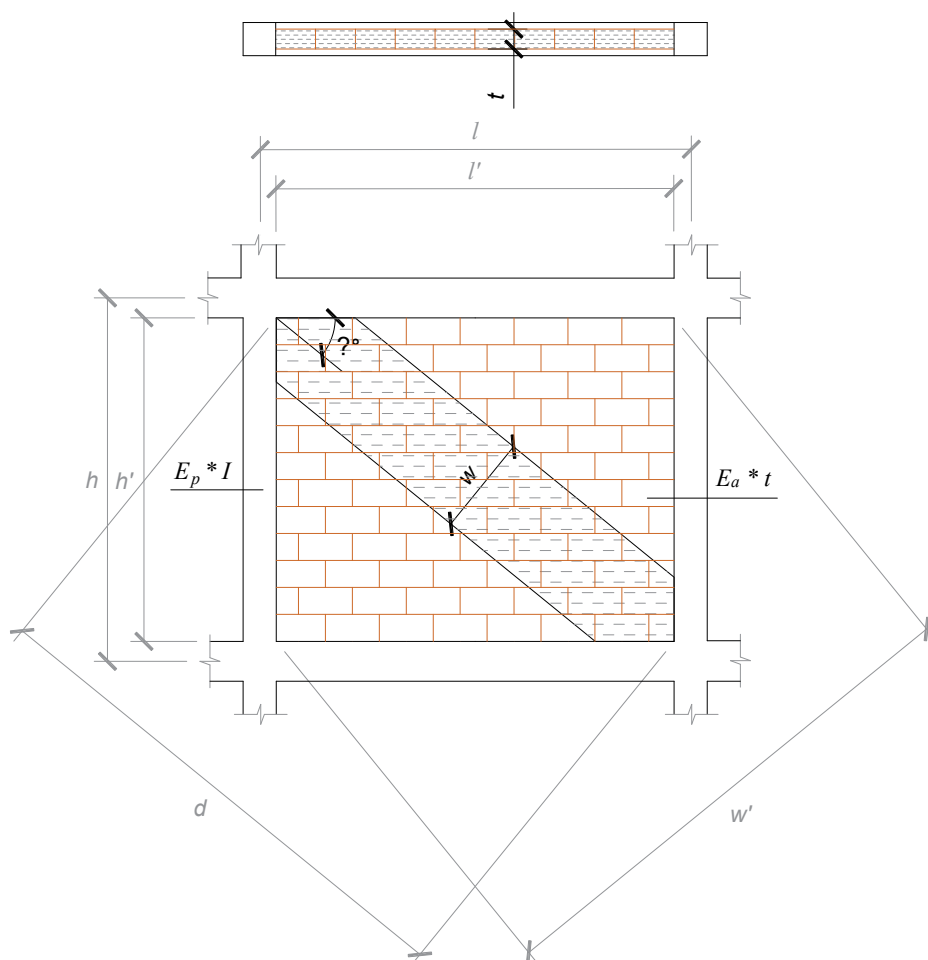


Figura AIII.4 – Representação da biela diagonal equivalente.

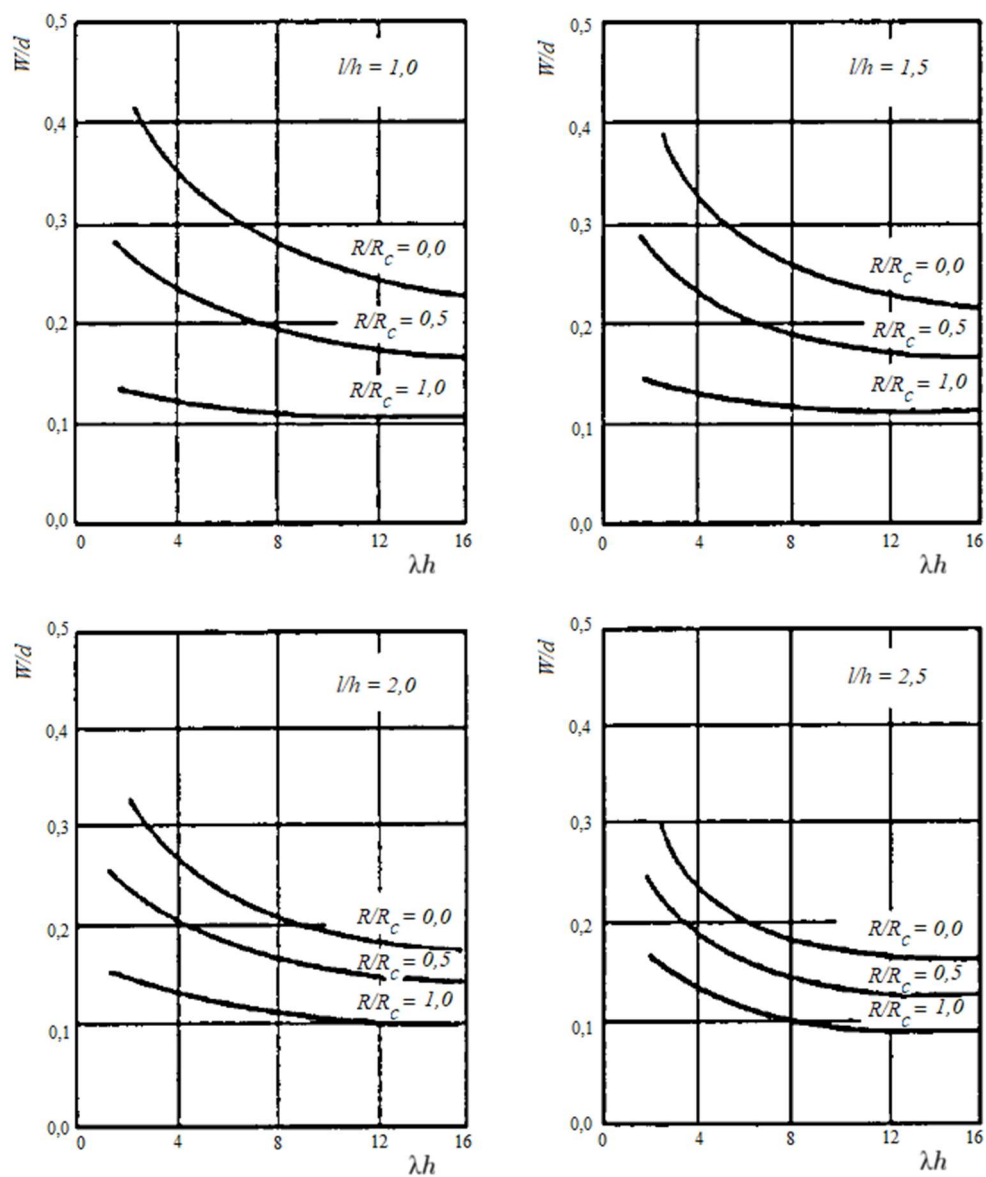


Figura AIII.5 – Largura da biela diagonal equivalente, W , em função de λh . Em que d é o comprimento segundo a diagonal da parede, R a força aplicada na diagonal da parede e R_c é a força de rotura segundo a diagonal da parede.

Fonte: Stafford *et al.*, 1969 [78].

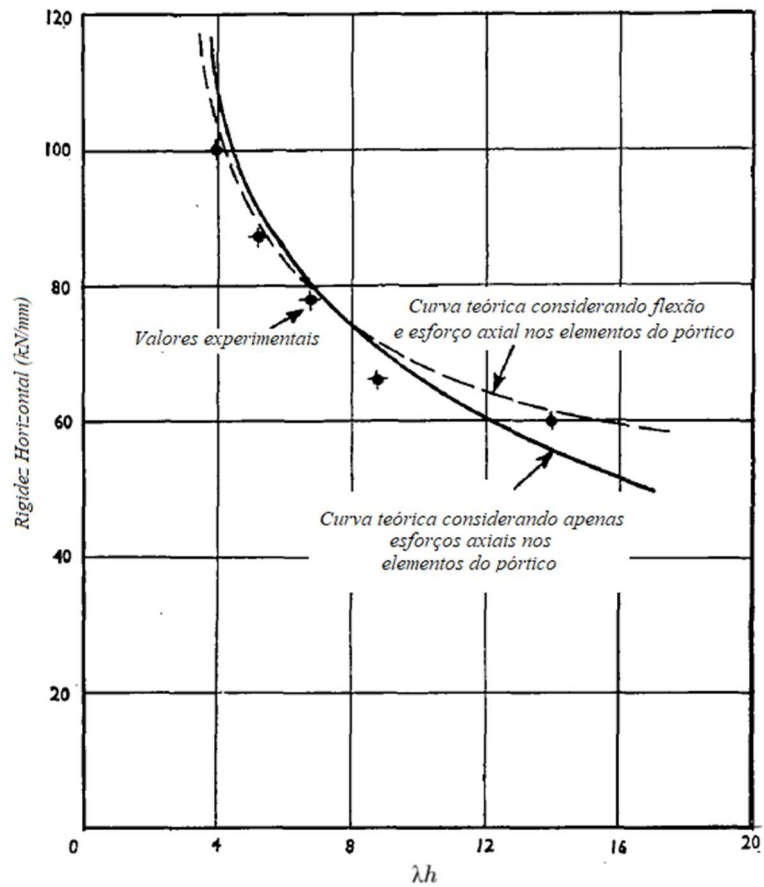


Figura AIII.6 – Rigidez dos pórticos preenchidos – valores teóricos e experimentais.
Fonte: Stafford *et al.*, 1969 [78].

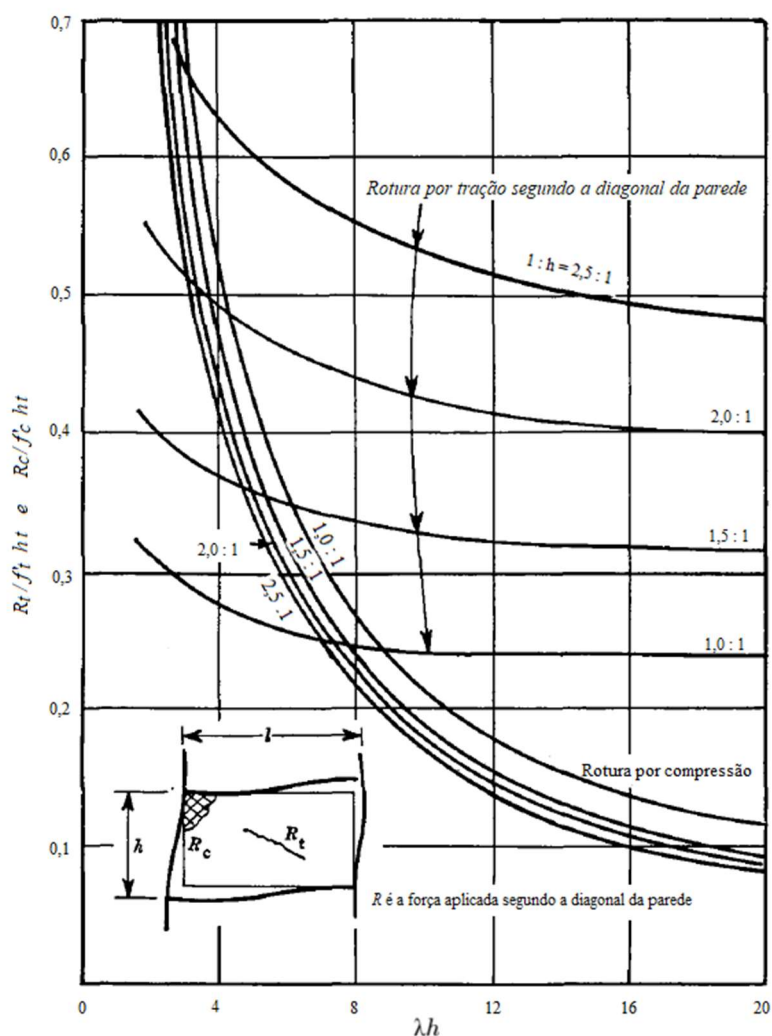


Figura AIII.7 – Resistência à tração e compressão de pórticos preenchidos com paredes de betão. Sendo f'_t e f'_c a tensão de rotura à tração e compressão, respetivamente, do material usado na execução das paredes.*

Fonte: Stafford *et al.*, 1969 [78].

*Nota: para as paredes de alvenaria, as curvas referidas supõem que na sua construção são utilizados tijolos maciços, sendo a sua tensão de rotura à compressão (f'_c), idêntica à da argamassa usada nas juntas [60].

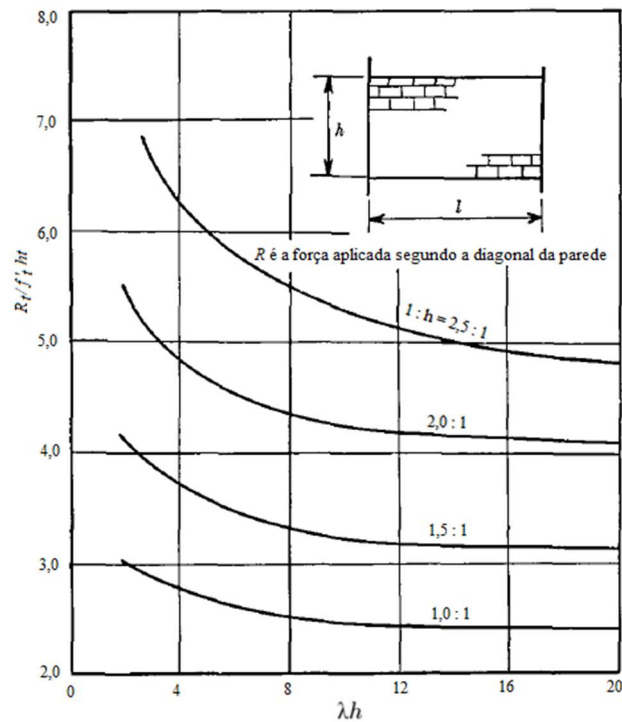


Figura AIII.8 – Resistência à tração de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo.

Fonte: Stafford & Carter, 1969 [78].

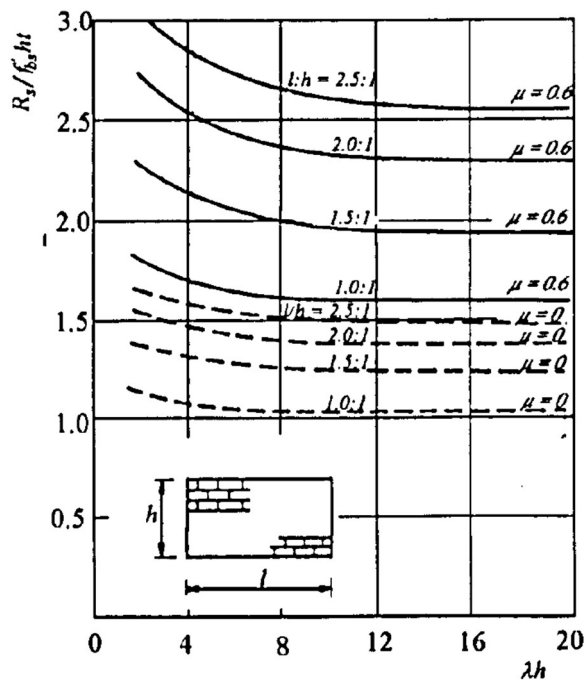


Figura AIII.9 – Resistência ao corte de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo.

Fonte: Stafford & Carter, 1969 [78].

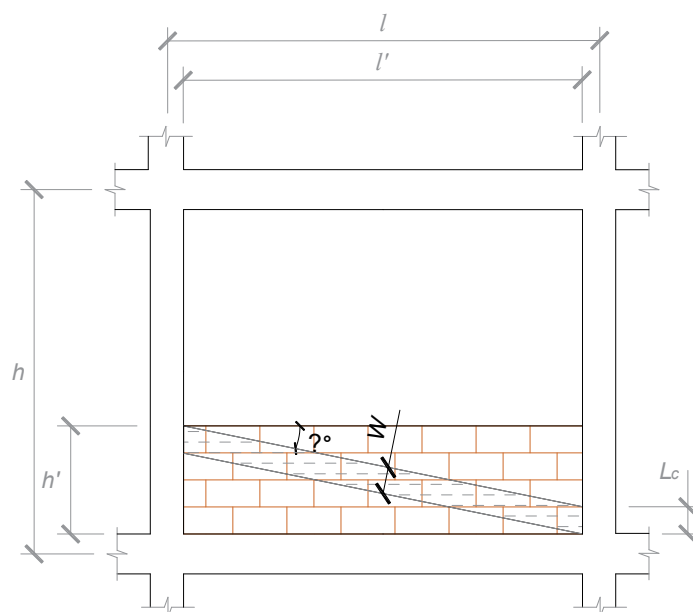


Figura AIII.10 – Representação da biela diagonal equivalente de um pórtico preenchido parcialmente por parede.*

*Nota: o parâmetro L_c é a distância da face da viga até à rótula plástica no pilar, esta distância também se verifica no caso do pórtico estar totalmente preenchido. Esta distância considera-se caso se considere a rótula plástica localizada na viga, neste caso seria distância da face do pilar à rótula plástica na viga, L_b .

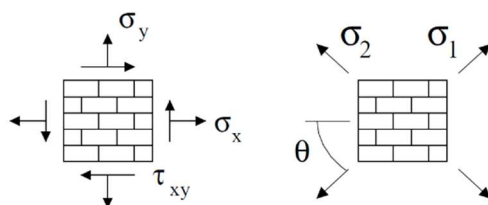


Figura AIII.11 – Parâmetros definidores da superfície de cedência.

Fonte: Lourenço, 1996 [83].

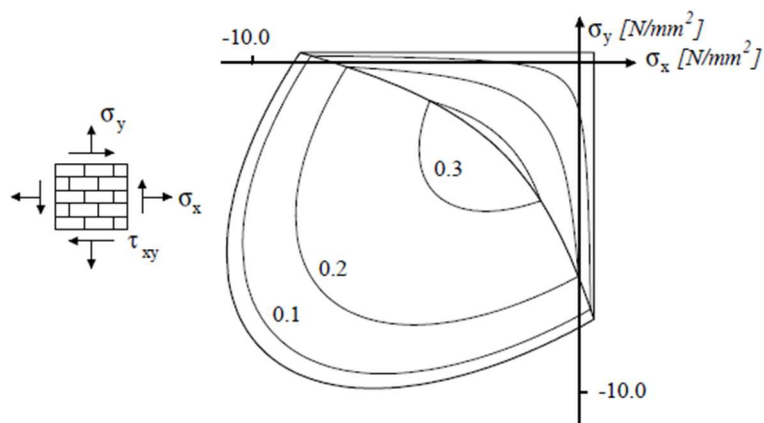


Figura AIII.12 – Critério de cedência calculada para tijolos de argila sólida de Page, 1981 [84], 1983 [85], com isolinhas de tensão de corte espaçadas de $0,1 f_{mx}$.

Fonte: Lourenço, 1996 [83].

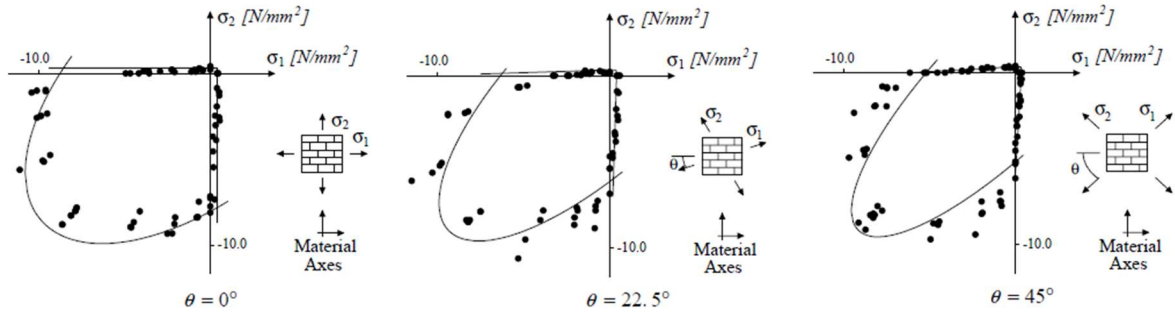


Figura AIII.13 – Comparação entre o modelo de plasticidade e os resultados experimentais de Page, 1981 [84],1983 [85].
 Fonte: Lourenço, 1996 [83].

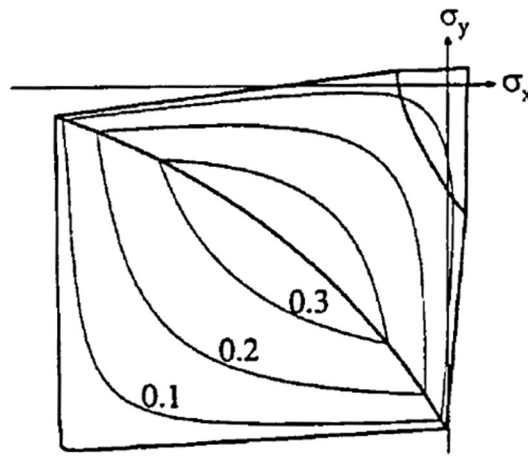


Figura AIII.14 – Critério de cedência proposto por Dhanasekar *et al.* (1986) [87], com isolinhas de tensão de corte espaçadas de $0,1 f_{mx}$, sendo f_{mx} a resistência à compressão da alvenaria na direção $x-x$.
 Fonte: Oliveira, 1995 [60].

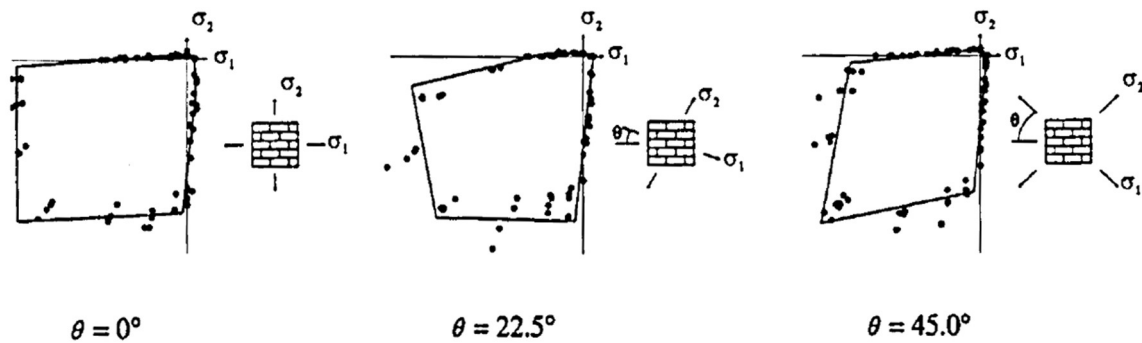


Figura AIII.15 – Comparação entre a superfície de cedência proposta por Dhanasekar *et al.* (1986) [87] e os resultados experimentais de Page, 1981 [84].
 Fonte: Oliveira, 1995 [60].

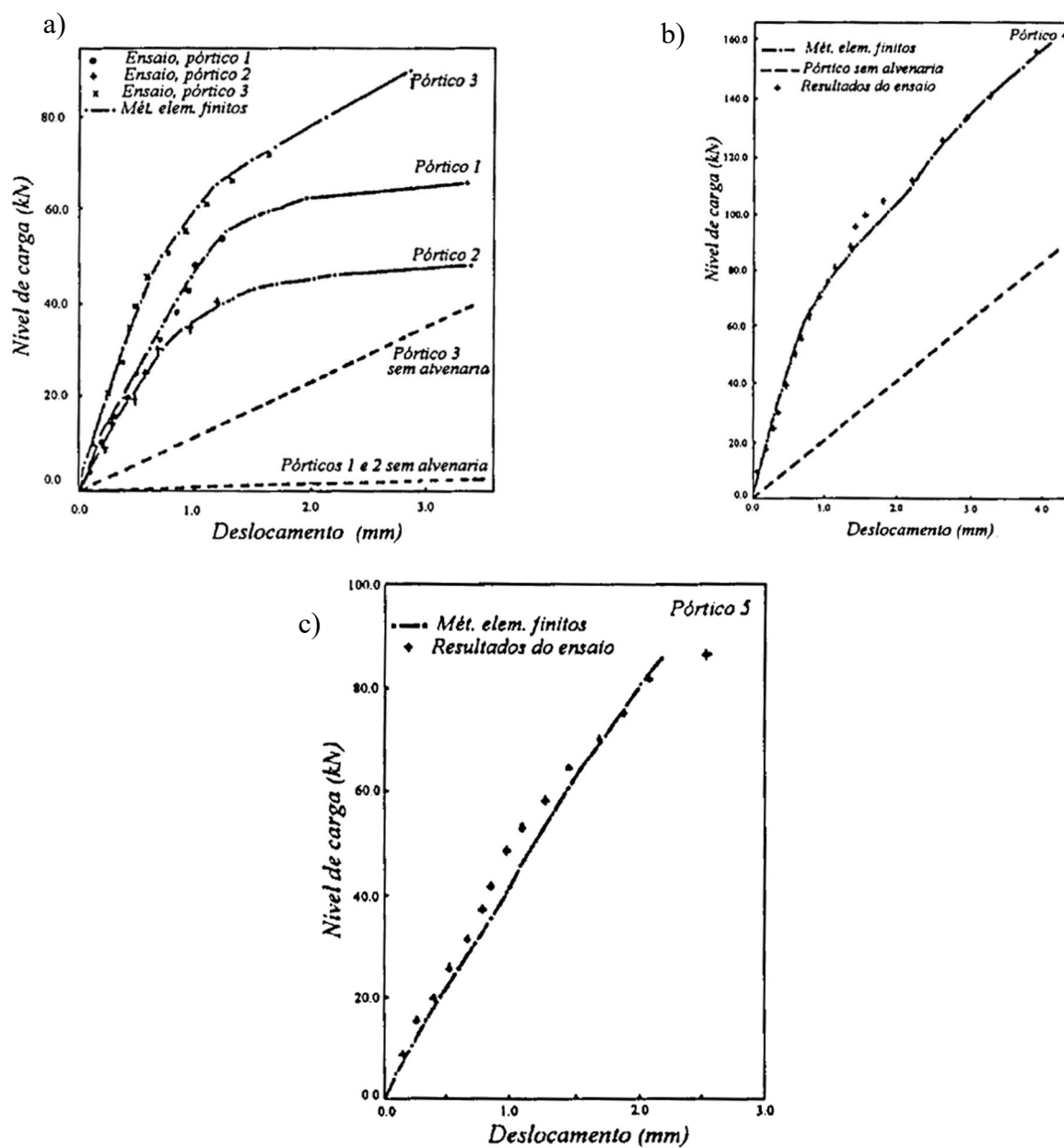


Figura AIII.16 – Curvas força-deslocamento dos modelos ensaiados (Page *et al.*, 1985 [88]): **a)** Pórticos 1-3; **b)** Pórtico 4; **c)** Pórtico 5.

Fonte: Oliveira, 1995 [60].

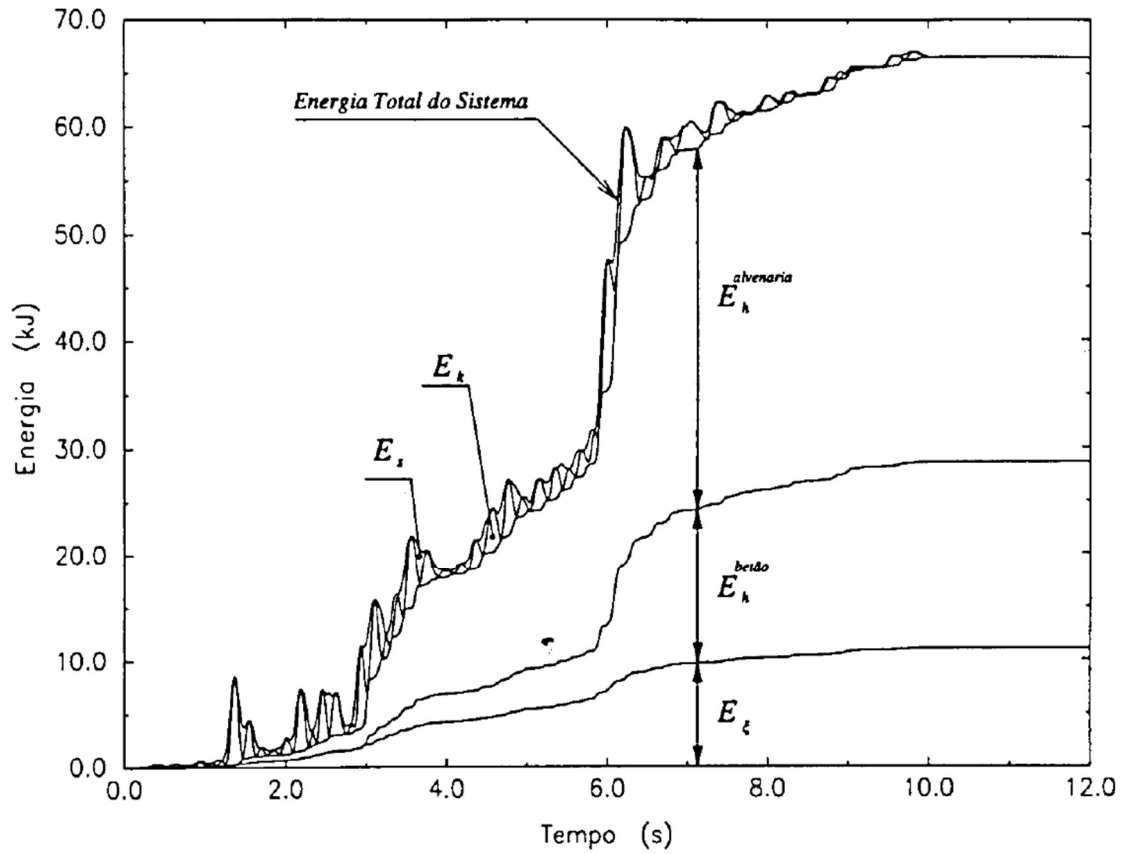


Figura AIII.17 – Exemplo de uma história temporal das componentes energéticas globais.

Fonte: Oliveira, 1995 [60]

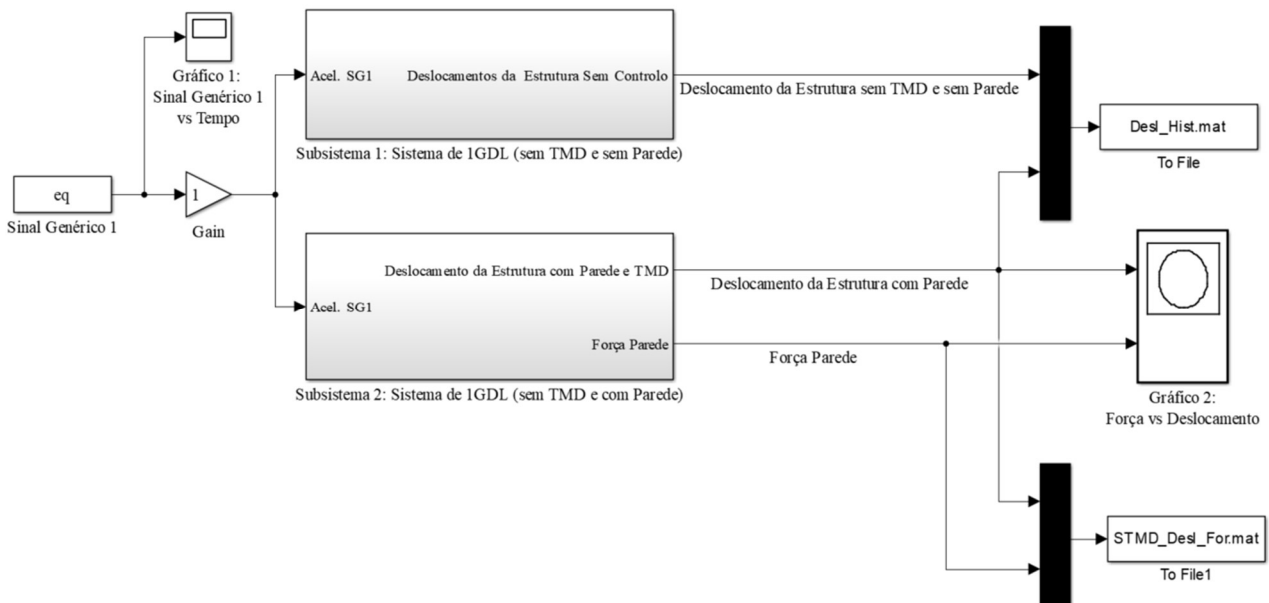


Figura AIII.18 – Sistema do modelo *Macro-Simulink* utilizado para a determinação das respostas da estrutura com e sem parede.

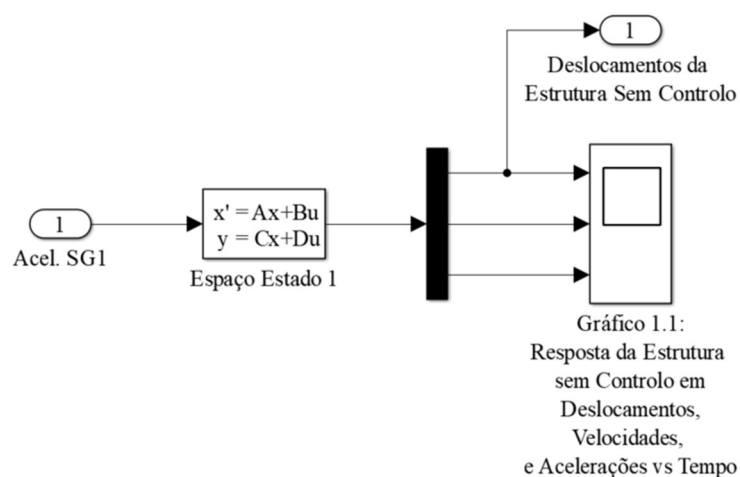


Figura AIII.19 – Subsistema 1 do modelo *Macro-Simulink* relativo à determinação da resposta do sistema de 1GDL composto pela estrutura sem parede.

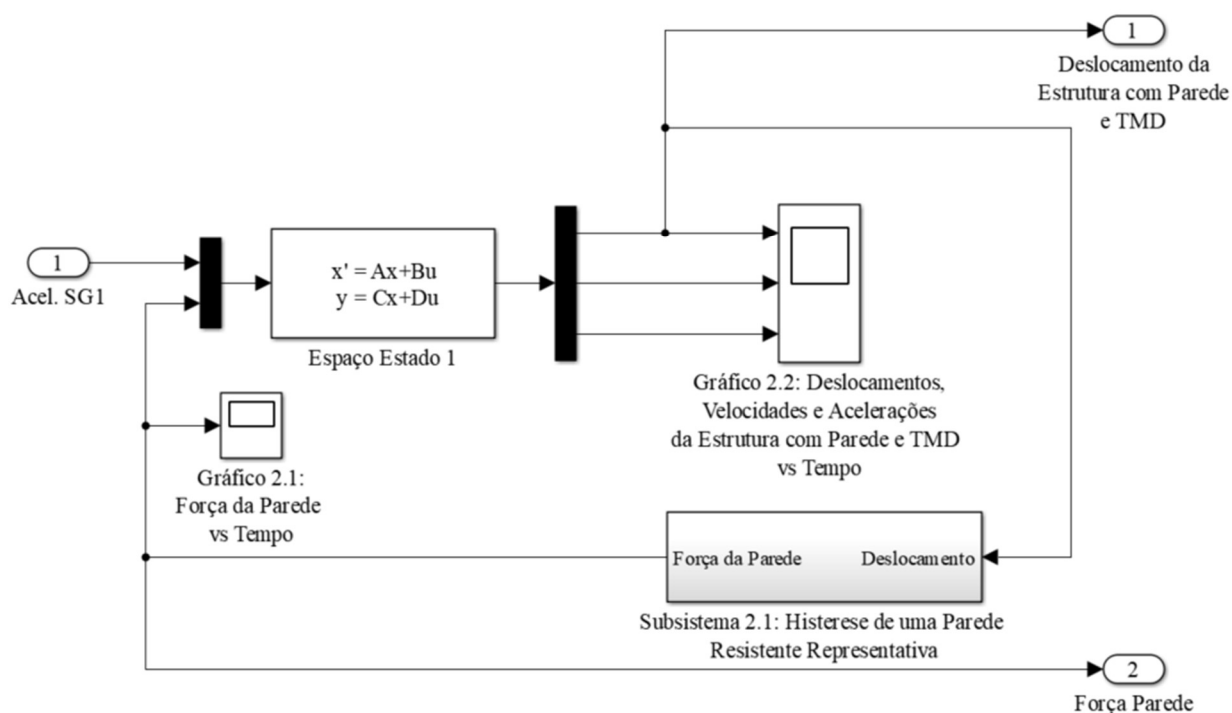


Figura AIII.20 – Subsistema 2 do modelo *Macro-Simulink* relativo à determinação da resposta do sistema de 1GDL composto pela estrutura com parede.

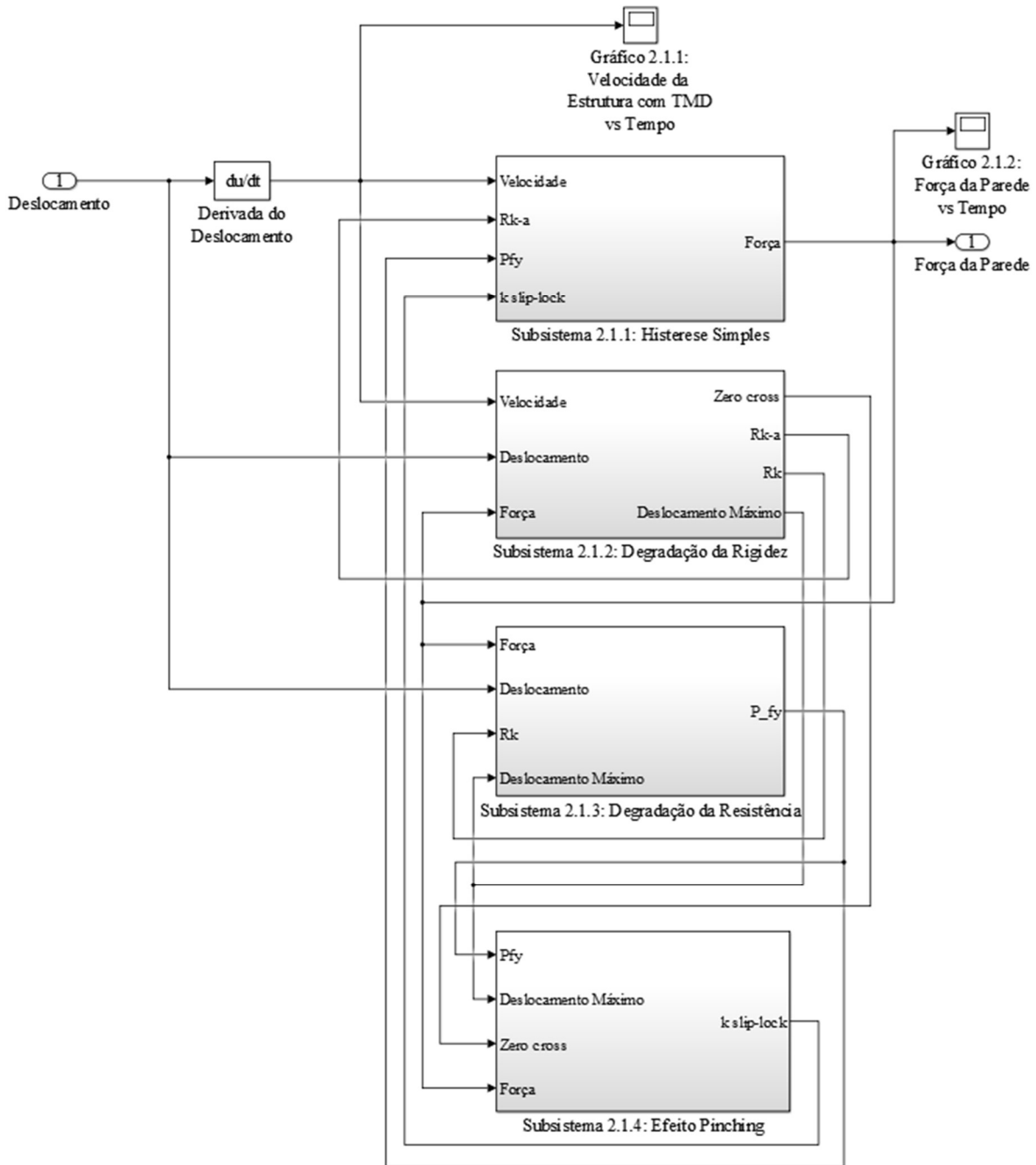


Figura AIII.21 – Subsistema 2.1 do modelo *Macro-Simulink* relativo à determinação da Histerese de uma parede resistente representativa para cada um dos casos de estudo: histerese simples, degradação da rigidez, degradação da resistência e o efeito *pinching*.

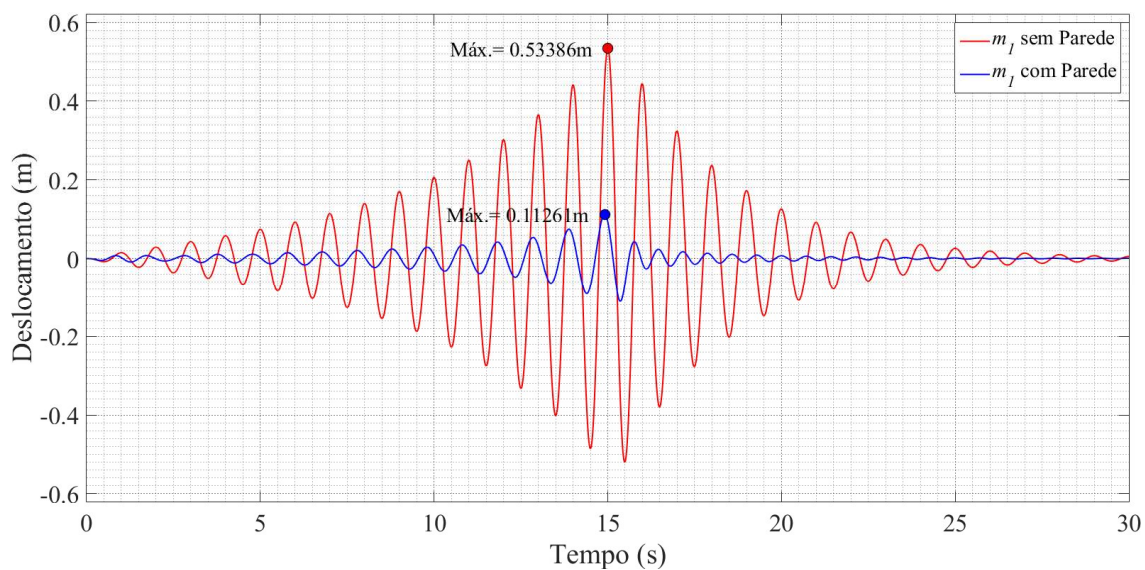


Figura AIII.22 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I).

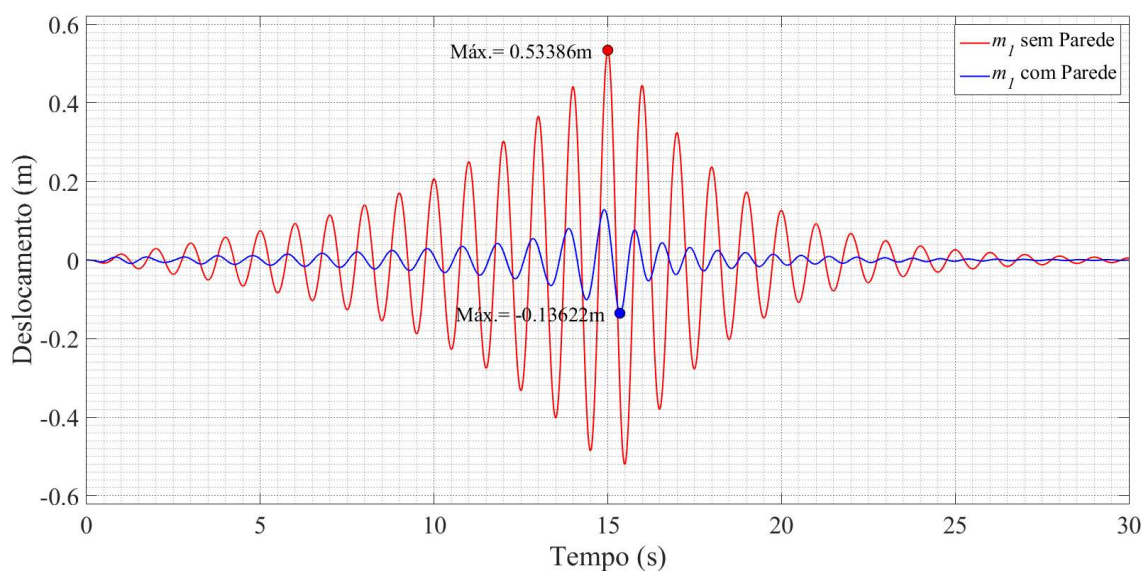


Figura AIII.23 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II).

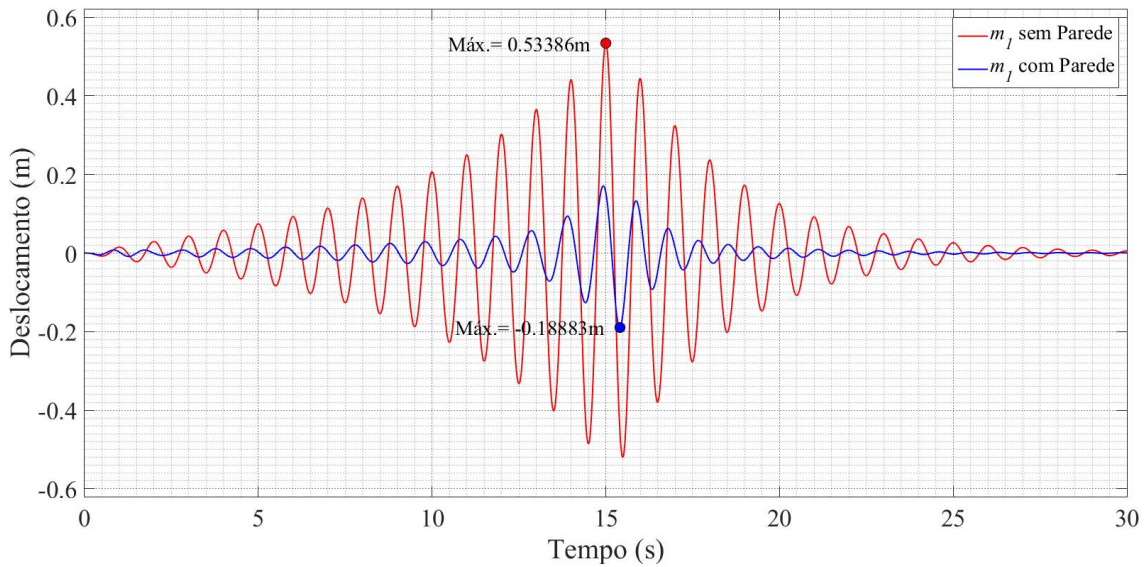


Figura AIII.24 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).

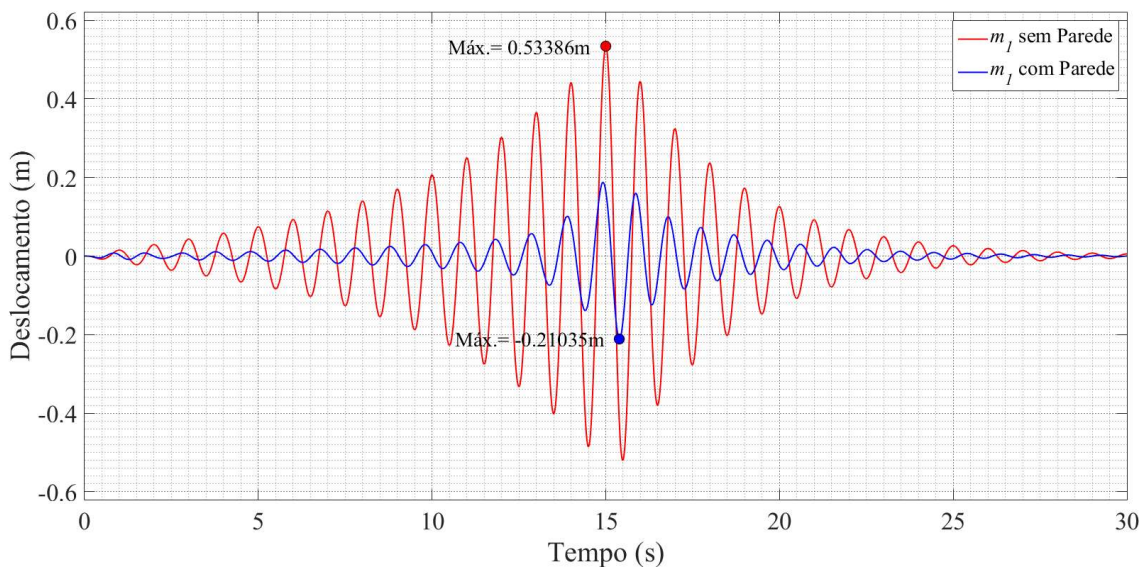


Figura AIII.25 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

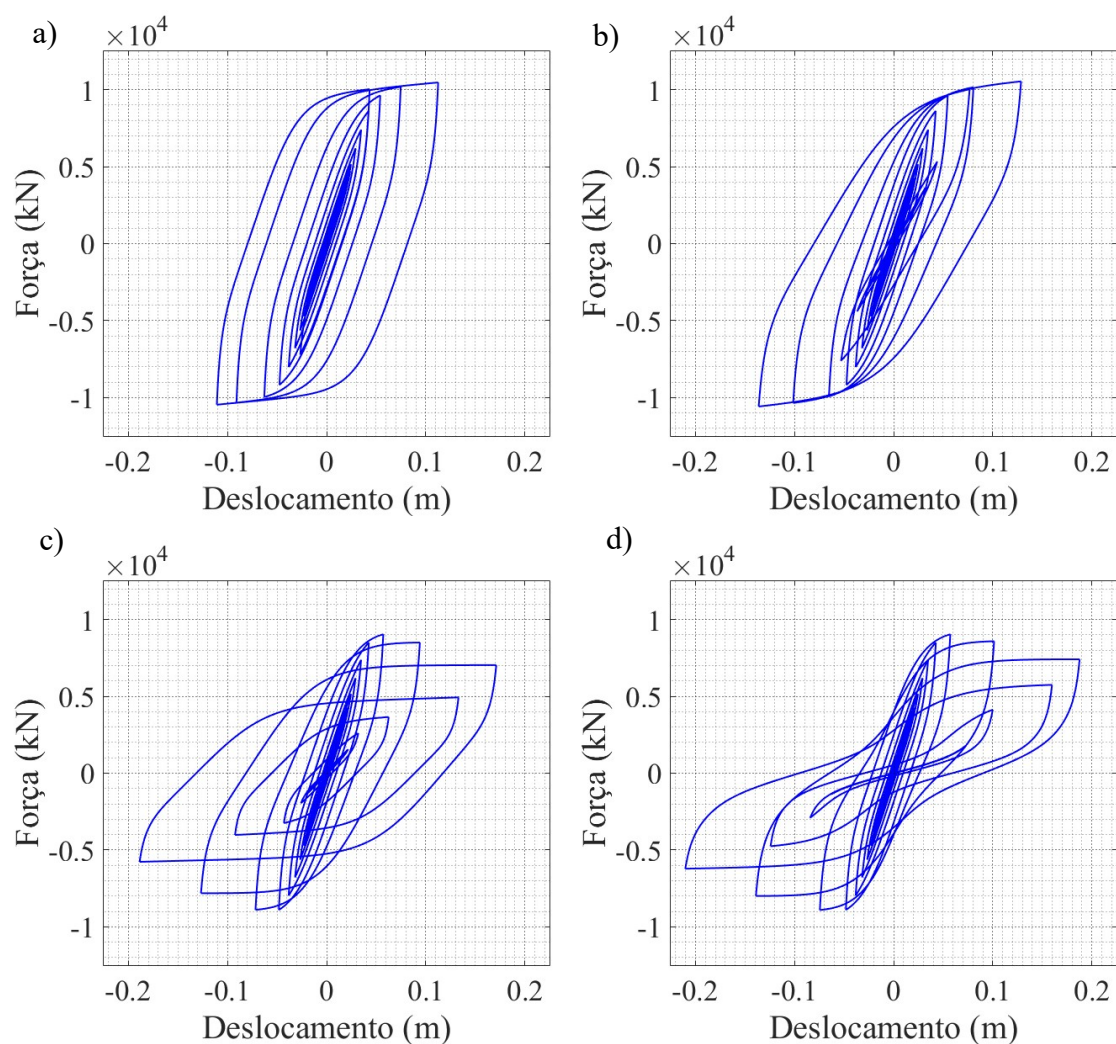


Figura AIII.26 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controle com parede, submetida ao Sinal Genérico 2 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

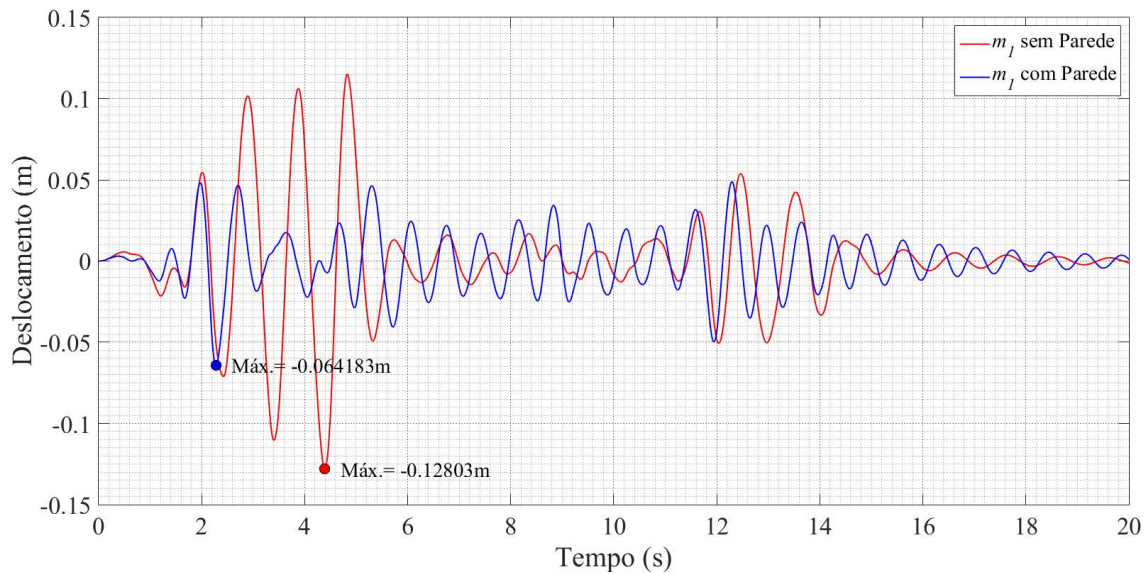


Figura AIII.27 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I).

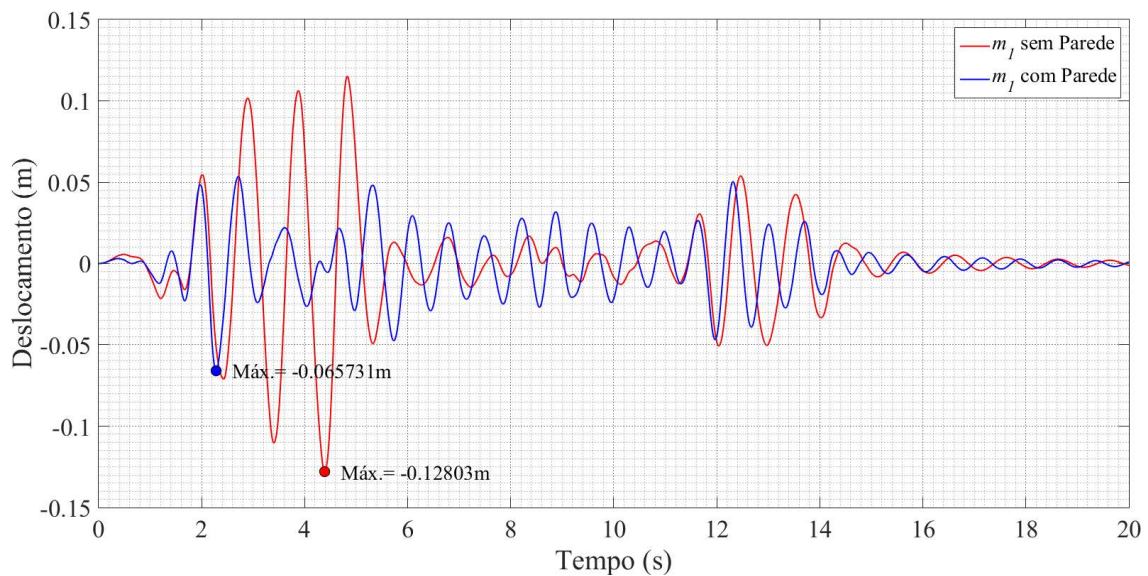


Figura AIII.28 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II).

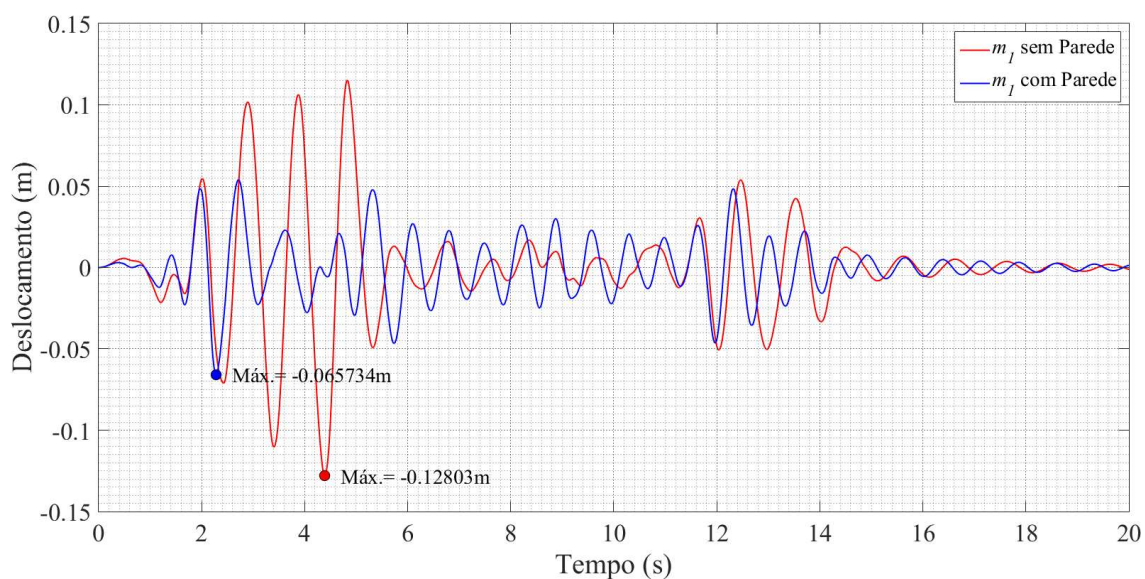


Figura AIII.29 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III).

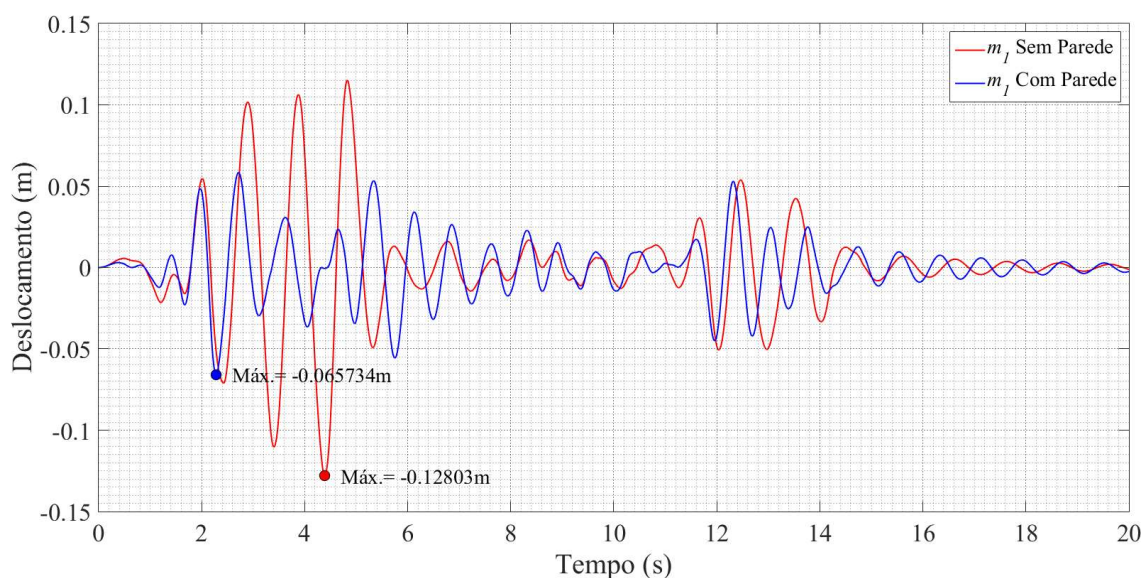


Figura AIII.30 – Resposta da estrutura com e sem parede em termos de deslocamentos, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

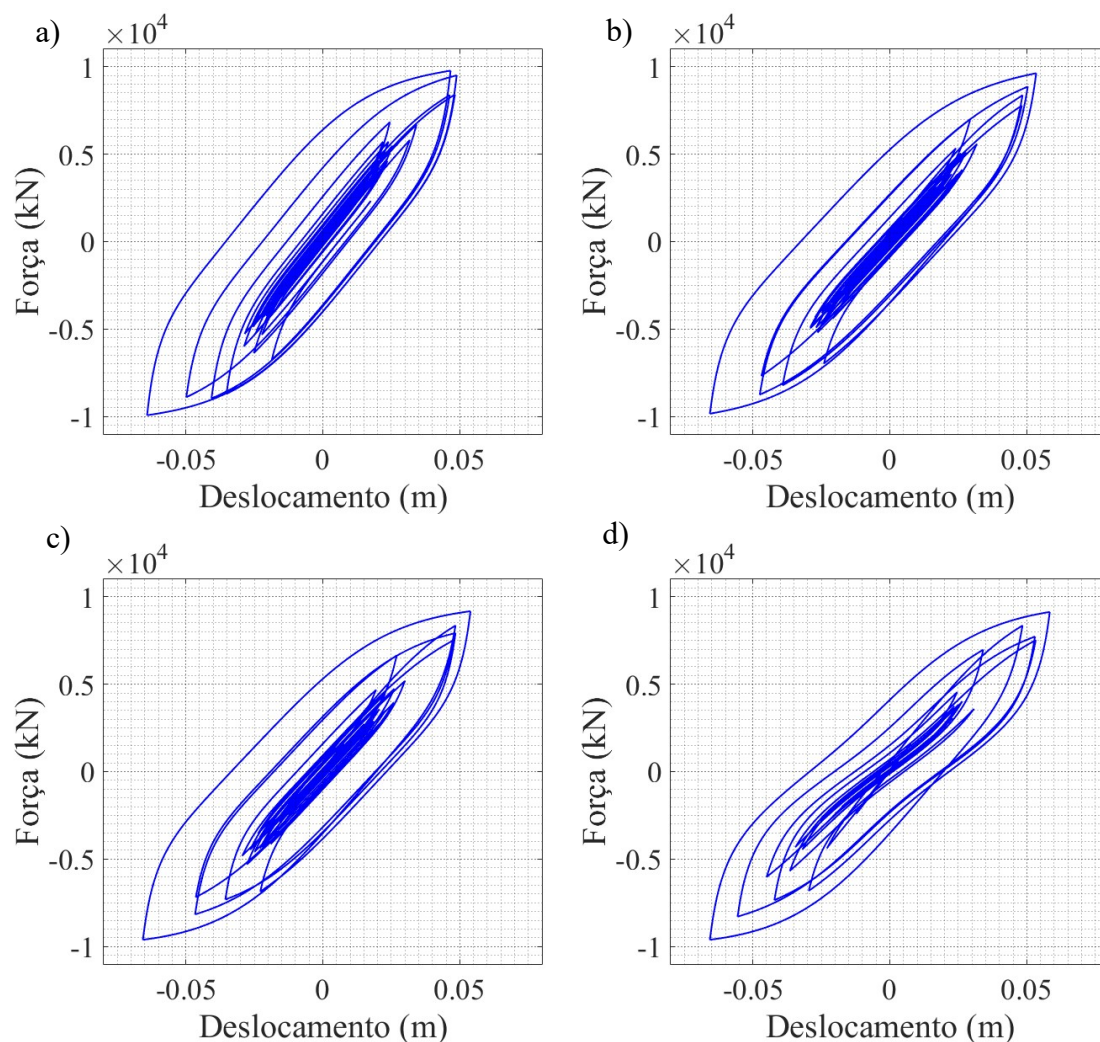


Figura AIII.31 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura sem controlo e com parede, submetida ao sinal sísmico El Centro para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV).

Anexo IV

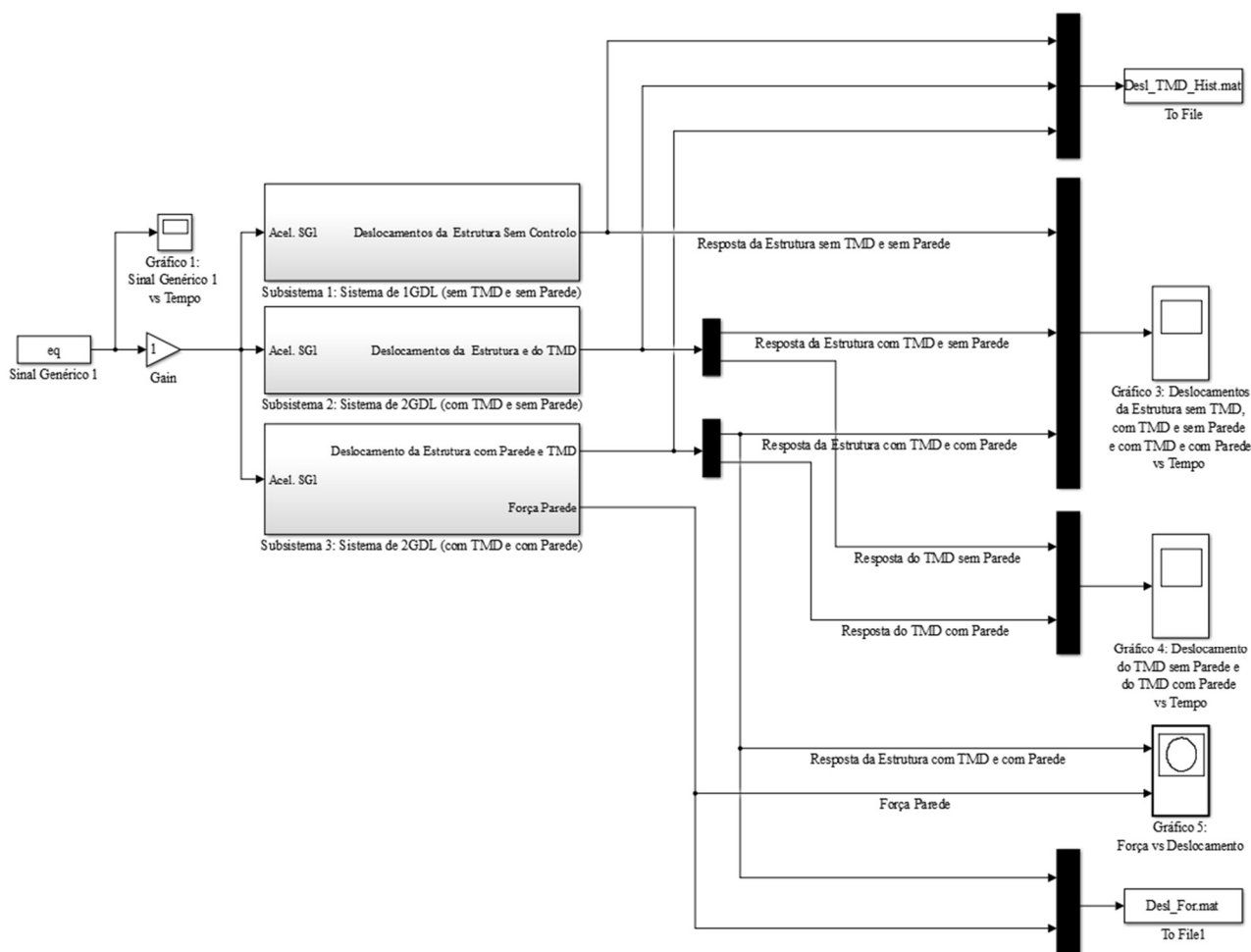


Figura AIV.1 – Sistema do modelo *Macro-Simulink* utilizado para a determinação das respostas da estrutura controlada e não controlada, com e sem parede.

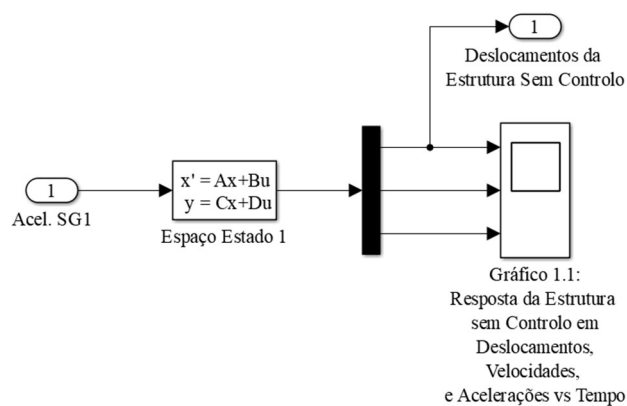


Figura AIV.2 – Subsistema 1 do modelo *Macro-Simulink* utilizado para a determinação das respostas da estrutura não controlada e sem parede.

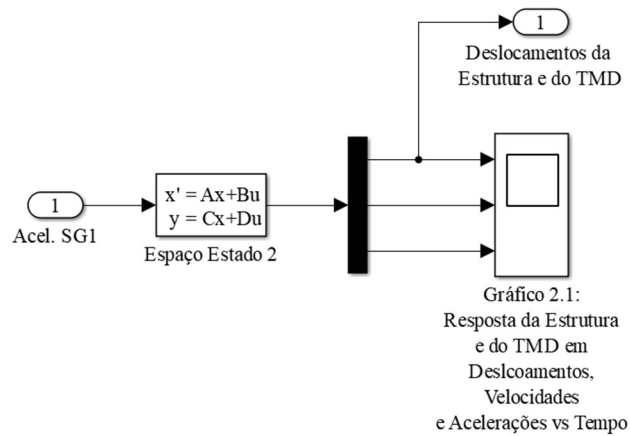


Figura AIV.3 – Subsistema 2 do modelo *Macro-Simulink* utilizado para a determinação das respostas da estrutura controlada com o TMD e sem parede.

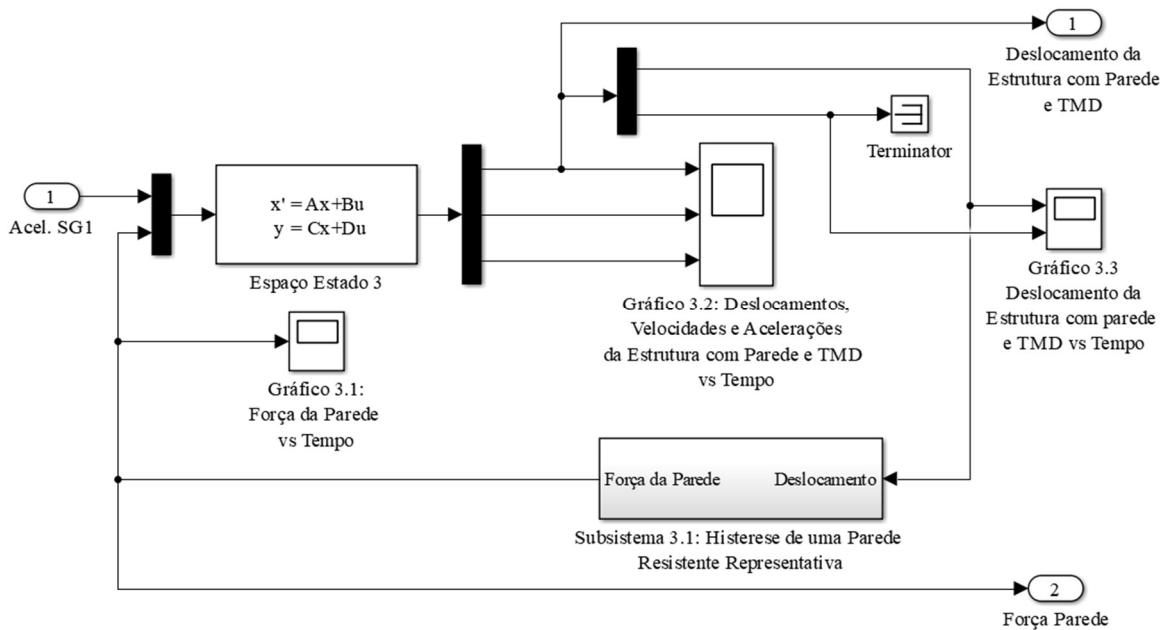


Figura AIV.4 – Subsistema 3 do modelo *Macro-Simulink* utilizado para a determinação das respostas da estrutura preenchida por parede e controlada com o TMD.

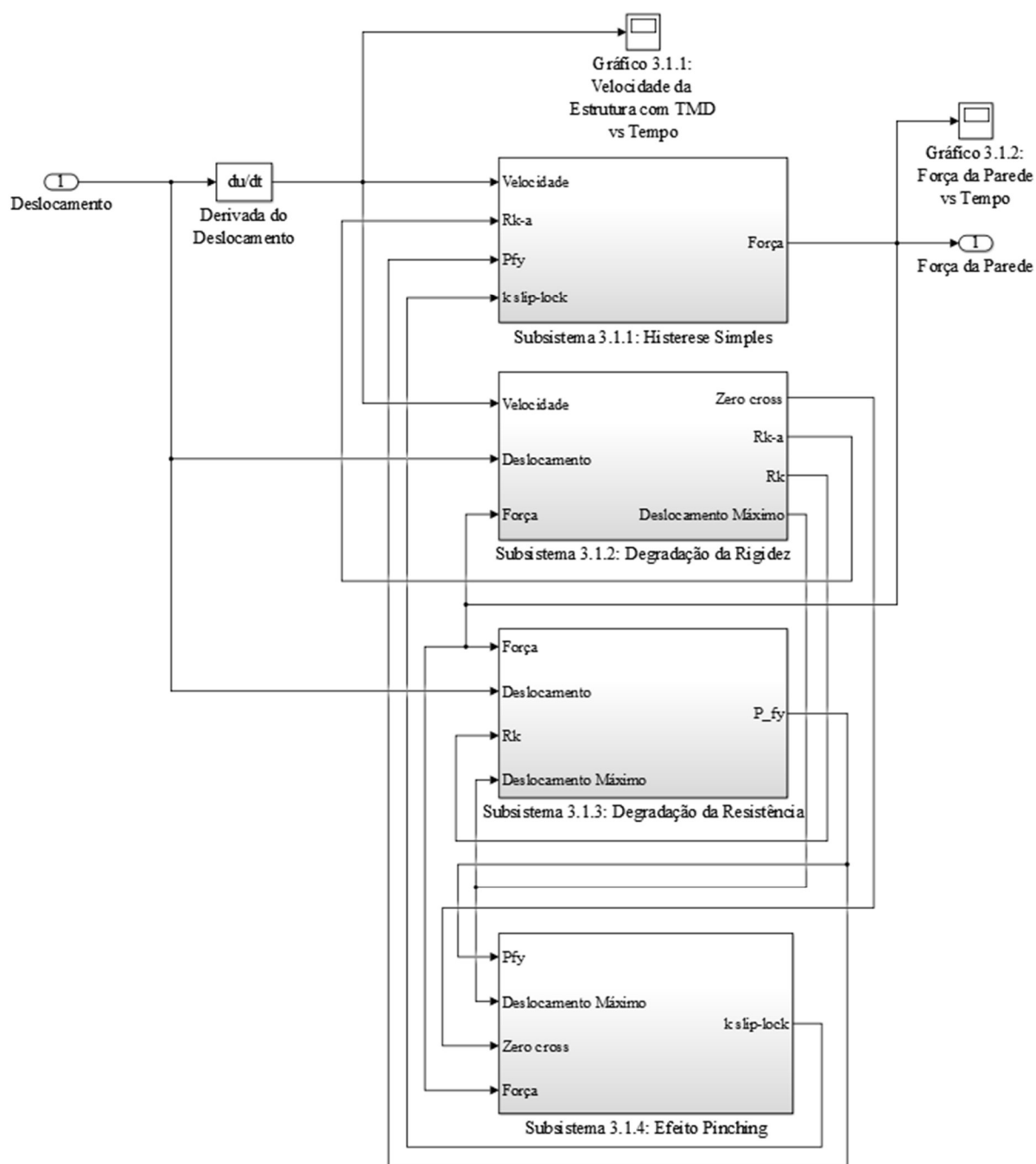


Figura AIV.5 – Subsistema 3.1 do modelo *Macro-Simulink* relativo à determinação da histerese de uma parede resistente representativa para cada um dos casos de estudo: histerese simples, degradação da rigidez, degradação resistente e o efeito *pinching*.

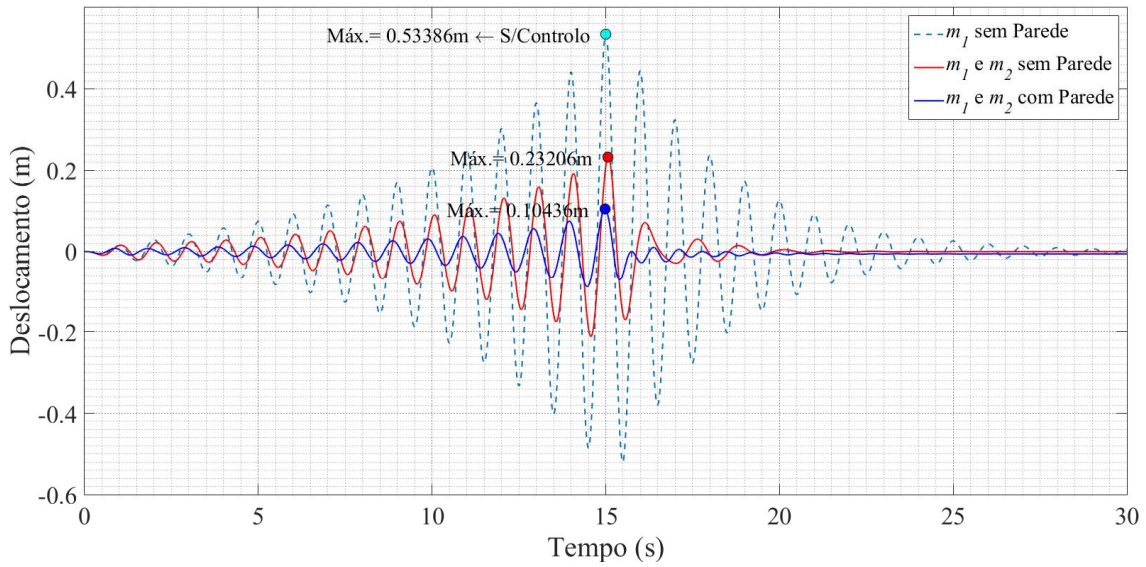


Figura AIV.6 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

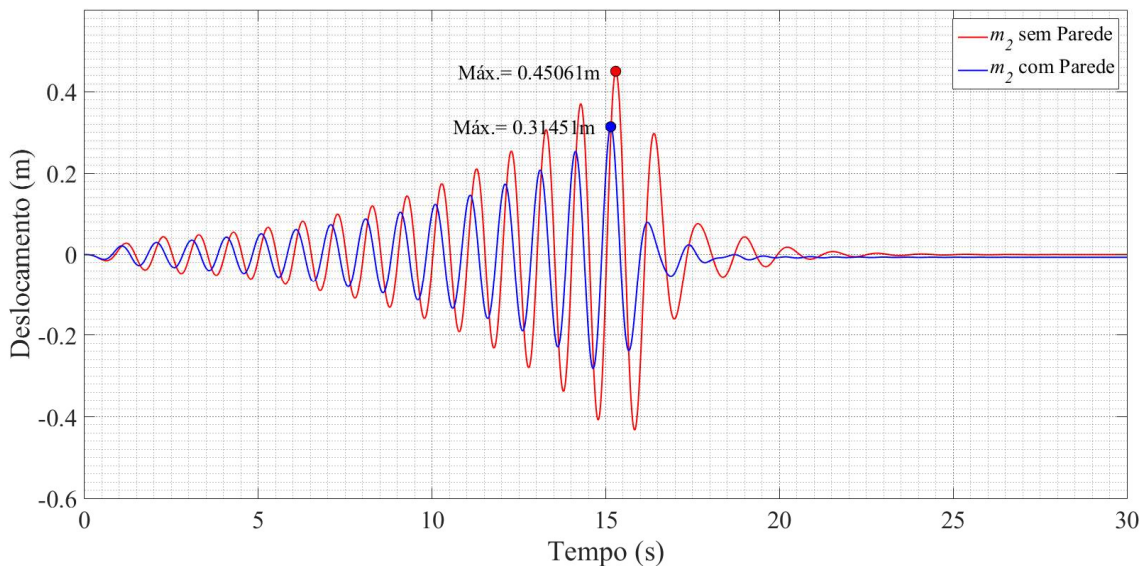


Figura AIV.7 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

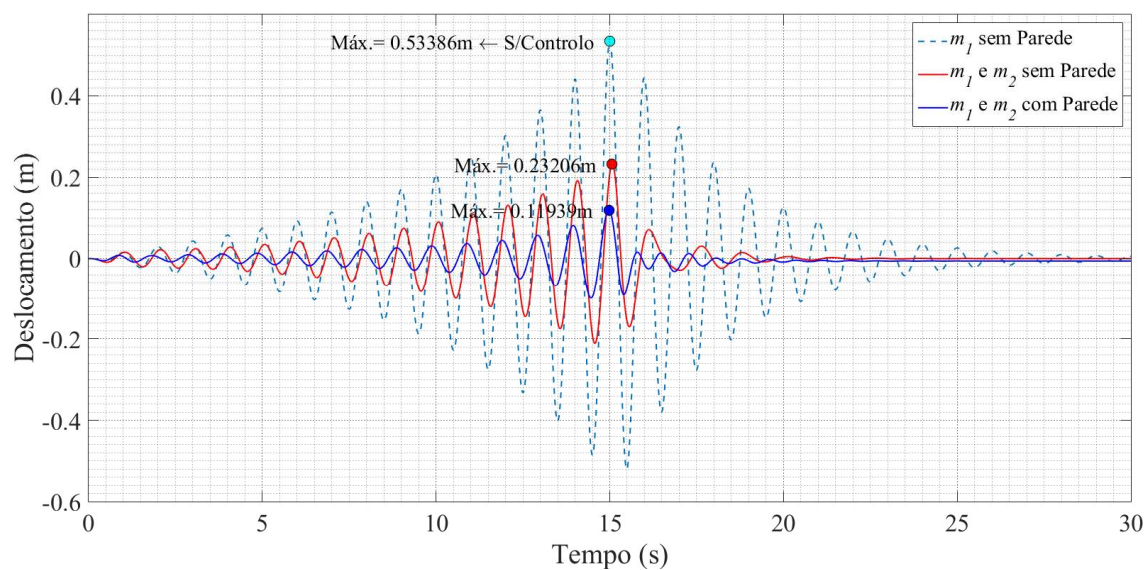


Figura AIV.8 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

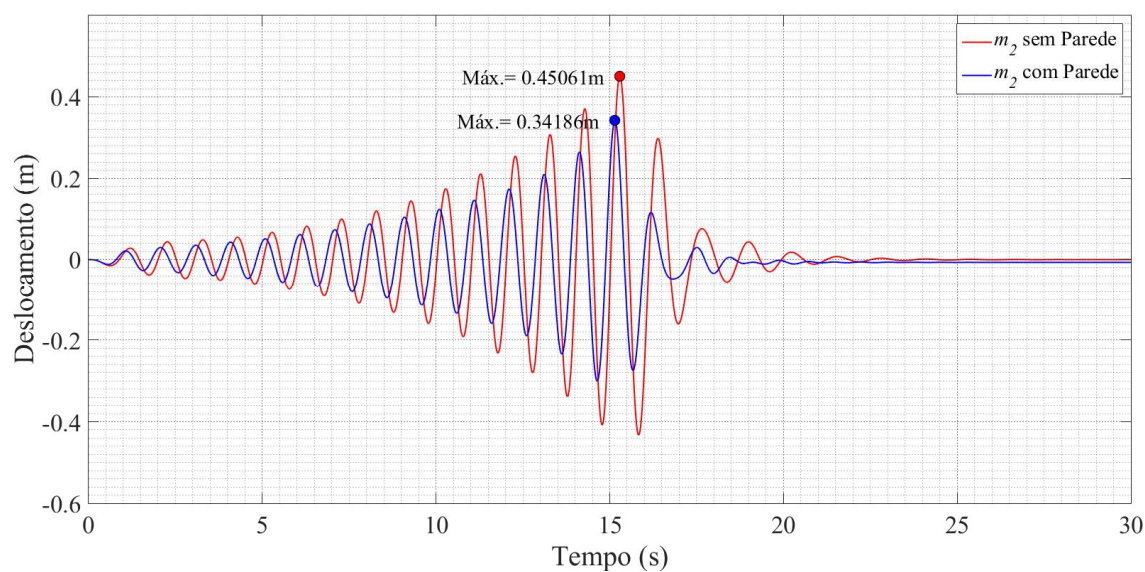


Figura AIV.9 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

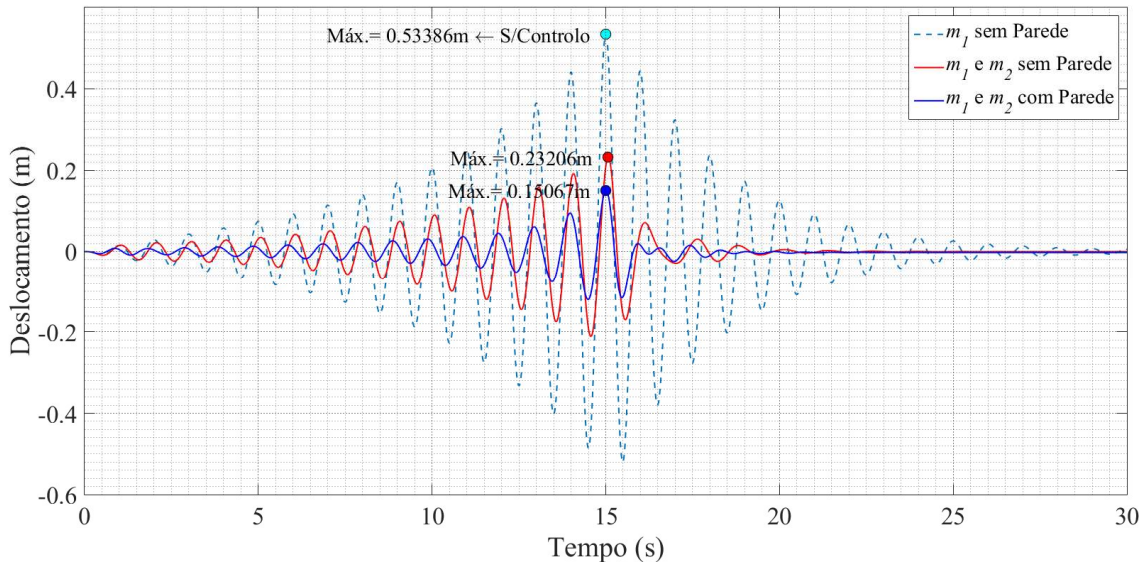


Figura AIV.10 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

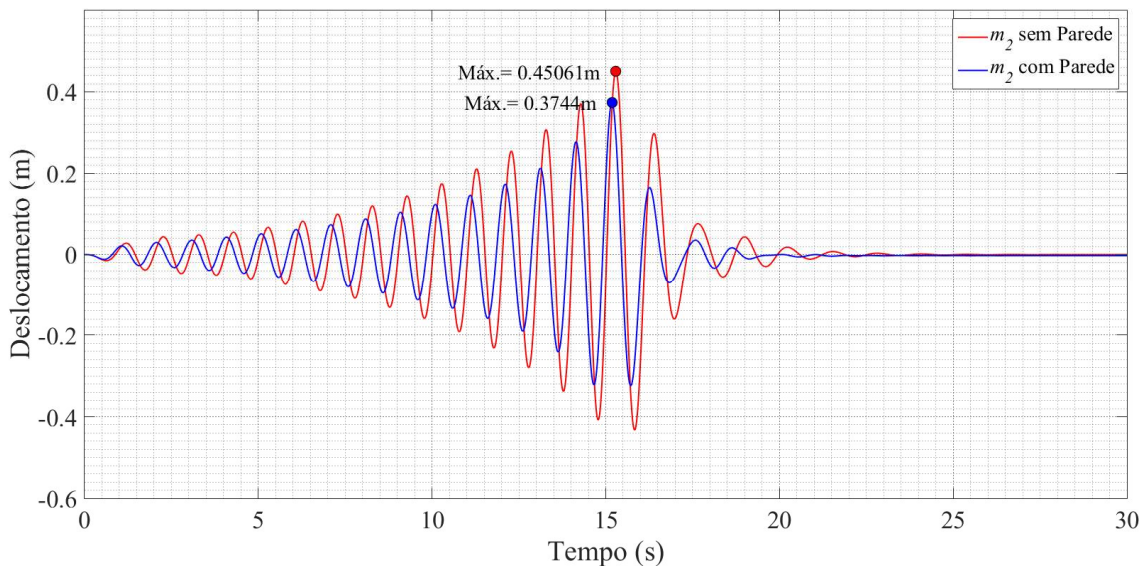


Figura AIV.11 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

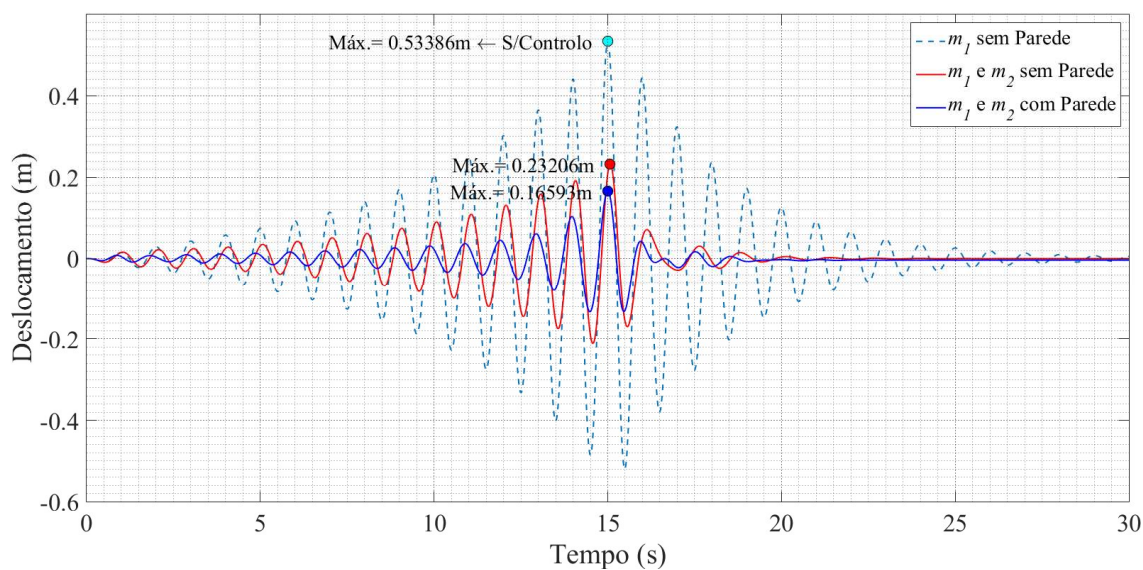


Figura AIV.12 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

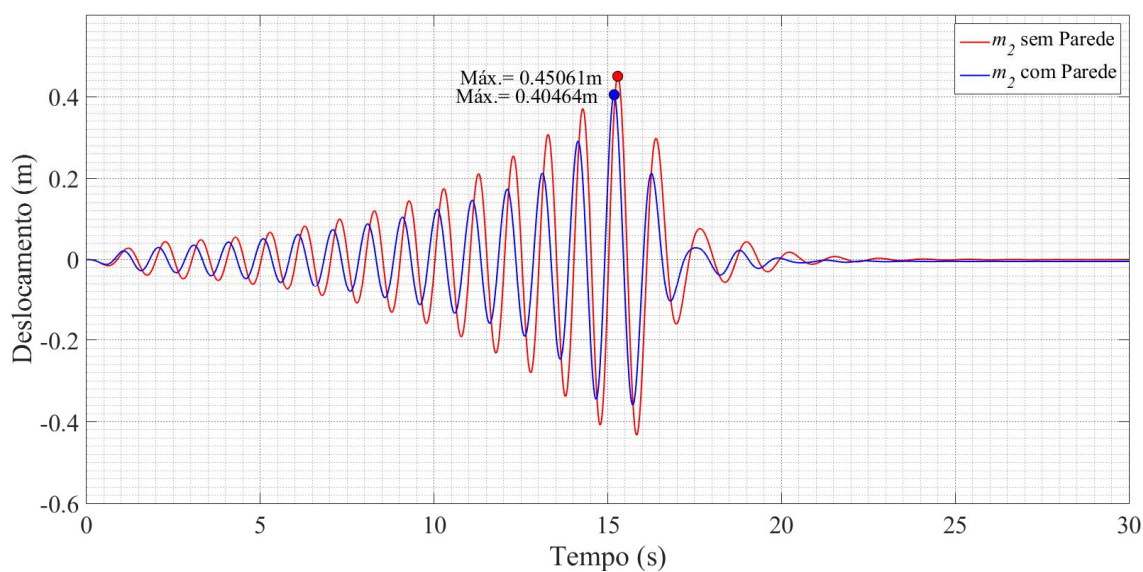


Figura AIV.13 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

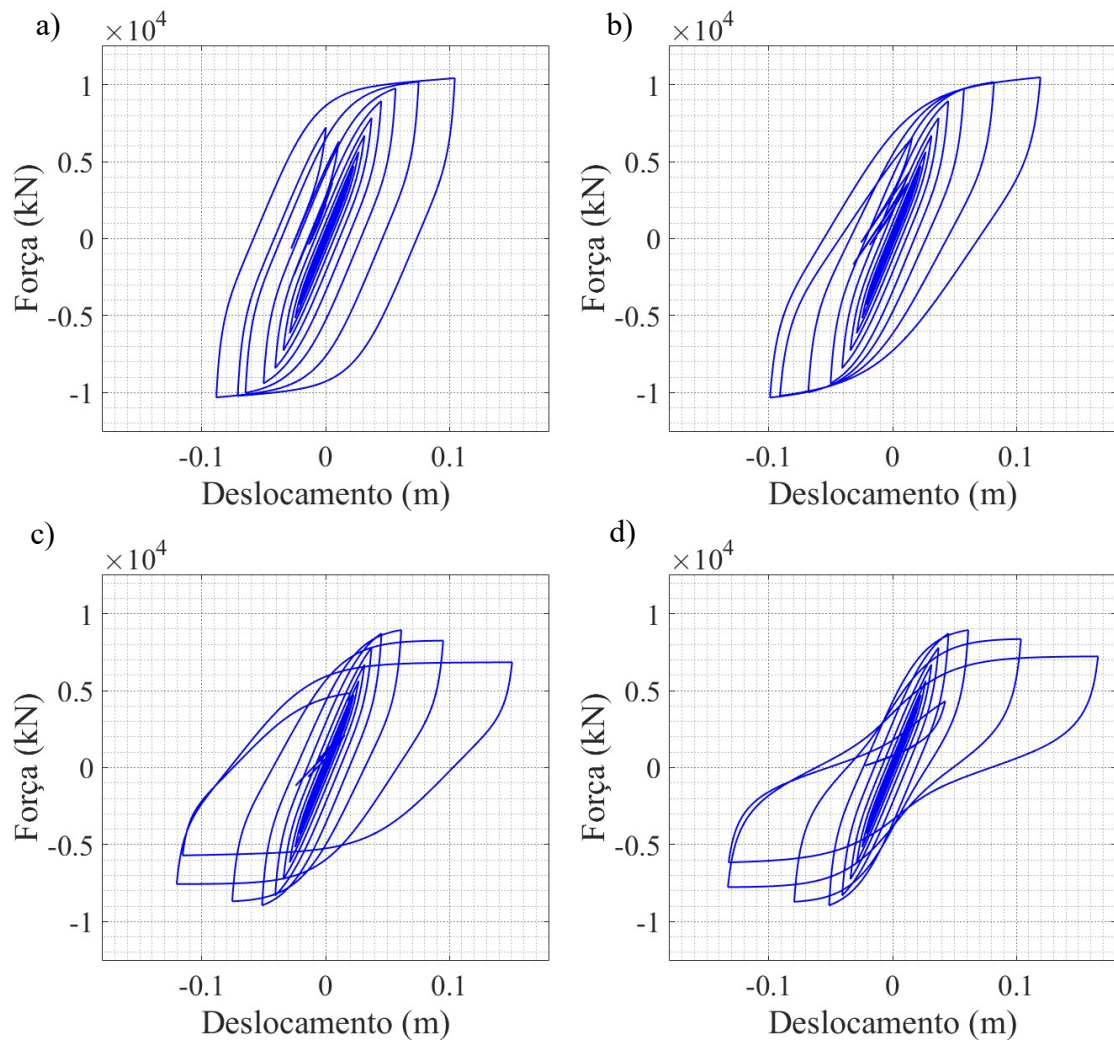


Figura AIV.14 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada e com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

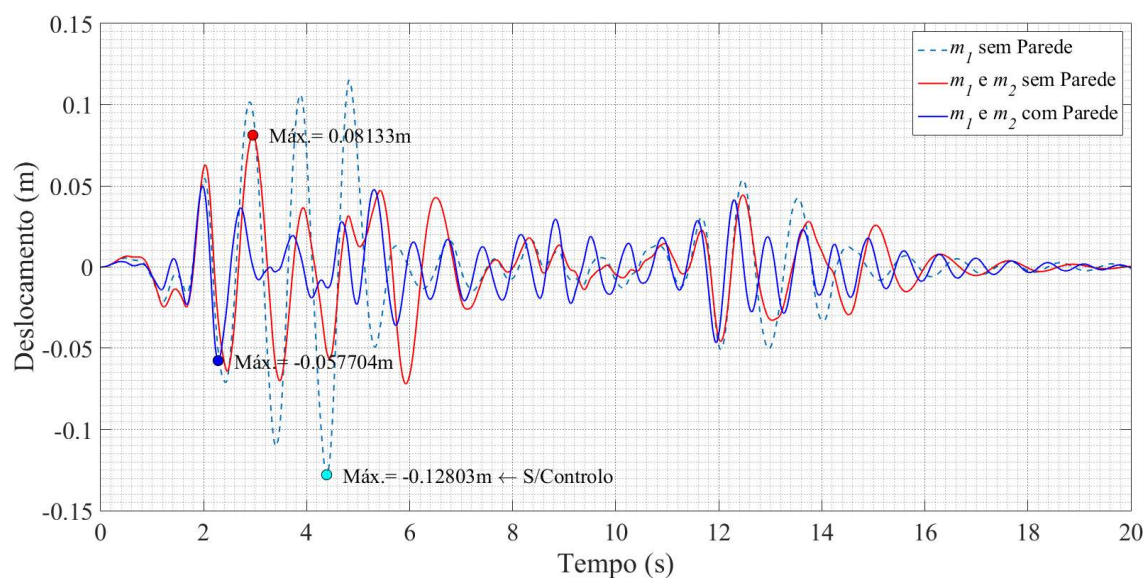


Figura AIV.15 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

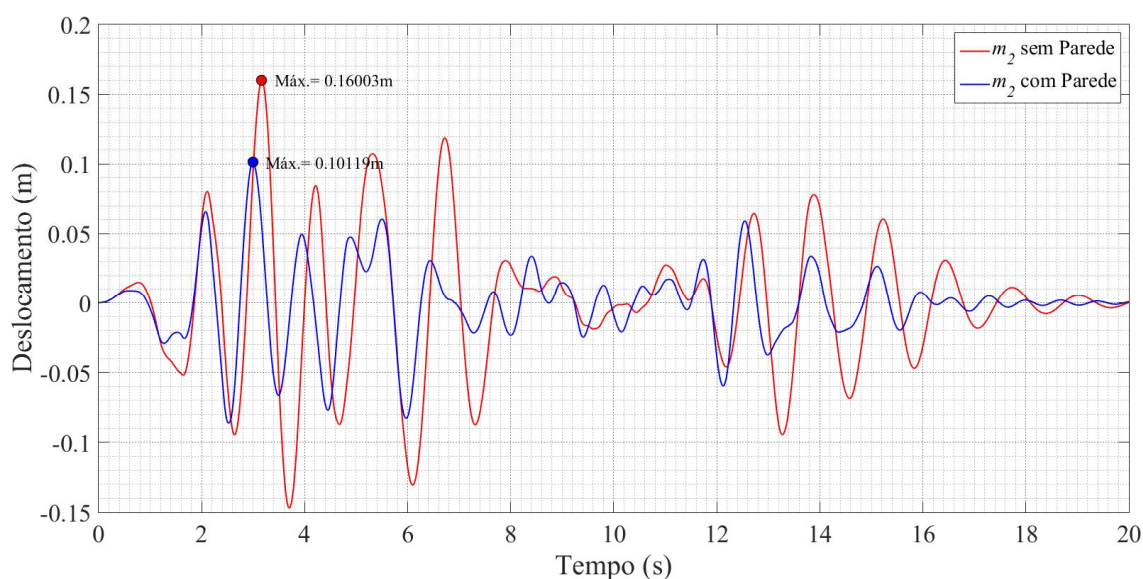


Figura AIV.16 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

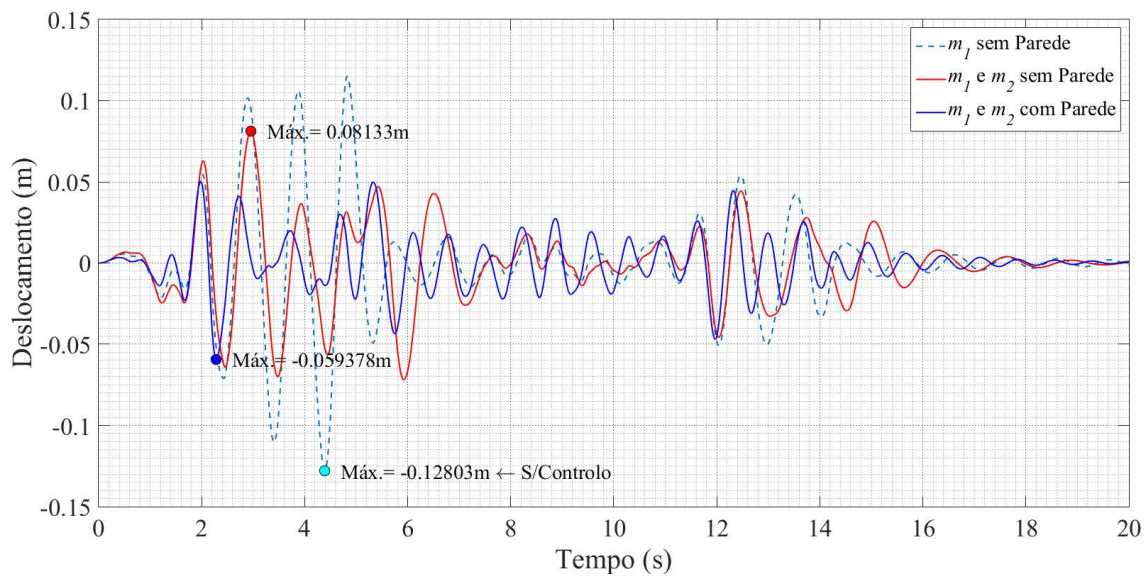


Figura AIV.17 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

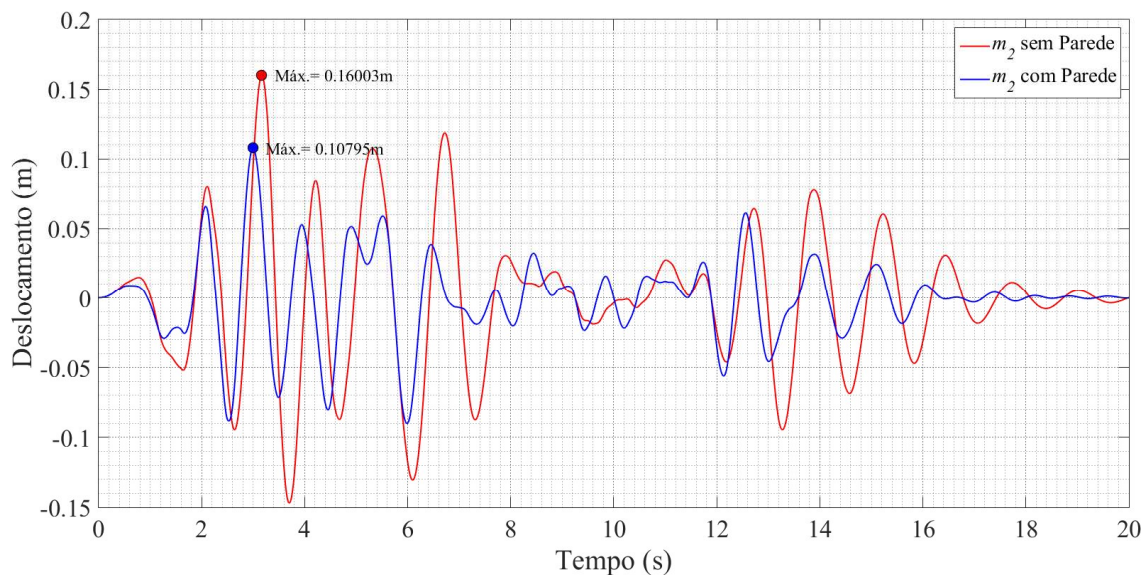


Figura AIV.18 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

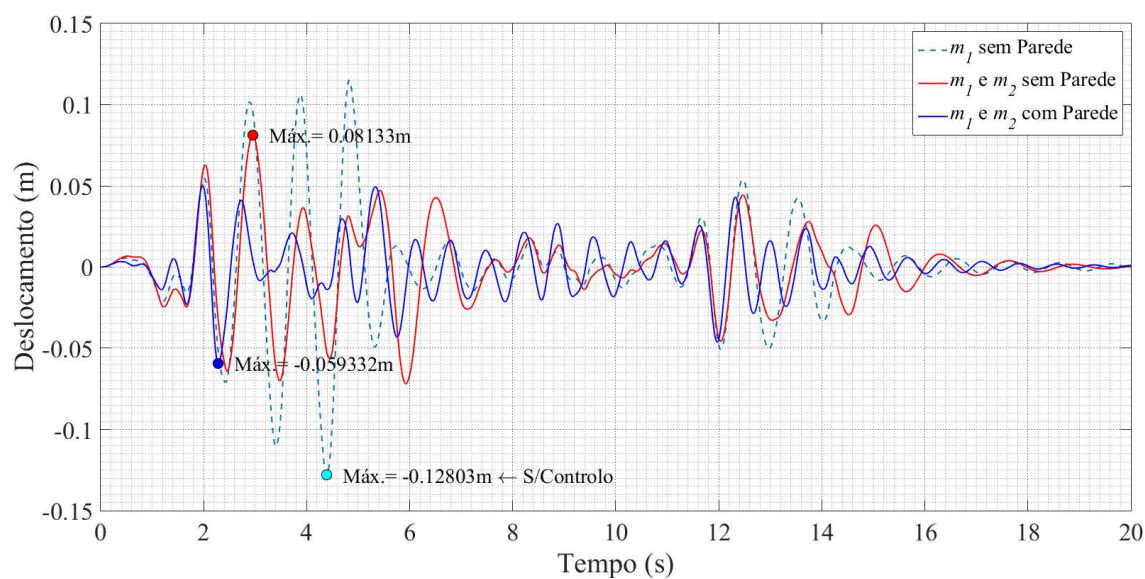


Figura AIV.19 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

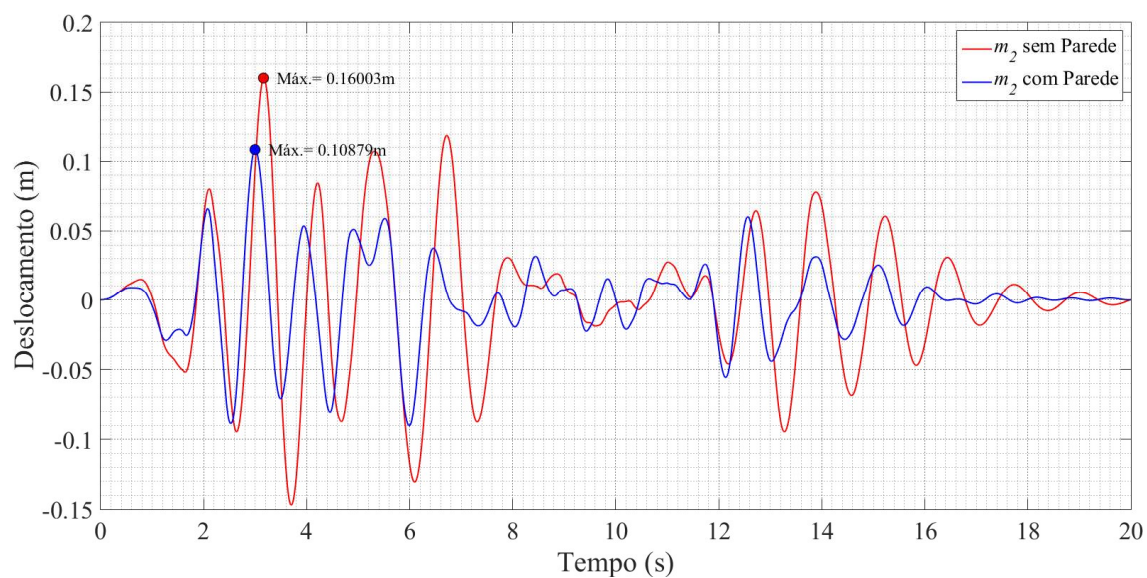


Figura AIV.20 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

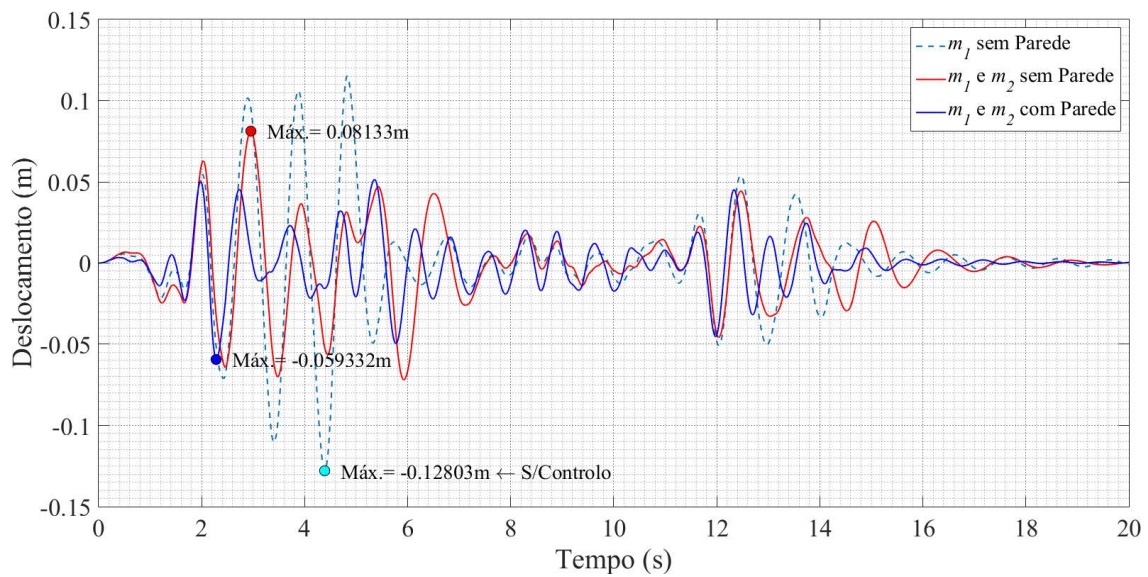


Figura AIV.21 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

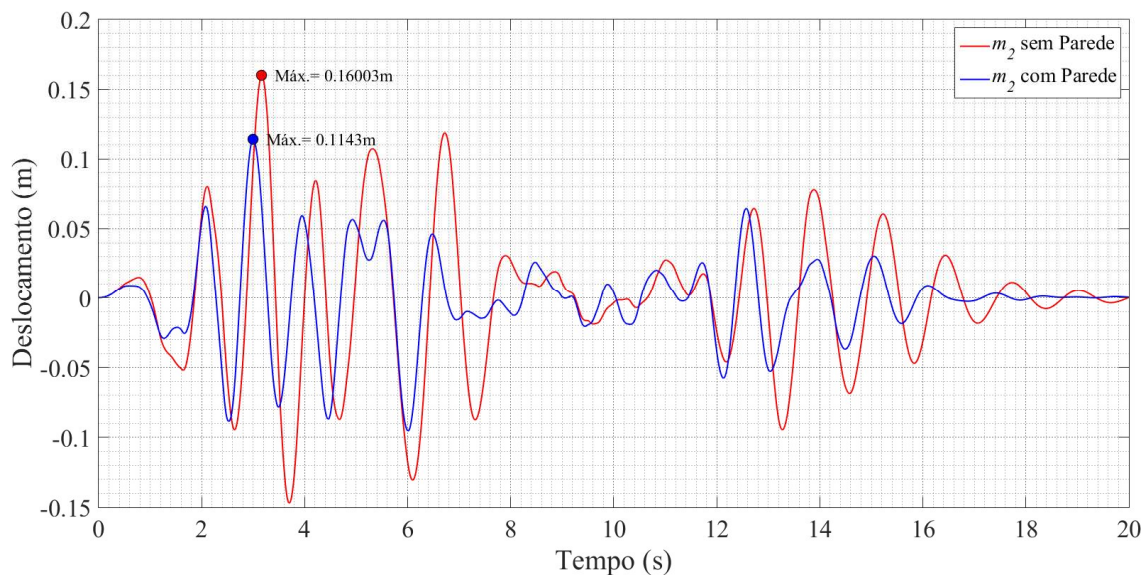


Figura AIV.22 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

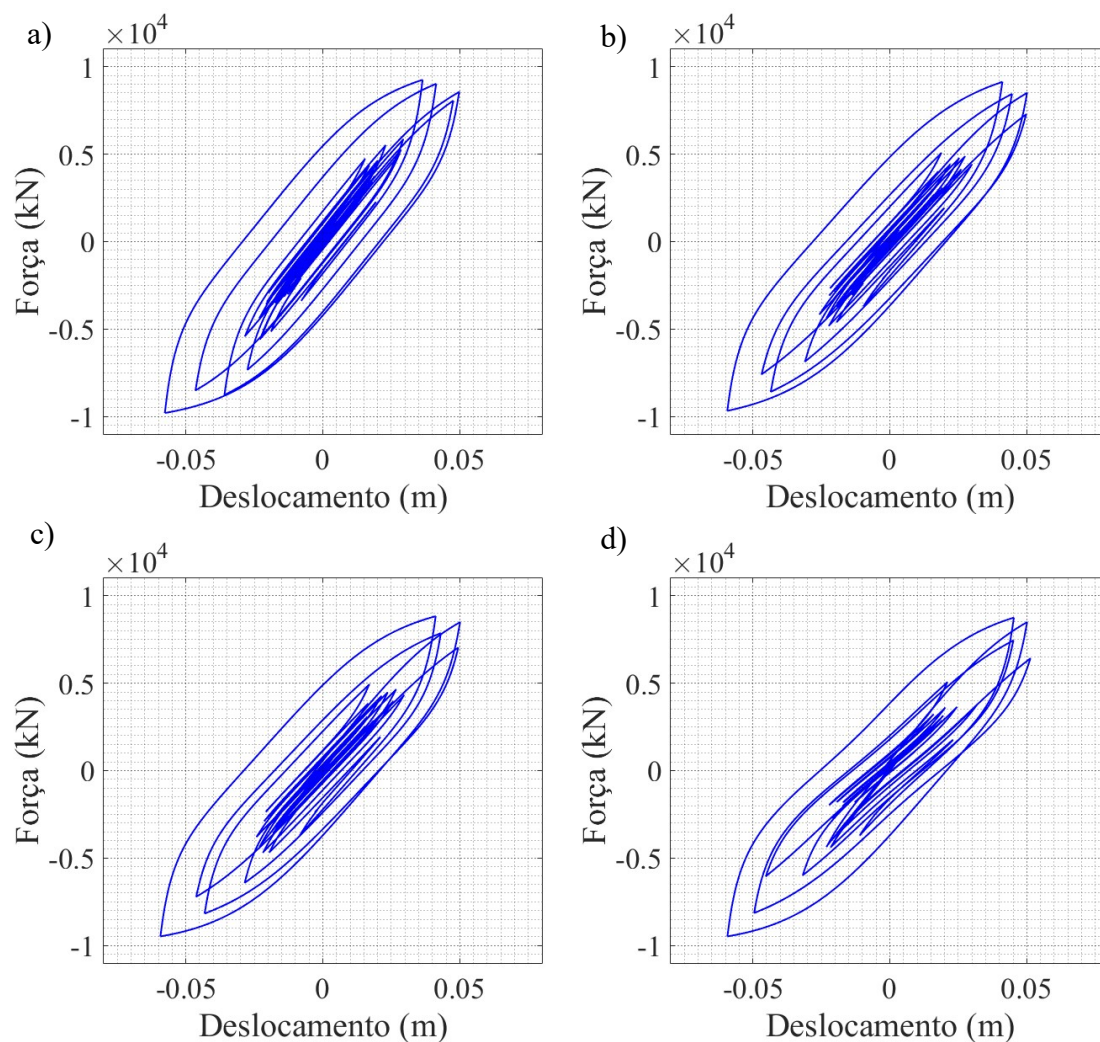


Figura AIV.23 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,15$.

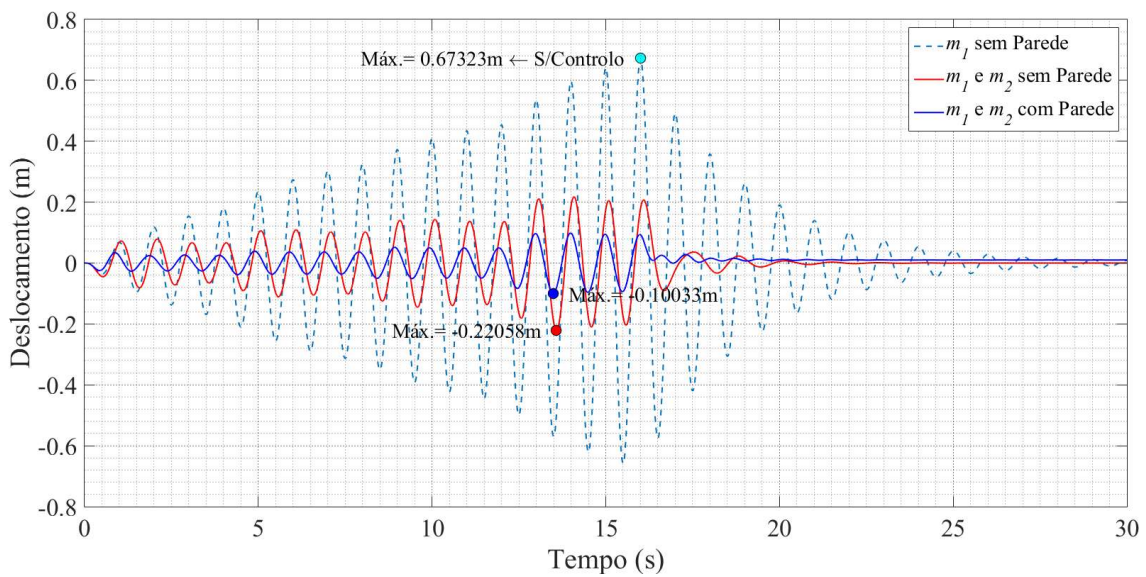


Figura AIV.24 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 1, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

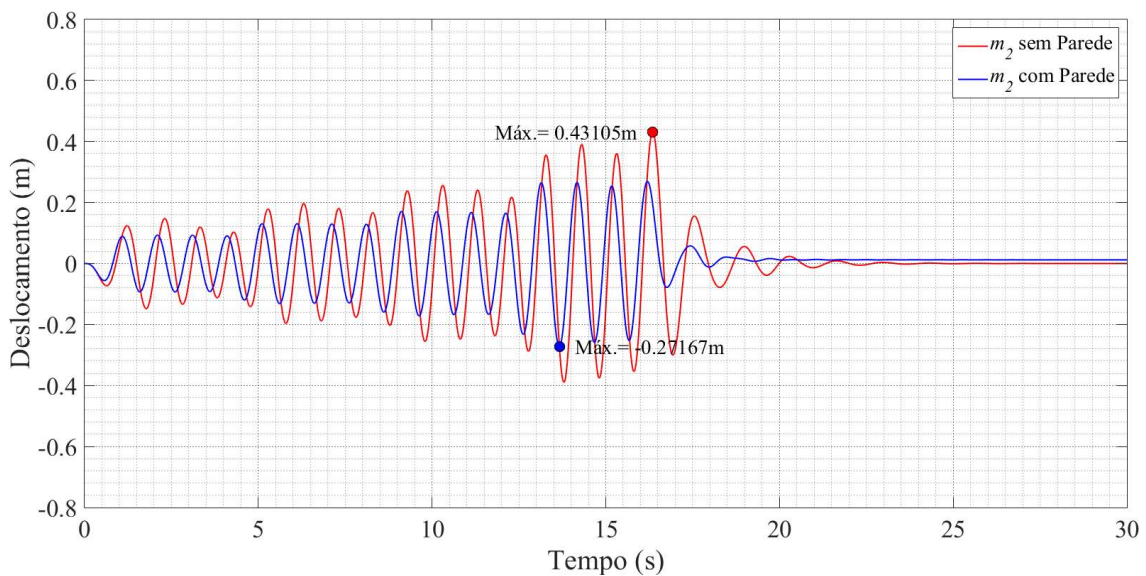


Figura AIV.25 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

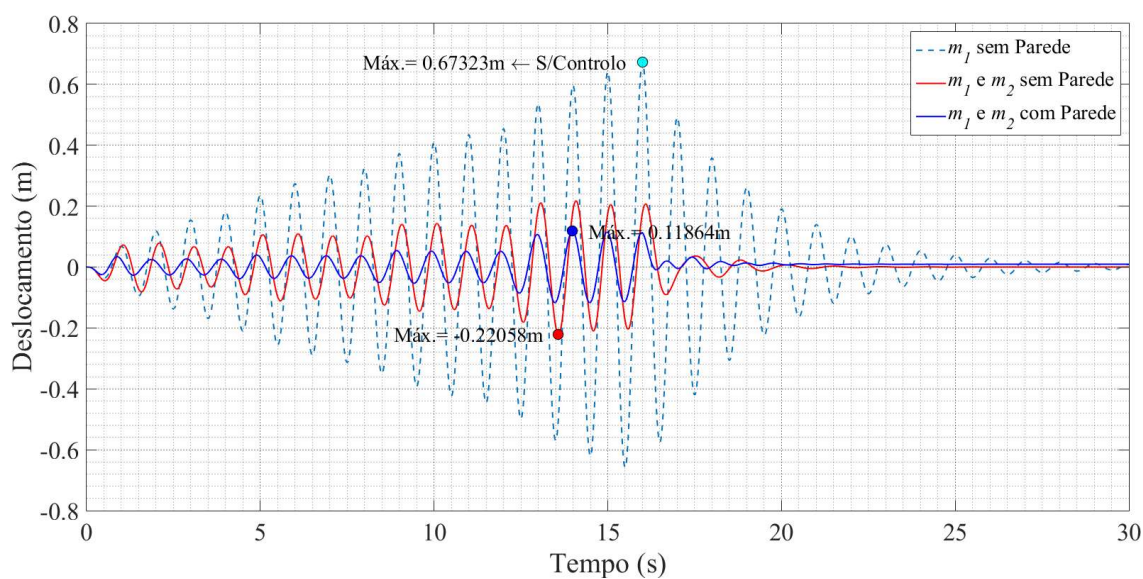


Figura AIV.26 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

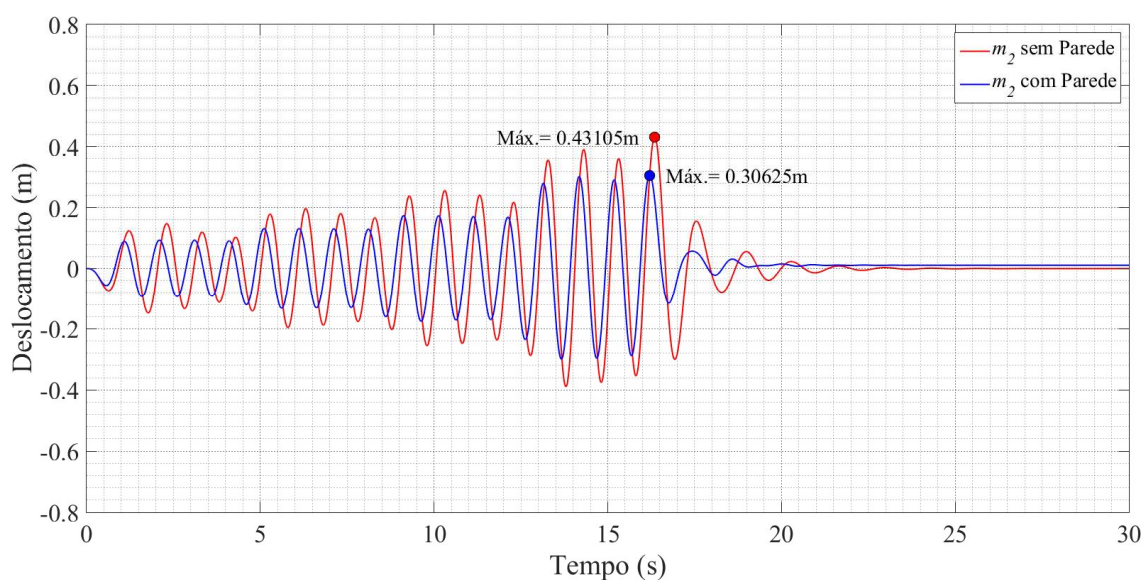


Figura AIV.27 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

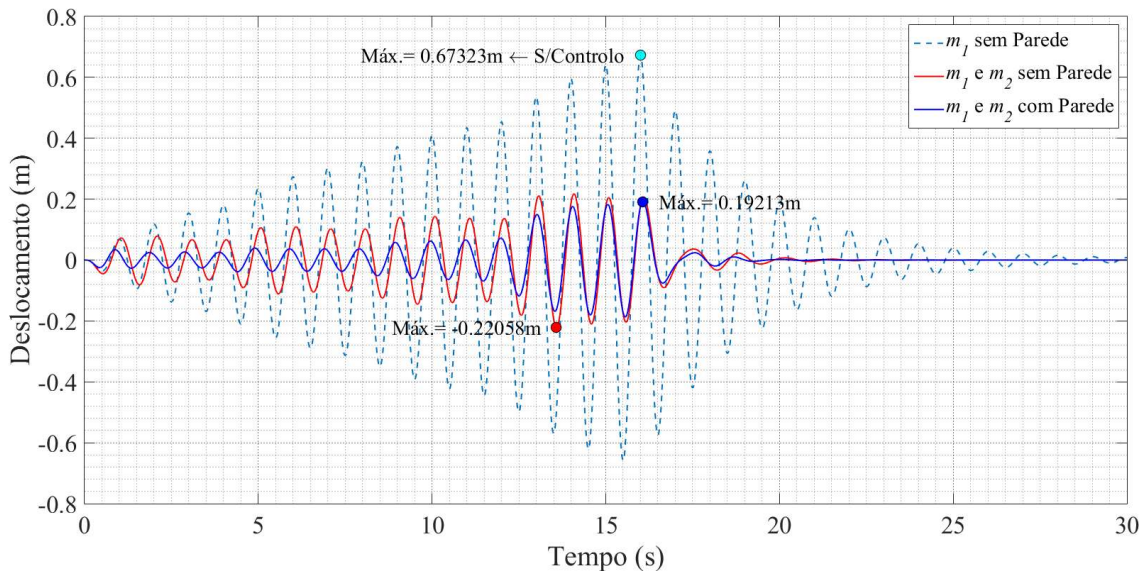


Figura AIV.28 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

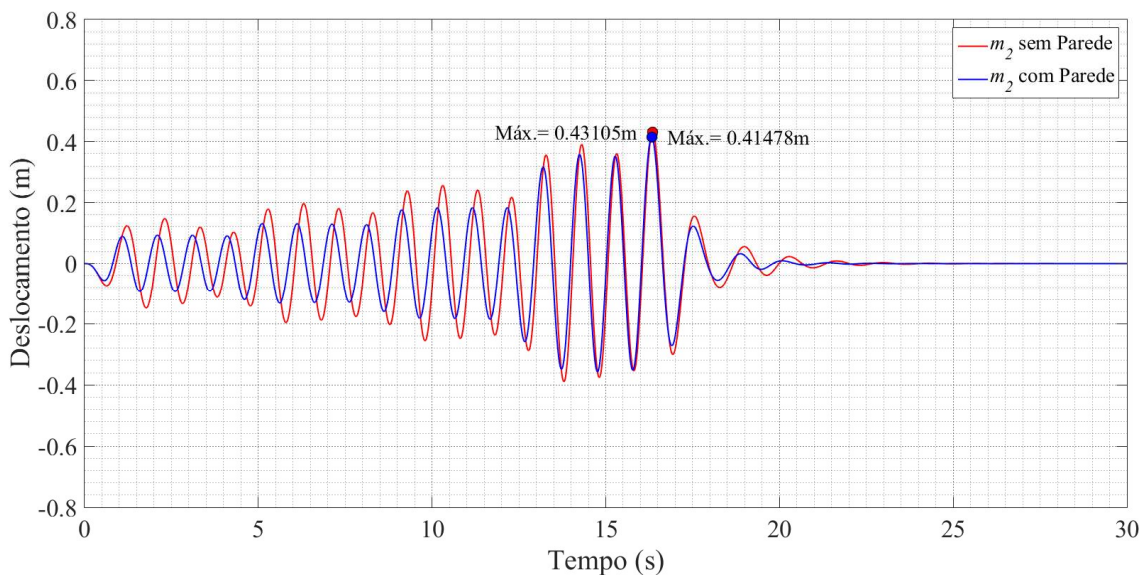


Figura AIV.29 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

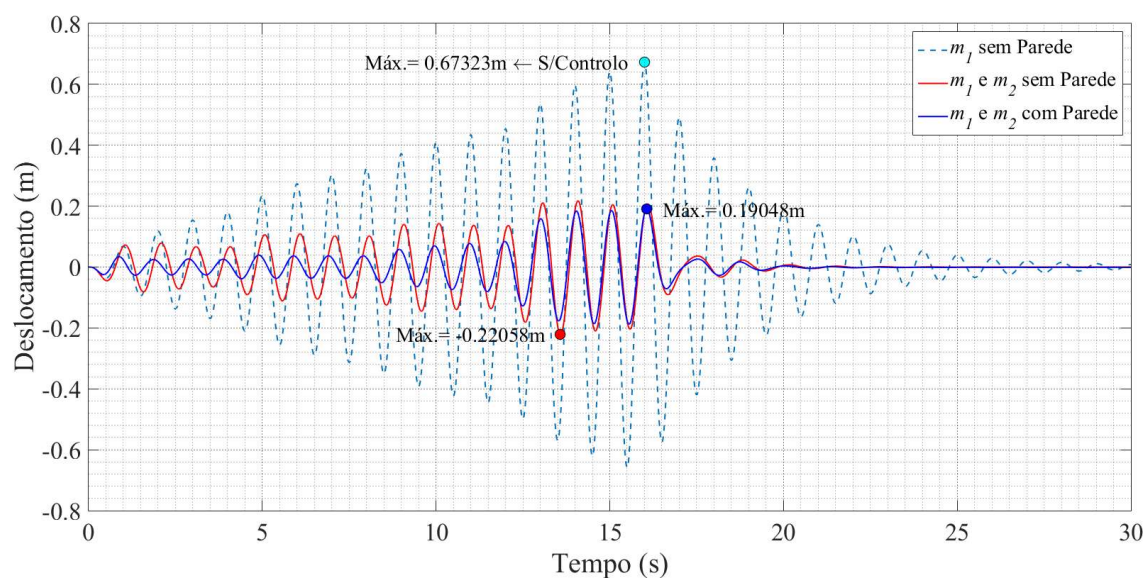


Figura AIV.30 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

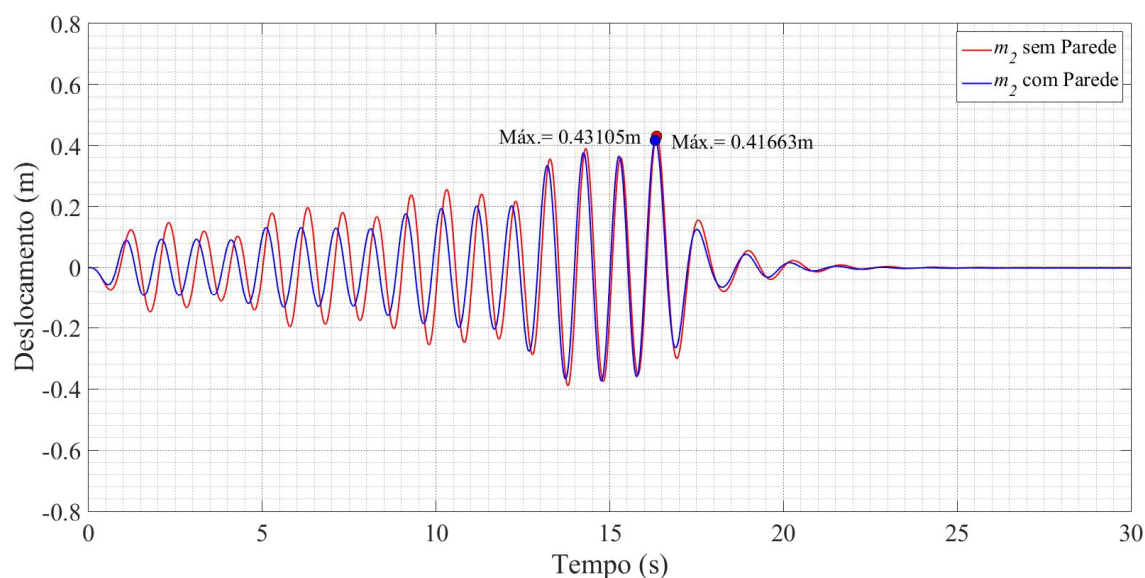


Figura AIV.31 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

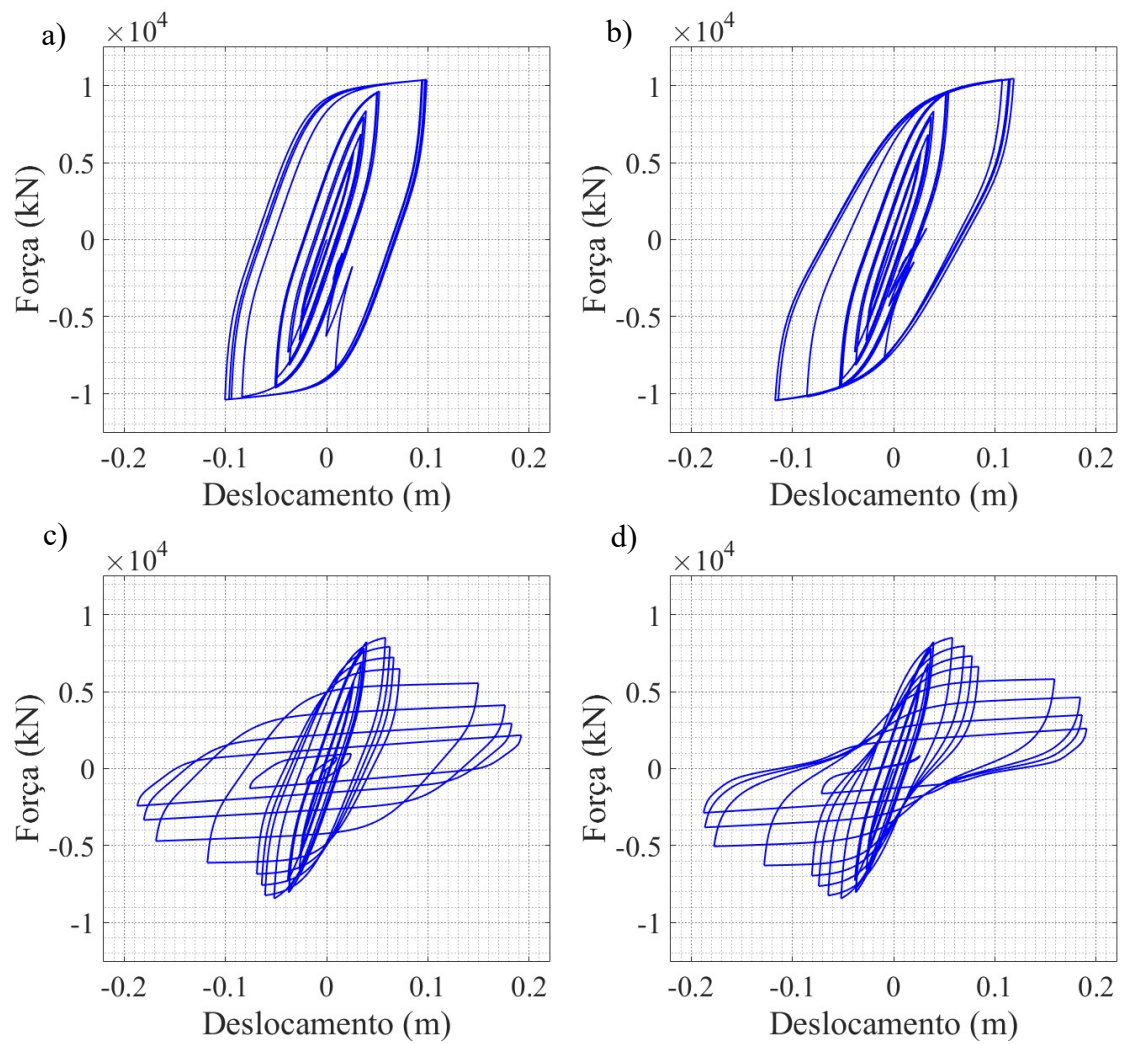


Figura AIV.32 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada, submetida pelo Sinal Genérico 1 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

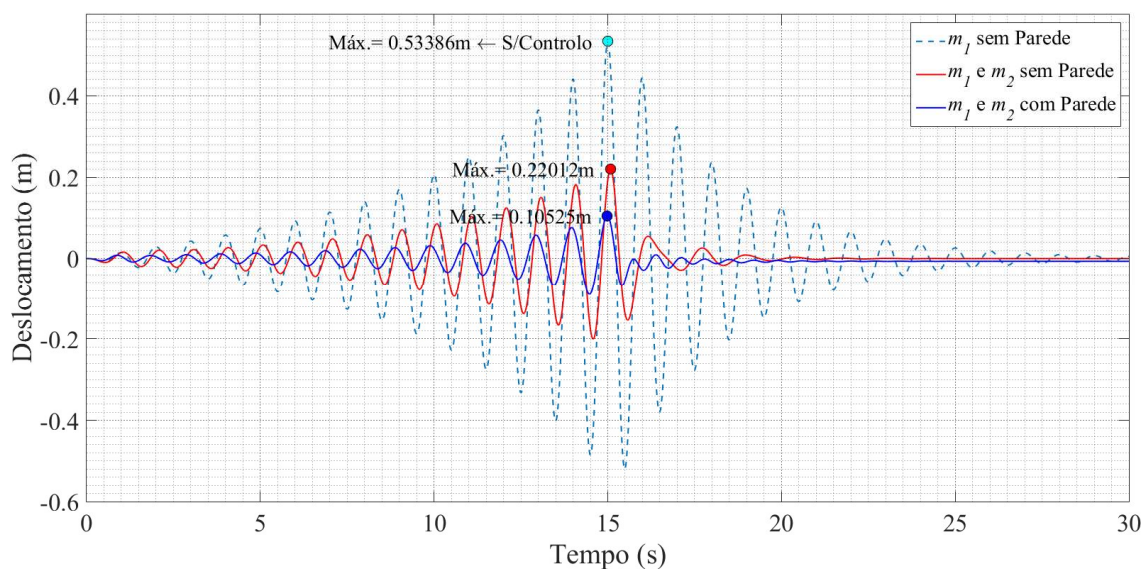


Figura AIV.33 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

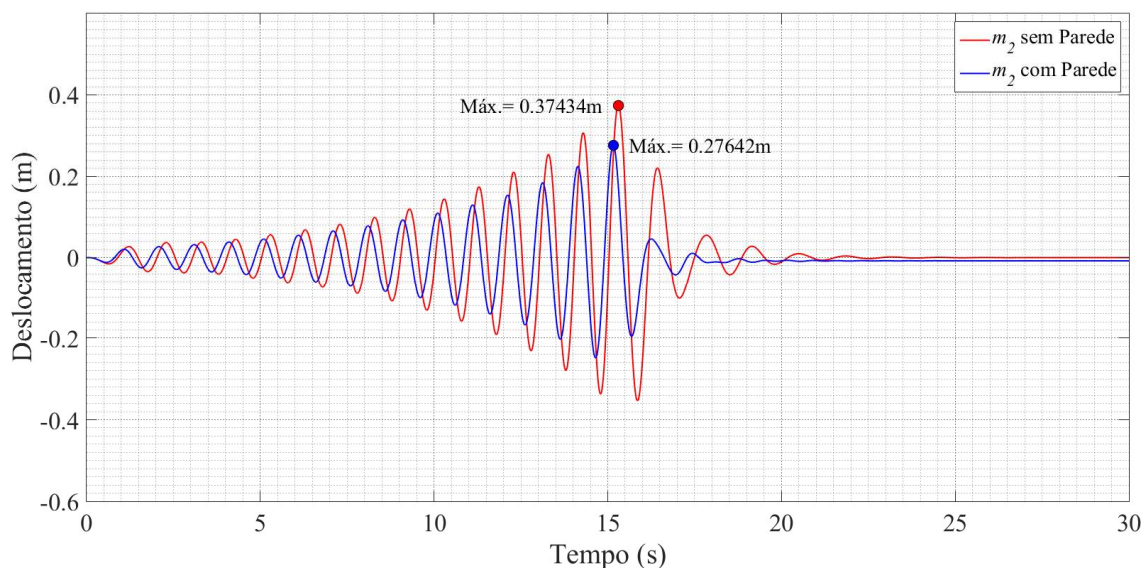


Figura AIV.34 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

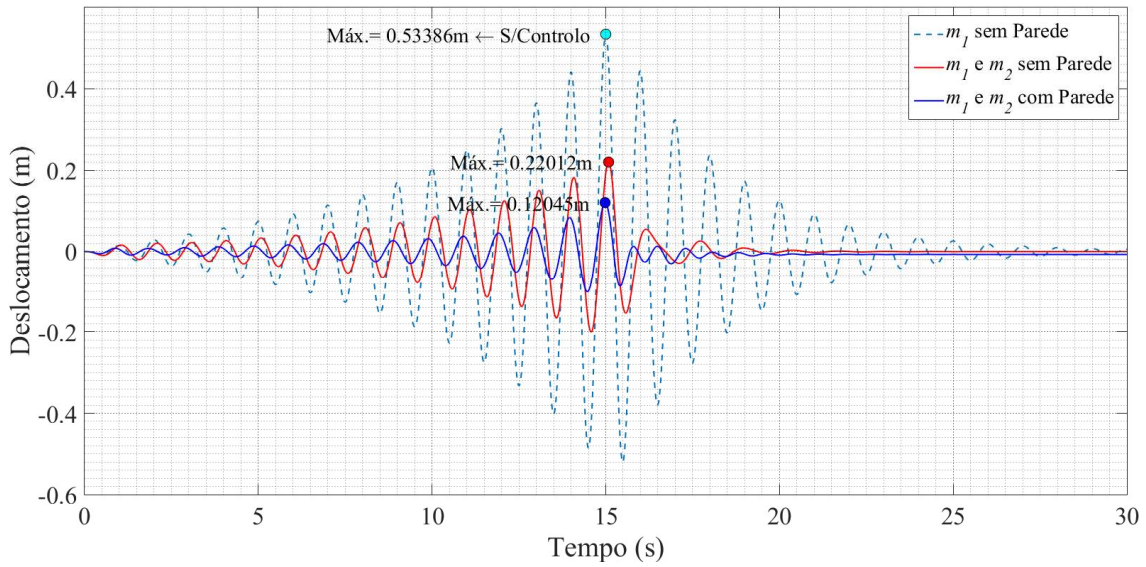


Figura AIV.35 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

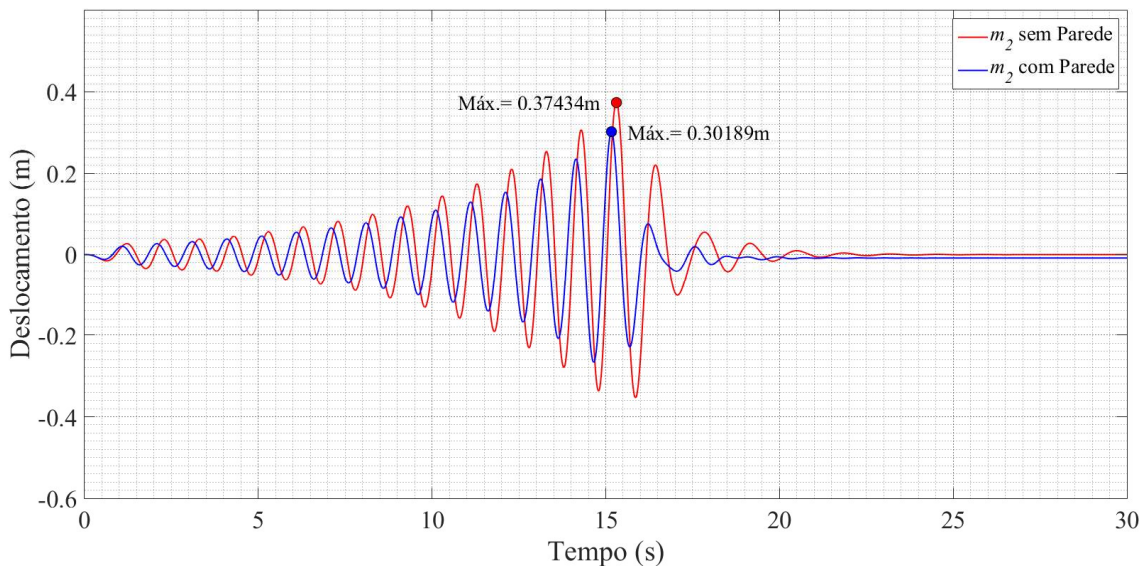


Figura AIV.36 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

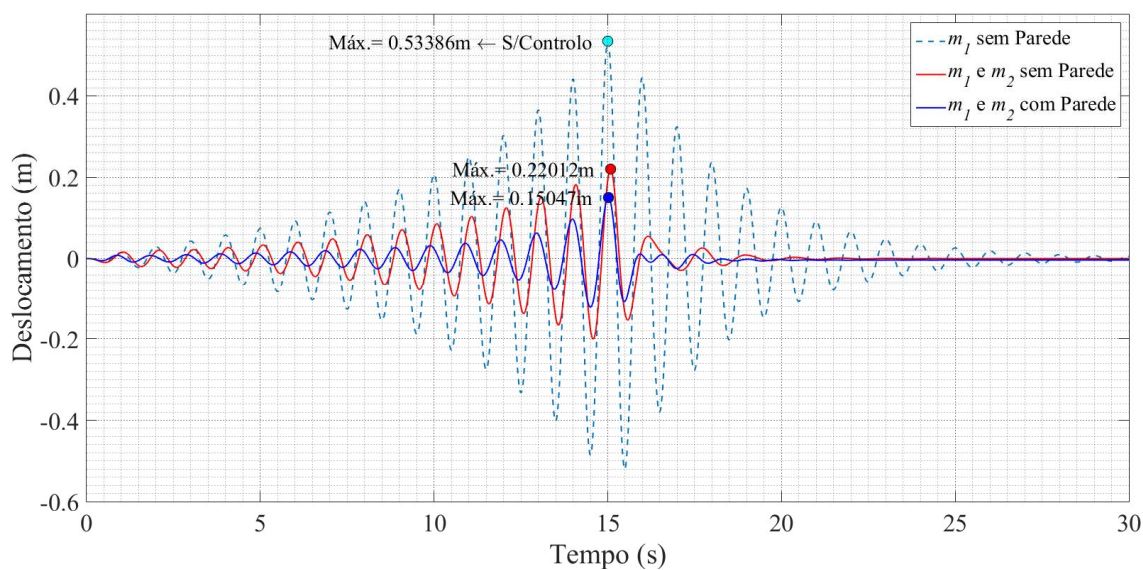


Figura AIV.37 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

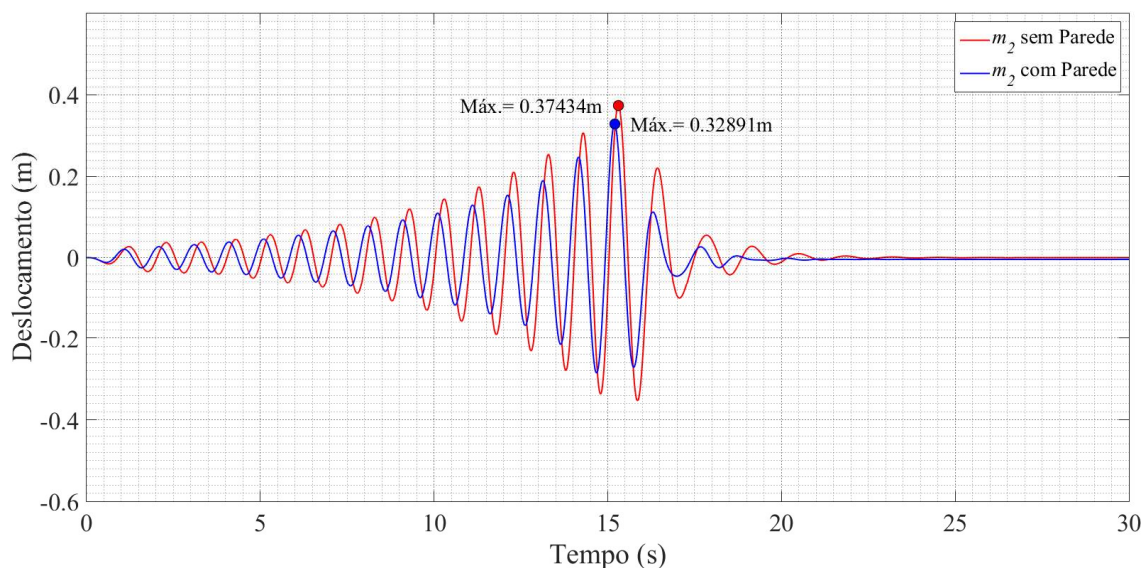


Figura AIV.38 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

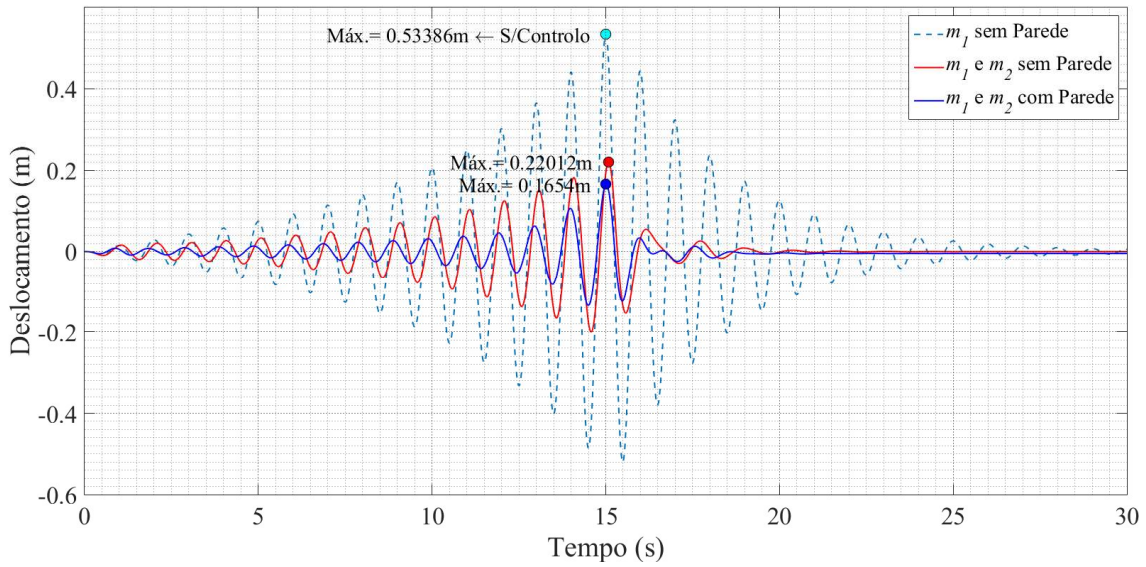


Figura AIV.39 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

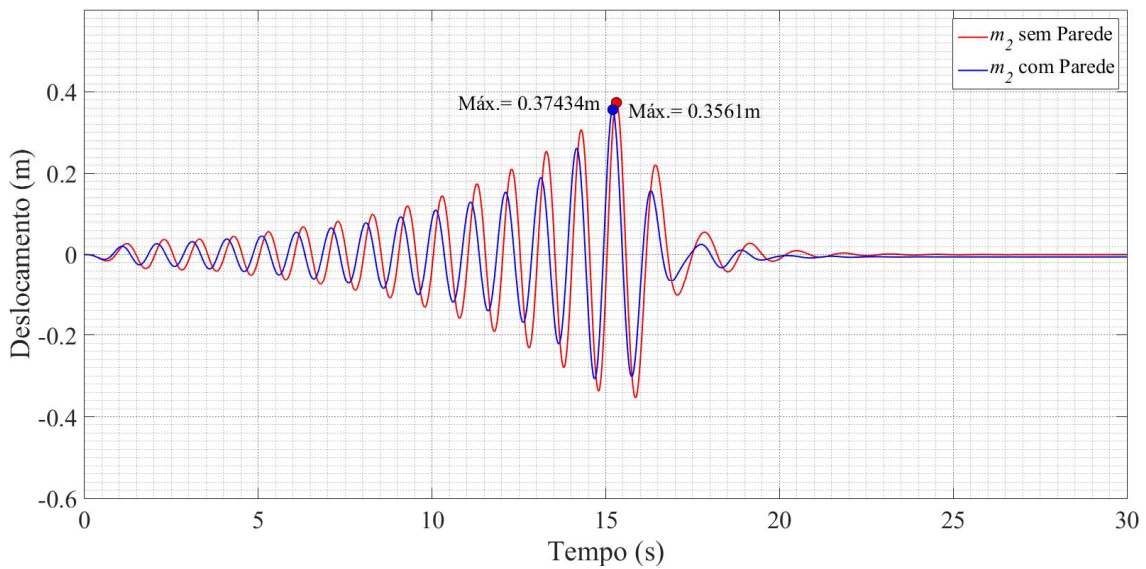


Figura AIV.40 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

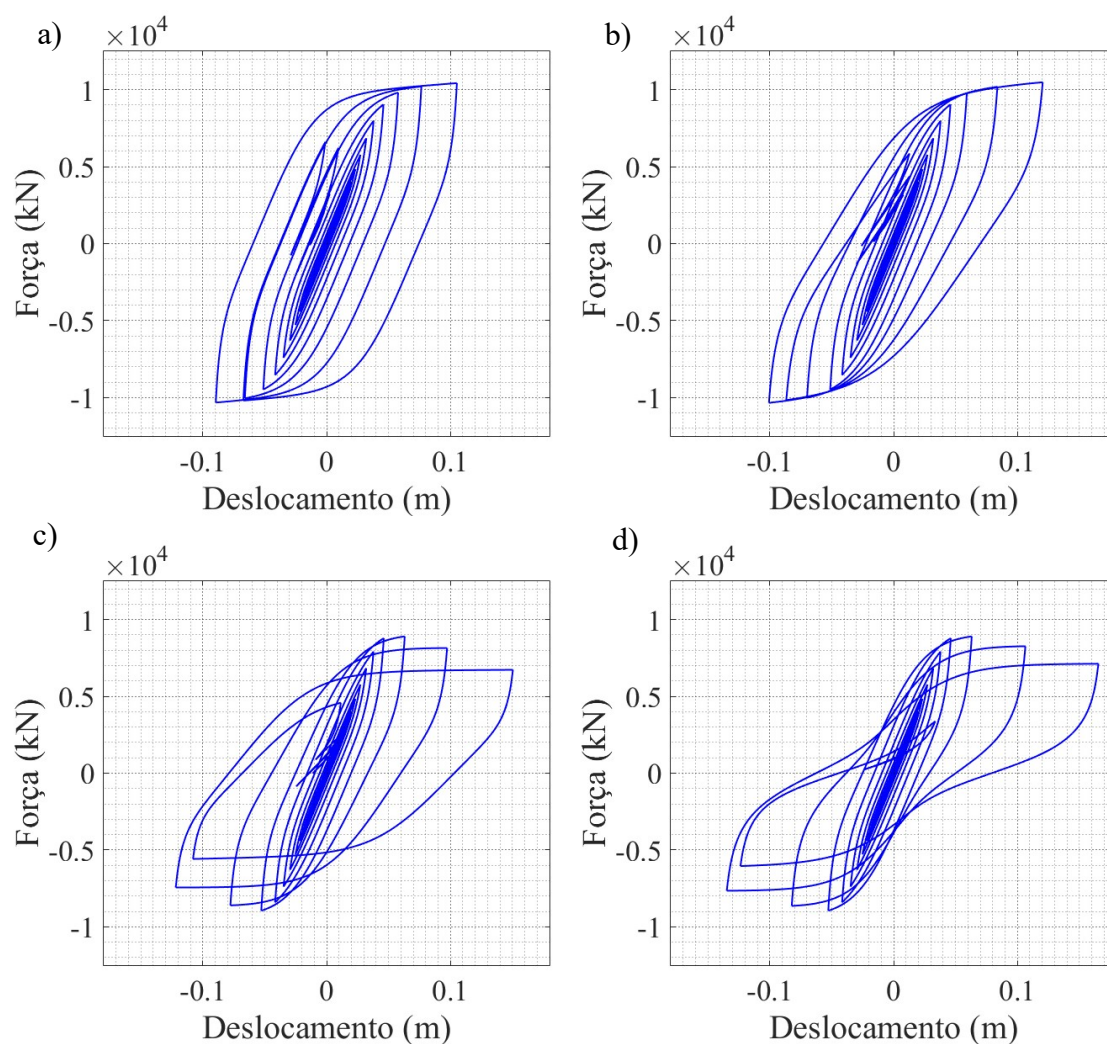


Figura AIV.41 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada e com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

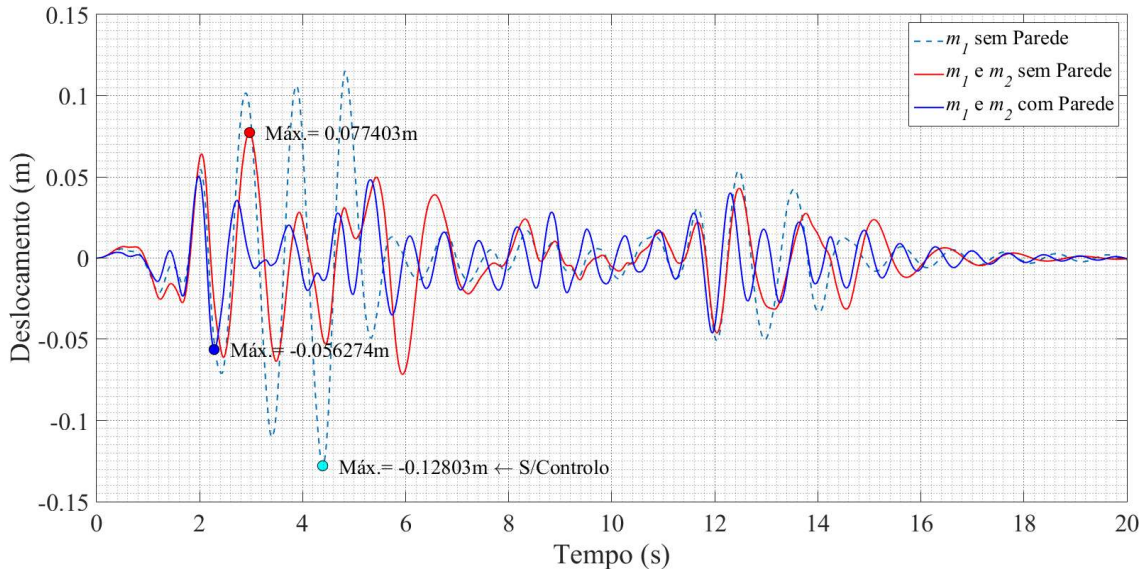


Figura AIV.42 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

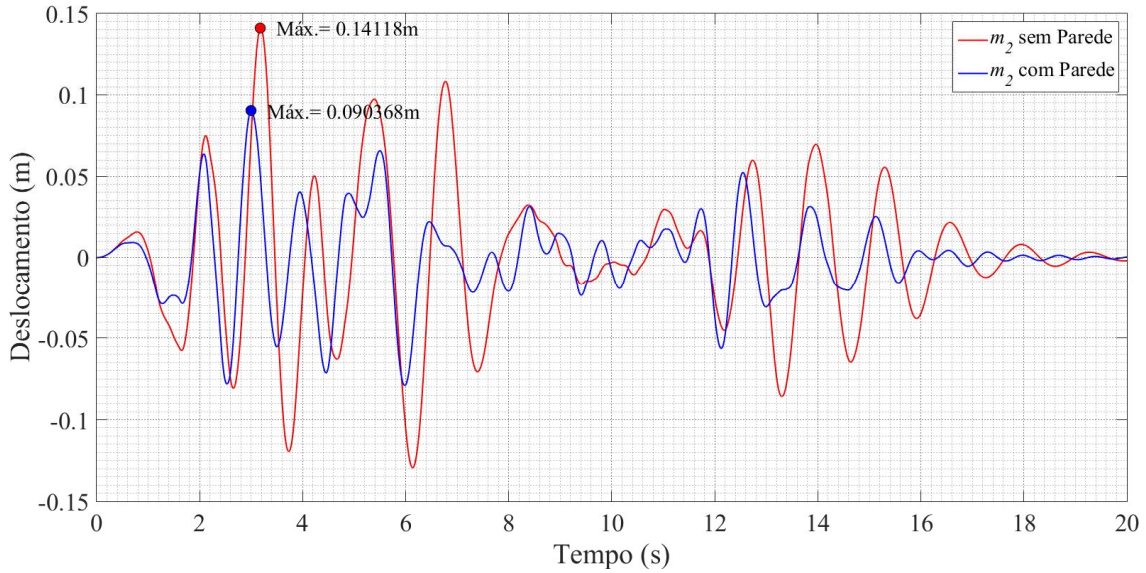


Figura AIV.43 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, sujeita pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

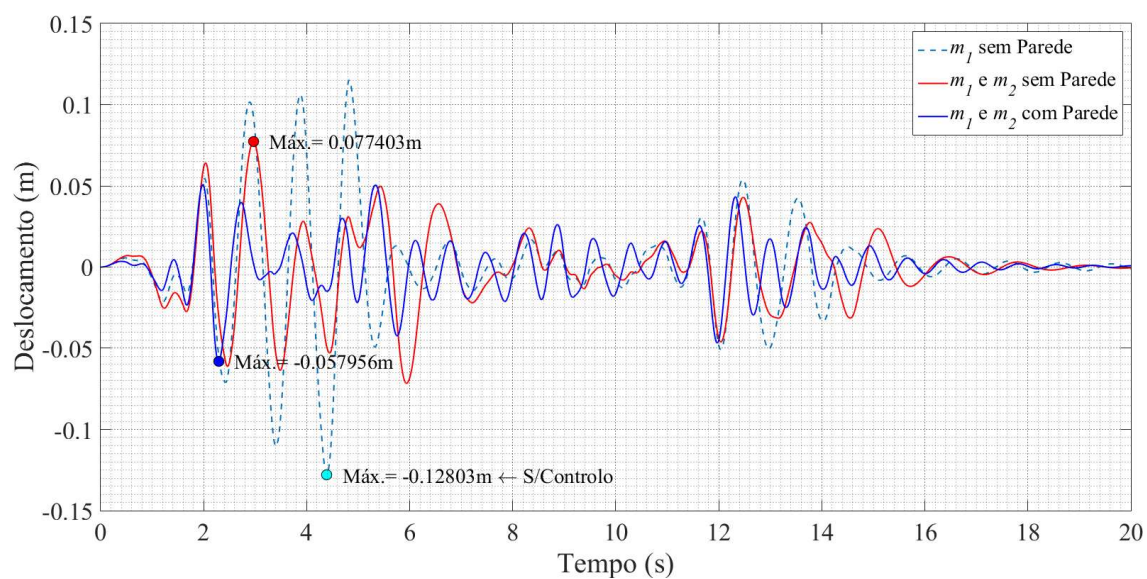


Figura AIV.44 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

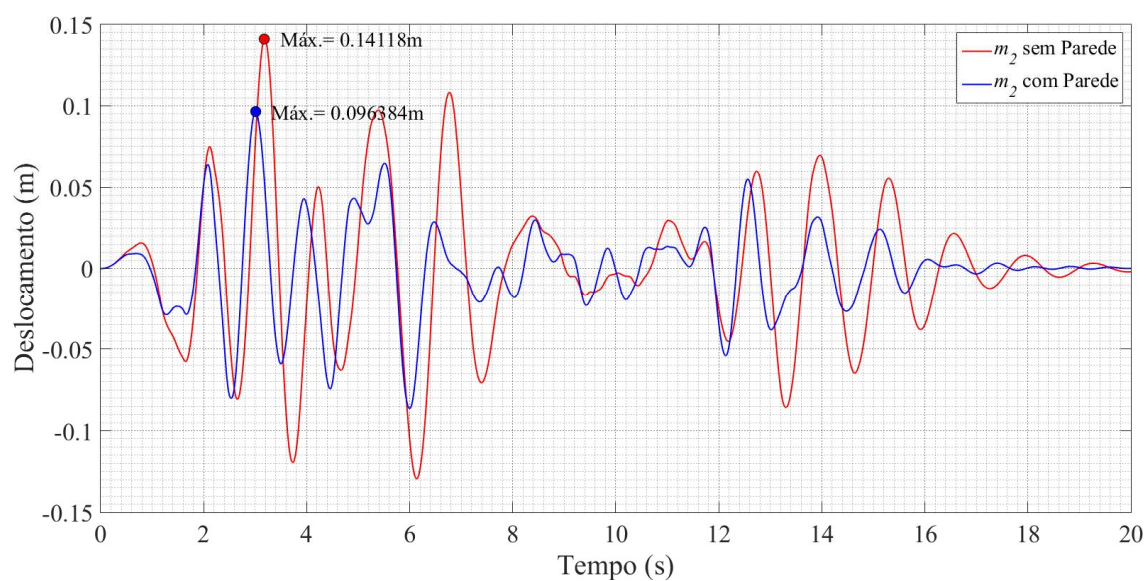


Figura AIV.45 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

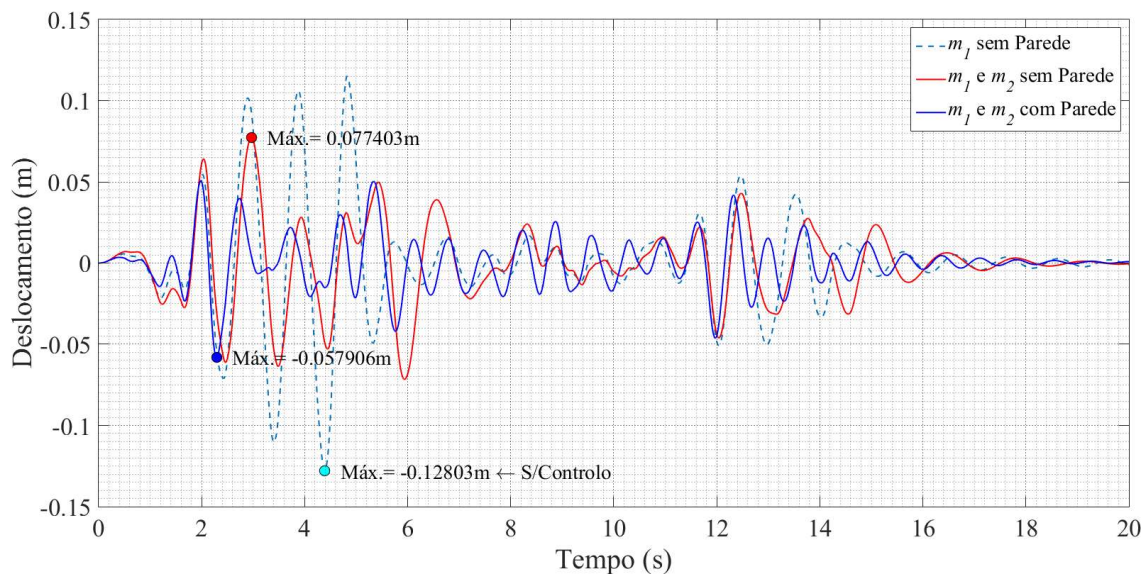


Figura AIV.46 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

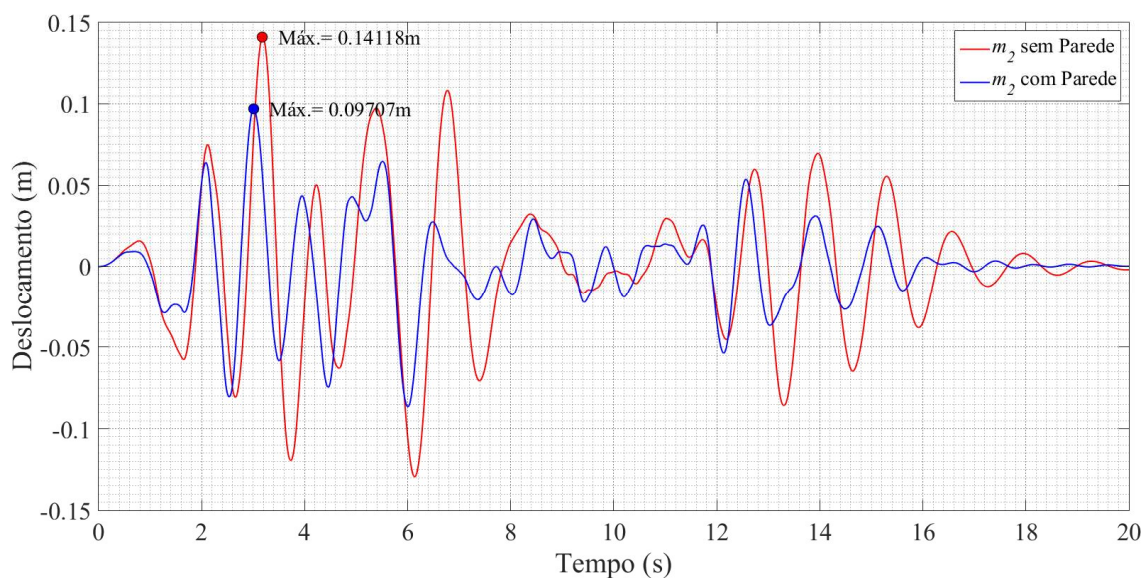


Figura AIV.47 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

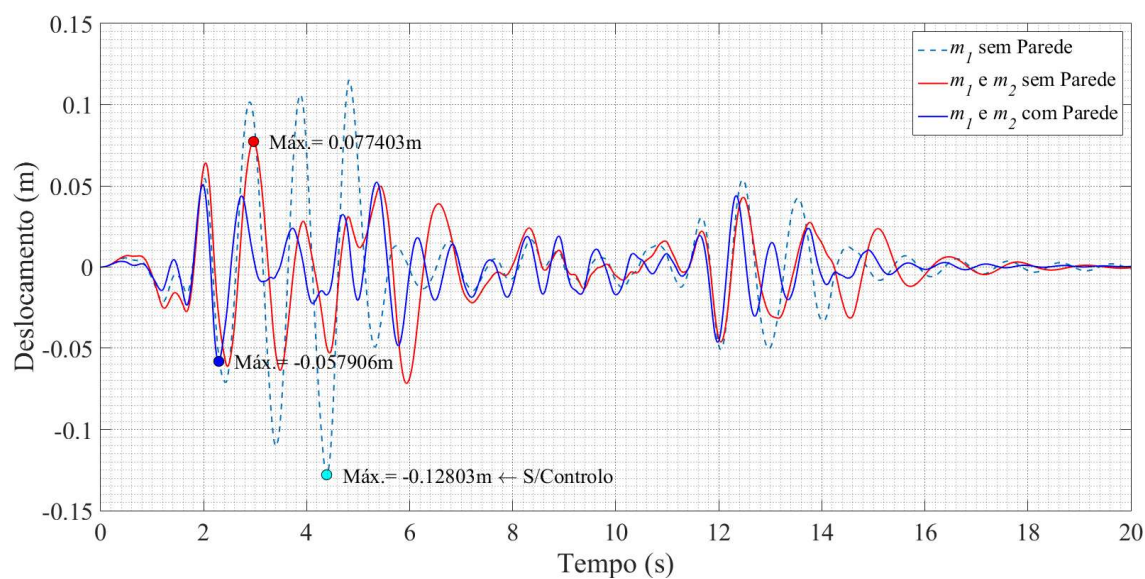


Figura AIV.48 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

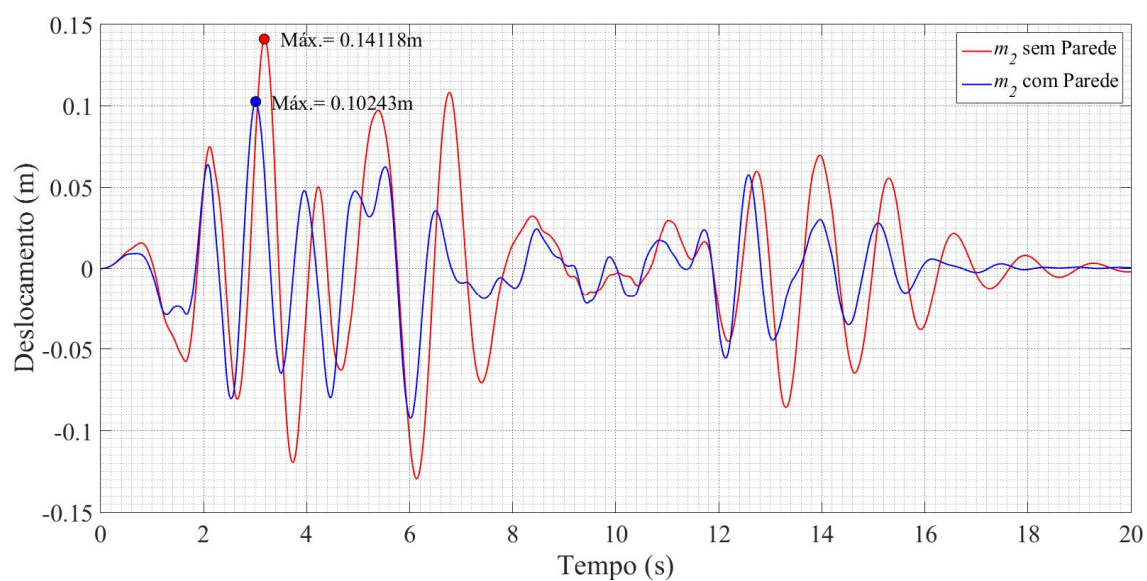


Figura AIV.49 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

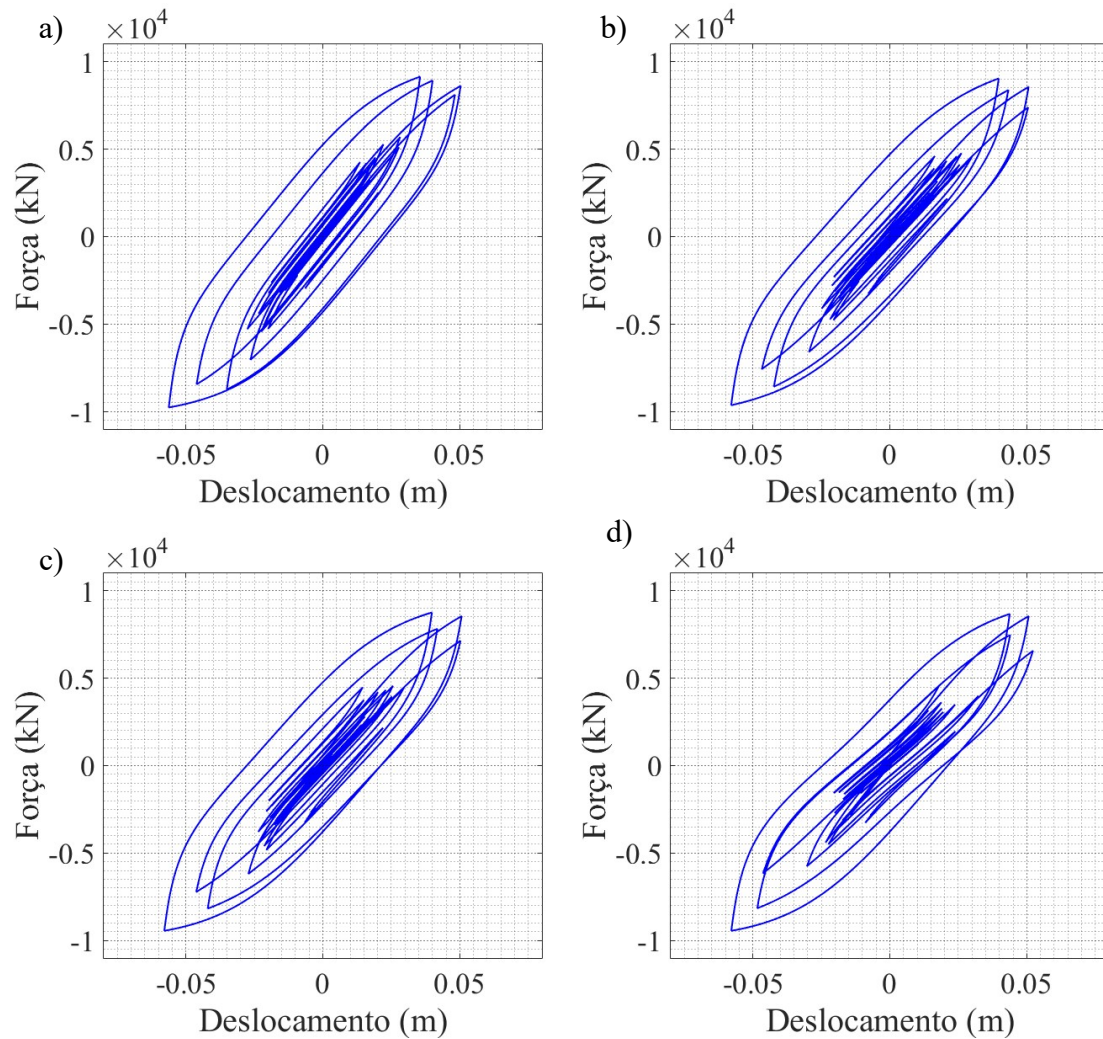


Figura AIV.50 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada, submetida pelo sinal sísmico El Centro para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

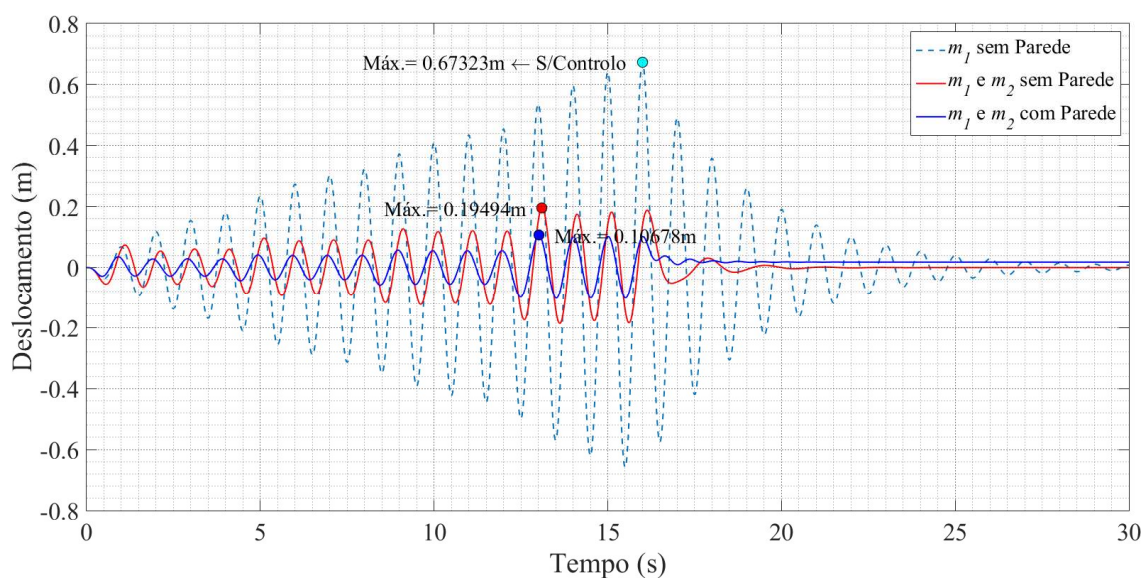


Figura AIV.51 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 1, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

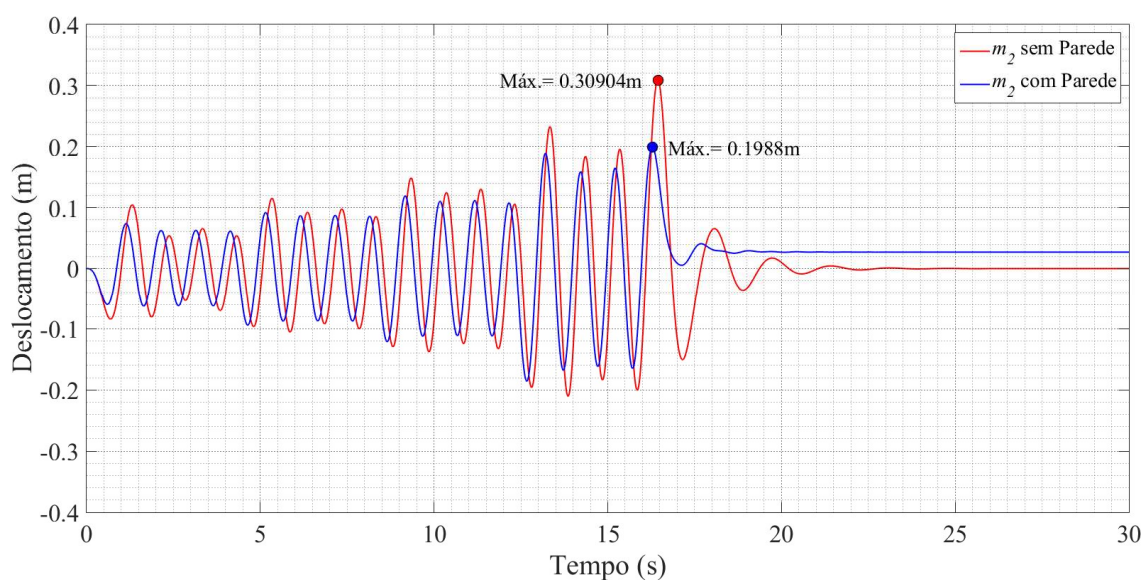


Figura AIV.52 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 1, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

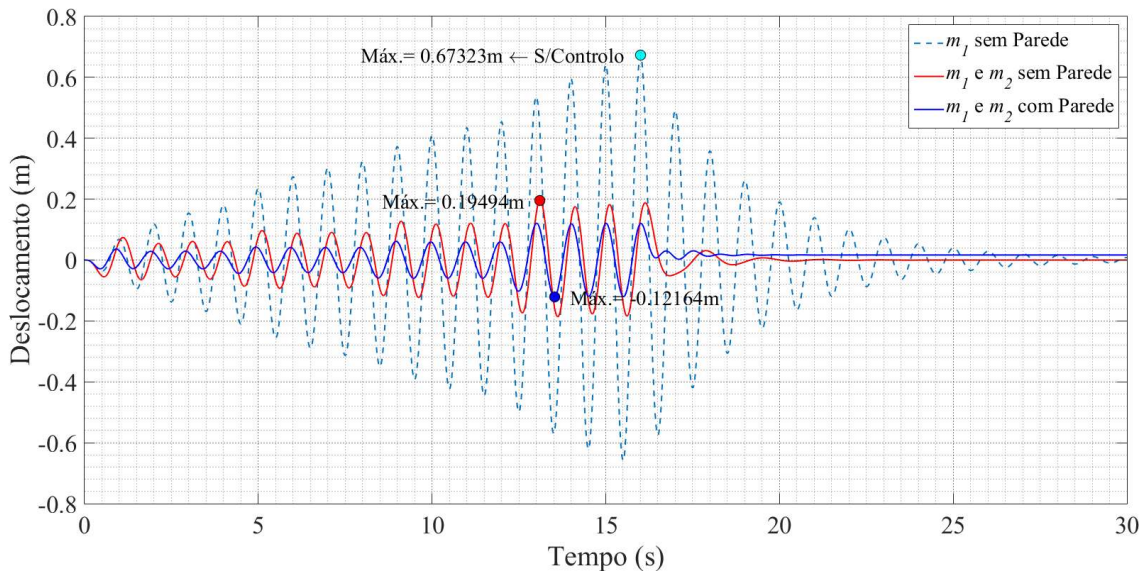


Figura AIV.53 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

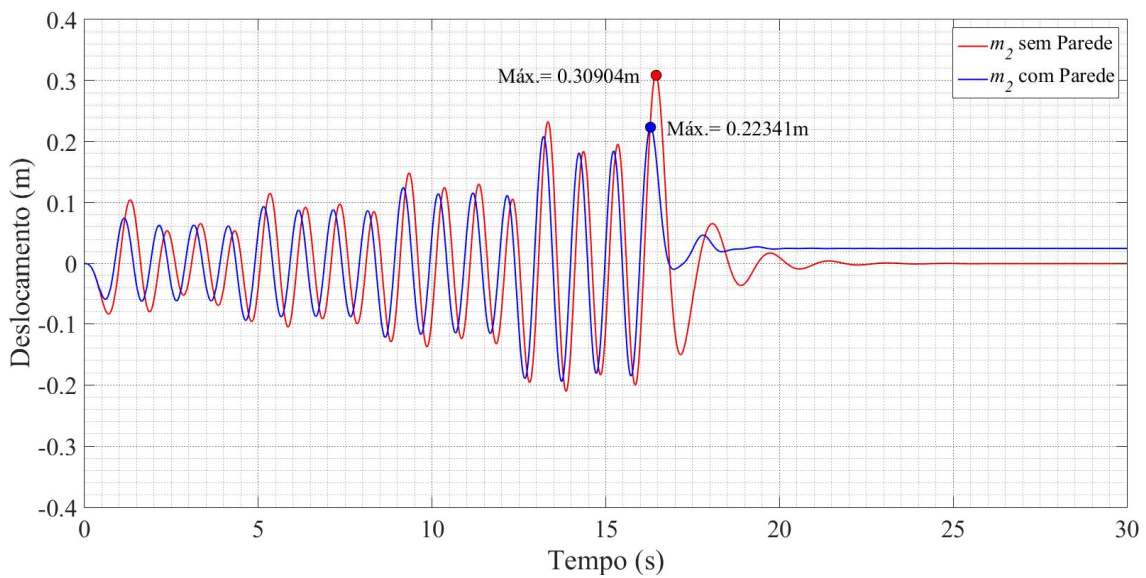


Figura AIV.54 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

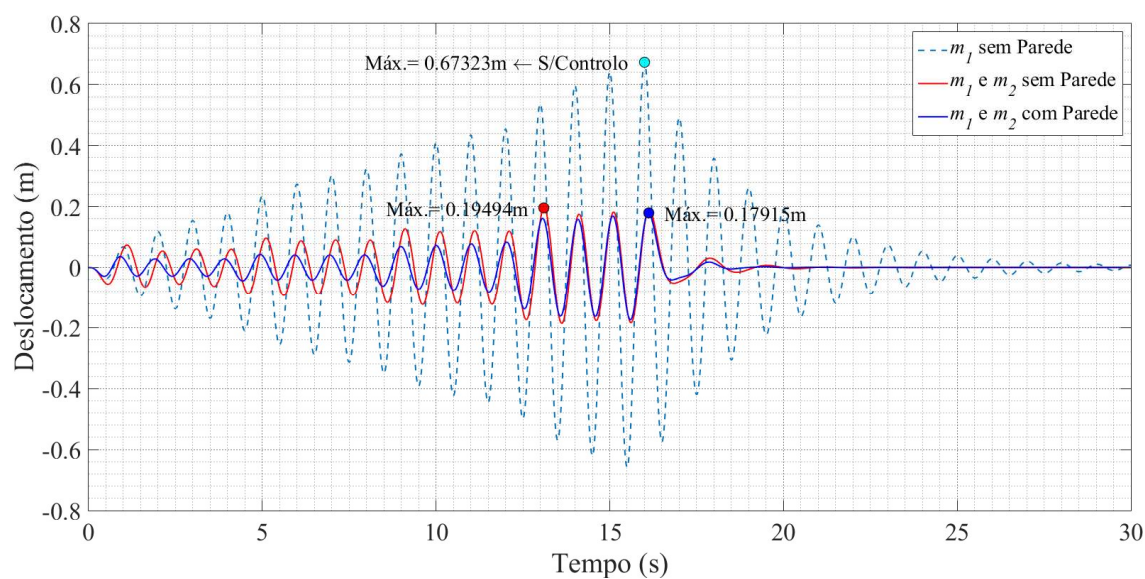


Figura AIV.55 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 1, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

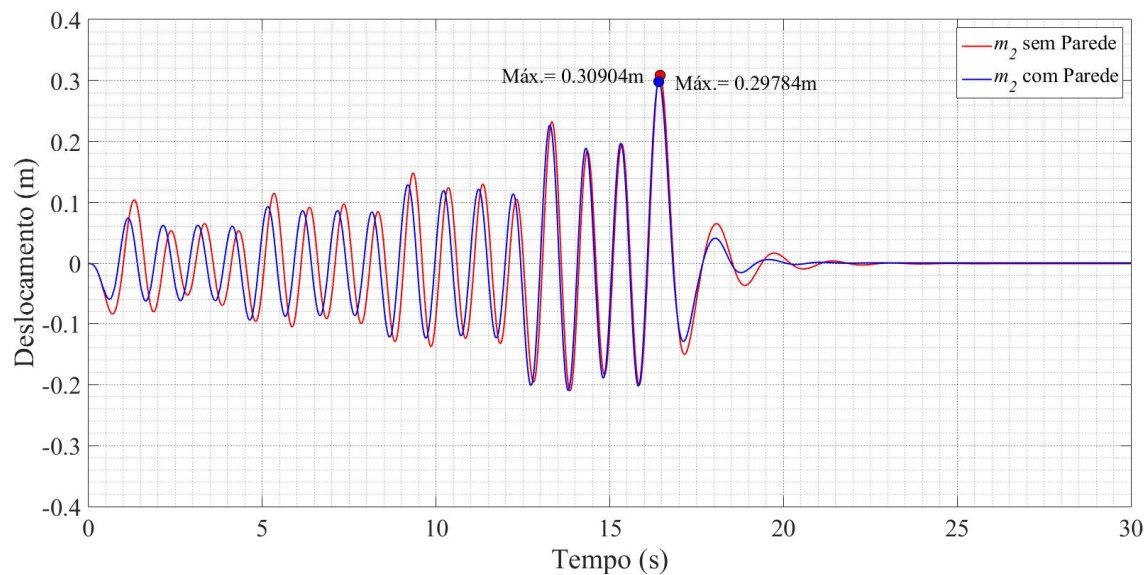


Figura AIV.56 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

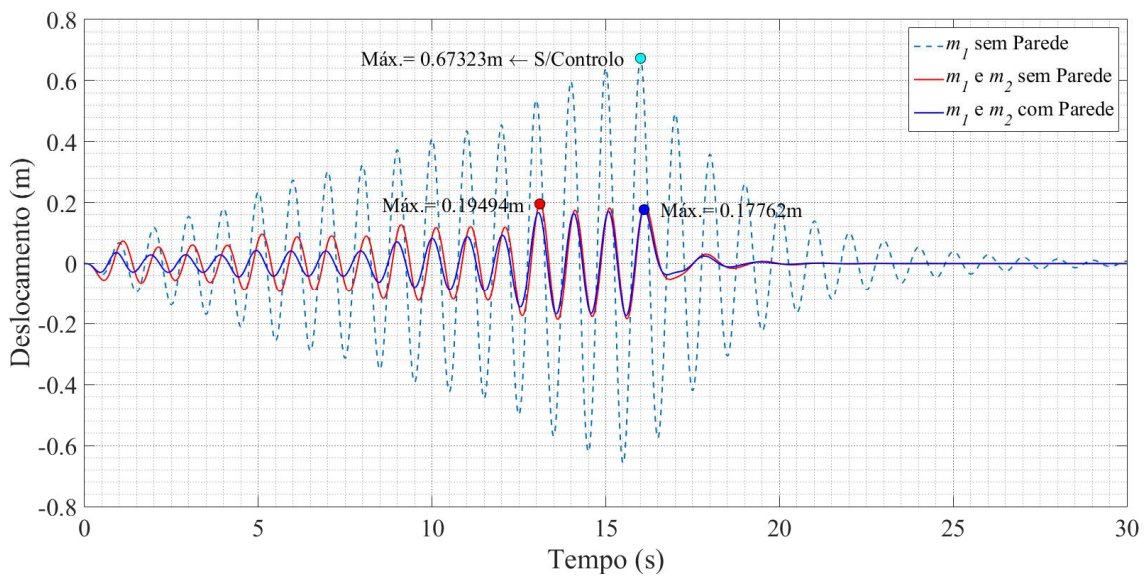


Figura AIV.57 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

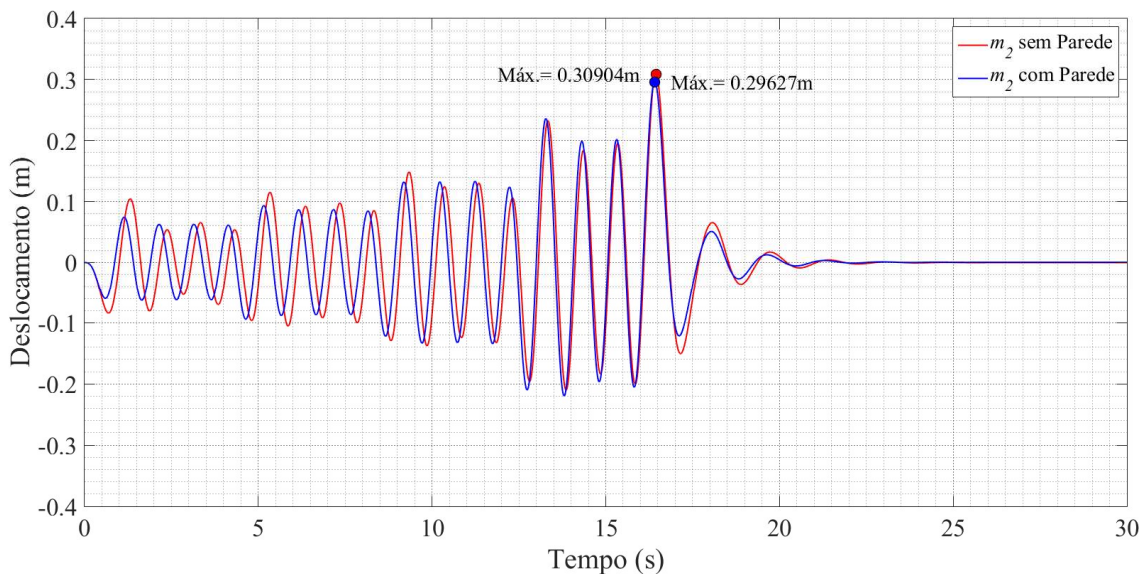


Figura AIV.58 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 1, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

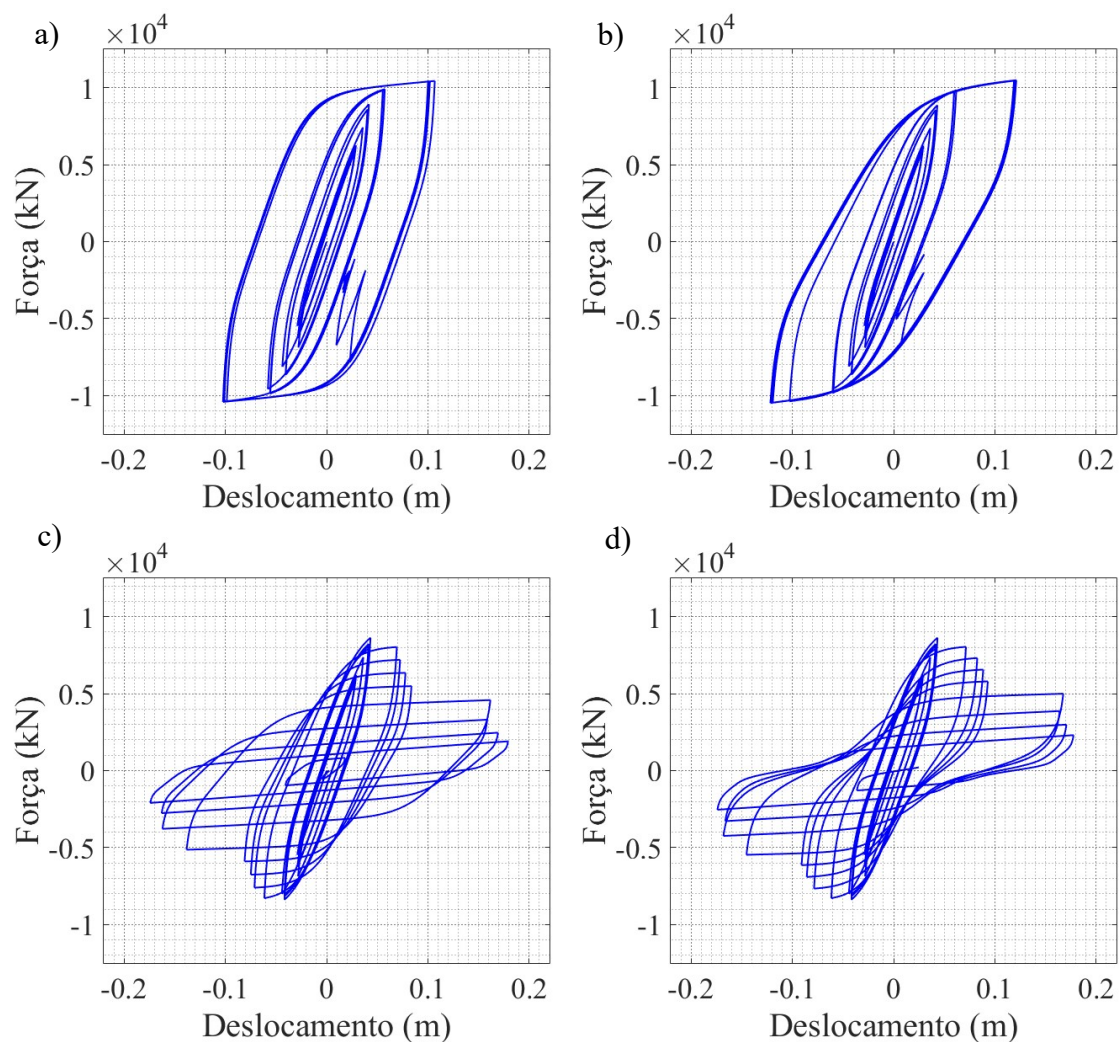


Figura AIV.59 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 1 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

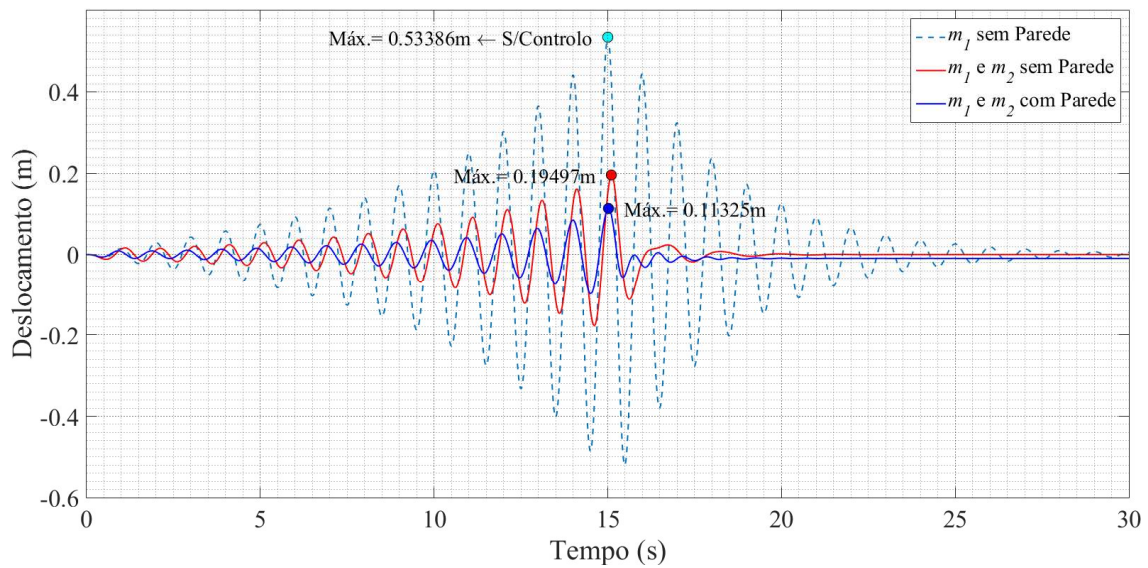


Figura AIV.60 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo Sinal Genérico 2, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

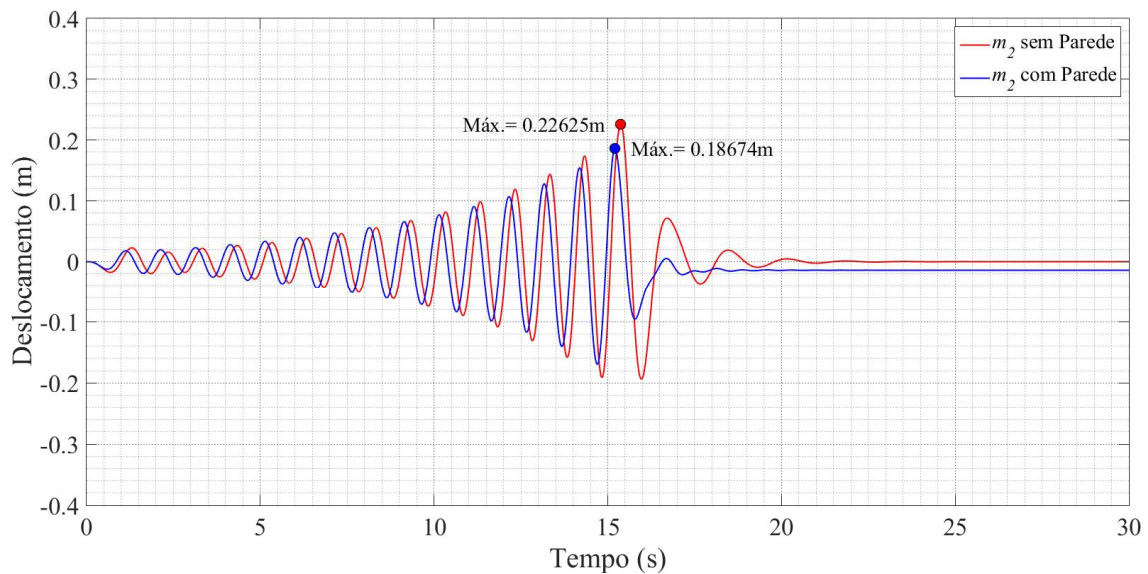


Figura AIV.61 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo Sinal Genérico 2, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

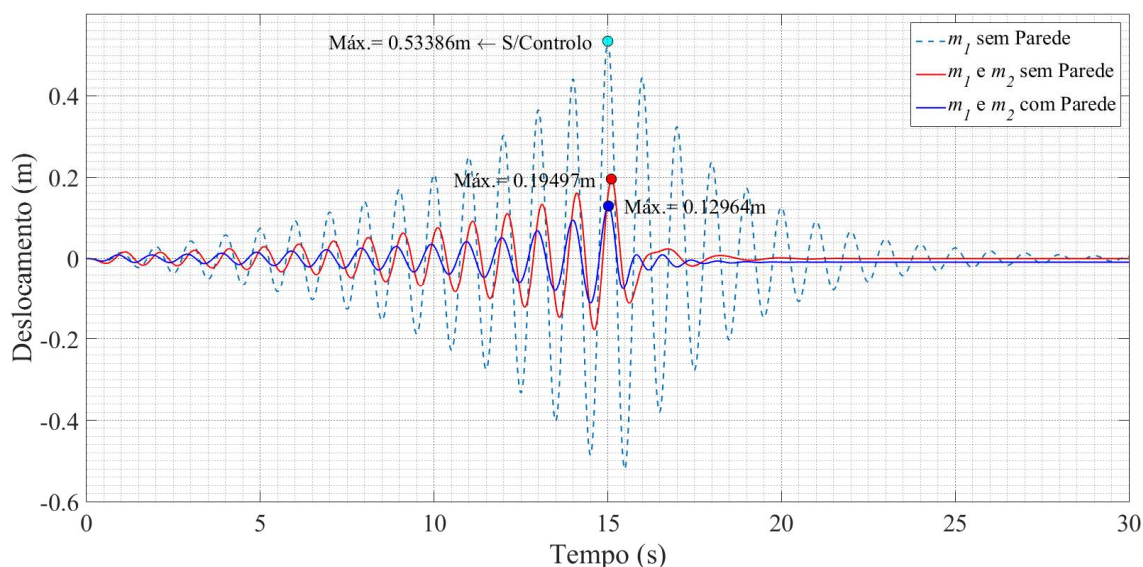


Figura AIV.62 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

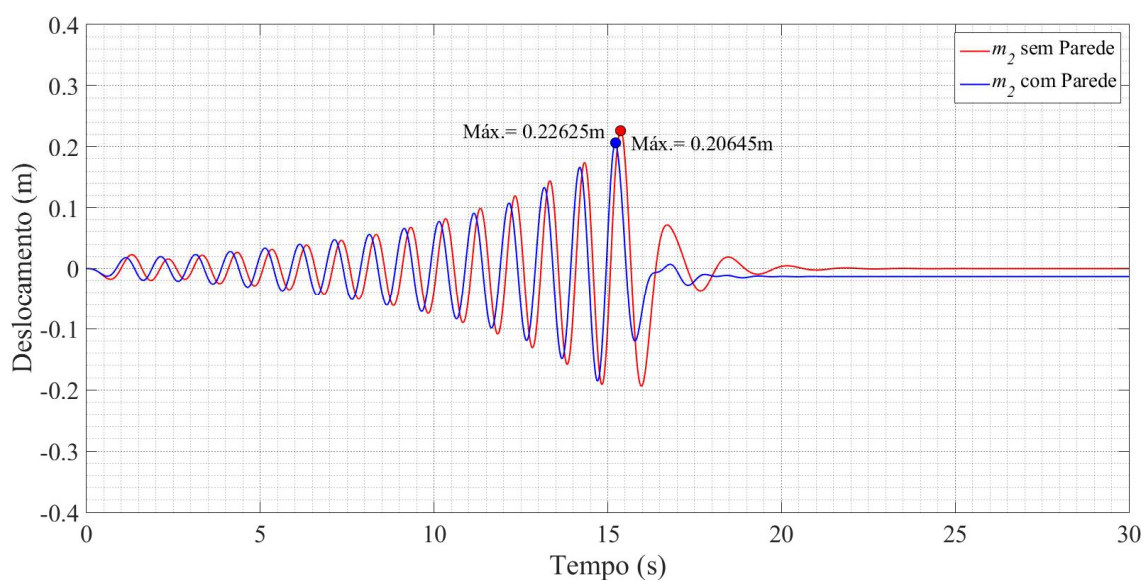


Figura AIV.63 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

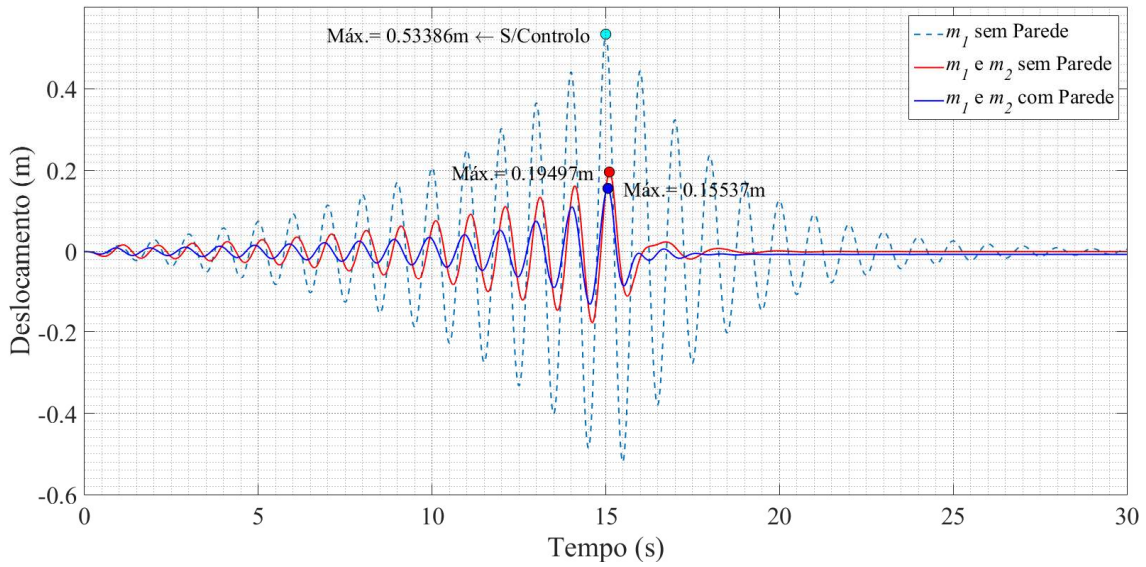


Figura AIV.64 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao Sinal Genérico 2, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

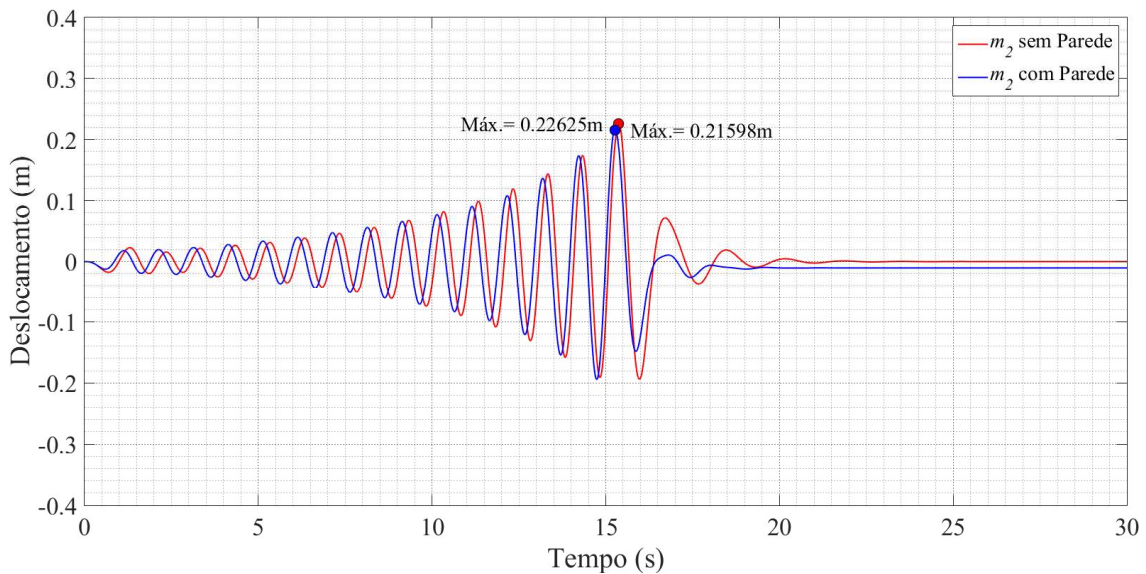


Figura AIV.65 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

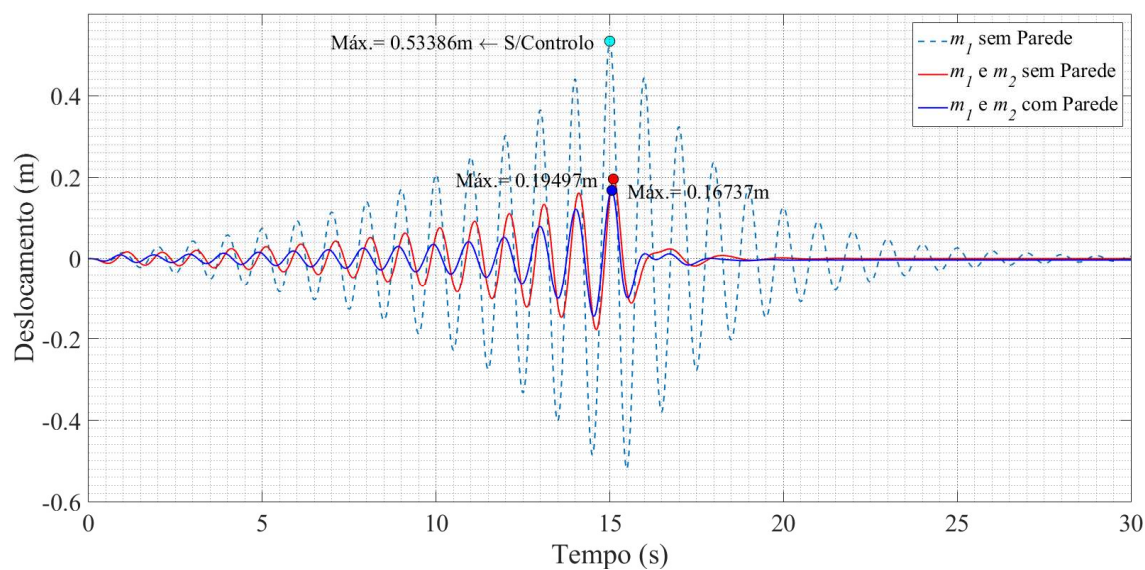


Figura AIV.66 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

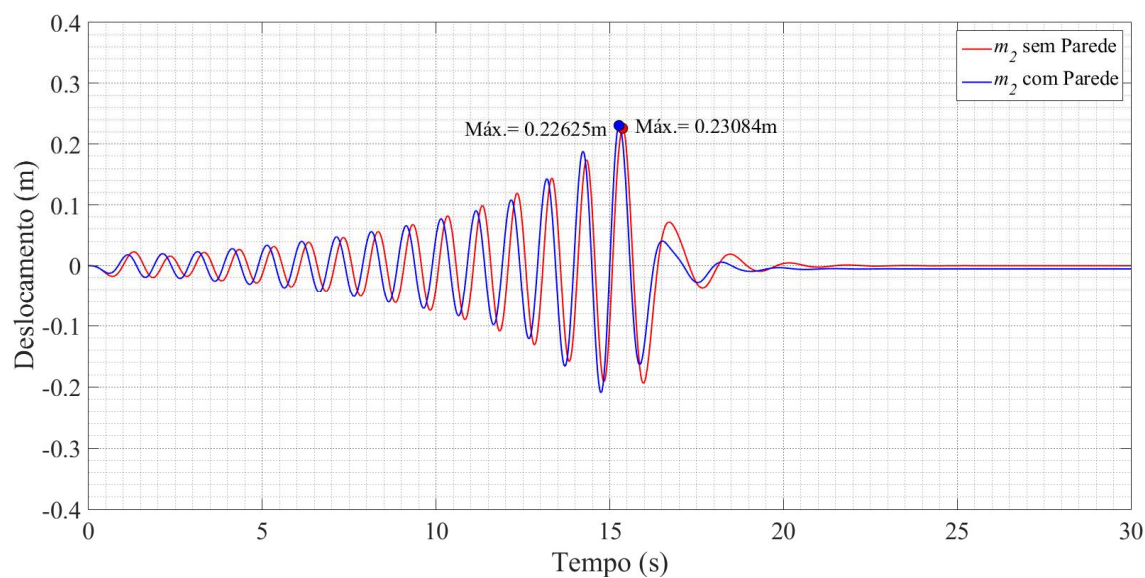


Figura AIV.67 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao Sinal Genérico 2, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

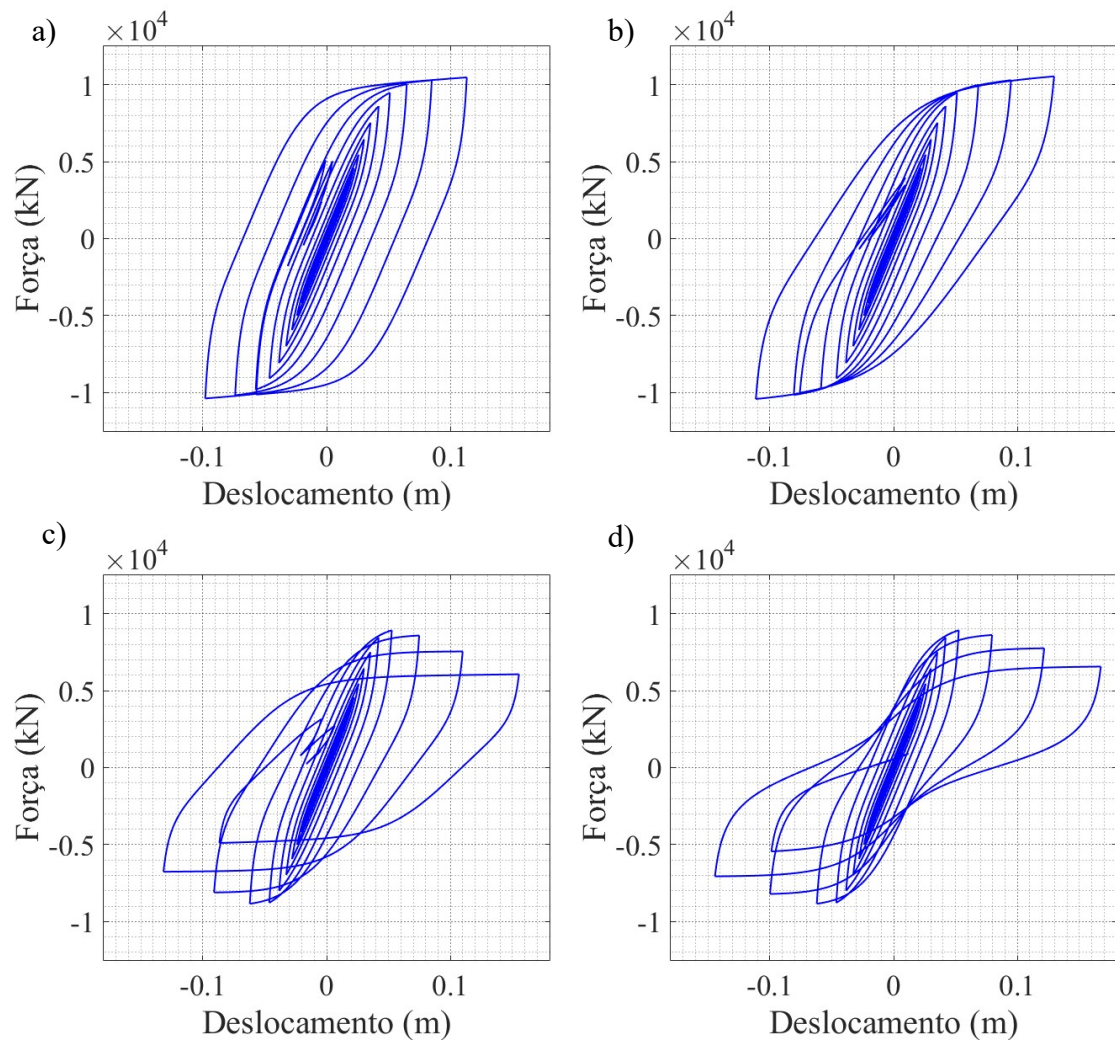


Figura AIV.68 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo Sinal Genérico 2 para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

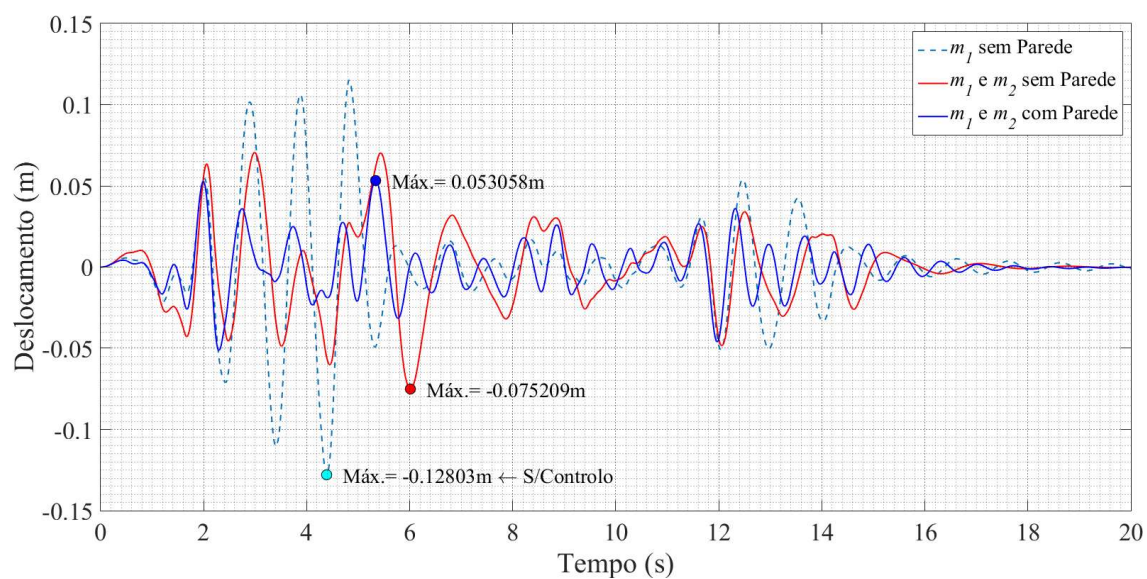


Figura AIV.69 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, solicitada pelo sinal sísmico El Centro, comum comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

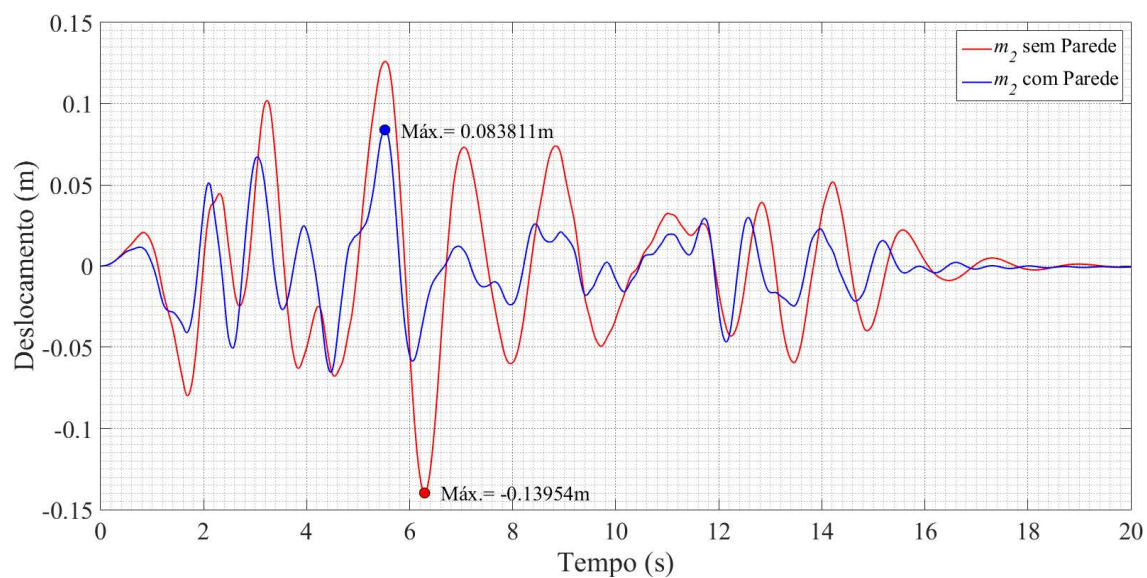


Figura AIV.70 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro, considerando um comportamento de histerese simples (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

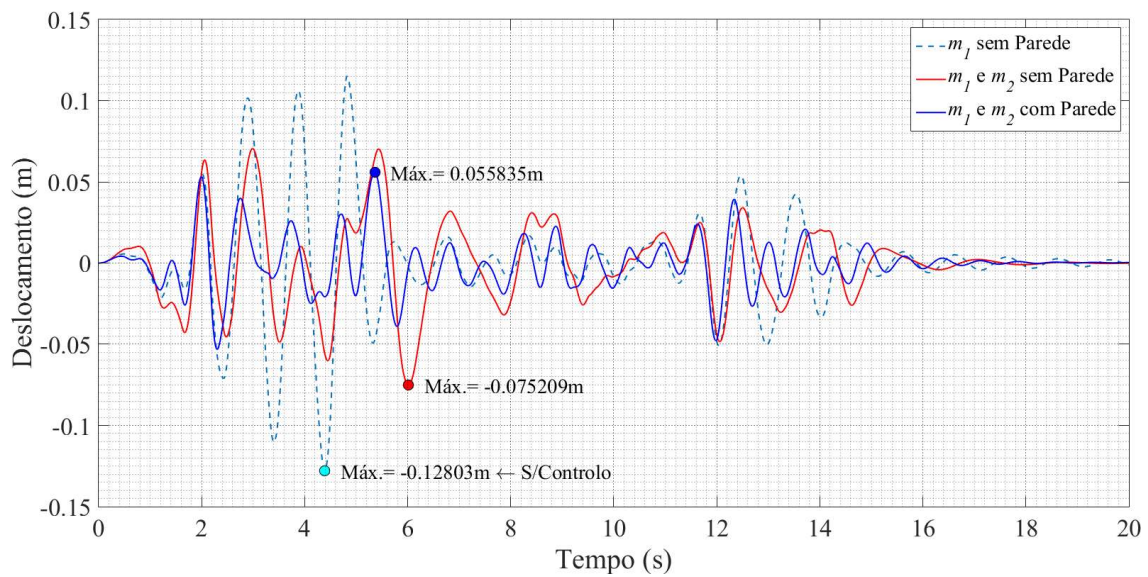


Figura AIV.71 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

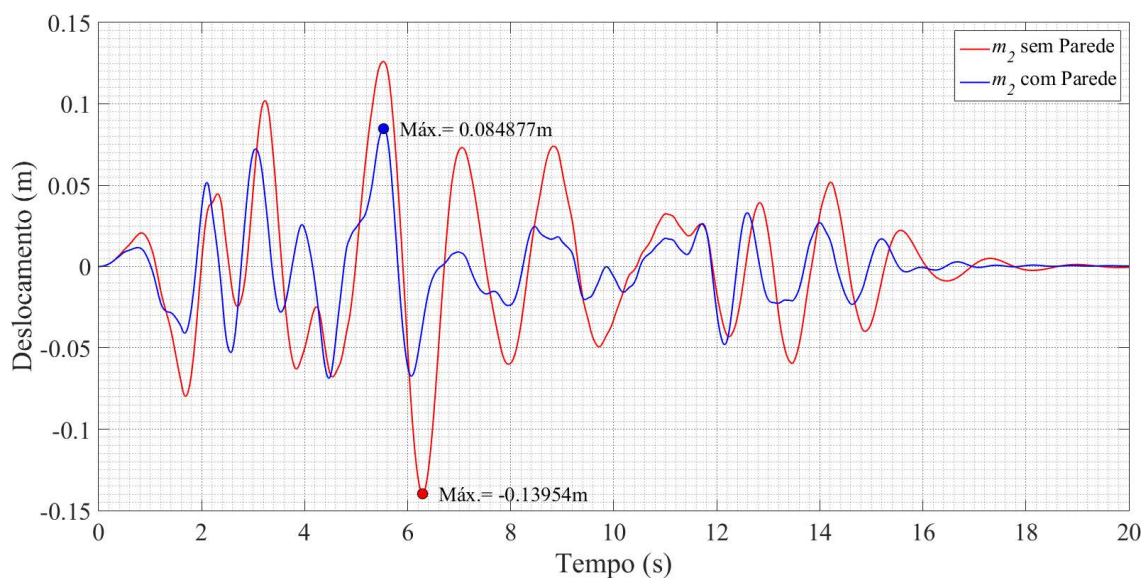


Figura AIV.72 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

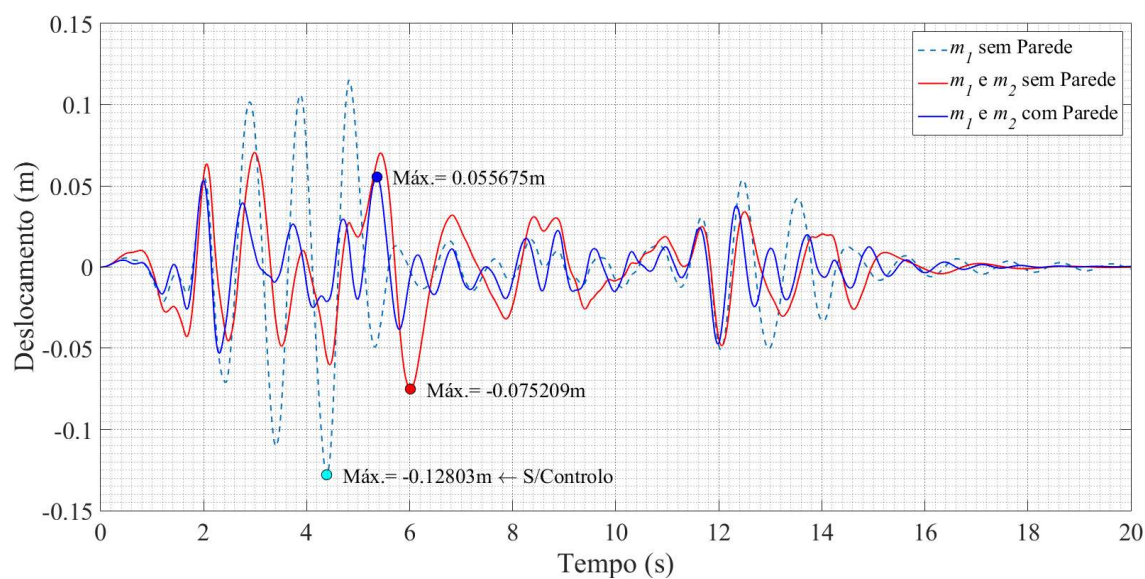


Figura AIV.73 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, sujeita ao sinal sísmico El Centro, com degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

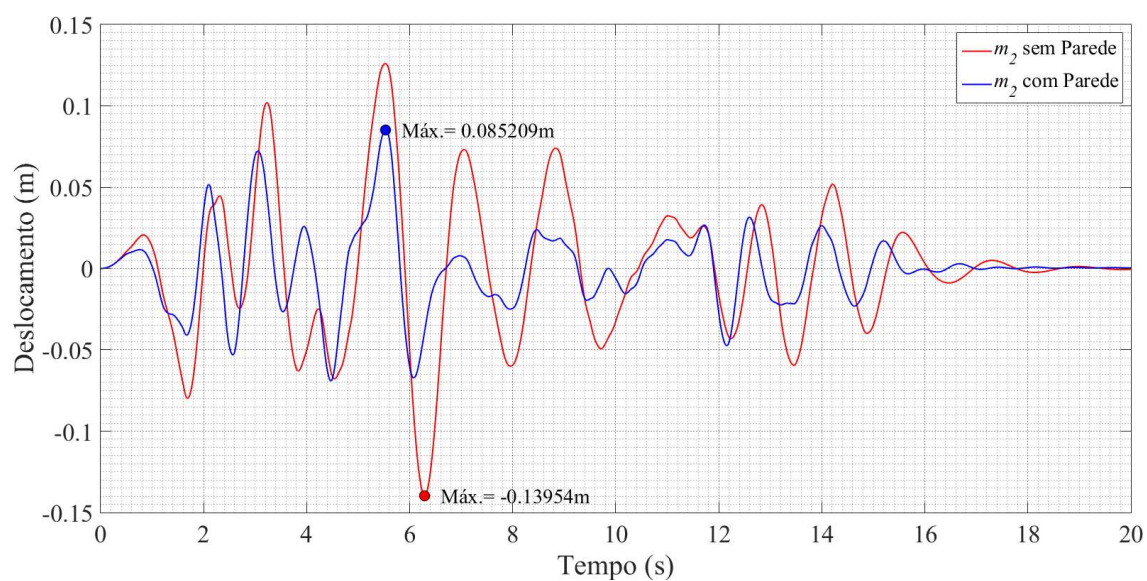


Figura AIV.74 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

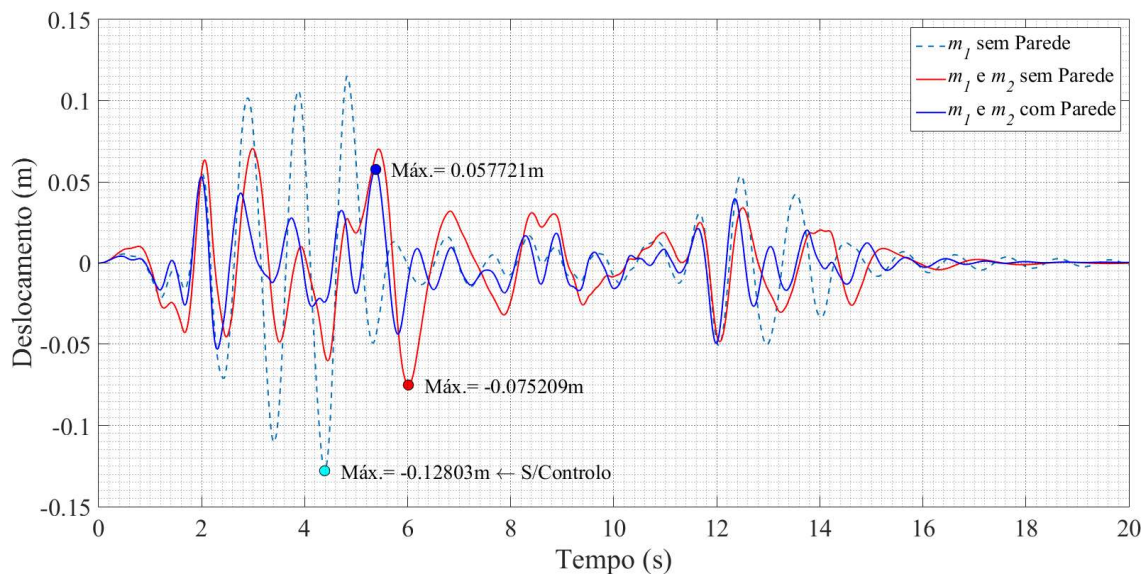


Figura AIV.75 – Resposta da estrutura não controlada e controlada com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

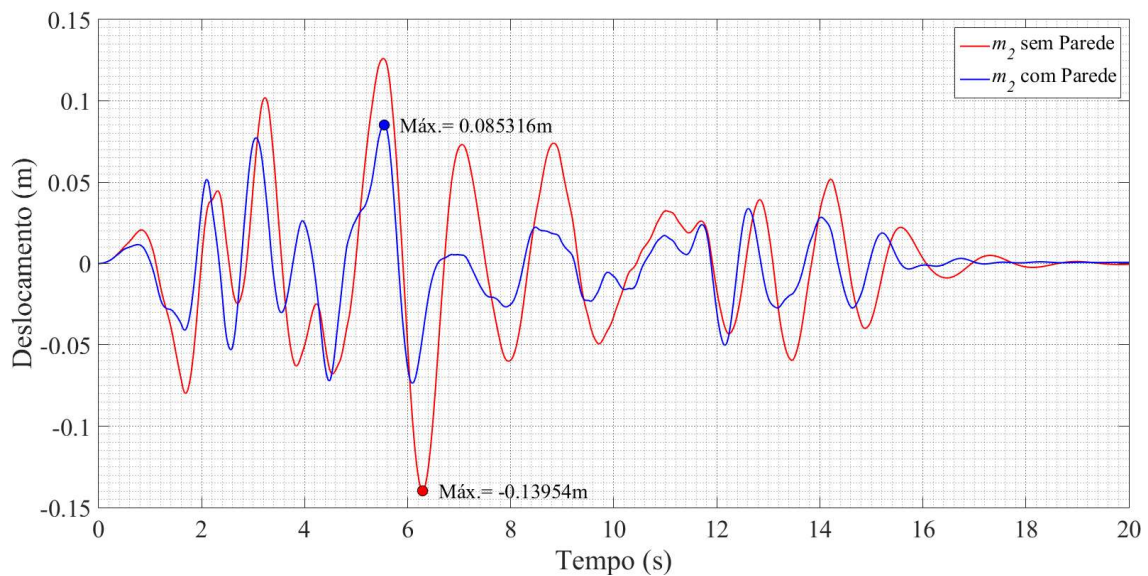


Figura AIV.76 – Resposta do TMD em termos de deslocamentos, quando instalado na estrutura com e sem parede, submetida ao sinal sísmico El Centro, considerando a degradação da rigidez e resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

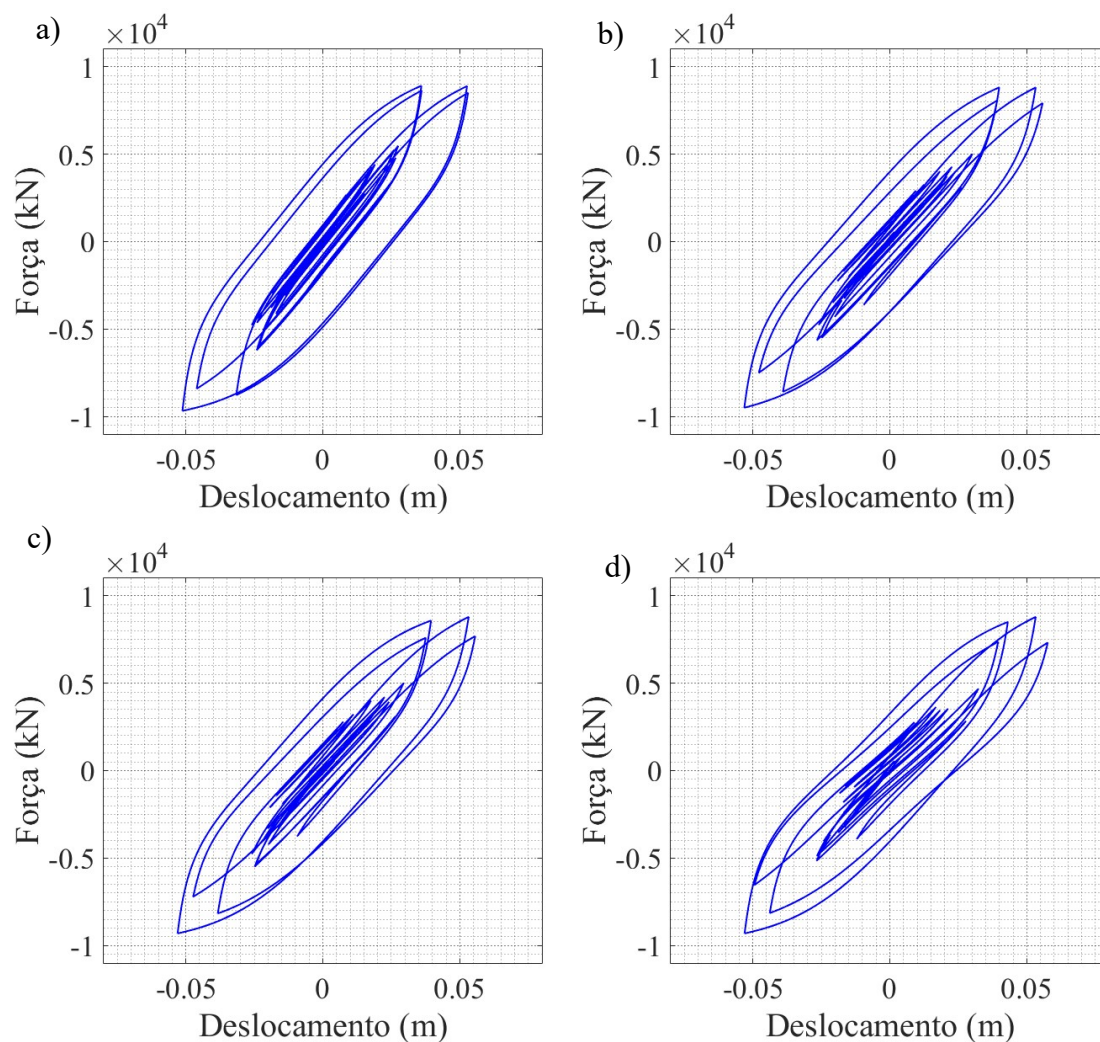


Figura AIV.77 – Relações forças-deslocamentos generalizados da estrutura controlada com parede, submetida pelo sinal sísmico El Centro para **a)** Histerese simples (Caso I); **b)** Degradação da rigidez (Caso II); **c)** Degradação da rigidez/resistência (Caso III); **d)** Degradação da rigidez/resistência com o efeito *pinching* (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

Tabela AIV.1 – Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervinentes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,144848	-0,140590	0,144848 (78%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,217508	-0,220576	0,220576
			m_1 e m_2 com Parede	0,098753	-0,100327	0,100327 (55%) (85%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,431052	-0,389332	0,431052
			m_2 com Parede	0,269419	-0,271665	0,271665 (37%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,112609	-0,110837	0,112609 (79%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,220121	-0,200322	0,220121
			m_1 e m_2 com Parede	0,105255	-0,089525	0,105255 (52%) (80%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,374337	-0,353610	0,374337
			m_2 com Parede	0,276415	-0,248587	0,276415 (26%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,048913	-0,064183	0,064183 (50%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,077403	-0,071641	0,077403
			m_1 e m_2 com Parede	0,050376	-0,056274	0,056274 (27%) (56%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,141181	-0,129494	0,141181
			m_2 com Parede	0,090368	-0,079000	0,090368 (36%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.2 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,186078	-0,178256	0,186078 (72%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,217508	-0,220576	0,220576
			m_1 e m_2 com Parede	0,118642	-0,116954	0,118642 (46%) (82%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,431052	-0,389332	0,431052
			m_2 com Parede	0,306247	-0,299359	0,306247 (29%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,128695	-0,136220	0,136220 (74%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,220121	-0,200322	0,220121
			m_1 e m_2 com Parede	0,120449	-0,100717	0,120449 (45%) (77%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,374337	-0,353610	0,374337
			m_2 com Parede	0,301894	-0,266431	0,301894 (19%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053472	-0,065731	0,065731 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,077403	-0,071641	0,077403
			m_1 e m_2 com Parede	0,050727	-0,057956	0,057956 (25%) (55%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,141181	-0,129494	0,141181
			m_2 com Parede	0,096384	-0,086429	0,096384 (32%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.3 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistência para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,420205	-0,433273	0,433273 (36%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,217508	-0,220576	0,220576
			m_1 e m_2 com Parede	0,192125	-0,186990	0,192125 (13%) (71%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,431052	-0,389332	0,431052
			m_2 com Parede	0,414775	-0,356931	0,414775 (4%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,171323	-0,188834	0,188834 (65%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,220121	-0,200322	0,220121
			m_1 e m_2 com Parede	0,150471	-0,121850	0,150471 (32%) (72%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,374337	-0,353610	0,374337
			m_2 com Parede	0,328907	-0,285567	0,328907 (12%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053937	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,077403	-0,071641	0,077403
			m_1 e m_2 com Parede	0,050730	-0,057906	0,057906 (25%) (55%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,141181	-0,129494	0,141181
			m_2 com Parede	0,097070	-0,086534	0,097070 (31%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.4 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito *pinching* para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,20$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervinentes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,428311	-0,545156	0,545156 (19%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,217508	-0,220576	0,220576
			m_1 e m_2 com Parede	0,190480	-0,187614	0,190480 (14%) (72%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,431052	-0,389332	0,431052
			m_2 com Parede	0,416628	-0,373929	0,416628 (3%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,187822	-0,210351	0,210351 (61%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,220121	-0,200322	0,220121
			m_1 e m_2 com Parede	0,165400	-0,134764	0,165400 (25%) (69%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,374337	-0,353610	0,374337
			m_2 com Parede	0,356101	-0,307213	0,356101 (5%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,058434	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,077403	-0,071641	0,077403
			m_1 e m_2 com Parede	0,052302	-0,057906	0,057906 (25%) (55%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,141181	-0,129494	0,141181
			m_2 com Parede	0,102428	-0,092327	0,102428 (27%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente.

A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.5 – Resultados obtidos no caso da histerese simples para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso I). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,144848	-0,140590	0,144848 (78%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194944	-0,186079	0,194944
			m_1 e m_2 com Parede	0,106776	-0,102321	0,106776 (45%) (84%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,309040	-0,210398	0,309040
			m_2 com Parede	0,198802	-0,185758	0,198802 (36%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,112609	-0,110837	0,112609 (79%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194969	-0,177433	0,194969
			m_1 e m_2 com Parede	0,113254	-0,098047	0,113254 (42%) (79%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,226248	-0,193944	0,226248
			m_2 com Parede	0,186736	-0,169832	0,186736 (17%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,048913	-0,064183	0,064183 (50%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,070596	-0,075209	0,075209
			m_1 e m_2 com Parede	0,053058	-0,051290	0,053058 (29%) (59%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,126049	-0,139540	0,139540
			m_2 com Parede	0,083811	-0,065461	0,083811 (40%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.6 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso II). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,186078	-0,178256	0,186078 (72%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194944	-0,186079	0,194944
			m_1 e m_2 com Parede	0,121111	-0,121636	0,121636 (8%) (73%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,309040	-0,210398	0,309040
			m_2 com Parede	0,223415	-0,194316	0,223415 (4%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,128695	-0,136220	0,136220 (74%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194969	-0,177433	0,194969
			m_1 e m_2 com Parede	0,129636	-0,111298	0,129636 (20%) (71%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,226248	-0,193944	0,226248
			m_2 com Parede	0,206454	-0,185546	0,206454 (5%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053472	-0,065731	0,065731 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,070596	-0,075209	0,075209
			m_1 e m_2 com Parede	0,055835	-0,053169	0,055835 (26%) (57%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,126049	-0,139540	0,139540
			m_2 com Parede	0,084877	-0,068811	0,084877 (39%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.7 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez/resistência para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso III). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervenientes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,420205	-0,433273	0,433273 (36%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194944	-0,186079	0,194944
			m_1 e m_2 com Parede	0,179147	-0,174130	0,179147 (8%) (73%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,309040	-0,210398	0,309040
			m_2 com Parede	0,297840	-0,209674	0,297840 (4%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,171323	-0,188834	0,188834 (65%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194969	-0,177433	0,194969
			m_1 e m_2 com Parede	0,155370	-0,131785	0,155370 (20%) (71%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,226248	-0,193944	0,226248
			m_2 com Parede	0,215978	-0,194457	0,215978 (5%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,053937	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,070596	-0,075209	0,075209
			m_1 e m_2 com Parede	0,055675	-0,053060	0,055675 (26%) (57%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,126049	-0,139540	0,139540
			m_2 com Parede	0,085209	-0,069154	0,085209 (39%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.8 – Resultados obtidos no caso da degradação de rigidez e resistência com o efeito *pinching* para a estrutura controlada e não controlada, com e sem parede e para o TMD no caso da estrutura estar preenchida ou não por parede (Caso IV). Para um rácio de massas de $\mu = 0,50$.

Sinal	Acel. Máx. [m/s ²]	Elementos Intervinentes no Sistema		Máximo [m]	Mínimo [m]	Máximo Absoluto [m]
Sinal Genérico 1	3,0000	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	-0,658449	0,673227
			m_1 com Parede	0,428311	-0,545156	0,545156 (19%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194944	-0,186079	0,194944
			m_1 e m_2 com Parede	0,177620	-0,173979	0,177620 (9%) (74%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,309040	-0,210398	0,309040
			m_2 com Parede	0,296266	-0,219732	0,296266 (4%)
Sinal Genérico 2	3,5299	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	-0,520409	0,533865
			m_1 com Parede	0,187822	-0,210351	0,210351 (61%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,194969	-0,177433	0,194969
			m_1 e m_2 com Parede	0,167372	-0,144333	0,167372 (14%) (69%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,226248	-0,193944	0,226248
			m_2 com Parede	0,230841	-0,209504	0,230841 (-2%)
Sinal Sísmico (El Centro)	3,4170	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,115179	-0,128032	0,128032
			m_1 com Parede	0,058434	-0,065734	0,065734 (49%)
		Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 e m_2 sem Parede	0,070596	-0,075209	0,075209
			m_1 e m_2 com Parede	0,057721	-0,053060	0,057721 (23%) (55%)
		TMD (m_2)	m_2 sem Parede	0,126049	-0,139540	0,139540
			m_2 com Parede	0,085316	-0,073576	0,085316 (39%)

Nota: A percentagem de redução a cor azul e negrito é sempre relativa à resposta do caso sem parede correspondente. A percentagem a cor vermelho é sempre relativa à resposta do caso sem parede e sem controlo correspondente.

Tabela AIV.9 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso I de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervinentes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,144848	0,860467	6,357023	0,144848
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232557	1,442540	9,003165	0,232557
		m_2 sem Parede	0,512123	2,945443	18,267025	0,484178
		m_1 com Parede	0,099955	0,603967	4,406327	0,099955
		m_2 com Parede	0,310935	1,918321	11,997074	0,285281
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,112609	0,745766	6,500197	0,112609
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232064	1,392665	9,188485	0,232064
		m_2 sem Parede	0,450609	2,690595	16,834536	0,460332
		m_1 com Parede	0,104362	0,673465	4,641444	0,104362
		m_2 com Parede	0,314512	1,835282	12,015349	0,282424
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,064183	0,626860	6,391312	0,064183
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,081303	0,576076	4,853971	0,081303
		m_2 sem Parede	0,160016	0,921403	5,899463	0,147363
		m_1 com Parede	0,057610	0,608818	6,005729	0,057610
		m_2 com Parede	0,101093	0,642403	5,205400	0,105985

Tabela AIV.10 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso I de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervinentes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,144848	0,860467	6,357023	0,144848
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220576	1,362672	8,453860	0,220576
		m_2 sem Parede	0,431052	2,397979	14,819601	0,408301
		m_1 com Parede	0,100327	0,604151	4,392848	0,100327
		m_2 com Parede	0,271665	1,658656	10,326137	0,246825
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,112609	0,745766	6,500197	0,112609
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220121	1,320635	8,712467	0,220121
		m_2 sem Parede	0,374191	2,222260	13,562588	0,392803
		m_1 com Parede	0,105255	0,677065	4,511642	0,105255
		m_2 com Parede	0,276415	1,614606	10,557154	0,249271
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,064183	0,626860	6,391312	0,064183
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,077372	0,560175	4,797822	0,077372
		m_2 sem Parede	0,141182	0,779055	5,108444	0,131606
		m_1 com Parede	0,056182	0,606958	5,897100	0,056182
		m_2 com Parede	0,090284	0,573248	4,887116	0,094161

Tabela AIV.11 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso I de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,144848	0,860467	6,357023	0,144848
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194944	1,178803	7,253961	0,194944
		m_2 sem Parede	0,309040	1,353969	7,971088	0,278870
		m_1 com Parede	0,106776	0,629993	4,596925	0,106776
		m_2 com Parede	0,198802	1,097733	6,668025	0,179069
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,112609	0,745766	6,500197	0,112609
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194969	1,169761	7,720849	0,194969
		m_2 sem Parede	0,226218	1,261304	7,573271	0,266296
		m_1 com Parede	0,113254	0,709714	4,863297	0,113254
		m_2 com Parede	0,186736	1,095838	7,143582	0,182173
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,064183	0,626860	6,391312	0,064183
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,075208	0,484425	4,884667	0,075208
		m_2 sem Parede	0,139540	0,545676	3,740962	0,114015
		m_1 com Parede	0,052968	0,605132	5,537316	0,052968
		m_2 com Parede	0,083752	0,441214	4,049757	0,080370

Tabela AIV.12 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso II de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,186078	1,134203	7,721635	0,186078
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232557	1,442540	9,003165	0,232557
		m_2 sem Parede	0,512123	2,945443	18,267025	0,484178
		m_1 com Parede	0,119657	0,742700	5,030744	0,119657
		m_2 com Parede	0,353242	2,170518	13,576278	0,331302
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,136220	0,888773	7,530787	0,136220
		m_1 com Parede	0,232064	1,392665	9,188485	0,232064
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232064	1,392665	9,188485	0,232064
		m_2 sem Parede	0,450609	2,690595	16,834536	0,460332
		m_1 com Parede	0,119392	0,798630	5,367186	0,119392
		m_2 com Parede	0,341863	1,974549	13,020295	0,313309
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065731	0,635935	6,380643	0,065731
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,081303	0,576076	4,853971	0,081303
		m_2 sem Parede	0,160016	0,921403	5,899463	0,147363
		m_1 com Parede	0,059287	0,618947	5,973691	0,059287
		m_2 com Parede	0,107831	0,668558	5,217377	0,112993

Tabela AIV.13 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso II de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,186078	1,134203	7,721635	0,186078
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220576	1,362672	8,453860	0,220576
		m_2 sem Parede	0,431052	2,397979	14,819601	0,408301
		m_1 com Parede	0,118642	0,735207	4,986753	0,118642
		m_2 com Parede	0,306247	1,862111	11,615735	0,286168
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,220121	1,320635	8,712467	0,220121
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220121	1,320635	8,712467	0,220121
		m_2 sem Parede	0,374191	2,222260	13,562588	0,392803
		m_1 com Parede	0,120449	0,802307	5,193706	0,120449
		m_2 com Parede	0,301894	1,746520	11,488435	0,279667
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065731	0,635935	6,380643	0,065731
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,077372	0,560175	4,797822	0,077372
		m_2 sem Parede	0,141182	0,779055	5,108444	0,131606
		m_1 com Parede	0,057859	0,617353	5,864174	0,057859
		m_2 com Parede	0,096285	0,596353	4,893381	0,100377

Tabela AIV.14 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso II de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,186078	1,134203	7,721635	0,186078
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194944	1,178803	7,253961	0,194944
		m_2 sem Parede	0,309040	1,353969	7,971088	0,278870
		m_1 com Parede	0,121636	0,753427	5,113517	0,121636
		m_2 com Parede	0,223415	1,218283	7,421399	0,205812
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,194969	1,169761	7,720849	0,194969
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194969	1,169761	7,720849	0,194969
		m_2 sem Parede	0,226218	1,261304	7,573271	0,266296
		m_1 com Parede	0,129636	0,839684	5,322186	0,129636
		m_2 com Parede	0,206454	1,204634	7,867814	0,212878
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065731	0,635935	6,380643	0,065731
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,075208	0,484425	4,884667	0,075208
		m_2 sem Parede	0,139540	0,545676	3,740962	0,114015
		m_1 com Parede	0,055731	0,616620	5,530219	0,055731
		m_2 com Parede	0,084817	0,462544	4,052438	0,082840

Tabela AIV.15 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso III de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,433273	2,928929	24,341790	0,433273
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232557	1,442540	9,003165	0,232557
		m_2 sem Parede	0,512123	2,945443	18,267025	0,484178
		m_1 com Parede	0,203269	1,251654	7,908216	0,203269
		m_2 com Parede	0,492723	2,724598	16,796326	0,450555
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,188834	1,213038	8,651872	0,188834
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232064	1,392665	9,188485	0,232064
		m_2 sem Parede	0,450609	2,690595	16,834536	0,460332
		m_1 com Parede	0,150672	0,997611	5,971839	0,150672
		m_2 com Parede	0,374398	2,110466	13,856590	0,337577
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,081303	0,576076	4,853971	0,081303
		m_2 sem Parede	0,160016	0,921403	5,899463	0,147363
		m_1 com Parede	0,059241	0,618096	5,950571	0,059241
		m_2 com Parede	0,108657	0,667837	5,194685	0,112396

Tabela AIV.16 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso III de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,433273	2,928929	24,341790	0,433273
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220576	1,362672	8,453860	0,220576
		m_2 sem Parede	0,431052	2,397979	14,819601	0,408301
		m_1 com Parede	0,192125	1,178454	7,459920	0,192125
		m_2 com Parede	0,414775	2,209124	13,629510	0,378304
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,188834	1,213038	8,651872	0,188834
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220121	1,320635	8,712467	0,220121
		m_2 sem Parede	0,374191	2,222260	13,562588	0,392803
		m_1 com Parede	0,150471	0,977977	5,962435	0,150471
		m_2 com Parede	0,328907	1,860596	12,155336	0,302324
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,077372	0,560175	4,797822	0,077372
		m_2 sem Parede	0,141182	0,779055	5,108444	0,131606
		m_1 com Parede	0,057809	0,616445	5,836226	0,057809
		m_2 com Parede	0,096965	0,595411	4,871287	0,099737

Tabela AIV.17 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso III de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,433273	2,928929	24,341790	0,433273
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194944	1,178803	7,253961	0,194944
		m_2 sem Parede	0,309040	1,353969	7,971088	0,278870
		m_1 com Parede	0,179147	1,087463	6,872157	0,179147
		m_2 com Parede	0,297840	1,325886	7,750888	0,267743
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,188834	1,213038	8,651872	0,188834
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194969	1,169761	7,720849	0,194969
		m_2 sem Parede	0,226218	1,261304	7,573271	0,266296
		m_1 com Parede	0,155370	0,926874	6,156966	0,155370
		m_2 com Parede	0,215978	1,244546	7,906535	0,230556
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,075208	0,484425	4,884667	0,075208
		m_2 sem Parede	0,139540	0,545676	3,740962	0,114015
		m_1 com Parede	0,055575	0,615433	5,495401	0,055575
		m_2 com Parede	0,085152	0,458037	4,048974	0,081981

Tabela AIV.18 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,15$ e para o Caso IV de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,545156	3,371641	27,055011	0,545156
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232557	1,442540	9,003165	0,232557
		m_2 sem Parede	0,512123	2,945443	18,267025	0,484178
		m_1 com Parede	0,201337	1,247734	7,885233	0,201337
		m_2 com Parede	0,496149	2,796577	17,272471	0,454585
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,210351	1,341799	9,595510	0,210351
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,232064	1,392665	9,188485	0,232064
		m_2 sem Parede	0,450609	2,690595	1,834536	0,460332
		m_1 com Parede	0,165934	1,114142	6,449573	0,165934
		m_2 com Parede	0,404644	2,273540	14,953286	0,372031
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,081303	0,576076	4,853971	0,081303
		m_2 sem Parede	0,160016	0,921403	5,899463	0,147363
		m_1 com Parede	0,059241	0,618096	5,950571	0,059241
		m_2 com Parede	0,114125	0,684307	5,199249	0,118105

Tabela AIV.19 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,20$ e para o Caso IV de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,545156	3,371641	27,055011	0,545156
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220576	1,362672	8,453860	0,220576
		m_2 sem Parede	0,431052	2,397979	14,819601	0,408301
		m_1 com Parede	0,190480	1,176248	7,446320	0,190480
		m_2 com Parede	0,416628	2,296994	14,114826	0,380876
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,210351	1,341799	9,595510	0,210351
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,220121	1,320635	8,712467	0,220121
		m_2 sem Parede	0,374191	2,222260	13,562588	0,392803
		m_1 com Parede	0,165400	1,088242	6,426698	0,165400
		m_2 com Parede	0,356101	2,010860	13,134312	0,335001
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,077372	0,560175	4,797822	0,077372
		m_2 sem Parede	0,141182	0,779055	5,108444	0,131606
		m_1 com Parede	0,057809	0,616445	5,836226	0,057809
		m_2 com Parede	0,102274	0,610780	4,874962	0,105169

Tabela AIV.20 – Resultados obtidos dos picos de deslocamento (x), velocidade (\dot{x}), aceleração (\ddot{x}) e desvio relativo entre pisos (*Drift*) para um rácio de massas de $\mu = 0,50$ e para o Caso IV de comportamento hysterético da parede.

Sinal	Elementos Intervenientes no Sistema		x [m]	\dot{x} [m/s]	\ddot{x} [m/s ²]	<i>Drift</i> [m]
Sinal Genérico 1	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,673227	4,183574	26,564536	0,673227
		m_1 com Parede	0,545156	3,371641	27,055011	0,545156
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194944	1,178803	7,253961	0,194944
		m_2 sem Parede	0,309040	1,353969	7,971088	0,278870
		m_1 com Parede	0,177620	1,083098	6,845235	0,177620
		m_2 com Parede	0,296266	1,361678	8,107872	0,266162
Sinal Genérico 2	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,533865	3,510177	21,133243	0,533865
		m_1 com Parede	0,210351	1,341799	9,595510	0,210351
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,194969	1,169761	7,720849	0,194969
		m_2 sem Parede	0,226218	1,261304	7,573271	0,266296
		m_1 com Parede	0,167372	1,006049	6,542737	0,167372
		m_2 com Parede	0,230841	1,341139	8,433577	0,254445
Sinal Sísmico (El Centro)	Estrutura (m_1)	m_1 sem Parede	0,128033	0,905952	7,024595	0,128033
		m_1 com Parede	0,065734	0,635173	6,352540	0,065734
	Estrutura e TMD (m_1 e m_2)	m_1 sem Parede	0,075208	0,484425	4,884667	0,075208
		m_2 sem Parede	0,139540	0,545676	3,740962	0,114015
		m_1 com Parede	0,057608	0,615433	5,495401	0,057608
		m_2 com Parede	0,085270	0,469084	4,048974	0,083213