



**RESPOSTA DINÂMICA PARA DIFERENTES MODELOS DE
EDIFICAÇÕES ADJACENTES ACOPLADAS**

AUGUSTO DE SOUZA PIPPI

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESPOSTA DINÂMICA PARA DIFERENTES MODELOS DE EDIFICAÇÕES
ADJACENTES ACOPLADAS**

AUGUSTO DE SOUZA PIPPI

ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**PUBLICAÇÃO: E.DM – 17A/18
BRASÍLIA/DF: AGOSTO - 2018**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

RESPOSTA DINÂMICA PARA DIFERENTES MODELOS DE EDIFICAÇÕES
ADJACENTES ACOPLADAS

AUGUSTO DE SOUZA PIPPI

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof.^a Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing. (UnB)
(Orientadora)

Prof. Marcus Vinicius Girão de Moraes, Dr. Unv. (UnB/ENM)
(Examinador Externo)

Prof. José Luis Vital de Brito, Dr. (UnB)
(Examinador Interno)

BRASÍLIA/DF, 10 DE AGOSTO DE 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

PIPPI, AUGUSTO DE SOUZA

Resposta dinâmica para diferentes modelos de edificações adjacentes acopladas [Distrito Federal] 2018.

xvi, 83p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2018).
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Análise dinâmica

3. Acoplamento de edifícios

I. ENC/FT/UnB

2. Controle de vibrações

4. Análise sísmica

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PIPPI, A. S. (2018). Resposta dinâmica para diferentes modelos de edificações adjacentes acopladas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 17A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 83p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Augusto de Souza Pippi.

TÍTULO: Resposta dinâmica para diferentes modelos de edificações adjacentes acopladas.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.



Augusto de Souza Pippi

CLN 413, Bloco E, Apartamento 71 – Asa Norte

CEP: 70.876-550 Brasília – DF – Brasil

E-mail: augustopippi@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Mudanças muitas vezes assustam. Passar de um estado de equilíbrio para um caminho cheio de curvas, não é uma situação confortável. Contudo, o desconhecido deve ser um anseio na vida do ser humano. No mestrado, percebemos que o mundo está apenas começando a ser descoberto. A busca pelo conhecimento deve ser contínua, por mais árdua que seja, é uma única coisa que não podem tirar do ser humano. As pessoas que conhecemos, convivemos, festejamos, até se desesperamos juntos, deixam esse caminho mais brando e a vida mais feliz. Por isso, dedico esses agradecimentos a vocês, que foram essenciais para o meu sucesso.

Agradeço à Universidade de Brasília pela experiência e acolhimento nesses dois anos de mestrado.

Aos meus pais, Ana Magalhães e Cezar Pippi, que sempre estão juntos comigo, mesmo morando longe. Foram eles que fizeram o possível e o impossível para eu estar aqui.

Aos meus amigos de Santa Maria, Chapecó e aos que conheci aqui em Brasília. Vocês foram essenciais para eu ter forças e tornaram essa etapa mais alegre.

À professora Graciela Doz, minha orientadora, pela confiança, atenção, preocupação e acolhimento nesse período. Agradeço toda paciência, respeito, amizade e conhecimento transmitido

À professora Suzana Avila pelos conhecimentos transmitidos e por estar sempre presente na construção deste trabalho. Agradeço também ao professor Luis Alejandro Peña pela paciência e por fornecer ferramentas essenciais a esse trabalho.

À todo corpo docente do programa PECC, que com empenho se dedicam à arte de ensinar.

À todos os servidores e funcionários da UnB que tive o prazer de conhecer e conviver.

Enfim, agradeço a todas as pessoas que conheci nesse período e que fizeram, de alguma forma, parte da pessoa que eu sou hoje, meus sinceros agradecimentos.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

“Todas as verdades são fáceis de perceber depois de terem sido descobertas; o problema é descobri-las.”

(Galileu Galilei)

“Uma linha reta pode ser a distância mais curta entre dois pontos, mas não é de certeza a mais interessante.”

(Doctor Who)

Dedico este trabalho aos meus pais.

RESUMO

RESPOSTA DINÂMICA PARA DIFERENTES MODELOS DE EDIFICAÇÕES ADJACENTES ACOPLADAS

Autor: Augusto de Souza Pippi

Orientador: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Agosto de 2018

As técnicas de controle estrutural têm origens no campo aeroespacial e nos dias atuais têm sido efetivamente utilizadas para mitigar vibrações excessivas em edificações. Com uma maior densidade populacional em centros urbanos, a demanda por edifícios comerciais e residenciais tem aumentado. Com espaços disponíveis menores, esses edifícios são cada vez mais altos e, conseqüentemente, mais flexíveis. Dessa forma, as ações dinâmicas, como aquelas oriundas de terremotos e ventos fortes, afetam mais severamente essas estruturas, o que pode causar o seu colapso. Uma técnica de controle que vem se demonstrando eficaz, porém, ainda pouco utilizada, é a técnica de acoplamento estrutural. O princípio dessa técnica é conectar duas estruturas adjacentes por elementos de ligação, utilizando diferentes dispositivos de controle. Geralmente, os modelos utilizados para representar as edificações adjacentes são simplificados com múltiplos graus de liberdade, como o *shear frame*. Dessa forma, o principal objetivo é estudar numericamente a técnica de acoplamento estrutural utilizando um modelo estrutural estabelecido através de um modelo experimental tridimensional construído em escala reduzida. Como a maioria dos estudos que tratam de acoplamento estrutural utilizam modelos simplificados para avaliar a eficiência dessa técnica, um modelo *shear frame* é estabelecido do modelo experimental. Foi possível assim, verificar se o modelo simplificado é eficiente em representar a estrutura experimental. Os resultados indicaram a importância da escolha do modelo estrutural na análise do acoplamento estrutural entre edificações adjacentes. Mesmo modelos tridimensionais mais simplificados apontam discrepâncias grandes em relação ao modelo *shear frame*.

Palavras-chave: Análise dinâmica; Controle de vibrações; Controle passivo; Acoplamento de edifícios; Análise sísmica.

ABSTRACT

DYNAMIC RESPONSE FOR DIFFERENT MODELS OF COUPLED ADJACENT BUILDINGS

Author: Augusto de Souza Pippi

Advisor: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, August 2018

Structural control techniques have origins in the aerospace field and these days have been effectively used to mitigate excessive vibrations in buildings. With a higher population density in urban centers, the demand for commercial and residential buildings has increased. With smaller available spaces, these buildings are increasingly tall and therefore more flexible. In this way, dynamic loads, such as those caused by earthquakes and strong winds, affect these structures more severely, which can lead to their collapse. A control technique that is proving effective, but still little used, is the structural coupling technique. The principle of this technique is to connect two adjacent structures using different control devices. Generally, the models used to represent adjacent buildings are simplified with multiple degrees of freedom, such as the shear frame. Thus, the main objective is to study numerically the structural coupling technique using a structural model established through a three-dimensional experimental model built on a reduced scale. As most of structural coupling studies use simplified models to evaluate the efficiency of this technique, a shear frame model is established from the experimental model. It was possible to verify if the simplified model is efficient in representing the experimental structure. The results indicated the importance of choosing the structural model in the structural coupling analysis between adjacent buildings. Even more simplified three-dimensional models point to discrepancies in relation to the shear frame model.

Keywords: Dynamic analysis; Vibration control; Passive control; Building coupling; Seismic analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificativa	2
1.2	Objetivos	3
1.2.1	<i>Geral</i>	3
1.2.2	<i>Específicos</i>	4
1.3	Metodologia.....	4
1.4	Estrutura do trabalho	5
2	REVISÃO DE LITERATURA	6
2.1	Modelagem de estruturas resistente a sismos	6
2.2	Modelo <i>shear frame</i>	15
2.3	Controle Estrutural.....	23
2.3.1	<i>Controle Passivo</i>	25
2.4	Sistemas de acoplamento de edificações adjacentes	28
3	ESTUDO COMPARATIVO DE MODELOS PARA EDÍFÍCIOS ALTOS.....	38
3.1	Descrição do modelo experimental	38
3.2	Vibração livre para sistemas com múltiplos graus de liberdade	41
3.3	Modelo <i>shear frame</i> da estrutura experimental.....	42
3.4	Modelo tridimensional	44
4	EDÍFÍCIOS ACOPLADOS: COMPARAÇÃO DE MODELOS.....	47
4.1	Formulação matemática para modelos de edificações adjacentes acopladas.....	49
4.2	Otimização por enxame de partículas	53
4.3	Análise de edificações adjacentes acopladas no software SAP2000®	54
4.4	Otimização PSO no modelo <i>shear frame</i> da estrutura experimental.....	57
4.5	Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Sismos a 0°.....	61
4.6	Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Sismos a 45°.....	64
4.7	Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Amortecedores cruzados.....	67

5.8 Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Amortecedores	
cruzados – Sismos a 90°	72
5 CONCLUSÕES	76
5.1 Sugestões para trabalhos futuros	77
REFERÊNCIAS	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Medições e cálculos de frequências naturais em edifícios durante o terremoto de São Fernando. (Ellis, 1980).....	8
Tabela 2.2 – Medições e previsões de frequências naturais de edifícios. (Ellis, 1980).	9
Tabela 2.3 – Diferença do período natural com a complexidade do modelo. (Ellis, 1980)....	10
Tabela 2.4 – Resultados de frequência natural obtidos por (Ceroni <i>et al.</i> , 2014).....	12
Tabela 2.5 – Classificação dos sistemas de controle de vibrações em estruturas. (Pérez Peña, 2017).....	25
Tabela 3.1 – Resultados de frequência natural para o modelo experimental. (Bernardes Jr., 2018).....	40
Tabela 3.2 – Valores utilizados no modelo SF.....	42
Tabela 3.3 – Valores de frequência natural do modelo SF.	43
Tabela 3.4 – Comparação entre as frequências naturais.	45
Tabela 4.1 – Sismos utilizados para excitar as edificações. (Pérez Peña, 2017.)	47
Tabela 4.2 – Comparação entre as primeiras frequências naturais.	55
Tabela 4.3 – Comparação entre os deslocamentos para estruturas de 3 e 1 pavimentos.	56
Tabela 4.4 – Comparação entre os deslocamentos para estruturas de 8 e 4 pavimentos.	56
Tabela 4.5 – Características dos dois modelos SF adjacentes.....	57
Tabela 4.6 – Resultados da otimização PSO.....	58
Tabela 4.7 – Respostas máximas do sistema com e sem acoplamento.....	58
Tabela 4.8 – Respostas máximas para os sismos a 0°.	62
Tabela 4.9 – Respostas máximas para os sismos a 45° na direção y.....	64
Tabela 4.10 – Respostas máximas para os sismos a 45° na direção x.....	65
Tabela 4.11 – Respostas máximas para os sismos a 90° (direção x).....	73

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Níveis de modelo estrutural. (Elnashai e Sarno, 2008).....	7
Figura 2.2 – Modelo simplificado. (Fagà <i>et al.</i> , 2012).....	11
Figura 2.3 – Modelo experimental em média-escala. (Nascimbene, 2015).....	13
Figura 2.4 – Modelo em elementos finitos. (Lian e Su, 2018).....	14
Figura 2.5 – Idealização <i>Shear frame</i> . (Paultre, 2011).....	15
Figura 2.6 – Planta-baixa do edifício. (Crawford e Ward, 1964).....	16
Figura 2.7 – Modelo estrutural utilizado por (Ward, 1969).	17
Figura 2.8 – Modelo simplificado para um edifício de múltiplos andares. (Miranda, 1999). .	18
Figura 2.9 – Pórtico com 1 pavimento. (a) com rotação nos nós (b) sem rotação (<i>shear frame</i>) (Johnson, 2000).	19
Figura 2.10 – Pórticos contraventados concêntricamente. (Hajirasouliha e Doostan, 2010)..	20
Figura 2.11 – Pórtico com 5 pavimentos e propriedades constantes. (Chopra, 2012).	20
Figura 2.12 – Deformada do pórtico. (a) $\rho = 0$ (b) $\rho = 1/8$ (c) $\rho = \infty$. (Chopra, 2012).....	21
Figura 2.13 – Relações de período natural de vibração. (Chopra, 2012).....	21
Figura 2.14 – Modos de vibração para o pórtico com diferentes valores de ρ . (Chopra, 2012).	22
Figura 2.15 – Mecanismo de ação do RRBD. (Mehrabi <i>et al.</i> , 2017).....	28
Figura 2.16 – Exemplo de sistema de acoplamento. Escritório Triton Square, Tokyo. (Christenson <i>et al.</i> , 2007).	29
Figura 2.17 – Esquema do sistema estrutural utilizado no acoplamento. (Luco e Barros, 1998).	30
Figura 2.18 – Modelo estrutural utilizado. (Xu <i>et al.</i> , 1999).	31
Figura 2.19 – Sistema de controle proposto por (Abdullah <i>et al.</i> , 2001).	32
Figura 2.20 – Configuração ótima dos dispositivos de controle passivo. (Pérez <i>et al.</i> , 2014). 34	
Figura 2.21 – Modelos estudados. a) AMS separados; b) AMSC; c) AMSC+MR. (Guenidi <i>et al.</i> , 2017).....	36
Figura 2.22 – Esquema do sistema de edifícios conectados. (Song <i>et al.</i> , 2018).....	37
Figura 3.1 – Modelo experimental. (Bernardes Jr., 2018).	38
Figura 3.2 – Módulo de aço e dimensões. (Bernardes Jr., 2018).	39
Figura 3.3 – Posicionamento dos acelerômetros na direção de (a) menor inércia (b) maior inércia. (Bernardes Jr., 2018).	39

Figura 3.4 – Funções de Resposta em Frequência. (Bernardes Jr., 2018).	40
Figura 3.5 – Modelo SF da estrutura experimental.	43
Figura 3.6 – Modos de vibração do modelo SF.	44
Figura 3.7 – Modelo tridimensional no SAP2000®.....	44
Figura 3.8 – Molas lineares simulando os parafusos na base da estrutura experimental.	45
Figura 3.9 – Modos de vibração do modelo 3D.....	46
Figura 4.1 – Registro de acelerações dos sismos. (Pérez Peña, 2017).	48
Figura 4.2 – Espectro de frequência dos sismos. (Pérez Peña, 2017).	48
Figura 4.3 – Sistema acoplado com múltiplos graus de liberdade. (Pérez Peña, 2017).	49
Figura 4.4 – Diagrama de corpo livre para estruturas adjacentes. (Pérez Peña, 2017).	50
Figura 4.5 – Casos numéricos estudados por (Pérez Peña, 2017).	54
Figura 4.6 – Modelo SF em elementos finitos de edificações adjacentes.	55
Figura 4.7 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de El Centro. .	59
Figura 4.8 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de Kobe.	60
Figura 4.9 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de Northridge. 60	
Figura 4.10 – Estruturas tridimensionais adjacentes.	61
Figura 4.11 – Acoplamento no modelo 3D para o sismo de El Centro.	61
Figura 4.12 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de El Centro 0°.	62
Figura 4.13 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de Kobe 0° .	63
Figura 4.14 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de Northridge 0°.....	63
Figura 4.15 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de El Centro 45°... 65	
Figura 4.16 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de Kobe 45°..... 66	
Figura 4.17 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de Northridge 45°. 66	
Figura 4.18 – Acoplamento estrutural com amortecedores cruzados.	67
Figura 4.19 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de El Centro 0°.....	67
Figura 4.20 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de Kobe 0°.....	68
Figura 4.21 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de Northridge 0°.....	68
Figura 4.22 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de El Centro 45°.	69

Figura 4.23 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de Kobe 45°	70
Figura 4.24 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de Northridge 45°	70
Figura 4.25 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de El Centro 45°	71
Figura 4.26 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Kobe 45°	71
Figura 4.27 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Northridge 45°	72
Figura 4.28 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de El Centro 90°	73
Figura 4.29 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Kobe 90°	74
Figura 4.30 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Northridge 90°	74

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis (<i>American Society of Civil Engineers</i>)
DRP	Deslocamento Relativo entre pavimentos;
EF	Elementos Finitos;
FRF	Funções de resposta de frequência;
HHT	Método Hilber-Hughes-Taylor;
NSR	Reglamento Colombiano de construçõs sismo resistente (<i>Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente</i>)
MATLAB	Matrix Laboratory;
PGA	Aceleração pico efetiva;
PSO	Método de Otimização Enxame de Partículas (<i>Particle Swarm Optimization</i>);
SF	Modelo <i>shear frame</i> ;
C	Matriz de amortecimento;
C_{ee}	Matriz de amortecimento para o sistema acoplado;
C^3	Matriz que contém os valores de amortecimento do elemento de conexão;
Δ	Vetor que contém deslocamento relativo de cada edificação;
Dss	Distância do local de medida do epicentro do abalo sísmico;
E	Módulo de elasticidade do material;
ξ	Razão de amortecimento;
$f(t)$	Vetor de força externa;
\vec{f}	Vetor de forças externas nodais;
φ_m	Vetor de deformada;
g	Aceleração da gravidade;

I	Momento de inércia da seção transversal;
k_c	Rigidez a flexão de uma coluna;
k_n	Rigidez a flexão de “n” colunas;
K	Matriz de rigidez;
K_{ee}	Matriz de rigidez para o sistema acoplado;
K^3	Matriz que contém os valores de rigidez do elemento de conexão;
L_n	Comprimento de uma coluna;
M	Magnitude do abalo sísmico;
\bar{M}	Matriz de massa;
M_{ee}	Matriz de massa para o sistema acoplado;
ρ	Relação de rigidez viga-coluna;
\bar{u}	Vetor de coordenadas nodais;
$\dot{\bar{u}}$	Vetor de velocidades nodais;
$\ddot{\bar{u}}$	Vetor de acelerações nodais;
x_{ee}	Vetor de deslocamento para o sistema acoplado;
\dot{x}_{ee}	Vetor de velocidades para o sistema acoplado;
\ddot{x}_{ee}	Vetor de acelerações para o sistema acoplado;
\ddot{X}_g	Aceleração no solo;
ω_m	Frequência natural circular.

1 INTRODUÇÃO

A demanda por prédios comerciais e residenciais tem aumentado e, junto com isso, os espaços disponíveis são cada vez menores, fazendo com que os prédios sejam mais altos, e também, mais próximos (BIGDELI *et al.*, 2016). A complexidade das edificações atuais, principalmente devido à maior esbeltez e flexibilidade, torna necessária análises mais complexas que levem em conta, por exemplo, as características dinâmicas da edificação e todas as ações atuantes, sejam estáticas ou de natureza dinâmica, como ventos, sismos ou movimentos humanos. Essas forças dinâmicas, aliadas com as frequências cada vez mais baixas das edificações, podem causar vibrações excessivas gerando desconforto aos usuários ou até o colapso da estrutura.

A fim de controlar as vibrações excessivas, são utilizadas as tecnologias de controle estrutural. Essas técnicas aumentam o nível de confiabilidade às estruturas, geram economia de materiais e ainda tornam possível a construção de estruturas resistentes as vibrações excessivas. Motivados por desastres naturais, como o terremoto El Centro em 1940 nos EUA, o de Kobe no Japão em 1995, e mais recentemente o terremoto de magnitude 7,1 que atingiu o centro do México e deixou mais de 350 vítimas, os engenheiros têm estudado técnicas cada vez mais eficazes para o controle estrutural (HOUSNER *et al.*, 1997; KASAI *et al.*, 2008; JUNG, 2010; RAHEEM, 2014). Essencialmente, as técnicas de controle têm o intuito de que os dispositivos instalados absorvam ou adicionem energia na estrutura, diminuindo a amplitude das vibrações. Os tipos de controle são classificados de forma mais geral em: passivo, ativo, semiativo e híbrido (HOUSNER *et al.*, 1997; SOONG e DARGUSH, 1997; SOONG e SPENCER JR., 2000; SPENCER JR. e NAGARAJAIAH, 2003; KIM e KANG, 2011).

Os controles do tipo passivo são aqueles que não necessitam de nenhuma fonte de energia externa para o seu funcionamento. O princípio desse funcionamento é dado pela transferência de energia de vibração para um dispositivo que vai absorver ou dissipar parte dessa energia, mantendo níveis aceitáveis para o conforto dos usuários e integridade da estrutura. Controles do tipo ativo aplicam forças na estrutura para adicionar ou dissipar energia e necessitam de uma fonte ativa de eletricidade. Além disso, necessitam de recursos de maior tecnologia para aquisição rápida de dados. Controles semiativos combinam aspectos dos controles passivos e ativos, assim, são dispositivos controláveis, porém, necessitam de menos

energia para o seu funcionamento. Por fim, os controles do tipo híbrido combinam os sistemas ativo e passivo com o objetivo de alcançar um melhor desempenho.

Uma técnica de controle para edificações que vem se demonstrando eficaz é a de acoplamento estrutural. Essa técnica foi primeiramente sugerida por Klein *et al.* (1972), e foi ganhando espaço devido sua a eficácia em impedir o *pounding* ou martelamento entre edifícios próximos, além de controlar as vibrações excessivas na estrutura causadas por terremotos e ventos fortes. O princípio dessa técnica é conectar duas estruturas adjacentes por elementos de ligação, utilizando diferentes dispositivos de controle. Dessa forma, as edificações adjacentes exercem forças de controle uma sobre a outra para reduzir a resposta dinâmica de cada estrutura individualmente e do conjunto acoplado. Diversas pesquisas foram realizadas, destacando as vantagens para diferentes tipos de dispositivos de ligação, diferentes alturas e propriedades dinâmicas das edificações (WESTERMO, 1989; LUCO E BARROS, 1998; XU *et al.*, 1999; ABDULLAH *et al.*, 2001; CHRISTENSON *et al.*, 2006; PÉREZ *et al.*, 2014; PATEL, 2017).

Dentre as diversas configurações de edifícios adjacentes e tipos de dispositivos de ligação, os trabalhos acima utilizam, em comum, modelos simplificados para verificar a eficiência e calcular as propriedades mecânicas dos dispositivos de acoplamento. A resposta a excitações dinâmicas depende das características de rigidez, amortecimento e massa da estrutura. Também, as propriedades mecânicas ótimas do elemento de ligação entre os edifícios adjacentes, dependem da resposta dinâmica do sistema acoplado. Dessa forma, a escolha do modelo estrutural é fundamental para garantir valores de frequência natural e deslocamentos precisos.

1.1 Justificativa

Nas abordagens analíticas, a partir do conhecimento da geometria estrutural, condições iniciais, características dos materiais, distribuição de massa, rigidez e amortecimento da estrutura, resolve-se um problema de autovalor e autovetor para determinar os parâmetros dinâmicos do sistema (frequências e modos de vibração). A avaliação do comportamento dinâmico da estrutura é claramente dependente do nível de conhecimento disponível para os parâmetros acima mencionados (CERONI *et al.*, 2014). A análise de modos de vibração é um componente crítico de projeto para entender o comportamento de estruturas complexas e fixar suas propriedades elásticas por meio de seus parâmetros modais (MICHEL *et al.*, 2010).

Os modelos utilizados para representar as edificações, na maioria dos estudos sobre controle de estruturas adjacentes, fazem uso de modelos lineares de múltiplos graus de liberdade considerando *shear frame*. Também, efeitos torcionais são desconsiderados. No acoplamento de estruturas adjacentes, dependendo do dispositivo utilizado na conexão, pode-se alterar significativamente as propriedades dinâmicas das estruturas isoladas. Ainda, no caso de estruturas com geometria assimétrica, pode-se aumentar a resposta em relação à torção e ao cisalhamento na base da estrutura mais rígida. (HUANG e ZHU, 2013; PATEL, 2017).

Os modelos 2D são justificados uma vez que se assume o movimento do solo em apenas uma direção. O modelo *shear frame* é utilizado, principalmente, pelo fato de se assumir que a excitação do abalo sísmico não é severa ou porque a capacidade de absorção de energia das edificações é suficiente para mantê-los com propriedades no estado elástico linear. (XU *et al.*, 1999). Porém, a formulação das equações do movimento para modelo *shear frame*, embora fácil de visualizar em sistemas simples, não é adequada para estruturas complexas (CHOPRA, 2012). Ellis (1980) comenta que a idealização teórica é, geralmente, a principal fonte de erros na resposta dinâmica de edificações. Por esse motivo, as propriedades dinâmicas das edificações são muitas vezes estimadas de forma inadequada. Embora a abordagem com esse modelo possa prever os valores de frequências naturais com algum grau de precisão, não produz resultados idênticos com relação a deformação real (CLOUGH e PENZIEN, 2003; MBANUSI e OBODOH, 2016).

Utilizar o modelo *shear frame* para representar o comportamento de edificações e avaliar o desempenho de dispositivos de controle em estruturas adjacentes, impede a avaliação de diferentes configurações de acoplamento e seu comportamento frente a diferentes direções de sismos. Outro fator, é que o dispositivo de controle pode gerar esforços adicionais na estrutura, o que pode levar a possíveis reforços estruturais. Existe uma escassez de dados experimentais com modelos simples e complexos, dessa forma, é necessária uma avaliação mais detalhada do acoplamento entre estruturas adjacentes para garantir a segurança real das edificações.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

O principal objetivo é estudar numericamente o acoplamento de edifícios adjacentes, com dispositivos de controle passivo e submetidos a ações sísmicas, através de modelos

estruturais como o pórtico espacial e comparar esses resultados com os de um modelo *shear frame* oriundo de uma estrutura experimental 3D.

1.2.2 Específicos

- Verificar se a escolha do modelo estrutural para as edificações adjacentes modifica a performance do controle por acoplamento;
- Avaliar se o modelo *shear frame* é suficiente para representar a resposta de uma estrutura experimental;
- Avaliar a eficiência do acoplamento utilizando ações de sismos em diferentes direções;
- Verificar uma nova disposição para os amortecedores no modelo tridimensional.

1.3 Metodologia

Utilizando os resultados experimentais de um pórtico especial tridimensional de Bernardes Jr. (2018), um estudo sobre modelagem de prédios altos foi realizado. Primeiramente, um modelo simplificado considerando *shear frame* foi estabelecido via elementos finitos no software SAP2000®, a fim de verificar se esse modelo é suficiente para representar o comportamento dinâmico da estrutura experimental. A seguir, utilizando as medidas e características de vinculação da estrutura experimental, um modelo 3D foi construído com intuito de reproduzir a resposta dinâmica obtida nos ensaios.

No estudo de estruturas acopladas, uma análise numérica, também através do software SAP2000®, foi realizada para reproduzir os resultados numéricos de edificações adjacentes acopladas obtidos por Pérez Peña (2017). Dessa forma, é possível verificar se o software é eficiente na análise da resposta dinâmica de edificações acopladas sob ação sísmica.

Utilizando dois modelos *shear frame* adjacentes, ambos oriundos da estrutura experimental, uma otimização por enxame de partículas (PSO) foi realizada para se obter a quantidade, posição e propriedades mecânicas ótimas dos elementos de ligação do sistema. Para essa etapa, foi utilizado um algoritmo desenvolvido por Pérez Peña (2017) em MATLAB® (MathWorks, R2009b).

Por fim, é verificada a eficiência do acoplamento estrutural quando os valores otimizados dos dispositivos de ligação, obtidos através dos modelos simplificados, são utilizados em modelos tridimensionais, também oriundos da estrutura experimental. Nessa

etapa, a ação sísmica é considerada em diferentes direções e os dispositivos de ligação entre as estruturas adjacentes são utilizados com uma configuração diferente.

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho foi dividido em 5 capítulos. Este capítulo, de introdução, explana a relevância do tema, bem como os objetivos geral e específicos e a metodologia do trabalho

O segundo capítulo apresenta uma revisão da literatura utilizada como referência. São abordados temas como a modelagem de estruturas resistentes a sismos, a fim de verificar a eficiência de modelos. Também, sobre as pesquisas que apresentam a utilização do modelo *shear frame* e suas limitações. E por fim, estudos sobre controle estrutural por dispositivos de controle passivo e pela técnica de acoplamento estrutural.

No terceiro capítulo está apresentado o comparativo de modelos para edifícios altos. Nesse capítulo apresenta-se a descrição do modelo experimental de Bernardes Jr. (2018), bem como os ensaios realizados e resultados obtidos pelo autor. É também avaliada a eficiência do modelo *shear frame* frente a estrutura experimental

No quarto capítulo estão as análises numéricas considerando o acoplamento estrutural como técnica de controle entre duas estruturas adjacentes. Está apresentada a formulação matemática para estruturas adjacentes acopladas com modelos *shear frame* e uma breve descrição da otimização por enxame de partículas. Por fim, é avaliada a eficiência do acoplamento estrutural utilizando um modelo tridimensional sob ação sísmica.

Por fim, no quinto capítulo estão as conclusões finais do trabalho para o modelo *shear frame* e o acoplamento estrutural, além de sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Modelagem de estruturas resistente a sismos

A identificação de modelos que representem estruturas civis envolve muitas características de difícil avaliação, dentre elas, a natureza da excitação e a definição do sistema a ser identificado, ou seja, o modelo estrutural. Durante um terremoto, o dano estrutural a edifícios é causado pelas características dessa força dinâmica em comparação com a capacidade de resistência dinâmica da estrutura, o que depende, principalmente, de sua massa, rigidez e amortecimento. Dessa forma, para o projeto de estruturas resistente a sismos, deve-se conhecer as características dinâmicas dessa edificação. (TARJÁN e KOLLÁR, 2004; HONG *et al.*, 2009).

Ações de terremotos podem afetar severamente uma estrutura por, muitas vezes, não se conhecer corretamente suas propriedades dinâmicas. É importante ressaltar que antes que as frequências naturais de um edifício possam ser computadas ou medidas, um modelo teórico idealizado do edifício deve ser estabelecido (ELLIS, 1980; EWINS, 2000; NASCIMBENE, 2015). Dentro da análise teórica de frequências naturais, Ewins (2000) menciona que a rotina da análise tem três passos:

- Descrição da estrutura: Modelo estrutural (contém as características de massa, rigidez e amortecimento da estrutura);
- Modos de vibração: Modelo modal (contém as frequências naturais e modos de vibração);
- Níveis de resposta: Modelo de resposta (como exemplo um conjunto de funções de resposta de frequência ou FRF).

Elnashai e Sarno (2008) comentam que os modelos estruturais são idealizações de estruturas reais e são destinados a simular as características de resposta da estrutura. Para os autores, existem três níveis de modelagem utilizados na análise de resposta para terremotos:

- Modelos substitutos: A estrutura é idealizada como um sistema equivalente de um único grau de liberdade. Dessa maneira, quatro parâmetros são necessários: massa efetiva, altura efetiva, rigidez efetiva e amortecimento efetivo. Esse tipo de idealização é inadequado para avaliação da resposta local da estrutura.

- Modelos bastão: Consiste em sistema de múltiplos graus de liberdade, em que cada elemento idealiza um número de membros da estrutura. Normalmente, são utilizados modelos de massa concentrada, como o *shear frame*. Esse tipo de modelo é adequado para análise de sensibilidade para avaliar os efeitos de diversos parâmetros de projeto. Consequentemente, não é adequado para avaliar as demandas de ductilidade e danos entre os elementos estruturais individuais.
- Modelos detalhados: São incluídos os modelos construídos a partir de elementos finitos. As estruturas são discretizadas em um largo número de elementos 2D ou 3D. Dependendo do grau de precisão requerido, esses modelos podem ser custosos computacionalmente, especialmente no campo da dinâmica inelástica. Na Figura 2.1, é possível visualizar uma estrutura idealizada pelos três modelos citados acima, bem como, o grau de acurácia e complexidade.

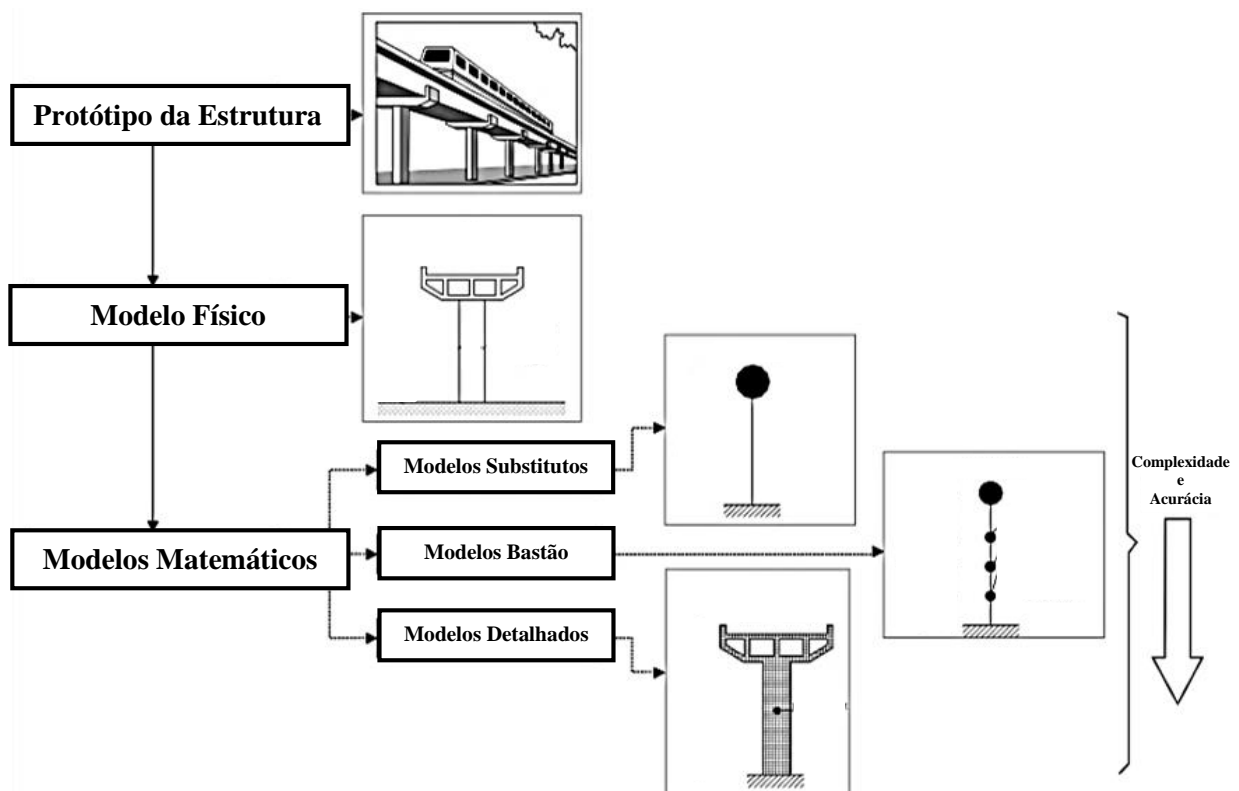


Figura 2.1 – Níveis de modelo estrutural. (Elnashai e Sarno, 2008).

Ellis (1980) comenta que a idealização teórica é, geralmente, a principal fonte de erros no resultado final. O motivo da idealização inadequada é que os edifícios são estruturas complicadas e há apenas uma compreensão limitada de como eles realmente se comportam. Por esse motivo, as propriedades dinâmicas das edificações são muitas vezes estimadas de forma

inadequada. Em seu trabalho, foi realizada uma síntese sobre a previsão das frequências naturais de vibração de edificações. Os dados das frequências naturais foram coletados de diversos autores e incluem medições *in loco*, utilização de fórmulas empíricas e modelos numéricos. Além disso, discutiu-se a significância de características não lineares e da análise considerando interação solo-estrutura. Na Tabela 2.1 a seguir, estão apresentados alguns dados resumidos sobre edificações durante o terremoto de São Fernando de 1971, suas propriedades geométricas e dinâmicas. Na tabela: N é o número de pavimentos, H a altura e b a largura do edifício. Na Tabela 2.2 encontram-se sete edificações com suas medições e previsões de frequência natural.

Tabela 2.1 – Medições e cálculos de frequências naturais em edifícios durante o terremoto de São Fernando. (Ellis, 1980).

Edifício	Pavimentos	Dimensões (m)			Direção	Frequências medidas no terremoto (Hz)			Frequência (Hz)		Frequência por outros modelos (Hz)	Tipo de modelo
		Altura	Comprimento	Largura		Antes	Durante	Depois	$f = 10/N$	$f = \frac{\sqrt{b}}{0,0091H}$		
Sheraton Universal Hotel	19	56	56	17,50	N	0,82	0,43	0,72	0,53	1,47	0,46	Viga, coluna e parede de cisalhamento
					W	0,79	0,45	0,67		0,82		
Bank of California	12	48,50	49	18,50	N 11°E	-	0,45	0,59	0,83	1,59	0,55 - 1,17	Pórtico com parede de cisalhamento
					N 79°W	-	0,33	0,62		0,97		
Holiday Inn, Orion Avenue	7	20	49	19	N	2,08	0,62	1,47	1,43	2,39	1,07 - 1,85	Coluna, viga e laje
					W	1,89	0,81	1,56		3,82		
Holiday Inn, Marengo	7	20	49	19	N 38°W	1,89	1,00	1,56	1,43	2,39	1,16 - 1,56	Coluna, viga e laje
					N 52°W	2,04	0,83	1,58		3,82		
Bunker Hill Tower	32	103	38	27,50	N 53°W	-	0,30	0,39	0,31	0,66	0,28	Pórtico vazio (sem paredes)
					N 37°E	-	0,29	0,38		0,56		
KB Building (Venturia Gloria)	15	64,50	50,50	25	S 09°E	-	0,31	0,42	0,67	0,85	0,29	Massa concentrada, coluna e parede de cisalhamento
					S 81°E	-	0,36	0,44		1,21		
Muir Medical Centre	11	38	43,50	27	N	1,11	0,71	0,98	0,91	1,90	0,67	Massa concentrada, coluna e parede de cisalhamento
					E	0,97	0,62	0,88		1,50		
Kajima International Centre	15	58	30	20	N 36°W	0,76	0,34	0,48	0,67	1,04	0,30	Massa concentrada e rigidez distribuída
					N 54°W	0,53	0,36	0,47		0,85		
Certified Life Building	14	49	38	18,50	N 78°W	1,14	0,83	1,04	0,71	0,96	1,47	Massa concentrada e rigidez distribuída
					S 12°W	1,23	0,91	1,11		1,38		
Union Bank Square	39	151,50	60	30	N 52°W	0,35	-	0,24	0,26	0,40	0,20 ¹ e 0,24 ²	1. Nó flexível 2. Nó rígido
					S 38°W	0,25	-	0,27		0,56		

No trabalho, ainda é afirmado que na maioria das edificações, três modos de vibração contribuem significativamente no comportamento dinâmico, um de torção e dois de translação. Esses modos podem representar mais de 90% do movimento geral da estrutura. Dessa forma, é razoável desconsiderar os modos mais altos. Esta afirmação condiz com normas de estruturas

resistentes a sismos, como a americana e a colombiana. A norma americana que trata de edificações resistentes a sismos (ASCE 7-10 – 2010) comenta das simplificações que podem ser realizadas em modelos estruturais. Ela frisa, bem como a norma colombiana (NSR-10 – 2010), que a análise deve incluir um número suficiente de modos para obter uma participação de massa modal combinada de pelo menos 90% da massa real da estrutura. Esse percentual de massa modal é a energia contida em cada modo de vibração ressonante, uma vez que representa a quantidade de massa do sistema que participa de um determinado modo.

Tabela 2.2 – Medições e previsões de frequências naturais de edifícios. (Ellis, 1980).

Edifício	Pavimentos	Dimensões (m)			Direção	Frequências medidas no terremoto (Hz)	Frequência (Hz)		Frequência por outros modelos (Hz)	Tipo de modelo
		Altura	Comprimento	Largura			$f = 10/N$	$f = \frac{\sqrt{b}}{0,0091H}$		
Health and Welfare Building, Ottawa	19	71,50	42,50	27	-	0,78		0,80	0,72 - 2,03	Pórtico e pórtico com núcleo
					-	1,01		1,00	0,71 - 2,13	
Canadian Imperial Bank of commerce, Montreal	44	184	42,50	30,50	Perpendicular ao maior eixo	0,22		0,33	0,31	<i>shear frame</i> com colunas fixas
					Perpendicular ao menor eixo	0,22	0,22	0,39	0,26	
CIL House, Montreal	34	131	51	34	Perpendicular ao maior eixo	0,22		0,49	0,39	<i>shear frame</i> com colunas fixas
					Perpendicular ao menor eixo	0,25	0,29	0,60	0,33	
Post Office Building, Ottawa	10	45	81	22,50	Perpendicular ao maior eixo	1,45		1,16	1,33	<i>shear frame</i> com colunas fixas
					Perpendicular ao menor eixo	1,69	1,00	2,20	1,11	
Canadian Department of Agriculture Building, Ottawa	11	40	94	22,50	ao longo do maior eixo	0,89		1,30	0,51 - 1,73	Vários modelos de pórtico e paredes de cisalhamento
					ao longo do menor eixo	0,93	0,91	2,66	0,63 - 1,09	
37 Storey building, Hawaii	37	99,80	23	23	N-S	0,66		0,53	0,64	Viga engastada com massa concentrada
					E-W	0,71	0,27	0,53	0,68	
27 Storey building, Hawaii	27	73,40	62	18	Transversal	0,74		0,64	0,74	Pórtico equivalente
					Longitudinal	0,89	0,37	1,17	0,95	

A Tabela 2.3, oriunda também do trabalho de Ellis (1980), ilustra a diferença de períodos naturais em relação a complexidade do modelo e a comparação com o valor obtido experimentalmente.

Tabela 2.3 – Diferença do período natural com a complexidade do modelo. (Ellis, 1980).

Nº	Complexidade do modelo	Primeiro período natural (s)	Frequência (Hz)
1.	Pórtico vazio com Contraventamento K	3,95	0,253
2.	1 + Profundidade de vigas reduzidas	3,43	0,292
3.	2 + Ação da laje composta	3,16	0,316
4.	3 + Painéis exteriores	3,10	0,323
5.	4 + Proteção contra fogo	3,06	0,325
	Experimental	2,90	0,345

Michel *et al.* (2010) tiveram como principal objetivo mostrar a importância da análise modal experimental no entendimento do comportamento de edifícios submetidos a sismos fracos. O edifício utilizado é de concreto armado, tem 13 pavimentos e está localizado na França. Foram empregados testes de vibração ambiente e uma rede de acelerômetros com monitoramento permanente. Os dados acelerométricos observados no topo do edifício foram comparados com os valores calculados usando um modelo unidimensional de massa-concentrada ajustado com os resultados das análises modais obtidas pelos registros de vibração ambiente, e um modelo numérico 3D baseado em elementos de viga multifibras. Os autores comentam que os parâmetros modais obtidos por vibrações ambiente são sem escala, logo, não é possível deduzir a amplitude do movimento do edifício apenas com esses parâmetros. Assim, é necessário um modelo físico integrando os parâmetros modais. Como resultado, os autores obtiveram um modelo unidimensional satisfatório, principalmente em prever o deslocamento relativo entre pavimentos. Os erros desse modelo foram devidos ao efeito do comportamento 3D do edifício, especialmente devido a torção e a não consideração dos modos de vibração mais altos. Portanto, a resposta de uma estrutura, submetida a leves terremotos, pode ser facilmente prevista assim que o comportamento dinâmico do edifício sob vibrações ambientais tenha sido determinado com precisão usando técnicas experimentais. Por fim, o modelo 3D também foi eficiente em representar a estrutura, porém, é necessária uma descrição completa da estrutura para estabelecer esse modelo.

Kwok *et al.* (2011) utilizaram diversas técnicas para medição das propriedades dinâmicas de quatro edifícios com diferentes alturas e formas. A diferença dos valores medidos com aqueles obtidos através de modelos em elementos finitos (EF) foi considerável. Uma vez que as massas da construção e suas distribuições podem ser determinadas de forma bastante

precisa, essas discrepâncias são principalmente atribuíveis às incertezas na estimativa da rigidez geral, incluindo contribuições de elementos estruturais primários e secundários e suas conexões, característica do material, como módulo de Young, e componentes não portadores de carga, como fachadas e outras armações e acessórios.

Fagà *et al.* (2012) estudaram os esforços dinâmicos gerados por um sismo em um tanque elevado de aço suportado por um pórtico de aço contraventado. Dois modelos foram utilizados para determinar a resposta da estrutura: um modelo simplificado considerando dois graus de liberdade, conforme Figura 2.2, e uma análise de espectro de resposta com um modelo em EF desenvolvido no software SAP2000®. No modelo em EF, o tanque foi modelado utilizando elementos de casca e o suporte por elementos de viga. Essa análise permite representar a rigidez da estrutura de suporte com mais precisão e, ao mesmo tempo, a modelagem adequada da interação dinâmica entre o fluido e a estrutura do tanque. Os resultados indicaram que os esforços no modelo simplificado foram significativamente superestimados, levando a um superdimensionamento da estrutura. Isso se deve principalmente porque, no modelo simplificado, a capacidade dissipativa da estrutura de suporte não pode ser representada de forma eficiente.

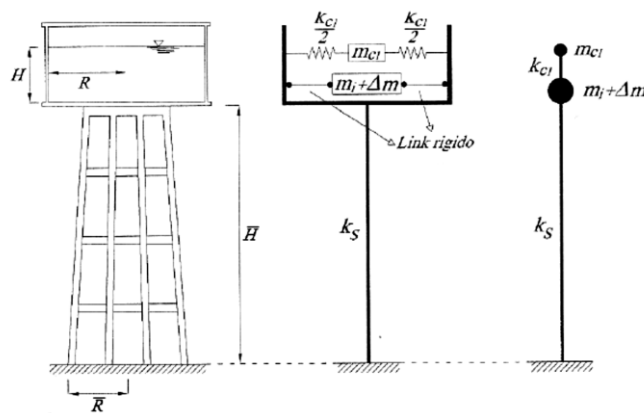


Figura 2.2 – Modelo simplificado. (Fagà *et al.*, 2012).

Ceroni *et al.* (2014) tiveram como objetivo estudar um edifício histórico de alvenaria, localizado na Itália, a fim de identificar suas principais frequências naturais e modos de vibração por meio de dados experimentais obtidos *in situ*. Esses dados foram então, comparados com resultados numéricos, utilizando três diferentes modelos 3D em elementos finitos (EF), desenvolvidos com elemento de placa no software SAP2000®, com a finalidade de investigar a influência da interação solo-estrutura (ISE) no comportamento dinâmico. Os autores comentam

que uma das aproximações mais tradicionais para introduzir a ISE no campo da dinâmica é por meio de molas translacionais e rotacionais na base da estrutura.

O primeiro modelo considera a base fixa e não considera o nível subterrâneo. No segundo modelo o nível subterrâneo é adicionado ao modelo. Por fim, no terceiro modelo o nível subterrâneo é novamente negligenciado e molas são introduzidas para análise com ISE. Foram utilizados os sete primeiros modos de vibração para que a participação de massa nas direções translacionais fosse pelo menos 75%. Na Tabela 2.4 estão apresentados os resultados obtidos pelos autores. Os dois primeiros modos de vibração são translacionais nas direções de menor e maior inércia, respectivamente.

Tabela 2.4 – Resultados de frequência natural obtidos por (Ceroni *et al.*, 2014).

Modo	Frequência Natural (Hz)			
	Experimental	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
1	4,30	4,70	4,02	4,45
2	4,70	5,13	4,55	4,92

Os resultados indicaram que apenas os dois primeiros modos de vibração podem ser evidenciados de forma confiável. Um detalhe importante observado pelos autores foi que, no terceiro modelo, quando o valor de rigidez das molas diminui, os dois primeiros modos de vibração tendem a se tornar mais regulares, apresentando uma forma mais definida. Entretanto, o terceiro modo, que é de torção, desaparece e é substituído por um modo translacional. Dessa forma, concluíram a necessidade de utilizar a análise com ISE para se obter modelos mais confiáveis.

Nascimbene (2015) a fim de entender a resposta sísmica de estruturas típicas em concreto armado na Europa, realizou uma análise experimental com mesa de vibração em um modelo em média-escala de uma estrutura apertada tridimensional com forma irregular, conforme Figura 2.3. Em um primeiro momento, comparou-se os resultados de um protótipo em escala real, da mesma estrutura, com um modelo numérico em elementos finitos. Os resultados indicaram uma diferença de quase 8% no período natural de vibração. Isso se deve ao fato do modelo numérico ser levemente mais rígido, pois o protótipo possivelmente sofreu leves danos durante seu transporte. Por outro lado, houve subestimações consideráveis no deslocamento relativo entre pavimentos. Essa diferença foi causada pelo deslizamento do nó de

ligação entre viga-coluna devido o nível de excitação aplicado. Foi observado que as predições numéricas foram relativamente boas comparadas aos valores experimentais, mesmo que os transdutores de deslocamento não tenham sido colocados exatamente no centro de colunas / nós.



Figura 2.3 – Modelo experimental em média-escala. (Nascimbene, 2015).

Na segunda etapa, foi construído então, o modelo experimental em média escala (modelo escalonado), respeitando as leis de similaridade de escala. Dessa forma, um novo modelo numérico foi estabelecido, também em elementos finitos, a fim de obter uma previsão realista da resposta do modelo escalonado na mesa de vibração, e assim, assegurar os limites de movimento da mesa, principalmente em termos de cisalhamento na base. Os resultados nessa segunda etapa, indicaram que os valores de períodos de vibração tiveram uma diferença de 3% nos modelos numéricos do protótipo e seu respectivo modelo escalonado. Com esse estudo, foi mostrado também, a importância das análises numéricas realizadas anteriormente aos testes experimentais.

Lian e Su (2018) utilizaram o teste por mesa de vibração para estudar o comportamento dinâmico de um pórtico “Y-shaped” contraventado excêntrica com aço de alta resistência (Y-HSS-EBF) e com três pavimentos. Ainda, um modelo em elementos finitos (EF) foi desenvolvido para averiguar os resultados. Os resultados experimentais mostraram que a rigidez lateral do pórtico experimental diminuiu em 37,6% após a aplicação de um terremoto severo. O modelo numérico foi construído no software SAP2000[®], utilizando elementos de viga

para conexões, vigas, colunas e contraventamentos; e elemento de placa para as lajes em concreto armado, conforme Figura 2.4. Os autores verificaram que a frequência fundamental do modelo numérico foi 6% maior que a do modelo experimental.

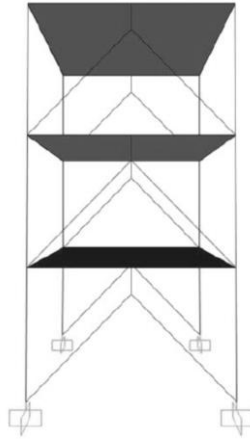


Figura 2.4 – Modelo em elementos finitos. (Lian e Su, 2018).

Em questão de deslocamento entre pavimentos, o erro percentual foi menor que 10%. Porém, quando se aumentava a intensidade do sismo, o erro percentual era maior que 20%. Isto é devido à solda fraturada na conexão de ligação da viga no terceiro pavimento do modelo experimental, sendo que a fratura de solda não foi considerada na análise em EF. Comparando as respostas de tensão entre os modelos, as distribuições de rótulas plásticas são similares, assim, o modelo em EF foi eficiente em representar o comportamento do Y-HSS-EBF.

Os estudos acima apontaram diferentes análises com distintos modelos considerando a ação sísmica. Modelos simplificados para análises estruturais ainda são usados para determinar a resposta dinâmica de estruturas. Esses modelos ou métodos aproximados são de grande ajuda na fase preliminar em pesquisas e projetos. Por exemplo, ferramentas analíticas, de rápida solução, ajudam a esclarecer a escolha de diferentes elementos estruturais e suas dimensões. Miranda (1999) explica ainda, que os modelos simplificados são úteis nas fases preliminares de projetos para a rápida estimativa da rigidez lateral, necessária para evitar deslocamentos excessivos entre pavimentos. Do mesmo modo, para edificações construídas, esses modelos permitem uma identificação rápida do máximo deslocamento entre pavimentos para um sismo específico. Por fim, é importante que a análise aproximada seja simples e rápida de implementar. Porém, o modelo utilizado deve representar com uma boa precisão o comportamento real da estrutura.

2.2 Modelo *shear frame*

O modelo *shear frame*, conforme Figura 2.5, é usualmente utilizado na avaliação da resposta de estruturas aperticadas, normalmente edifícios de múltiplos andares submetidas a solicitações dinâmicas, como a ação sísmica. Neste modelo, as vigas e lajes são consideradas infinitamente rígidas em relação as colunas, que são inextensíveis. Deste modo, a rotação dos nós é inexistente. A massa do pavimento é concentrada inteiramente na viga, e os graus de liberdade são unicamente os translacionais (HURTY e RUBINSTEIN, 1967; CLOUGH e PENZIEN, 2003; EZEOKPUBE e OSADEBE, 2010; PAULTRE, 2011; SORIANO, 2014; MBANUSI e OBODOH 2016).

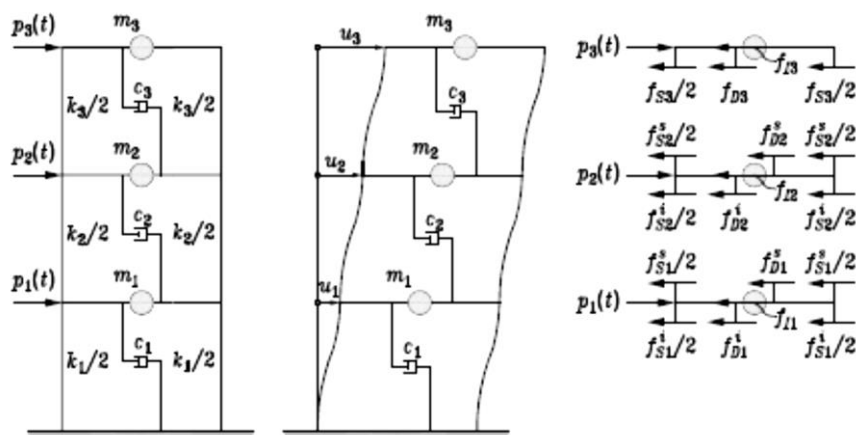


Figura 2.5 – Idealização *Shear frame*. (Paultre, 2011).

Discrepâncias podem ocorrer ao considerar a modelagem por *shear frame*. Embora a abordagem com esse modelo possa prever os valores de frequências naturais com certo grau de precisão, não produz resultados precisos quando se fala em deformação real (MIRANDA, 1999; CLOUGH e PENZIEN, 2003; MBANUSI e OBODOH, 2016).

Hurty e Rubinstein (1967) estudaram os efeitos da rotação dos nós nas frequências naturais e modos de vibração em um pórtico de aço de 19 pavimentos. Quatro casos foram analisados:

- Sem rotação nos nós;
- Todos os nós em um pavimento, para todas as seções, têm rotação igual;
- Todos os nós para um determinado tipo de seção de um pavimento têm igual rotação;
- Com rotação nos nós.

Os autores evidenciaram em seus estudos que quando se considera a rotação dos nós a diferença nos valores de frequências naturais chega a 109% em relação ao pavimento completamente rígido. Essa diferença se torna menor para as frequências mais altas. Os resultados indicaram também, que o tempo computacional gasto para o caso “d” foi, em média, nove vezes maior em comparação aos outros casos. Os modos de vibração para o caso “a” se diferenciam mais do caso “d” para as primeiras três frequências. Isso é esperado uma vez que o efeito da rotação dos nós diminui para os modos mais altos. Por fim, os autores concluíram que impedir a rotação nos nós resulta em modos de vibração e frequências naturais com discrepâncias na ordem de 100% para as frequências mais baixas.

Crawford e Ward (1964) utilizaram a excitação aleatória do vento para determinar, *in situ*, os primeiros três modos de vibração de um edifício de 19 pavimentos e compararam os valores obtidos com um modelo *shear frame*. A estrutura do edifício é composta por colunas de aço com um núcleo central em concreto e aço, conforme Figura 2.6. O cálculo dos períodos naturais de vibração foi realizado sobre duas hipóteses simplificadas. A primeira assume uma resistência lateral provida por um sistema aporticado, e o modelo trabalha como *shear frame*. A segunda considera que o pórtico e o núcleo central trabalhem em conjunto, dessa forma, foi assumido que a deformação do núcleo é dada lateralmente igual à do pórtico, modelado como *shear frame*.

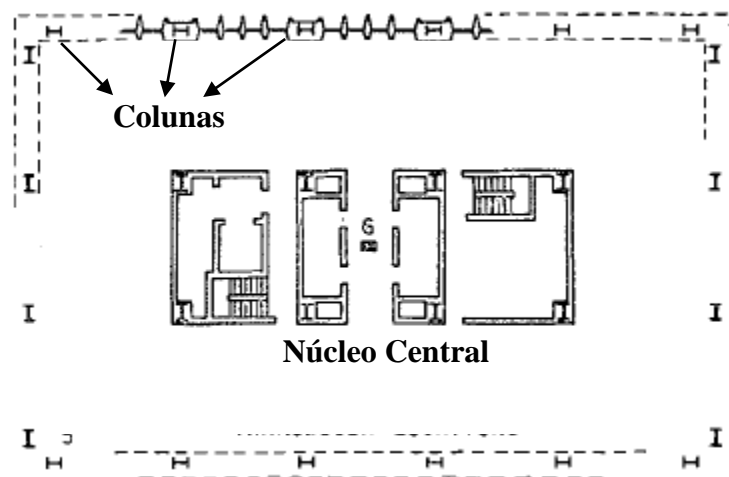


Figura 2.6 – Planta-baixa do edifício. (Crawford e Ward, 1964).

Os resultados mostraram discrepâncias grandes entre os valores experimentais e os valores calculados através dos modelos descritos. A diferença entre os períodos de vibração, na primeira hipótese, medidos *in loco* e calculados com os modelos foi de até 41% na direção de

maior comprimento do edifício. Na segunda hipótese, os valores de frequência obtidos foram menores que os experimentais. Um dos motivos foi que as paredes externas contribuírem apenas para a rigidez ao cisalhamento e não para a massa no pavimento. Nas observações o núcleo não se deforma integralmente com a estrutura.

Ward (1969) teve como objetivo verificar a utilização de diferentes modelos estruturais para um edifício de 15 andares, a fim de se obter a resposta dinâmica e comparar com os valores obtidos *in loco*. Foi investigada a distribuição de massa e rigidez na estrutura e a influência de algumas restrições na fundação. O esqueleto estrutural do edifício consiste num sistema combinado de pórtico e vigas parede (*shear wall*), ambos de concreto armado. Essas paredes são calculadas para resistirem a esforços horizontais e fornecem uma distribuição uniforme de rigidez. As lajes são planas e tem em média 21,50 cm. Os modelos estruturais utilizados no edifício têm a massa concentrada nos pavimentos, conforme Figura 2.7.

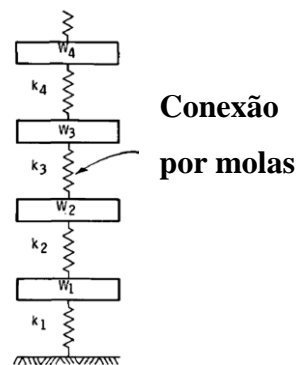


Figura 2.7 – Modelo estrutural utilizado por (Ward, 1969).

A rigidez lateral do edifício é composta por dois sistemas estruturais distintos: vigas parede e pelas partes aporcadas. Nos diferentes modelos investigados é assumido que esses sistemas atuam independentemente, ou estavam interligados de tal maneira que, para qualquer nível do pavimento, os deslocamentos dos dois sistemas eram idênticos. Dessa forma, os modelos utilizados para prever as frequências e modos de vibração foram os seguintes:

- Modelo *shear wall*: Vigas engastadas conectadas por diafragmas rígidos em cada pavimento;
- Modelo *shear frame* com base fixa;
- Modelo *shear frame* com base rotulada;
- Modelo combinado (*shear wall + shear frame*);
- Modelo combinado com rotação nos nós;

- Modelo combinado com rotação dos nós mais efeito mecânico do piso.

O estudo elucidou que a melhor previsão das frequências naturais foi dada pelo modelo *shear frame*. Para o movimento ao longo do menor eixo, o modelo escolhido é o *shear frame* com conexões rotuladas na base. Para o outro eixo, o melhor é o modelo de *shear frame* com colunas engastadas. O modelo combinado assumindo a rotação dos nós fornece uma boa aproximação para a primeira frequência, mas não para as frequências mais altas. Isso seria esperado uma vez que, nos modelos teóricos assumidos, a contribuição das vigas parede no modo de flexão é mais significativa. O estudo da rigidez na fundação mostrou que as principais diferenças ocorrem no modo de vibração.

Miranda (1999) desenvolveu um método aproximado para estimar os deslocamentos laterais e deslocamentos relativos entre pavimentos de edifícios de múltiplos andares sob ação sísmica. O edifício foi modelado como uma estrutura contínua consistindo em uma combinação de uma viga de flexão com uma viga cisalhamento, conectados por um elemento rígido, conforme ilustrado na Figura 2.8. Considerou-se apenas a contribuição do primeiro modo. Tanto massa como rigidez são distribuídas uniformemente ao longo da altura do edifício. É concluído em seu estudo que a diferença entre o deslocamento espectral e o máximo deslocamento no topo aumenta com o número de pavimentos. Também, a diferença entre esses deslocamentos aumenta à medida que as deformações geradas pela flexão aumentam em relação às deformações de cisalhamento. Para edifícios que as deformações por cisalhamento dominam o comportamento, a relação do deslocamento relativo entre pavimentos com deslocamento relativo do topo é significativamente maior que em edifícios que esse tipo de deformação é desconsiderada. Por fim, o efeito do carregamento lateral é mais significativo para edifícios tipos *shear frame*.

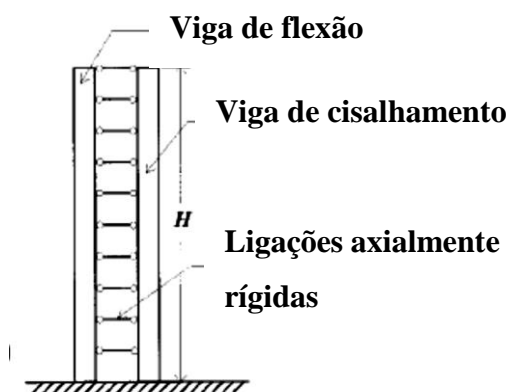


Figura 2.8 – Modelo simplificado para um edifício de múltiplos andares. (Miranda, 1999).

Johnson (2000) fez a análise de um pórtico plano com um único pavimento. Analiticamente, o autor obteve a frequência natural para esse pórtico considerando o modelo *shear frame*, e, então, comparou com o mesmo pórtico considerando a rotação dos nós com dois graus de liberdade, conforme está ilustrado na Figura 2.9. Para o modelo com rotação nos nós, obteve-se uma frequência fundamental de 9,01 Hz, enquanto que para o modelo *shear frame* foi de 11,9 Hz. Essa diferença de 25% se deve principalmente pelo grande comprimento da viga. A rigidez a flexão da viga no modelo com rotação dos nós era menor que a das colunas, logo, o autor conclui que modelo *shear frame* está longe de ser satisfatório.

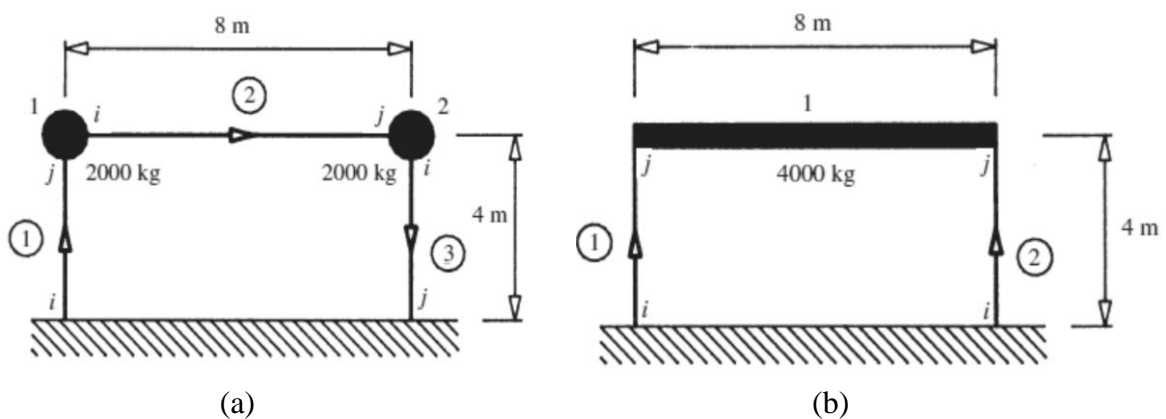


Figura 2.9 – Pórtico com 1 pavimento. (a) com rotação nos nós (b) sem rotação (*shear frame*) (Johnson, 2000).

Hajirasouliha e Doostan (2010) estudaram a adição de molas ao modelo *shear frame* para levar em conta os deslocamentos devido a deformação por flexão, além da deformação devido ao cisalhamento. No trabalho, três pórticos de aço contraventados concentricamente com 5, 10 e 15 pavimentos foram utilizados, conforme ilustrado na Figura 2.10. Os modelos foram então submetidos a uma ação sísmica com PGA (peak ground acceleration) 0,44 *g*. Um modelo *shear frame* convencional e um utilizando molas, para acrescentar os deslocamentos devido a deformação por flexão, foram utilizados a fim de comparar com o modelo de pórtico tradicional. Os resultados apontaram que os modelos convencionais *shear frame* não são confiáveis o suficiente para estimar os deslocamentos relativos entre pavimentos para o caso de grandes deformações não lineares observadas em vários sismos. Porém, para deslocamentos máximos nos pavimentos o modelo convencional fornece uma estimativa razoável. Também, pode-se perceber que os períodos naturais de vibração do modelo de pórtico comum em comparação com o modelo *shear frame* modificado foram quase idênticos.

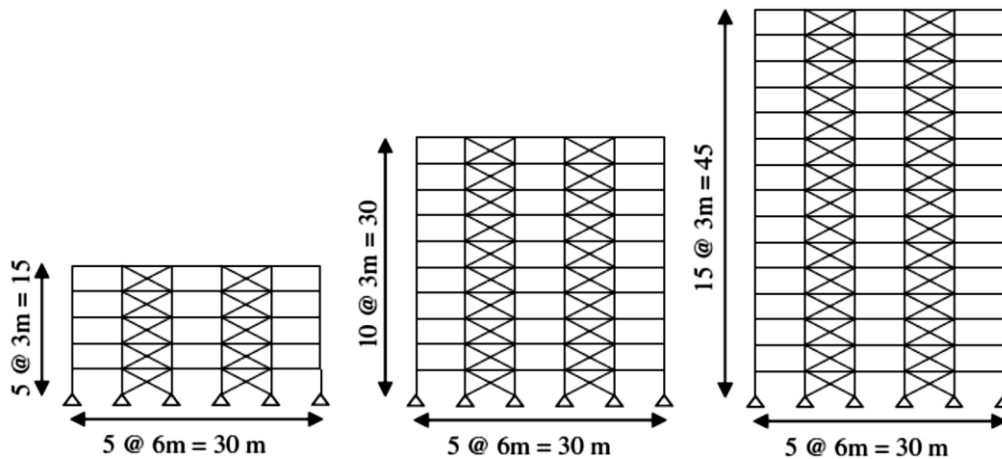


Figura 2.10 – Pórticos contraventados concentricamente. (Hajirasouliha e Doostan, 2010).

Ezeokpube e Osadebe (2010) examinaram os efeitos da rigidez dos nós na resposta de pórticos sujeitos a ações laterais. O modelo utilizado foi um *shear frame* com três pavimentos. Os resultados mostraram que os deslocamentos nos nós são menores quanto mais rígido eles forem. Também, quanto maior a rigidez, menores os momentos, o que podem reduzir a quantidade de material. Além disso, a frequência natural é maior quanto maior rigidez dos nós. Isso pode ser usado como vantagem para manter esses valores longe de frequências das excitações, evitando que ocorra o fenômeno da ressonância.

Chopra (2012) analisou a resposta dinâmica de um pórtico de vão único com 5 pavimentos de altura constante h , conforme ilustrado na Figura 2.11. Definiu-se ρ como a relação de rigidez viga-coluna. Para $\rho = 0$ as vigas não impõem restrições às rotações nos nós, dessa forma o pórtico se comporta como uma viga flexível. Para $\rho = \infty$ as vigas restringem as rotações completamente e a estrutura tem um comportamento de modelo *shear frame*. Na Figura 2.12, está ilustrado a deformada para três valores distintos de ρ .

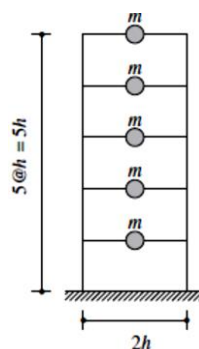


Figura 2.11 – Pórtico com 5 pavimentos e propriedades constantes. (Chopra, 2012).

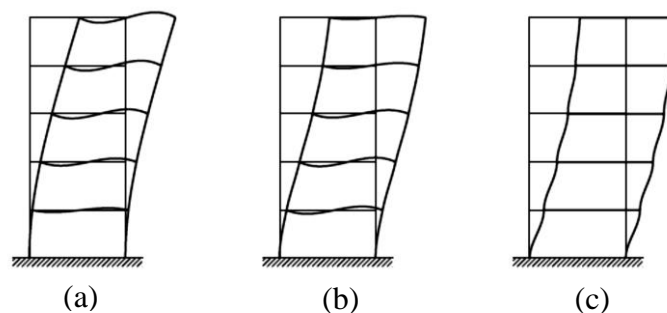


Figura 2.12 – Deformada do pórtico. (a) $\rho = 0$ (b) $\rho = 1/8$ (c) $\rho = \infty$. (Chopra, 2012).

Em relação ao período natural de vibração, mostrou-se que o período fundamental é reduzido mais de 8 vezes quando ρ varia de 0 até ∞ . Assim, é indicado que os períodos são fortemente dependentes de ρ , especialmente nos modos mais altos, conforme ilustra a Figura 2.13. Na figura n é o modo de vibração, ω_n é a frequência natural do modo n , ω_1 é a frequência natural do primeiro modo, T_1 o período natural do primeiro modo e T_n o período natural do modo n .

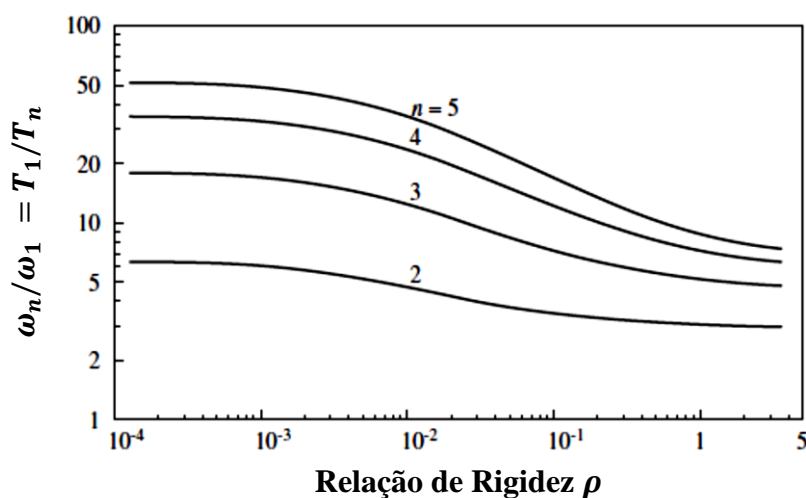


Figura 2.13 – Relações de período natural de vibração. (Chopra, 2012).

Além disso, foi observado que os modos de vibração também dependem significativamente de ρ , como pode-se observar na Figura 2.14. Dessa forma, fica claro a importância da relação de rigidez ρ na resposta dinâmica do modelo, ou seja, a rotação dos nós é significativa. Essas conclusões também foram comentadas por Miranda (1999). Outros estudos envolvendo a relação de ρ com momento fletor, cortante, deslocamento no topo e frequências mais altas foram realizados, as respostas dependem do valor de ρ adotado.

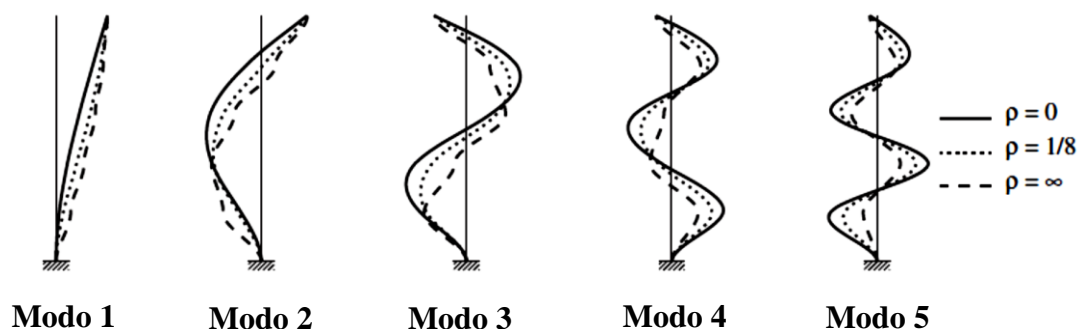


Figura 2.14 – Modos de vibração para o pórtico com diferentes valores de ρ . (Chopra, 2012).

Mbanusi e Obodoh (2016) estudaram a resposta de vibrações livres de um pórtico com diferentes rigidezes nas junções (nós) entre viga-pilar. O pórtico é de concreto armado com vão duplo e quatro pavimentos. Os modelos estruturais consideram um pórtico sem rigidez adicional nos nós e outros três modelos com junções infinitamente rígidas com diferentes comprimentos ao longo da viga e pilares. Os resultados indicaram que tanto o momento fletor quando o esforço cortante eram consideravelmente maiores, não importando o comprimento do enrijecimento. Além disso, as frequências naturais também eram maiores quando comparados ao modelo de pórtico rígido comum, o que aumenta sua estabilidade.

Os estudos citados nesta seção evidenciam algumas limitações ao se utilizar o modelo *shear frame* em análises dinâmicas. Tanto na previsão de frequências, como em análises locais de momento fletor e cisalhamento, o modelo *shear frame* pode apresentar valores distantes do real. Os estudos de Chopra (2012), por exemplo, mostram a importância da relação de rigidez entre vigas e colunas e como ela afeta a resposta dinâmica. Além disso, a não consideração da rigidez axial das colunas, leva a erros consideráveis na questão de deformação real. Nas construções mais antigas, pode-se perceber que existia uma maior robustez nos elementos estruturais. As lajes, por exemplo, eram consideravelmente mais espessas que as construídas hoje em dia. Dessa forma, o modelo *shear frame*, em casos como esses, prediziam frequências com maior precisão, como foi visto em Ward (1969). Porém, deve-se tomar cuidado com a utilização desse modelo, visto que, os sistemas estruturais mais modernos são diferentes dos utilizados antigamente.

2.3 Controle Estrutural

Projetar uma estrutura civil para resistir a esforços como peso próprio e cargas de utilização não garante, necessariamente, um comportamento dinâmico aceitável em questões de conforto e segurança aos ocupantes. As raízes do controle estrutural advêm de aplicações no campo aeroespacial, em estudos de atrito, combustão interna e pontos de conexões. Porém, há registros ainda mais antigos. O professor de engenharia John Milne, no Japão em 1885, utilizou a técnica de isolamento de base em uma casa de madeira, com rolamentos em forma esférica para demonstrar que uma estrutura pode ser isolada de um abalo sísmico. Em 1909, J. A. Calantarients, criou um método na qual a edificação era construída em uma fundação com camadas de areia fina, mica ou talco, e assim, o edifício deslizaria durante um terremoto, reduzindo o esforço transmitido à ele. Mais atualmente, T. Kobori, em 1956, propôs um conceito básico de “Estrutura ativa controlada por resposta sísmica”, na qual é considerado a primeira tentativa de formular um problema de controle ativo aplicado na engenharia civil. Já em 1972, J. T. P. Yao indicou as diretrizes para as pesquisas de controle ativo na engenharia civil (HOUSNER *et al.*, 1997; SOONG e DARGUSH, 1997; NAEIM e KELLY, 1999; SPENCER JR. e NAGARAJAIAH, 2003; JUNG, 2010).

Desde as primeiras pesquisas, diversas técnicas para controle estrutural foram desenvolvidas, cada uma aliada a necessidades específicas. Basicamente, divide-se as técnicas de controle em quatro tipos: controle passivo, controle ativo, controle semiativo e controle híbrido.

- *Controle passivo*: Essas técnicas se baseiam na utilização de dispositivos que não utilizam alimentação externa de energia. São instalados na estrutura um ou mais dispositivos que absorvem ou consomem parte da energia de vibração, oriunda de carregamentos dinâmicos, o que alivia a dissipação dessa energia na estrutura principal. É a técnica mais utilizada na engenharia civil e tem como principais vantagens a simplicidade e confiabilidade. Porém, normalmente funcionam apenas na faixa de frequência prevista em projeto.
- *Controle ativo*: São dispositivos que aplicam forças externas para controlar a resposta advinda da energia gerada por forças dinâmicas. Assim, é uma técnica que necessita de alimentação externa de energia. Essas forças externas de controle são calculadas em tempo real computacionalmente, utilizando algoritmos de controle ativo, que funcionam em função da resposta da estrutura medida por sensores. As principais vantagens em

relação ao controle passivo é que, normalmente, o controle ativo tem mais eficiência no controle da resposta e são mais robustos em relação aos objetivos de controle a depender da necessidade. No caso de estruturais civis, uma desvantagem é a grande quantidade de energia necessária para geração de forças de controle.

- *Controle semiativo*: É uma solução intermediária entre os controles ativo e passivo. Tem a vantagem de adaptabilidade à dinâmica da estrutura, porém, não demandam grande quantidade de energia externa, o que o torna uma solução mais econômica do que os dispositivos de controle ativo. São conhecidos também por sistemas passivos inteligentes, pois são uma espécie de dispositivo passivo controlável. Dispositivos desse tipo modificam suas propriedades mecânicas dependendo da intensidade de excitação externa.
- *Controle Híbrido*: É uma técnica de controle que combina as técnicas de controle ativo e passivo citadas anteriormente. Uma das principais vantagens é que sistemas desse tipo normalmente exigem forças de magnitudes menores nos atuadores. Ainda, a faixa de frequência em que atuam são maiores quando comparado com o controle passivo. Por fim, no caso de falta de energia, o controle ativo torna-se ineficiente, porém, a parcela de controle passivo fornece ainda um grau de proteção à estrutura.

Mesmo que os sistemas de controle ativo sejam, em geral, mais eficientes, os sistemas de controle passivo são mais econômicos e confiáveis, além de serem mais frequentemente utilizados no controle vibrações de edifícios (ALI e MOON, 2007). Também, suas formulações em problemas dinâmicos são mais simples. Dessa forma, se justifica sua aplicação no estudo desenvolvido neste trabalho. No item a seguir é realizada uma descrição mais detalha dos sistemas de controle passivo, especificamente dos amortecedores viscoelásticos e viscofluidos. Na Tabela 2.5 encontram-se as técnicas de controle mais conhecidas dentro das quatro categorias.

Tabela 2.5 – Classificação dos sistemas de controle de vibrações em estruturas. (Pérez Peña, 2017).

Tipo de controle	Ação	Dispositivo
Passivo	Transferência de energia	Amortecedores de massa sintonizada (AMS)
		Amortecedores de líquido sintonizado (ALS)
		Amortecedor de coluna de líquido sintonizado (ACLS)
	Dissipadores	Amortecedores viscoso-fluídos
		Amortecedores viscoelásticos
		Amortecedores friccionais
Isoladores	Amortecedores hysteréticos	
	Isolamento de base	
Ativo e Híbrido	Efeito de massa	Amortecedores de massa ativa
		Amortecedores híbridos de massa
		Cabos ativos
	Controle de força	Diagonais ativas
Atuadores piezoelétricos		
Semiativo	Controle de amortecimento	Amortecedores viscosos de orifício variável
		Amortecedores sintonizados líquidos ajustáveis
	Controle de rigidez	Amortecedores fluidos controláveis
		Amortecedor de fricção variáveis

2.1.1 Controle Passivo

Os sistemas de controle passivo não utilizam fonte de energia externa para seu funcionamento, absorvendo as vibrações de forma sistemática. São geralmente de baixo custo em relação ao controle ativo e são um reforço eficaz para edifícios sujeitos a excitações dinâmicas. Esses dispositivos podem ser categorizados em duas formas de atuação. A primeira forma é a conversão de energia cinética diretamente em calor. A segunda forma trabalha na transferência de energia entre a estrutura e um oscilador adicional (AZARSA *et al.*, 2016). Dentre os vários mecanismos pode-se citar: amortecedores de massa, amortecedores estruturais e sistema de isolamento de base. Esses mecanismos agem absorvendo ou consumindo parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico, reduzindo a dissipação de energia nos elementos da estrutura (AVILA, 2002; RAS e BOUMECHRA, 2016; PÉREZ PEÑA, 2017).

Jurukovski *et al.* (1995) comenta sobre as vantagens do uso de dispositivos de controle passivo em relação aos de controle ativo, listando os itens a seguir.

- Não requerem o uso de alta tecnologia, como: sistemas rápidos de obtenção de dados, algoritmos complexos para determinação simultânea a fim de efeito do controle ótimo, sistemas para gerar energia de controle, etc.;
- Não requerem sistema de manutenção permanente;
- Não dependem de fontes de energia externa;
- São aplicadas há muito tempo e sua eficiência e confiabilidade são comprovadas na atenuação de efeitos de vento e de fortes terremotos.

Baseados nos estudos de Housner *et al.* (1997), Soong e Dargush (1997), Avila (2002) e Pérez Peña (2017), os dispositivos utilizados na pesquisa estão descritos a seguir.

- *Amortecedores viscoelásticos*: Na engenharia civil, começaram a ser utilizados em 1969, quando 10.000 desses amortecedores foram instalados em cada uma das antigas torres gêmeas do *World Trade Center* em Nova Iorque, para auxiliar na resistência em relação ao vento. Seu funcionamento é dado pela deformação por cisalhamento de dois elementos rígidos unidos por um material viscoelástico. Essa deformação tem maior capacidade de dissipação de energia que a deformação longitudinal do material. Porém, é importante frisar que o material viscoelástico é altamente dependente das frequências das vibrações, tensões e temperatura.
- *Amortecedores viscofluidos*: Dissipam energia convertendo energia mecânica em energia térmica através de um fluido muito viscoso, como silicone ou óleo, que liga um pistão cilíndrico. Funcionam linearmente em uma grande faixa de frequências, e não são tão suscetíveis à temperatura. Dessa forma, esses dispositivos são capazes de gerar forças que estão fora de fase com o deslocamento.

Atualmente, inúmeras pesquisas ainda são realizadas nesse campo, principalmente pelo surgimento de novos materiais, formas de aplicação e técnicas de controle. Xing *et al.* (2015), por exemplo, a fim de manter os elementos estruturais de uma ponte no regime elástico durante a ação de um terremoto, aplicou três dispositivos de controle diferentes, incluindo amortecedores viscofluidos. Os autores concluíram que esses amortecedores possuíam a melhor capacidade de dissipação de energia dentre os três dispositivos testados, com redução de até 40% da amplitude de vibração.

Ras e Boumechra (2016) estudaram a aplicação de amortecedores viscofluidos (AVF), aplicados como contraventamentos, em um edifício de 20 pavimentos em aço modelado via elementos finitos no software SAP2000[®]. Três modelos do edifício foram elaborados: sem contraventamento, com contraventamento e contraventamento com AVF. Eles concluíram que o uso de amortecedores viscofluidos resulta em uma redução significativa da resposta dinâmica da estrutura. O deslocamento relativo entre pavimentos reduz em uma variação de 4% no primeiro pavimento e 32% no topo da estrutura. Houve uma redução de 37% da aceleração máxima, o que reduz os valores da força de cisalhamento na base. Também, Com a energia de dissipação do amortecimento, os contraventamentos não transmitem quaisquer forças axiais indesejáveis.

Azarsa *et al.* (2016) tiveram como objetivo estudar a redução da resposta de estruturas submetidas a sismos utilizando amortecedores viscofluidos no SAP2000[®]. A estrutura considerada é um edifício em aço de 4 pavimentos contraventado. Três modelos do edifício foram utilizados: com e sem contraventamento e com o uso de amortecedores. Os modelos da estrutura foram construídos tridimensionalmente. As vigas e colunas foram modeladas utilizando elementos de pórtico 3D. Para o modelo do amortecedor viscofluido foi utilizado um tipo de ligação não-linear do tipo “damper”. Os autores concluíram que os amortecedores viscofluidos são excelentes dispositivos de controle sísmico, controlando o cisalhamento na base, deslocamentos no topo e deslocamento relativo entre pavimentos. Houve redução de 80% no deslocamento no topo da estrutura quando se utiliza amortecedores em comparação com a estrutura sem contraventamento. Em relação ao deslocamento relativo entre pavimentos, houve redução de 41%, o que indica a eficiência desse tipo de controle.

Mehrabi *et al.* (2017) estudaram um sistema de controle passivo viscoelástico chamado amortecedor de borracha rotativa, em inglês, *rotary rubber brace damper* (RRBD). Esse amortecedor é um intercalado de placas de borracha viscoelásticas e placas de aço para fornecer resistência ao cisalhamento. Essas placas de borracha produzem uma força restauradora suficiente para o sistema retornar para sua posição original. O amortecedor é conectado na estrutura através de braços mecânicos, como está ilustrado na Figura 2.15. Assim, a dissipação de energia ocorre quando os suportes são submetidos a tração e compressão. Além disso, uma análise experimental de um pórtico utilizando RRBD foi realizada. Observou-se que as respostas de deslocamento diminuíram significativamente e as respostas de aceleração aumentaram ligeiramente devido a maior rigidez e amortecimento. Dessa forma, O amortecedor proposto é acessível, fácil de construir e altamente eficiente.

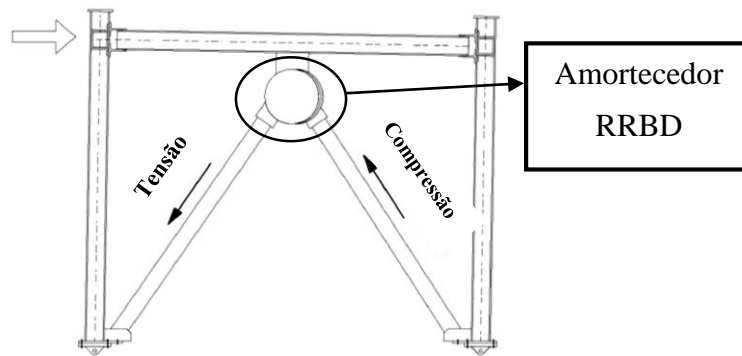


Figura 2.15 – Mecanismo de ação do RRBD. (Mehrabi *et al.*, 2017).

Hajmoosaa e Mansoorghenaei (2017) ressaltaram as vantagens da utilização de amortecedores viscoelásticos sobre leves e moderados terremotos. Os autores comentam que, em geral, esses amortecedores, bem como os viscofluidos, reduzem a resposta sísmica de estruturas e minimizam o dano estrutural e não-estrutural. São dispositivos de fácil instalação e não impactam o projeto de fundações. Dessa forma, são atrativos para utilização em edifícios existentes. Porém, são eficazes para estruturas flexíveis que podem ser submetidas a grandes deformações. Os resultados apontaram uma redução de 50% do esforço cortante e 45% do momento fletor quando se utilizam os amortecedores. Além disso, 50% de redução do deslocamento máximo no topo também foi observado. Na base, houve uma redução de 40% do cisalhamento.

2.4 Sistemas de acoplamento de edificações adjacentes

Acoplamento de edificações adjacentes é um tipo de controle estrutural utilizado para diminuir as amplitudes de vibração provocadas por sismos e ventos fortes. A ideia principal é conectar duas edificações, como ilustrado na Figura 2.16, através de um dispositivo de controle estrutural apropriado, fazendo com que uma estrutura exerça forças de controle sobre a outra, e assim, atenuar a resposta individual de cada estrutura diminuindo a resposta global do sistema acoplado. Um dos principais fenômenos que motivam o uso desse sistema é o impacto entre dois prédios próximos, o chamado *pounding*. Os primeiros estudos para evitar esse fenômeno foram feitos por Klein *et al.* (1972) nos Estados Unidos. Posteriormente, Klein e Healy (1987) propuseram um algoritmo para controle semiativo, na qual duas edificações adjacentes eram conectadas por cabos. Constataram em seu estudo que para garantir a controlabilidade do sistema era necessário que as frequências naturais principais das edificações deveriam ser

distintas e que, a posição ótima seria aquela com os cabos posicionados no topo da estrutura, devido a ocorrência das maiores amplitudes de vibração. A partir desses estudos, na década de 90, foram realizados inúmeros estudos numéricos e experimentais utilizando como ligação entre as edificações sistemas de controle ativo, passivo e semiativo (CHRISTENSON *et al.*, 2007; RAHEEM, 2014; PALACIOS-QUIÑONERO *et al.*, 2017; PERÉZ PEÑA, 2017; PERÉZ *et al.*, 2017).



Figura 2.16 – Exemplo de sistema de acoplamento. Escritório Triton Square, Tokyo. (Christenson *et al.*, 2007).

Westermo (1989) ressaltou a importância do controle de edifícios adjacentes em relação ao *pounding*. Os modelos assumidos no trabalho são lineares, com múltiplos graus de liberdade, massa concentrada em cada piso e rigidez oferecida por paredes e colunas (modelo *shear frame*). Quatro configurações de edificações adjacentes foram estudadas. O meio de conexão entre os pisos dos edifícios adjacentes foi feito através de uma viga bi-rotulada, que transfere a força axial necessária para manter uma separação segura entre as estruturas. A viga foi alocada no topo do edifício mais baixo. Os resultados de várias configurações de ligações afirmaram que a frequência natural aumenta com o aumento da rigidez da viga. Constataram que por mais que esse tipo de conexão possa prevenir o impacto entre os edifícios (*pounding*), a alta rigidez da ligação altera significativamente as propriedades dinâmicas das estruturas desacopladas, o que pode ser perigoso se não se conhecer claramente essas propriedades.

Estudos de Luco e Barros (1998) considerando duas estruturas adjacentes modeladas como duas vigas uniformes, contínuas e amortecidas com alturas distintas, determinaram valores ótimos da constante de amortecimento do dispositivo que conecta os edifícios, em função das propriedades de ambas as estruturas. Além disso, determinaram a altura ótima da

edificação mais baixa para minimizar as respostas daquela de maior altura. O sistema de controle utilizado foi o de amortecimento viscoso, ou seja, uma forma de controle passivo. Esse sistema foi distribuído uniformemente ao longo da altura da edificação de menor altura, conforme ilustrado na Figura 2.17. Ambas estruturas foram submetidas a uma aceleração horizontal do solo, utilizando valores do terremoto El Centro de 1940. As maiores reduções se deram para a altura da maior edificação sendo o dobro da menor e razão de massa igual a 1, reduzindo em 78% da resposta no primeiro modo e 62% de redução no segundo modo.

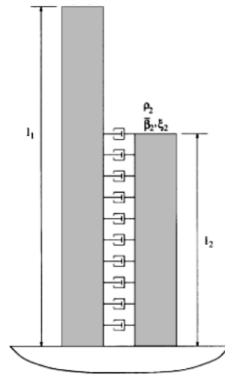


Figura 2.17 – Esquema do sistema estrutural utilizado no acoplamento. (Luco e Barros, 1998).

Xu *et al.* (1999) fizeram um estudo para atenuação da resposta de dois edifícios adjacentes submetidos a um abalo sísmico e ligados por um amortecedor de juntas inerciais. Foi a primeira formulação teórica feita das equações do movimento para múltiplos graus de liberdade aplicada em edificações adjacentes de múltiplos andares, submetidas a excitação sísmica e conectadas por amortecedores de fluido. Um estudo paramétrico intenso foi realizado para avaliar a eficácia dos amortecedores em relação a redução de deslocamento, aceleração e força de cisalhamento. Além disso, procurou-se determinar as propriedades ótimas dos amortecedores para diferentes configurações de edificações adjacentes, com diferentes razões de rigidez e alturas. As estruturas são consideradas simétricas com planos alinhados. A movimentação do solo é assumida na direção do plano simétrico das edificações, assim, o problema é simplificado para bidimensional. O modelo estrutural utilizado é o *shear frame*, conforme Figura 2.18. Assim, é indicado que a excitação sísmica seja considerada não severa ou que o aumento da capacidade de absorção das edificações seja suficiente para manter as propriedades lineares durante o terremoto. Os autores concluíram que se as propriedades dos amortecedores forem cuidadosamente escolhidas, as propriedades dinâmicas das edificações sem vinculação permanecem quase inalteradas, logo, a resposta dinâmica oriunda de uma

excitação sísmica pode ser significativamente reduzida. Também, observaram que a redução da resposta é maior para a edificação de menor altura.

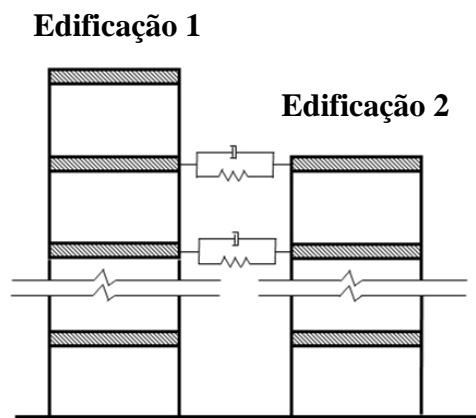


Figura 2.18 – Modelo estrutural utilizado. (Xu *et al.*, 1999).

Abdullah *et al.* (2001) vincularam duas edificações adjacentes com um amortecedor de massa sintonizada compartilhado (AMSC), conforme representado na Figura 2.19, para reduzir a resposta de ambas as estruturas e a probabilidade de *pounding*. A excitação sísmica utilizada foi o terremoto El Centro de 1940 e o Kern County de 1952. Para o cálculo dos valores de rigidez e amortecimento do AMSC foi realizado um processo de otimização, utilizando uma função de desempenho, com propósito de resultar na menor resposta global do sistema. A análise numérica foi realizada através do software MATLAB® e os resultados do sistema utilizando AMSC foram comparados com o resultado de cada estrutura utilizando um amortecedor de massa sintonizada (AMS). Os resultados mostraram que é possível o sistema acoplado, que utiliza AMSC, reduzir as vibrações com melhor eficiência que os edifícios isolados utilizando AMS, e isso depende de parâmetros utilizados no processo de otimização. Também, foi observado que o uso do AMSC aumenta o deslocamento relativo dos edifícios, tendendo a evitar o *pounding*. Ressalta-se que com um sistema AMSC como o estudado, utilizando a massa de apenas um AMS, consegue-se controlar a vibração de dois edifícios simultaneamente.

Utilizando a técnica de otimização com algoritmo genético multiobjetivo para encontrar as propriedades dinâmicas do AMSC, Kim e Kang (2014) chegaram nas mesmas conclusões que Abdullah *et al.* (2001). Ressaltaram ainda que é importante avaliar o comportamento utilizando um modelo tridimensional, incluindo o comportamento de torção.

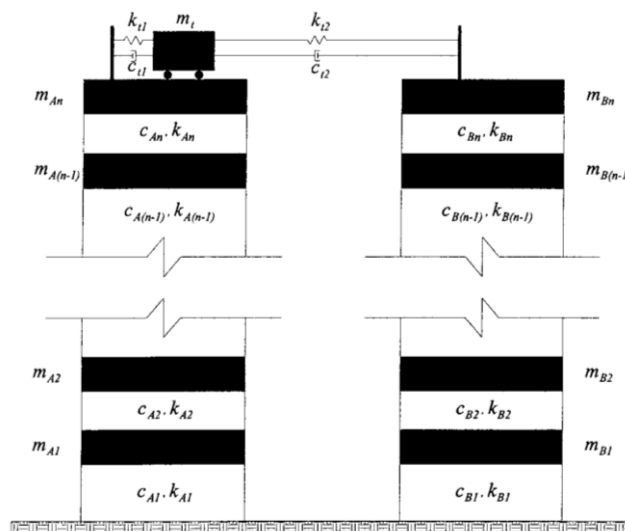


Figura 2.19 – Sistema de controle proposto por (Abdullah *et al.*, 2001).

Christenson *et al.* (2006) analisaram a utilização de controles passivo e ativo para conectar estruturas adjacentes. Ressaltaram a importância de avaliar os efeitos da variação das configurações e propriedades das edificações como altura e rigidez e, também, em questão da localização ótima da conexão do dispositivo de controle. O modelo utilizado nas edificações flexíveis foi de viga engastada, com múltiplos graus de liberdade, usando o método de Galerkin. As estruturas são ligadas por um único dispositivo de controle passivo ou ativo e são sujeitas a um movimento no solo que simula um abalo sísmico. Os autores comentam que os resultados obtidos utilizando o modelo *shear frame* foi muito próximo dos obtidos utilizando esse tipo de modelagem de viga engastada. Foi verificado que o acoplamento ótimo segue duas diretrizes, nas quais as frequências dominantes das duas edificações são distintas e que o vínculo do dispositivo de acoplamento não pode estar localizado em um nó de um modo de vibração dominante. Quando essas condições são seguidas, a redução da resposta dinâmica, oriunda do controle passivo ou ativo, é muito próxima. Porém, quando uma ou ambas as condições não são satisfeitas, o controle ativo traz uma performance melhor quando comparado ao controle passivo. Também, constataram que o controle ativo atinge um desempenho semelhante ao do controle passivo, utilizando uma fração da força de controle necessária.

Christenson *et al.* (2007) examinou os efeitos das alturas relativas entre edificações adjacentes e a localização do vínculo de acoplamento na performance do controle semiativo. Os modelos consistem em duas estruturas adjacentes com múltiplos graus de liberdade, que são os mesmos utilizados por Christenson *et al.* (2006). As estruturas são dinamicamente distintas

e descritas pela altura, massa, rigidez e amortecimento. Os edifícios são conectados por um dispositivo semiativo único, localizados no mesmo nível de ambas as estruturas. O sistema está sujeito a excitação do solo, para simular um evento sísmico. Constataram que a presença de rigidez no vínculo do acoplamento serve para deslocar as frequências naturais no par dos edifícios e não proporciona nenhum benefício verdadeiro para uma excitação como um abalo sísmico. Também, a performance do controle semiativo decai quando as frequências naturais de um modo dominante coincidem. Decai ainda, quando o vínculo de acoplamento está localizado próximo a um nó de um modo de vibração dominante, pois esse nó é quase incontrolável, conforme constatado em trabalhos anteriores. O desempenho do controle semiativo tende a se aproximar do controle ativo, porém, tende a se afastar quando a razão das alturas das edificações e altura do acoplamento aumentam. Por fim, mostraram que a força de controle necessária é menor quando comparada a um sistema de controle passivo.

Roh *et al.* (2011) utilizaram dispositivos de controle passivo lineares para conectar duas edificações de aço adjacentes. Essas edificações foram modeladas em forma de *shear frame*, com um grau de liberdade por pavimento e sujeita a movimento do solo. Foram testados 6 pares de estruturas adjacentes com diferentes andares e várias combinações de conectores, amortecedores viscosos e molas lineares, com diferentes localizações. Os autores constataram que o maior nível de redução de resposta ocorre quando a estrutura de maior altura é duas vezes o tamanho da estrutura de menor altura, reafirmando os estudos de Luco e Barros (1998). Também, ressaltam que o grau de redução da resposta é sempre maior para a estrutura cuja frequência fundamental é próxima da frequência natural de excitação. A adição de molas (rigidez) às ligações não diminui a resposta efetivamente. Em alguns casos, quando a constante de rigidez da mola é otimizada, há uma redução de resposta das estruturas, porém, é muito pequena. Concluíram ainda que a máxima redução de resposta é dada pelo acoplamento das estruturas com apenas o uso de amortecedores lineares.

Huang e Zhu (2013) estudaram a melhor quantidade e arranjo de amortecedores viscoelásticos ligando duas estruturas adjacentes sob excitação sísmica. Os edifícios foram modelados como *shear frame*, sendo simétricos e com seus planos alinhados. Devido à adição de amortecedores, a capacidade de absorção dos edifícios é aumentada, então, são assumidos que permanecem em estado elástico linear. A estratégia de otimização foi utilizar uma função objetivo que leva em conta a energia total de vibração das estruturas adjacentes, logo, o objetivo é minimizar essa energia. Os autores constataram que quanto maior o número de amortecedores, menor é a importância da localização de cada dispositivo. Também afirmaram que otimizar o

número de amortecedores tem pequeno efeito na performance do controle, logo, o mais importante é otimizar a localização do amortecedor. Explanaram que deve ser evitado o uso de apenas um amortecedor entre duas edificações adjacentes, pois a força de saída do amortecedor é alta e centralizada, resultando em efeitos indesejáveis na estrutura. Caso mais de um amortecedor for utilizado, eles devem ser distribuídos nos pisos mais altos e mais baixos das estruturas.

Pérez *et al.* (2014) realizaram um estudo de duas edificações acopladas ligadas por um dispositivo de controle passivo e também por um dispositivo híbrido, que combina o controle passivo juntamente com um controle ativo. As estruturas foram submetidas a acelerações no solo correspondente ao terremoto El Centro de 1940. Para utilização do controle ativo, foi utilizado um algoritmo clássico de controle ótimo linear. O sistema de controle passivo aplicado foi o de amortecimento viscoso. Um estudo paramétrico foi realizado com objetivo de encontrar o melhor coeficiente de amortecimento, variando quantidade e posição dos dispositivos de conexão. A melhor configuração está representada na Figura 2.20. Utilizando o sistema de braços ativos (controle ativo) nos andares, juntamente com a configuração ótima de amortecedores viscofluidos (controle passivo) foi constatado que o controle ativo reduz mais intensamente as respostas do edifício em que foi instalado, nesse caso, o mais alto. As respostas do edifício mais baixo são reduzidas efetivamente pelo sistema de controle passivo que conecta ambas as edificações.

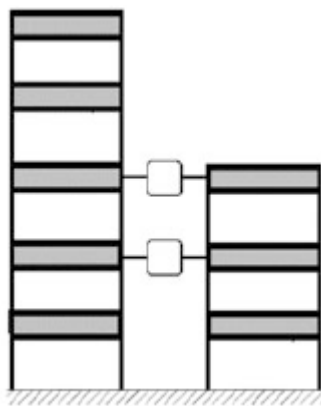


Figura 2.20 – Configuração ótima dos dispositivos de controle passivo. (Pérez *et al.*, 2014).

Bigdeli *et al.* (2016) apresentar uma formulação para otimização a fim solucionar o problema de encontrar a melhor combinação entre arranjos e propriedades mecânicas ótimas de amortecedores (viscosos) ligando duas edificações adjacentes. É um problema de otimização

do tipo bi-nível e que a configuração dos amortecedores é uma otimização do tipo discreta, enquanto os coeficientes ótimos é otimização do tipo contínua. Os modelos utilizados para representarem as edificações são do tipo *shear frame*. A partir dos resultados, foi concluído que quando se utiliza amortecedores com igual coeficiente de amortecimento, aumentar o número de amortecedores não necessariamente aumenta a estabilidade dinâmica do sistema. Quando os amortecedores não têm o mesmo coeficiente, aumentar o seu número, a partir de um certo valor, conduz a pequenos benefícios ao sistema. Também, se for usado apenas um amortecedor, este deve ser colocado no andar mais alto possível. Na maioria dos casos analisados, o uso de 4 amortecedores ou menos já é suficiente para obter bom controle estrutural.

Jankowski e Mahmoud (2016) investigaram os efeitos do acoplamento de duas estruturas adjacentes de três andares cada, com diferentes propriedades dinâmicas, através de elementos de ligação, a fim de atenuar o efeito de abalos sísmicos. Foi utilizado um modelo discreto (*shear frame*) de múltiplos graus de liberdade. Três casos foram estudados: o primeiro utiliza como elemento de ligação apenas molas lineares, o segundo utiliza amortecedores viscofluidos e o terceiro uma combinação dos dois, ou seja, amortecedores viscoelásticos. Os resultados indicaram que conectar duas estruturas por elementos de ligação pode ser muito eficaz para o edifício mais leve e flexível. As maiores reduções nas respostas foram obtidas por dispositivos de ligação com grandes valores de rigidez ou amortecimento, e os edifícios são totalmente conectados e vibram em fase. Também, foi confirmado que o uso de elementos de ligação viscoelásticos reduz as amplitudes do edifício mais flexível com menores valores de rigidez e amortecimento quando comparado com o uso de cada dispositivo sozinho. Porém, a resposta do edifício mais rígido é negligenciável.

Patel (2017) estudou a viabilidade da aplicação de amortecedores de extrusão de chumbo (AEC), uma forma de controle passivo, no acoplamento de duas edificações adjacentes. Um dispositivo AEC absorve energia de vibração por deformação plástica do chumbo e então transforma essa energia mecânica em calor. Os modelos utilizados para as edificações são do tipo *shear frame*. São consideradas diferentes alturas para as edificações, porém, assume-se os andares sempre no mesmo nível. Os resultados mostraram que dispositivos AEC são eficazes na redução da resposta de estruturas adjacentes acopladas. As reduções de respostas do sistema não se alteram muito com pequenas alterações no coeficiente de amortecimento do AEC, logo, não são necessários ajustes ou substituição dos dispositivos. Constataram também que não é necessário conectar as estruturas em todos os andares, ou seja, menos amortecedores posicionados em lugares apropriados torna o controle mais eficiente. As melhores posições são

aquelas localizadas onde se obtém maior velocidade relativa entre os andares. Por fim, pode-se reduzir o número de amortecedores pela metade se utilizar amortecedores com coeficientes de amortecimento diferentes, em vez de usar amortecedores com o mesmo coeficiente conectando todos os andares.

Guenidi *et al.* (2017) estudou a viabilidade de aplicação de um amortecedor de massa sintonizada compartilhado (AMSC), dispositivo de controle passivo, individualmente e em conjunto com um amortecedor magneto reológico (MR), dispositivo de controle semiativo, no acoplamento de duas edificações adjacentes. Além disso, avaliou a utilização de amortecedores de massa sintonizada (AMS) separadamente em cada edifício. Foram utilizadas duas edificações de 10 andares cada, modeladas como *shear frame* e sujeitos a movimentos do solo causados pelo terremoto El Centro de 1940. Os modelos estudados estão apresentados na Figura 2.21. Os autores concluíram que a melhor redução de respostas foi dada pela combinação de AMSC+MR (controle híbrido), mesmo para diferentes razões de frequências das edificações. As conclusões obtidas com o uso do AMSC em comparação com AMS individual foram as mesmas de Abdullah *et al.* (2001) e Kim e Kang (2014).

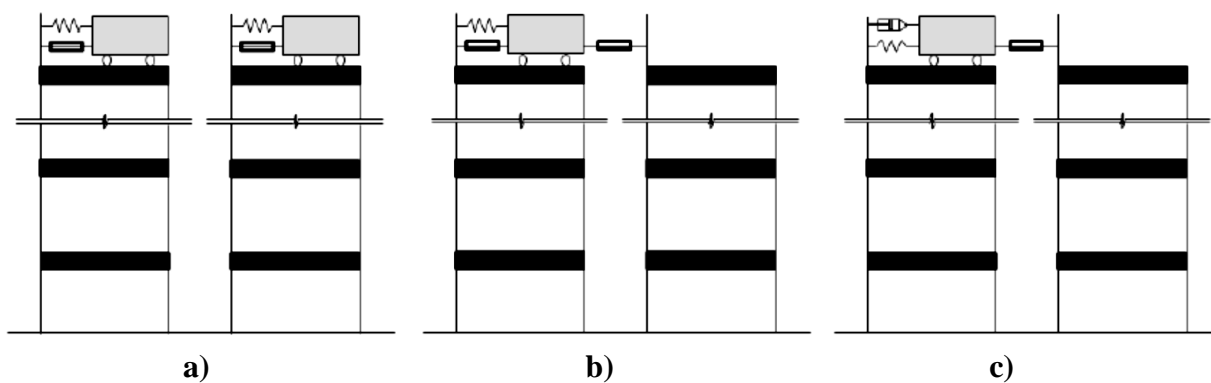


Figura 2.21 – Modelos estudados. a) AMS separados; b) AMSC; c) AMSC+MR. (Guenidi *et al.*, 2017).

Song *et al.* (2018) estudaram os efeitos do acoplamento estrutural nas propriedades modais e nas respostas induzidas pelo vento de edifícios com sistema de ligação. Segundo os autores, o acoplamento estrutural entre os edifícios afeta a correlação entre as respostas nas três direções. O modelo proposto consiste em dois edifícios de grande altura conectados por várias ligações, conforme Figura 2.22. Os pavimentos foram considerados como diafragmas rígidos tendo três graus de liberdade, duas translações e uma rotação. Cada ligação foi modelada como uma viga rígida (WESTERMO, 1989) conectada no pórtico do edifício. Quatro cenários foram

considerados, a fim de demonstrar o efeito de diferentes localizações da excentricidade dos centros de rigidez e massa. Os edifícios têm 40 pavimentos, 160m e são de concreto armado. Suas dimensões em planta são 30mx30m. Os resultados indicaram que dependendo da localização da excentricidade, no primeiro modo de vibração, a frequência teve diferença de 5% em relação ao edifício sem excentricidade. Para modos mais altos, essa diferença estava dentro de 10%. Entretanto, pode-se esperar que em casos de maiores excentricidades, esses efeitos podem ser significantes. Em relação aos modos de vibração, pode-se perceber comportamentos bem distintos em relação a cada cenário estudado. Dessa forma, é preciso cautela durante o projeto desse tipo de edificação.

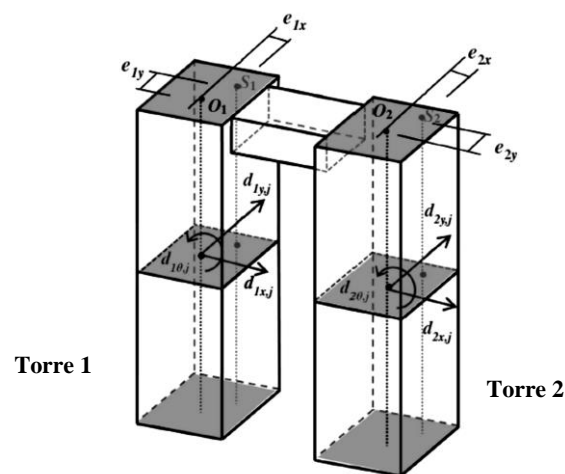


Figura 2.22 – Esquema do sistema de edifícios conectados. (Song *et al.*, 2018).

Os trabalhos mencionados evidenciam a eficiência do acoplamento de edifícios adjacentes com variados tipos de dispositivos de ligação, bem como características de massa e rigidez das edificações. Em comum, os estudos nessa área utilizam modelos simplificados *shear frame* para verificar a eficiência do acoplamento e calcular as características ótimas do dispositivo de ligação. Uma vez que a resposta da estrutura, perante excitações dinâmicas, depende de sua rigidez, amortecimento e massa, além da distribuição dessas propriedades ao longo da edificação, a escolha do modelo estrutural é fundamental para garantir valores de frequência natural e deslocamentos mais precisos. Como as propriedades mecânicas ótimas dos elementos de ligação entre os edifícios adjacentes dependem de suas respostas dinâmicas, torna-se importante a escolha correta de um modelo estrutural que represente a estrutura construída.

3 ESTUDO COMPARATIVO DE MODELOS PARA EDÍFÍCIOS ALTOS

Devido a disponibilidade de resultados experimentais, a estrutura experimental em pequena escala desenvolvido por Bernardes Jr. (2018) foi utilizada com objetivo de verificar a eficiência do modelo *shear frame* em prever as frequências naturais da estrutura. Também, um modelo tridimensional foi estabelecido para averiguar os resultados experimentais. Os Modelos numéricos foram desenvolvidos em elementos finitos (EF) utilizando o software SAP2000®. Posteriormente, no capítulo 4, esses modelos oriundos do modelo experimental serão utilizados na análise de acoplamento estrutural.

3.1 Descrição do modelo experimental

O modelo experimental foi desenvolvido por Bernardes Jr. (2018) e tem como objetivo simular experimentalmente o comportamento de um edifício alto. O modelo consiste na união de 10 módulos construídos em aço SAE 1020, conforme Figura 3.1. Esse aço tem Módulo de Elasticidade 205 GPa e peso específico 7870 kg/m³. Cada módulo é composto pela conexão de duas placas através de quatro colunas. As colunas possuem 6,3 mm de espessura, 20 mm de comprimento e 200 mm de altura. O módulo e suas dimensões estão ilustradas na Figura 3.2.



Figura 3.1 – Modelo experimental. (Bernardes Jr., 2018).

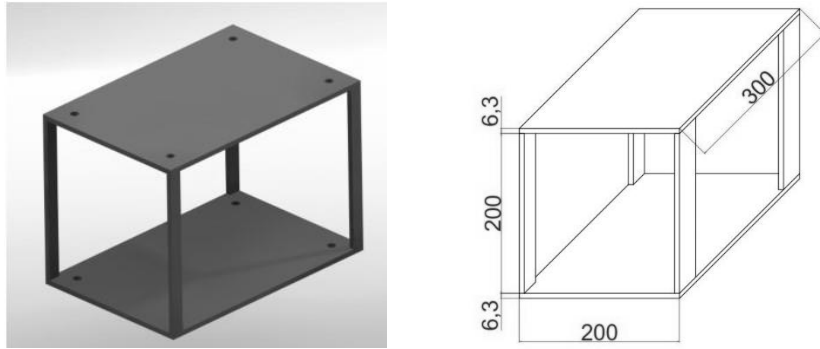


Figura 3.2 – Módulo de aço e dimensões. (Bernardes Jr., 2018).

Os módulos são parafusados, um a um, com arruela sob a porca. Os parafusos são igualmente apertados com auxílio de um torquímetro. A estrutura é então parafusada sobre uma base fixa, dessa forma, a altura total do modelo é aproximadamente 2,12 m e esbelteza aproximada de 1:10.

Ensaio de vibração livre foram realizados para obtenção da resposta modal da estrutura. Um martelo de impacto foi utilizado para excitar a estrutura e dois acelerômetros, sendo um para referência e outro para medição, foram empregados. O ensaio foi realizado nas duas direções transversais da estrutura. O acelerômetro de medição foi posicionado em três pontos diferentes, conforme indicado na Figura 3.3.

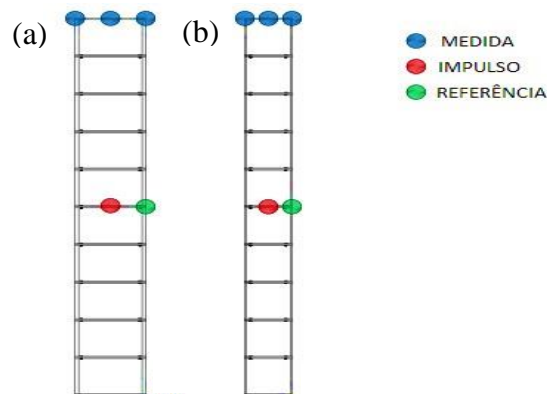


Figura 3.3 – Posicionamento dos acelerômetros na direção de (a) menor inércia (b) maior inércia. (Bernardes Jr., 2018).

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 3.1 e as funções de resposta em frequência na Figura 3.4.

Tabela 3.1 – Resultados de frequência natural para o modelo experimental. (Bernardes Jr., 2018).

Modo	Frequência Natural (Hz)	
	Direção de menor inércia	Direção de maior inércia
1	4,04	6,85
2	12,15	21,80
3	23,60	32,10

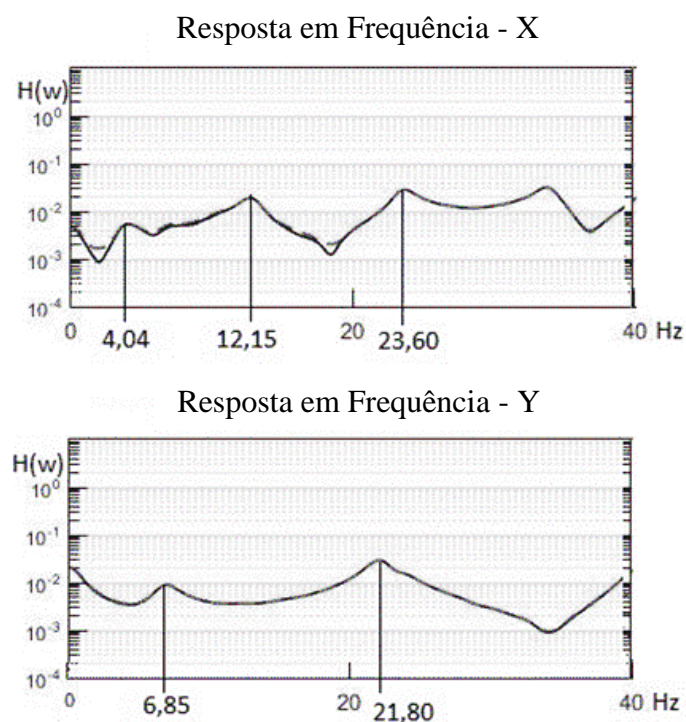


Figura 3.4 – Funções de Resposta em Frequência. (Bernardes Jr., 2018).

Por fim, foi realizada uma análise de imagens adquirida por vídeo para obtenção da razão de amortecimento da estrutura experimental. Para isso, a estrutura foi submetida a um deslocamento inicial e então solta abruptamente para vibrar livremente. Esse procedimento foi realizado cinco vezes. Um ponto fixo foi escolhido no topo da estrutura e sua trajetória foi capturada. Utilizando o software MATLAB[®] o ajuste da trajetória capturada foi realizado. A razão de amortecimento (ξ) obtida foi de 0,4%.

3.2 Vibração livre para sistemas com múltiplos graus de liberdade

O software SAP2000® utiliza a formulação descrita a seguir para determinar as frequências naturais e modos de vibração de um sistema.

Para a análise dinâmica de um sistema com múltiplos graus de liberdade de forma discreta, pode-se escrever a equação do equilíbrio dinâmico da seguinte forma:

$$\mathbf{K} \vec{u}(t) + \mathbf{C} \vec{\dot{u}}(t) + \mathbf{M} \vec{\ddot{u}}(t) = \vec{f}(t) \quad (3.1)$$

em que

- $\vec{u}(t)$: é o vetor de coordenadas nodais no instante de tempo t ;
- $\vec{\dot{u}}(t)$: é o vetor de velocidades nodais no instante de tempo t ;
- $\vec{\ddot{u}}(t)$: é o vetor de acelerações nodais no instante de tempo t ;
- \mathbf{K} , \mathbf{C} e \mathbf{M} : são as matrizes de rigidez, amortecimento e massa da estrutura, respectivamente;
- $\vec{f}(t)$: é o vetor de forças externas nodais aplicadas no instante de tempo t .

Para o caso de vibração livre não amortecida, a equação (3.1) toma a seguinte forma:

$$\mathbf{M} \vec{\ddot{u}}(t) + \mathbf{K} \vec{u}(t) = 0 \quad (3.2)$$

Na qual, a solução é uma função harmônica do tipo

$$\vec{u}(t) = \boldsymbol{\varphi}_m \cos(\omega_m t) \quad (3.3)$$

em que

- ω_m : frequência natural circular;
- $\boldsymbol{\varphi}_m$: vetor constante que fisicamente representa a deformada (modo de vibração).

Derivando a equação (3.3) e substituindo na equação (3.2), obtém-se:

$$\begin{aligned} -\mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_m \cos(\omega_m t) \omega_m^2 + \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_m \cos(\omega_m t) &= 0 \\ \boldsymbol{\varphi}_m (-\mathbf{M} \omega_m^2 + \mathbf{K}) &= 0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

Sabendo que $\boldsymbol{\varphi}_m = 0$ implica na ausência de movimento, então, para obter uma solução diferente da trivial o determinante da matriz resultante de $(-\mathbf{M} \omega_m^2 + \mathbf{K})$ deve ser nulo, logo:

$$\det |-\mathbf{M} \omega_m^2 + \mathbf{K}| = 0 \quad (3.5)$$

Assim, tem-se um problema de autovalores e autovetores. Desenvolvendo a equação (3.5), chega-se no chamado polinômio característico, com grau “n”, em que “n” é o número de graus de liberdade correspondente aos deslocamentos livres do sistema. Os autovalores são então, as frequências naturais do sistema e os autovetores os modos de vibração.

3.3 Modelo *shear frame* da estrutura experimental

A modelagem da estrutura experimental considerando *shear frame* (SF) foi realizada com base nas diretrizes gerais comentadas na bibliografia. É importante ressaltar que as dimensões de cada peça da estrutura experimental foram medidas *in loco* para levar em conta as variações das dimensões teóricas que ocorrem. A direção de menor inércia da estrutura experimental foi utilizada para estabelecer o modelo SF.

A massa de cada pavimento é a soma total das massas das placas, parafusos e porcas, subtraindo-se a massa dos furos. Essa massa é inteiramente concentrada no centro da viga, na qual, é considerada infinitamente rígida em relação às colunas, dessa forma a rotação nos nós é impedida. Como a estrutura experimental possui 10 pavimentos, no modelo SF obtém-se 10 graus de liberdade. Na Tabela 3.2 é possível visualizar as características de massa e rigidez por andar do modelo.

Tabela 3.2 – Valores utilizados no modelo SF.

Pavimento	Rigidez (N/m)	Massa (kg)
1	5,0090E+05	5,9827
2	5,9206E+05	6,0086
3	5,1332E+05	6,0455
4	5,1029E+05	6,0225
5	5,0235E+05	6,0224
6	4,7704E+05	5,9779
7	5,0773E+05	5,9794
8	4,8134E+05	6,0016
9	5,4048E+05	5,9679
10	5,1077E+05	2,9235

A massa das colunas é desprezada, bem como, sua rigidez axial, o que está de acordo com a bibliografia citada. A rigidez a flexão de cada coluna k_c é dada pela equação (3.6).

$$k_c = \frac{12EI}{L_n^3} \quad (3.6)$$

em que: E é o módulo de elasticidade do aço (205 GPa), I é o momento de inércia da seção transversal e L_n o comprimento da coluna. As colunas são consideradas bi-engastadas devido a solda presente entre elas e as placas. Assim, a rigidez de cada pavimento k_n , equação (3.7), é a soma da rigidez das quatro colunas.

$$k_n = 4 k_c \quad (3.7)$$

Vigas e colunas são modeladas com elemento de pórtico, e a base é considerada engastada. Restrições são introduzidas nas ligações viga-pilar para impedir totalmente o giro. Na Figura 3.5 está ilustrado o modelo SF em EF no SAP2000®.



Figura 3.5 – Modelo SF da estrutura experimental.

Na Tabela 3.3 estão apresentadas as três primeiras frequências do modelo SF e a comparação da primeira frequência com modelo experimental, pois é o modo lateral que o modelo SF reproduz. Na Figura 3.6 estão ilustrados os três primeiros modos de vibração do modelo SF.

Tabela 3.3 – Valores de frequência natural do modelo SF.

Modo	Frequência (Hz)	Experimental	Diferença
1	7,35	4,04	45,03%
2	21,63	-	-
3	35,49	-	-

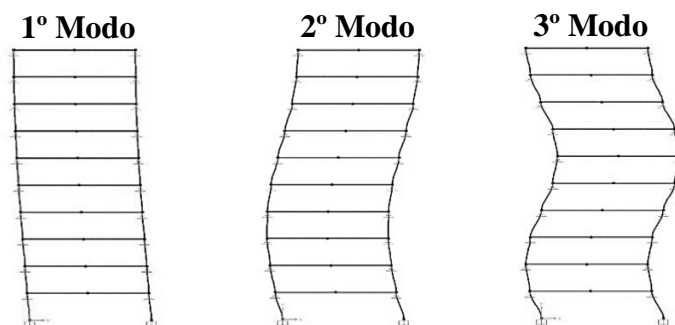


Figura 3.6 – Modos de vibração do modelo SF.

Como pode-se observar, o modelo SF não foi eficiente em reproduzir a primeira frequência da estrutura experimental. Um dos fatores que levam a isso é que, no modelo experimental, a base não é perfeitamente engastada, como é considerada no modelo SF. Também, a desconsideração na rotação dos nós levam a erros consideráveis na predição das frequências naturais (HURTY e RUBINSTEIN, 1967).

3.4 Modelo tridimensional

Um modelo tridimensional (3D) da estrutura experimental foi elaborado via EF, também no software SAP2000®. As características de massa, rigidez e condições de contorno são reproduzidas de modo que a diferença de resposta entre os modelos numérico e experimental seja mínima. As colunas foram modeladas com elemento de pórtico espacial e as lajes, foram modeladas como grelha equivalente. Na Figura 3.7 está ilustrado o modelo 3D. Os eixos cartesianos foram assim posicionados: o eixo y é a direção de menor inércia, o eixo de maior inércia é o x e o eixo z está ao longo da altura do modelo.

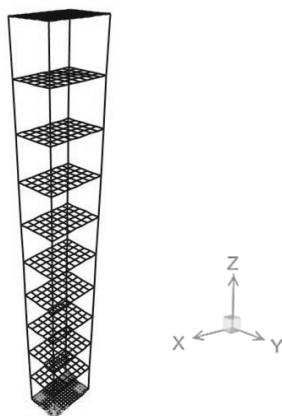


Figura 3.7 – Modelo tridimensional no SAP2000®.

A Diferença de massa entre o modelo experimental e numérico foi de 100 g aproximadamente. Assim, os parafusos que unem os módulos não foram modelados, pois a diferença entre a massa retirada nos furos e a dos parafusos é pequena.

Quatro parafusos ligam a estrutura experimental ao solo. No modelo numérico, as condições de contorno da base foram então modeladas com molas lineares, conforme Figura 3.8. A rigidez da mola foi ajustada manualmente, e percebeu-se que o comportamento dos modos de vibração dependem desse valor. Os resultados de frequência natural, modos de vibração e a comparação com os resultados experimentais, encontram-se na Tabela 3.4. Na Figura 3.9 estão ilustrados os três primeiros modos de vibração.

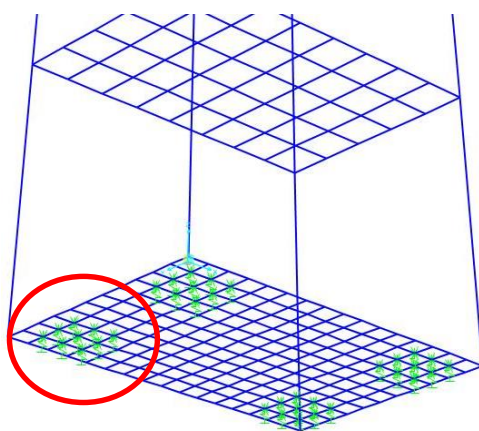


Figura 3.8 – Molas lineares simulando os parafusos na base da estrutura experimental.

Tabela 3.4 – Comparação entre as frequências naturais.

Modo de vibração	Frequência Natural (Hz)		Erro	Modo
	Experimental	Numérico		
1	4,01	4,16	3,74%	Flexão na direção de menor inércia
2	6,85	6,66	-2,77%	Flexão na direção de maior inércia
3	12,15	12,98	-6,83%	Torção

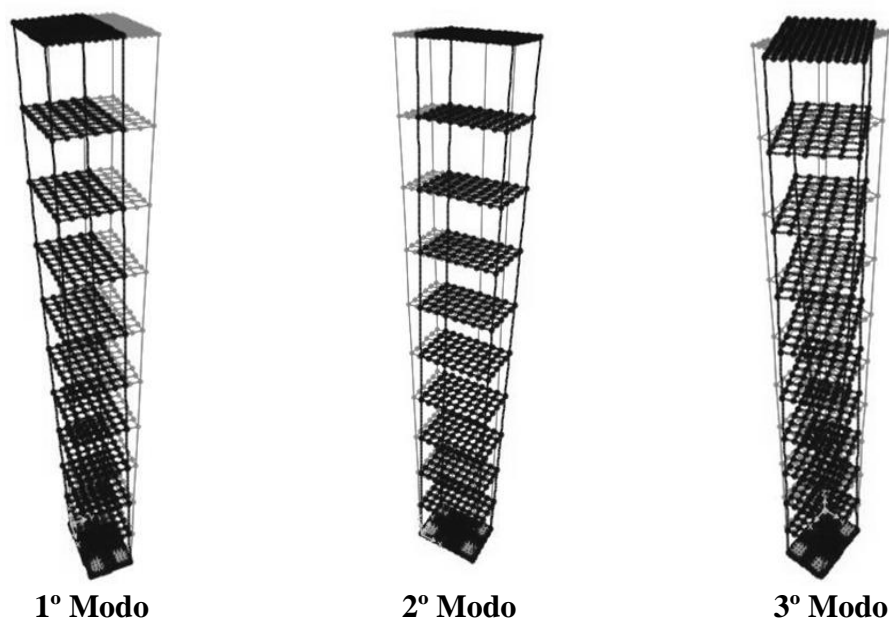


Figura 3.9 – Modos de vibração do modelo 3D.

A formulação das equações do movimento para modelo *shear frame*, embora fácil de visualizar em sistemas simples, não é adequada para estruturas complexas (CHOPRA, 2012). Além disso, como comentado na bibliografia, a norma americana que trata de edificações resistentes a sismos (ASCE 7-10 – 2010) e a norma colombiana (NSR-10 – 2010), comentam que a simplificação de modelos deve respeitar um percentual de participação de massa combinada de 90%. Isso significa que para estabelecer um modelo *shear frame*, o primeiro modo de vibração do modelo 3D deveria ter no mínimo 90% de participação de massa. Essa exigência, no modelo 3D, acontece na quarta frequência, quando 91% da soma das massas vibra na direção de menor inércia. Na direção de maior inércia, 92% da soma das massas vibra apenas na sexta frequência. Dessa forma, o modelo SF não é adequado para representar essa estrutura. Esse tipo de verificação de modelo é muitas vezes negligenciada, o que pode ser inseguro quando se trata da previsão de frequências naturais e na análise do acoplamento de estruturas adjacentes

4 EDIFÍCIOS ACOPLADOS: COMPARAÇÃO DE MODELOS

Neste capítulo, os resultados numéricos obtidos por Pérez Peña (2017) foram reproduzidos utilizando o software SAP2000[®]. Dessa forma é possível verificar a eficiência do software quando se trata do acoplamento entre estruturas adjacentes. Em seguida, um modelo SF contendo os 7 primeiros pavimentos da estrutura experimental foi posicionado adjacente ao modelo SF com 10 pavimentos. Utilizando a otimização por enxame de partículas (PSO), a posição ótima do elemento de ligação, quantidade e propriedades mecânicas foram obtidas para os três sismos. Por fim, um modelo tridimensional contendo os 7 primeiros pavimentos foi posicionado adjacente ao modelo com 10 pavimento e os resultados obtidos na otimização, da etapa anterior, foram utilizados para avaliar o acoplamento entre as estruturas. Nessa etapa, os sismos são considerados em três direções diferentes, e os amortecedores conectando a estrutura com duas configurações distintas: paralelos e cruzados. Dessa forma é possível verificar a eficiência do acoplamento em outras direções e em configurações diferentes.

Nos modelos numéricos de edifícios acoplados, a geometria, propriedades do material e condições de contorno, foram oriundas do modelo experimental anteriormente citado. As características dos sismos utilizados no estudo, como excitação horizontal das edificações adjacentes, estão apresentadas na Tabela 4.1. Na tabela, PGA é a aceleração pico efetiva, M é a magnitude do abalo sísmico e Dss é a distância do local de medida do epicentro. Os registros foram obtidos no site *Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER* (PEER Ground Motion Database, 2013). As faixas de frequências dominantes dos sismos variam entre 0,3 e 7 Hz. Dessa forma, uma boa faixa de frequências é utilizada para avaliar o comportamento dos modelos. Na Figura 4.1 está apresentado o registro de acelerações e na Figura 4.2 os espectros de frequência dos sismos.

Tabela 4.1 – Sismos utilizados para excitar as edificações. (Pérez Peña, 2017.)

Sismo	Estação	PGA (g)	M	Dss [Km]
El Centro	Irrigation District substation	0,314	6,5	6,09
Kobe	OKJMA	0,821	6,9	0,6
Northridge	360LA - Sepulveda Hospital	0,932	6,7	8,44

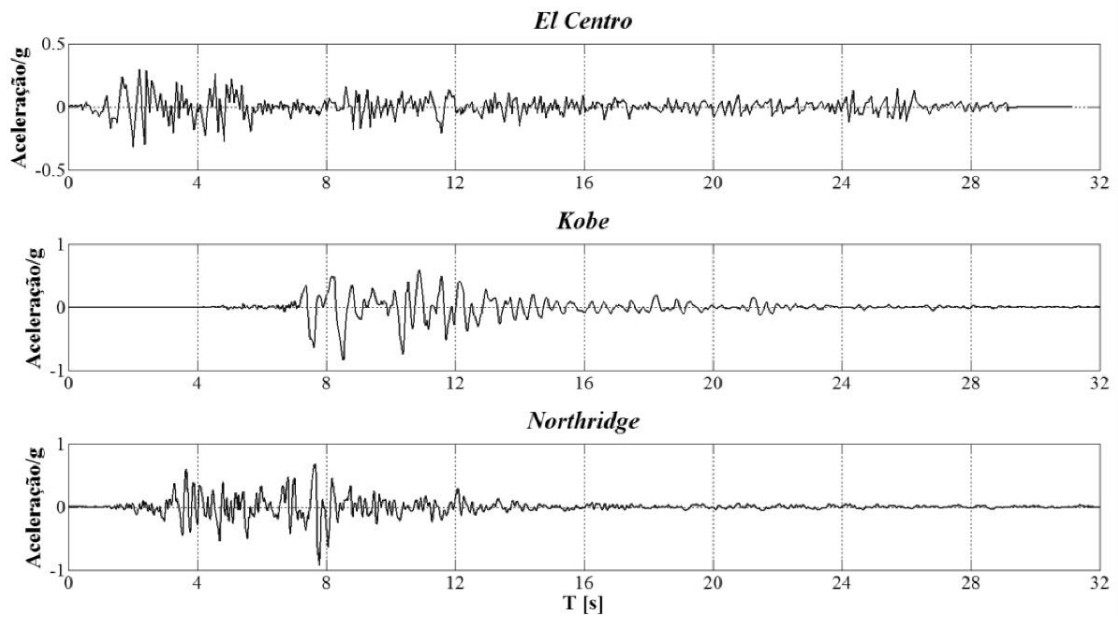


Figura 4.1 – Registro de acelerações dos sismos. (Pérez Peña, 2017).

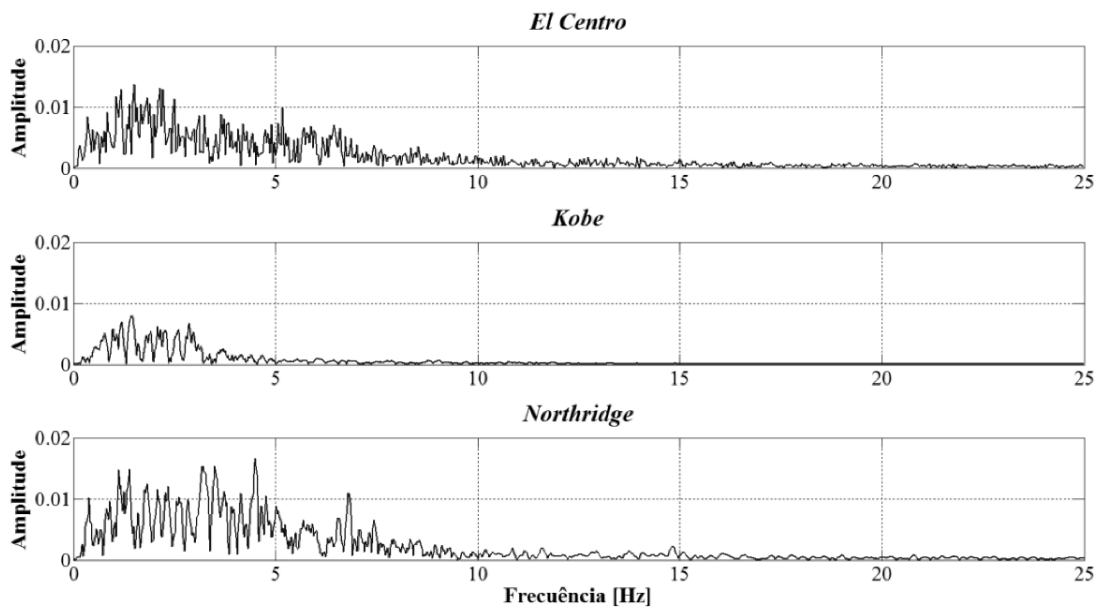


Figura 4.2 – Espectro de frequência dos sismos. (Pérez Peña, 2017).

4.1 Formulação matemática para modelos de edificações adjacentes acopladas

A formulação matemática descrita a seguir é baseada nos estudos de Bigdeli (2012), Bigdeli *et al.* (2016), Pérez Peña (2017) e Uz e Hadi (2018). As estruturas adjacentes são modeladas como pórtico *shear frame* e o movimento no solo é uniforme na base em ambas as estruturas. A distância entre as edificações é suficiente para instalação de algum dispositivo, porém, não é considerada nos cálculos. O dispositivo de ligação considerado é um amortecedor viscoelástico linear, ou seja, um sistema de controle passivo.

Na Figura 4.3 estão apresentados dois pórticos *shear frame* e o modelo massa-mola-amortecedor correspondente, em que, a estrutura 1 contém $n + m$ pavimentos e a estrutura 2 compõe-se de n pavimentos. As propriedades de massa, rigidez e amortecimento das edificações possuem, respectivamente, os valores de m_i^j , k_i^j , c_i^j , na qual, i indica o número do pavimento e j a edificação ($j = 1, 2$). As molas e amortecedores do sistema de controle possuem as propriedades mecânicas k_n^3 e c_n^3 , sendo n o pavimento em que os elementos se encontram. Por último, \ddot{X}_g é a aceleração no solo.

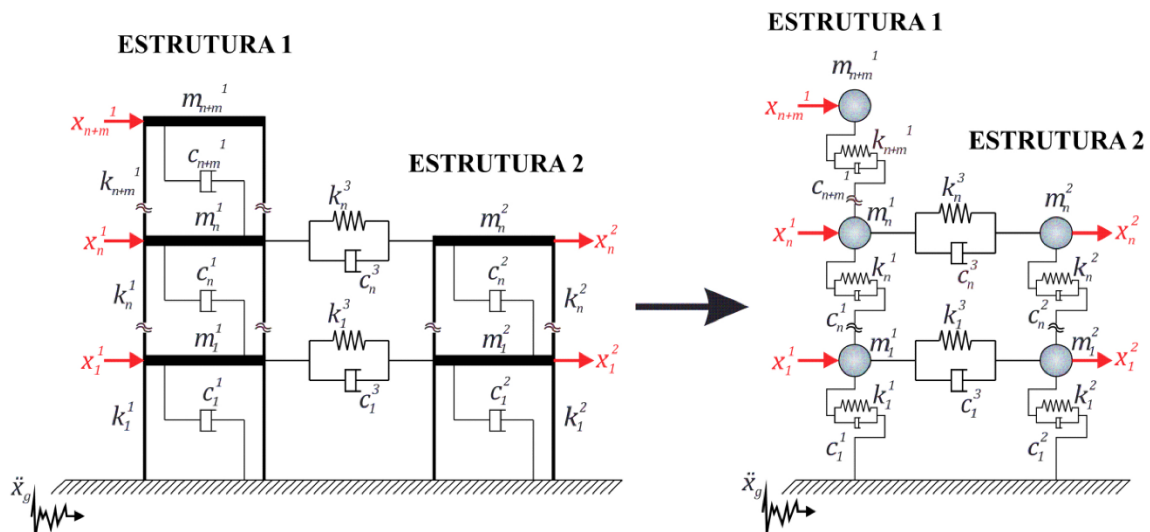


Figura 4.3 – Sistema acoplado com múltiplos graus de liberdade. (Pérez Peña, 2017).

Na figura acima, $x_{n+m}^1(t)$ e $x_n^2(t)$ são os deslocamentos dos modelos no domínio do tempo. Dessa forma as velocidades e acelerações são, respectivamente, $\dot{x}_{n+m}^1(t)$, $\dot{x}_n^2(t)$, $\ddot{x}_{n+m}^1(t)$ e $\ddot{x}_n^2(t)$. O diagrama de corpo livre está representado na Figura 4.4.

ESTRUTURA 1

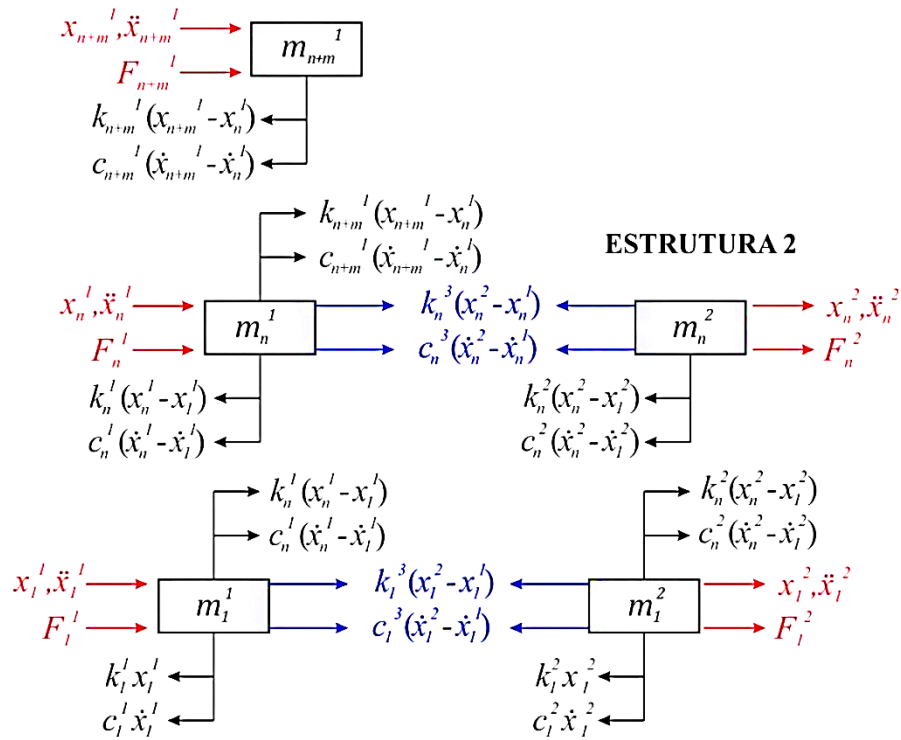


Figura 4.4 – Diagrama de corpo livre para estruturas adjacentes. (Pérez Peña, 2017).

Aplicando a segunda lei de Newton e utilizando a forma matricial, a equação do movimento para as estruturas acopladas tem a forma:

$$\mathbf{M}_{ee} \ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + \mathbf{C}_{ee} \dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + \mathbf{K}_{ee} \mathbf{x}_{ee}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (4.1)$$

em que: \mathbf{M}_{ee} , \mathbf{C}_{ee} , \mathbf{K}_{ee} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema acoplado, respectivamente; os vetores $\ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$ e $\mathbf{x}_{ee}(t)$ são os que contém os valores de acelerações, velocidades e deslocamentos, respectivamente, nas duas estruturas; $\mathbf{f}(t)$ é o vetor de força externa. Dessa forma, as matrizes e vetores são os seguintes:

$$\mathbf{M}_{ee} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{(n+m, n+m)}^1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{(n, n)}^2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$$\mathbf{m}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} m_1^1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & m_n^1 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & m_{n+m}^1 \end{bmatrix}, \mathbf{m}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} m_1^2 & & & \\ & \ddots & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n^2 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

$$\mathbf{K}_{ee} = \mathbf{K} + \mathbf{K}^3 = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{k}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^3 & -\mathbf{k}_{(n+m,n)}^3 \\ -\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3 & \mathbf{k}_{(n,n)}^3 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

$$\mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} k_1^1 + k_2^1 & -k_2^1 & & & \\ -k_2^1 & k_2^1 + k_3^1 & -k_3^1 & & \\ & -k_3^1 & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & -k_n^1 & k_n^1 + k_{n+m}^1 & -k_{n+m}^1 \\ & & & & -k_{n+m}^1 & k_{n+m}^1 & \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

$$\mathbf{k}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} k_1^2 + k_2^2 & -k_2^2 & & & \\ -k_2^2 & k_2^2 + k_3^2 & -k_3^2 & & \\ & -k_3^2 & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & k_{n-1}^2 + k_n^2 & -k_n^2 \\ & & & & -k_n^2 & k_n^2 \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

$$\mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & k_n^3 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{k}_{(n,n)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & & \\ & \ddots & & \\ & & \ddots & \\ & & & k_n^3 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

$$\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & \cdots & 0 \\ & \ddots & & 0 \\ & & k_n^3 & \cdots & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{k}_{(n+m,n)}^3 = [\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3]^\top \quad (4.8)$$

$$\mathbf{f}(t) = \mathbf{T}_w \ddot{\mathbf{x}}_g(t) = -\mathbf{M}_{ee} \{\mathbf{1}\}_{n+m+n} \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (4.17)$$

As matrizes \mathbf{K}^3 e \mathbf{C}^3 contêm os valores de rigidez e amortecimento do elemento de ligação entre as estruturas acopladas.

4.2 Otimização por enxame de partículas

O algoritmo evolutivo desenvolvido por Kennedy e Eberhart (1995) chamado enxame de partículas, *Particle swarm optimization* (PSO) foi utilizado neste trabalho. Esse algoritmo se baseia em uma população de indivíduos que se adaptam e retornam estocasticamente para regiões anteriormente bem definidas. O conceito desse método é baseado no comportamento de peixes, abelhas e outros animais. Os indivíduos ou partículas que fazem parte do enxame e que representam parâmetros de otimização, movem-se pelas regiões definidas em busca de um local de alimentação mais fértil, que matematicamente, significa a localização ideal que minimiza uma função objetivo. Além de fácil implementação, o PSO requer um tempo menor de cálculo para minimizar quando comparado com outros métodos (SHABBIR, 2014; HAMDY *et al.* 2017; CUI *et al.*, 2017).

A função objetivo utilizada é formada por duas parcelas. A primeira consiste em minimizar o quadrado dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos das duas edificações adjacentes (equação 4.18). A segunda destina-se diminuir o valor da soma dos quadrados desses deslocamentos (equação 4.19).

$$f_{obj1} = \max\{\max(\{\Delta\}^1)^2 \quad \max(\{\Delta\}^2)^2\} \quad (4.18)$$

$$f_{obj2} = \sum_{i=1}^{n+m} (\{\Delta\}_i^1)^2 + \sum_{i=1}^{n+m} (\{\Delta\}_i^2)^2 \quad (4.19)$$

$$f_{objtotal} = f_{obj1} + f_{obj2} \quad (4.20)$$

$$\begin{cases} \{\Delta\}_i^j = x_i^j \\ \{\Delta\}_i^j = x_i^j - x_{i-1}^j \quad 1 < i \leq n_{\text{pavimentos}} \end{cases} \quad (4.21)$$

em que $\{\Delta\}^j$ é o vetor que contém os deslocamentos relativos de cada edificação ($1 \leq j \leq 2$) e x_i^j é o deslocamento absoluto calculado em cada pavimento.

Para cada configuração de acoplamento diferente, o PSO resolve N vezes a equação do movimento para os sistemas conectados a fim de obter os deslocamentos absolutos e calcular o deslocamento relativo entre pavimentos. Assim, o algoritmo compara todos os valores da função objetivo para obter a configuração ideal, bem como, os parâmetros ótimos do sistema de ligação, no caso desse trabalho, o coeficiente de rigidez e de amortecimento. O valor de N é dado por uma análise combinatória simples dada pela expressão (4.22).

$$N = \frac{n!}{(n - n_d)! n_d!} \quad (4.22)$$

na qual n é o número de pavimentos adjacentes que podem ser interligados e n_d o número de elementos de interligação disponíveis.

4.3 Análise de edificações adjacentes acopladas no software SAP2000®

Nessa etapa, os modelos estudados por Pérez Peña (2017) foram reproduzidos via elementos finitos (EF) no software SAP2000®. As análises de Pérez Peña (2017) se deram através de códigos desenvolvidos no software MATLAB®. Foi considerado um modelo SF, fixado em base rígida, com as seguintes características: massa por andar $m_i^j = 30$ t, pé direito $H_i^j = 3,0$ m e rigidez por andar $k_i^j = 12,58$ MN/m. Os modelos estudados estão apresentados na Figura 4.5. As matrizes de amortecimento foram calculadas pelo método de Rayleigh, assim, proporcionais às matrizes de massa e rigidez, sendo considerada uma taxa de amortecimento de 2%. Para as acelerações do solo \ddot{X}_g , foram utilizados os três sismos anteriormente citados.

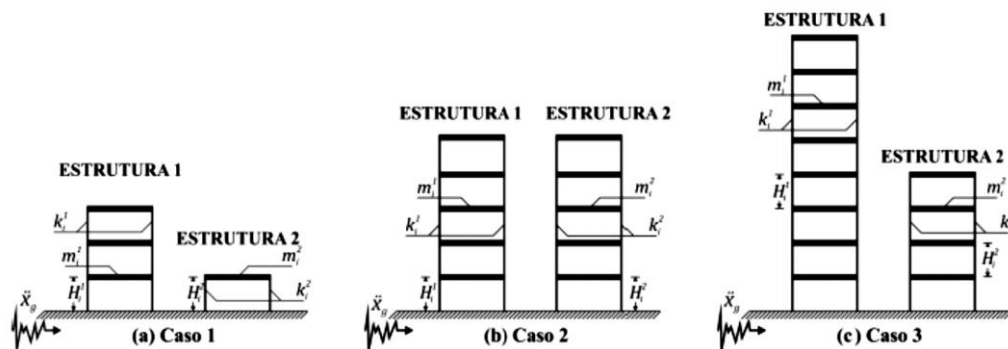


Figura 4.5 – Casos numéricos estudados por (Pérez Peña, 2017).

As estruturas foram interligadas por dispositivos de controle passivo. A posição e constantes dos amortecedores utilizados nas análises foram encontradas através do método de otimização PSO. No SAP2000[®], os modelos em EF foram construídos utilizando elementos de pórtico. O elemento de ligação foi do tipo Damper – Linear. A análise foi realizada utilizando o método da integração direta utilizando o método Hilber-Hughes-Taylor (HHT), na qual, é sugerido pelo manual do software. Utilizando os parâmetros do método HHT indicados, a precisão é maior que as dos outros métodos disponíveis. A Figura 4.6 ilustra o modelo para representar o acoplamento das estruturas de 1 pavimento e 3 pavimentos. As vigas foram configuradas para serem infinitamente rígidas em relação aos pilares. A massa é concentrada no centro da viga e restrições impedindo o giro são alocadas nos nós de ligação viga-pilar, dessa forma, está representado um modelo SF.

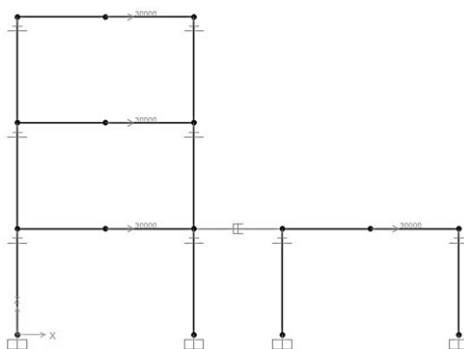


Figura 4.6 – Modelo SF em elementos finitos de edificações adjacentes.

Na Tabela 4.2 encontram-se as comparações dos resultados das primeiras frequências naturais obtidos nos modelos em EF das estruturas utilizadas nos três casos estudados. Na Tabela 4.3, o deslocamento máximo e o deslocamento máximo relativo entre pavimentos (DRP) obtidos no modelo em EF são comparados para estruturas desacopladas e acopladas (entre parênteses na tabela) com edificações de 3 e 1 pavimentos, utilizando os três sismos.

Tabela 4.2 – Comparação entre as primeiras frequências naturais.

Pavimentos	Frequência Natural (Hz)		Diferença
	Pérez Penã (2017)	SAP2000	
1	3,259	3,242	0,52%
3	1,45	1,44	0,69%
4	1,132	1,126	0,53%
5	0,928	0,923	0,54%
8	0,601	0,599	0,40%

Tabela 4.3 – Comparação entre os deslocamentos para estruturas de 3 e 1 pavimentos.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (m)		DRP máximo (m)	
		Pérez Peña (2017)	SAP2000	Pérez Peña (2017)	SAP2000
El Centro	3	0,103 (0,084)	0,104 (0,084)	0,046 (0,035)	0,047 (0,035)
	1	0,021 (0,018)	0,022 (0,018)	0,021 (0,018)	0,022 (0,018)
Kobe	3	0,471 (0,190)	0,470 (0,200)	0,214 (0,071)	0,214 (0,071)
	1	0,051 (0,060)	0,056 (0,062)	0,051 (0,060)	0,056 (0,062)
Northridge	3	0,206 (0,142)	0,222 (0,143)	0,095 (0,058)	0,097 (0,058)
	1	0,100 (0,051)	0,102 (0,052)	0,100 (0,051)	0,102 (0,052)

Como pode-se perceber, houve pouca diferença entre os valores de Pérez Peña (2017) e os obtidos no presente trabalho via SAP2000®. Para o caso de duas edificações adjacentes de iguais pavimentos, os valores obtidos também estão próximos aos modelos em EF. Para o caso de estruturas com 8 e 4 pavimentos, a comparação dos valores de deslocamento máximo e DRP estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Comparação entre os deslocamentos para estruturas de 8 e 4 pavimentos.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (m)		DRP máximo (m)	
		Pérez Peña (2017)	SAP2000	Pérez Peña (2017)	SAP2000
El Centro	8	0,208 (0,133)	0,203 (0,135)	0,042 (0,025)	0,043 (0,025)
	4	0,202 (0,079)	0,200 (0,08)	0,069 (0,025)	0,069 (0,025)
Kobe	8	0,652 (0,502)	0,652 (0,504)	0,141 (0,082)	0,137 (0,083)
	4	0,517 (0,260)	0,519 (0,262)	0,181 (0,074)	0,185 (0,074)
Northridge	8	0,329 (0,184)	0,328 (0,185)	0,071 (0,046)	0,070 (0,044)
	4	0,404 (0,114)	0,386 (0,115)	0,132 (0,044)	0,130 (0,042)

Dessa forma, mostra-se que é eficiente a análise de estruturas acopladas utilizando o software SAP2000®. Os parâmetros para o método de solução foram utilizados nas análises do acoplamento tridimensional realizadas a seguir.

4.4 Otimização PSO no modelo *shear frame* da estrutura experimental

A utilização do modelo simplificado SF para a otimização se baseou nos estudos indicados na bibliografia. O custo computacional é alto para realizar a otimização dos dispositivos de ligação entre edificações adjacentes quando se consideram modelos mais complexos, como o tridimensional. Isso se torna inviável quando se utiliza computadores comuns. A ideia principal, foi utilizar o modelo simplificado para encontrar a posição, quantidade e propriedades mecânicas ótimas dos amortecedores e verificar se esses valores são eficientes no modelo tridimensional em EF, ou seja, se o acoplamento estrutural é eficaz na diminuição das vibrações no modelo tridimensional acoplado.

Para simular uma segunda estrutura, adjacente a estrutura de 10 pavimentos, um modelo com os sete primeiros pavimentos da estrutura experimental foi utilizado. Essa consideração foi em virtude das faixas de frequências dos sismos que não afetam de forma efetiva o modelo com menor número de pavimentos. Na Tabela 4.5 são apresentadas as características das duas estruturas adjacentes.

Tabela 4.5 – Características dos dois modelos SF adjacentes.

	Pavimento	Rigidez (N/m)	Massa (kg)	
Estrutura 1	1	5,0090E+05	5,9827	Estrutura 2
	2	5,9206E+05	6,0086	
	3	5,1332E+05	6,0455	
	4	5,1029E+05	6,0225	
	5	5,0235E+05	6,0224	
	6	4,7704E+05	5,9779	
	7	5,0773E+05	5,9794	
	8	4,8134E+05	6,0016	
	9	5,4048E+05	5,9679	
	10	5,1077E+05	2,9235	

Para essa fase, foi utilizada uma rotina desenvolvida por Pérez Peña (2017) em MATLAB[®]. A rotina considera duas estruturas do tipo *shear frame* adjacentes conectadas por dispositivos de controle do tipo passivo. Através da otimização PSO quantidade, posição e as propriedades mecânicas dos dispositivos ótimas são contabilizadas para os três sismos. Um modelo em elementos finitos (EF), utilizando o software SAP2000[®], conforme o apresentado na Figura 4.6, foi elaborado a fim de verificar os resultados de deslocamentos máximos entre

pavimentos (DRP), do sistema acoplado, fornecidos pela rotina. Na Tabela 4.6 estão apresentados os resultados da otimização e os valores de DRP da rotina em comparação aos do modelo em EF. Os deslocamentos máximos e DRP máximo nas duas estruturas estão indicados na Tabela 4.7 Tabela 4.6, em que, os valores entre parênteses são os do sistema acoplado.

Tabela 4.6 – Resultados da otimização PSO.

Estrutura	Posição dos amortecedores	Coefficiente de amortecimento (N.s/m)	Coefficiente de rigidez (N/m)	DRP rotina (mm)	DRP EF (mm)	Função objetivo (m ²)
1	Pav. 2 e 7	146,4023	0,00	0,66	0,70	3,0981E-06
2				0,52	0,54	
1	Pav. 6 e 7	281,5201	0,00	0,99	1,00	
2				0,69	0,71	
1	Pav. 7	94,5534	0,00	1,93	1,93	2,3057E-05
2				1,32	1,31	

Tabela 4.7 – Respostas máximas do sistema com e sem acoplamento.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (mm)	Redução	DRP máximo (mm)	Redução
El Centro	10	5,35 (4,09)	24%	0,91 (0,71)	22%
	7	2,53 (2,48)	2%	0,57 (0,54)	5%
Kobe	10	8,18 (5,18)	37%	1,48 (1,00)	32%
	7	4,01 (2,86)	29%	0,94 (0,71)	25%
Northridge	10	23,61 (10,59)	55%	3,90 (1,93)	51%
	7	5,61 (5,52)	2%	1,33 (1,31)	2%

Os resultados da otimização indicaram o uso de amortecedores do tipo viscofluidos, ou seja, com coeficiente rigidez igual a zero, para o sistema acoplado estudado. Isso significa que as propriedades dinâmicas de cada estrutura individual, quando acopladas, permanecem inalteradas, já que o dispositivo aumenta o amortecimento da estrutura sem alterar a massa, pois é desconsiderada na análise (Pérez Peña, 2017). Verifica-se que os coeficientes de

amortecimento ótimos são afetados pelo tipo de excitação, visto que os mesmos diferem para os três sismos devido as suas diferentes intensidades e faixa de frequências.

Em normas de estruturas resistente a sismos, o valor máximo permitido de DRP é, em média, 1,5% da altura do pé direito da edificação. Nesse caso, seria em torno de 3 mm. No sismo de Northridge, a estrutura de 10 pavimentos não passaria nesse requisito, porém, quando acoplado, estaria dentro da exigência. Nas Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9, para expor de forma mais clara, estão apresentados os deslocamentos máximos normalizados e DRP de cada pavimento para os sistemas desacoplado e acoplado, na análise dos três sismos utilizados.

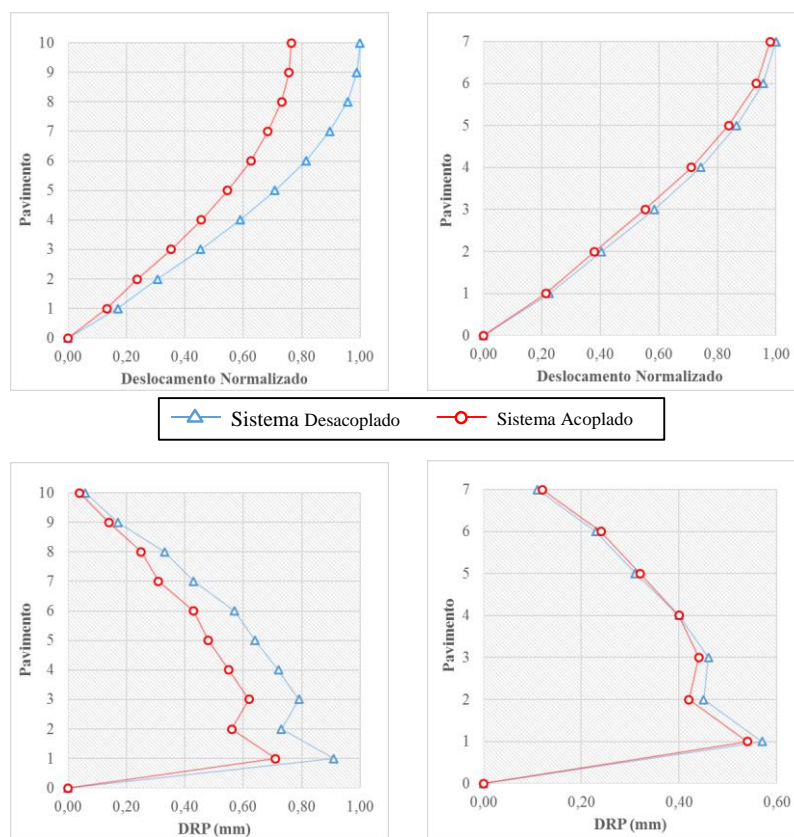


Figura 4.7 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de El Centro.

Na faixa de frequência dos sismos, a segunda estrutura (sete pavimentos), teve uma redução considerável apenas para o sismo de Kobe. Em alguns trechos o DRP, para o sismo de El Centro, também na segunda estrutura, obteve-se um pequeno aumento.

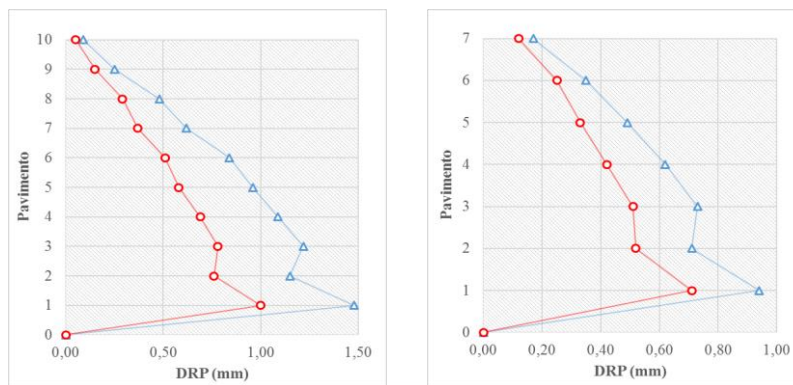
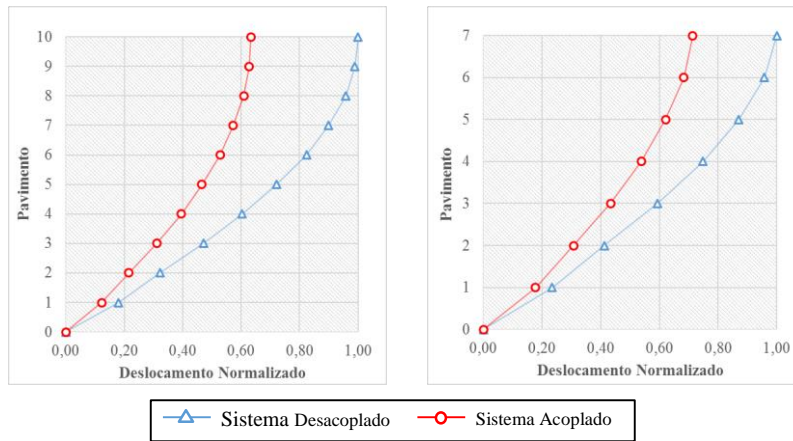


Figura 4.8 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de Kobe.

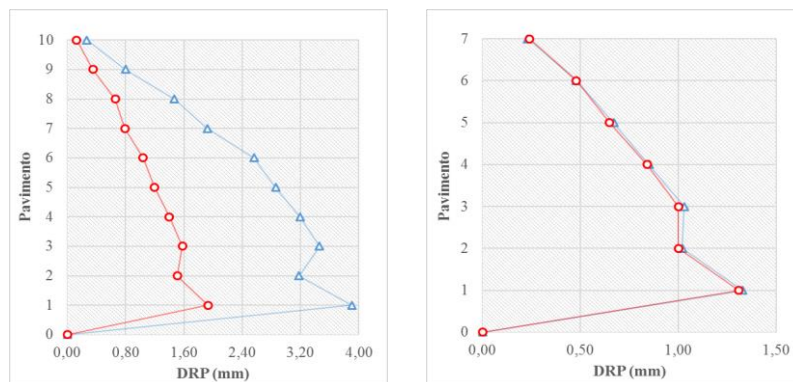
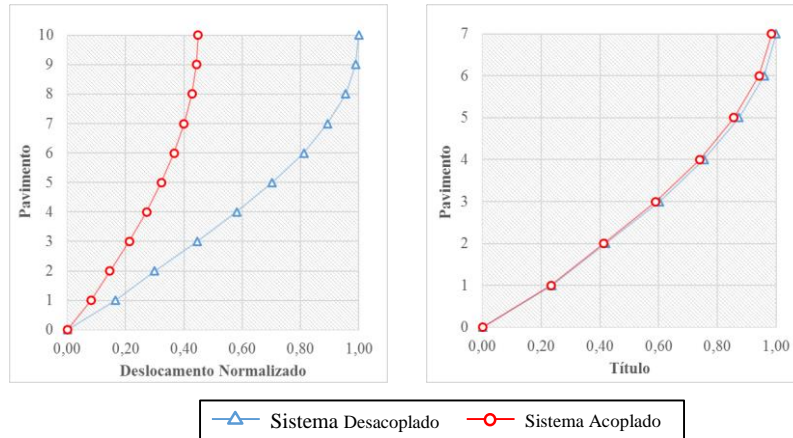


Figura 4.9 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo SF – Sismo de Northridge.

4.5 Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Sismos a 0°

Para o modelo tridimensional, uma segunda estrutura contendo os sete primeiros pavimentos foi adicionada paralela a principal, na direção de menor inércia, da mesma forma como realizado no modelo SF. As duas estruturas adjacentes estão apresentadas na Figura 4.10.

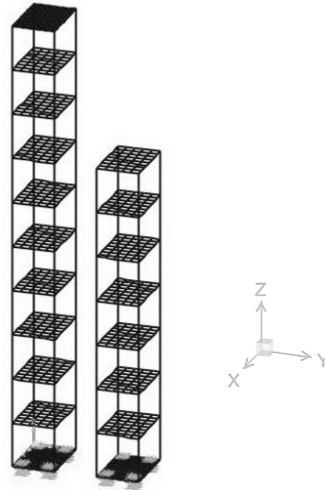


Figura 4.10 – Estruturas tridimensionais adjacentes.

Os sismos foram considerados posicionados em 0°, ou seja, na direção y, na posição de 45° e na posição de 90°, na direção do eixo x. Isso permite avaliar a eficiência do acoplamento considerando a aleatoriedade da direção dos sismos.

As características mecânicas, posição e quantidade do dispositivo de ligação foram obtidos através da otimização PSO realizada no modelo SF. No acoplamento do modelo 3D, para não haver torção adicional, foram considerados dois amortecedores no pavimento, cada um com a metade do coeficiente de amortecimento obtido na otimização, conforme Figura 4.11.

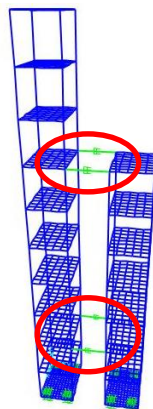


Figura 4.11 – Acoplamento no modelo 3D para o sismo de El Centro.

Os resultados de deslocamento máximo, deslocamento máximo relativo entre pavimentos (DRP) estão apresentados na Tabela 4.8. Nas Figura 4.12, Figura 4.13 e Figura 4.14 estão os gráficos de deslocamentos normalizados nos pavimentos e DRP para cada pavimento. Os valores entre parênteses são os valores do sistema acoplado.

Tabela 4.8 – Respostas máximas para os sismos a 0°.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (mm)	Redução	DRP máximo (mm)	Redução
El Centro	10	26,7 (14,23)	47%	4,05 (2,12)	48%
	7	20,68 (7,85)	62%	4,42 (1,66)	62%
Kobe	10	36,52 (20,61)	44%	5,55 (3,27)	41%
	7	15,89 (11,55)	27%	3,53 (2,54)	28%
Northridge	10	81,27 (44,55)	45%	12,16 (6,91)	43%
	7	41,92 (20,84)	50%	9,08 (4,62)	49%

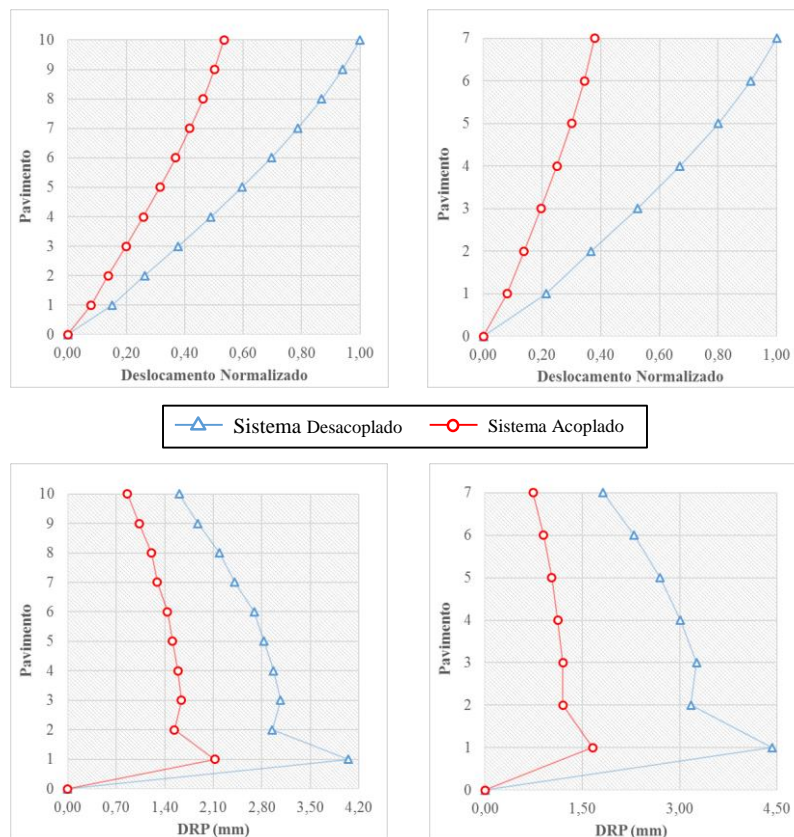


Figura 4.12 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de El Centro 0°.

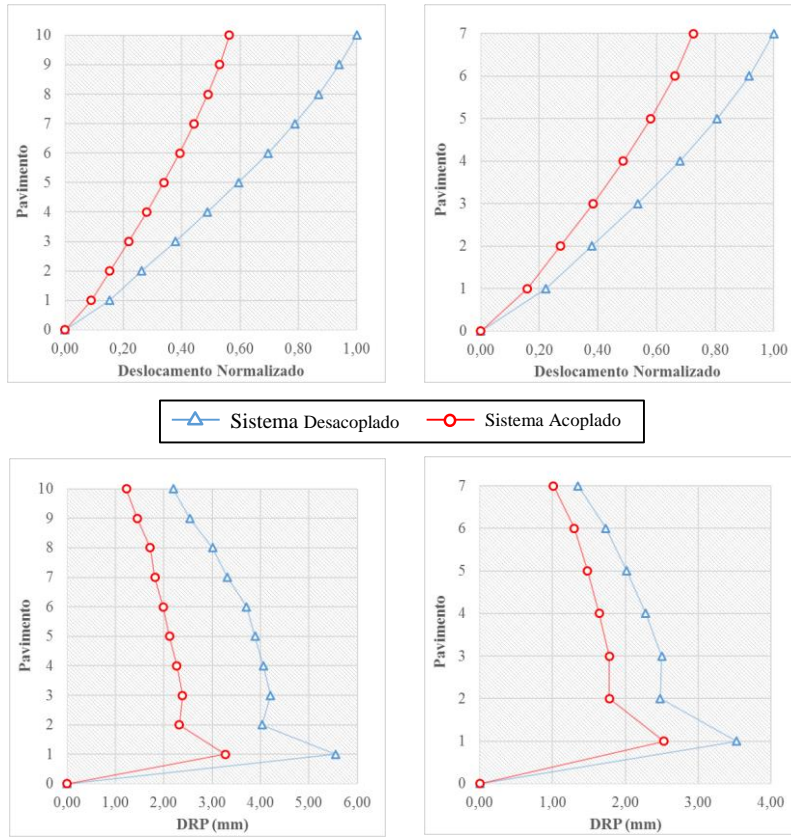


Figura 4.13 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de Kobe 0°.

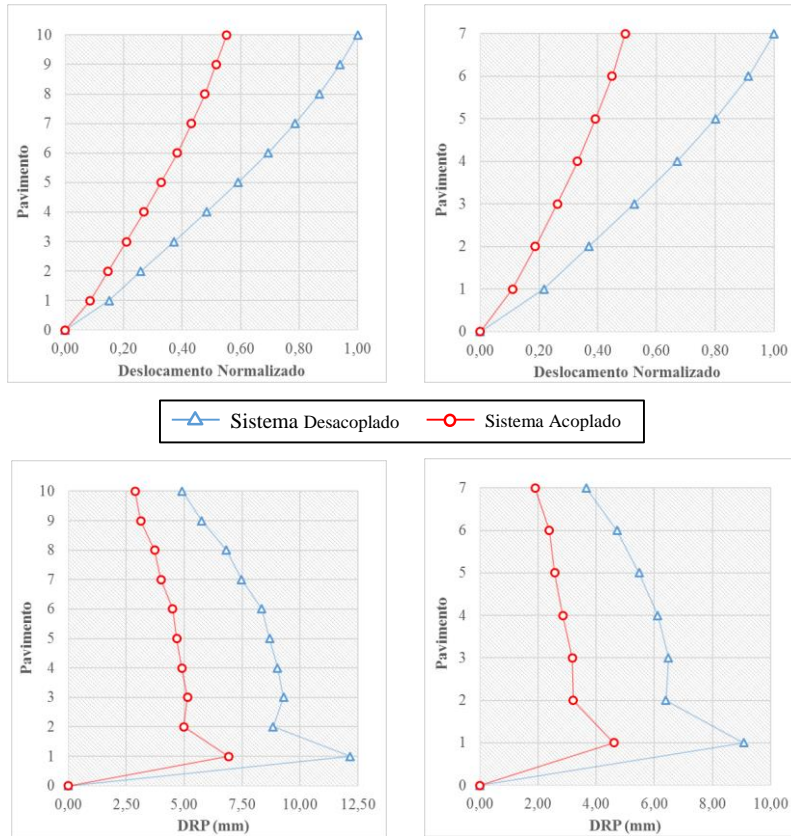


Figura 4.14 – Deslocamentos normalizados e DRP para o modelo 3D – Sismo de Northridge 0°.

Diferentemente do modelo SF, o acoplamento foi eficiente na diminuição da amplitude de vibração para os três sismos considerados. Também, o percentual de redução foi maior que o obtido pelo modelo simplificado. Para o sismo de El Centro o DRP máximo de 3 mm é atendido quando o sistema está acoplado. Para os sismos de Northridge e Kobe seriam necessários o uso de sistemas de controle adicionais. É importante observar que, por ser tratar de uma estrutura experimental idealizada em pequena escala, os deslocamentos obtidos podem não condizer com uma estrutura em escala real. Isso se deve também, pelo fato da faixa de frequência do sismo se aproximar em alguns pontos com a frequência natural da estrutura, aumentando as amplitudes de vibração.

4.6 Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Sismos a 45°

Para essa análise, a ação do sismo foi considerada chegando a 45° na base estrutural. Os deslocamentos foram avaliados nas direções de menor e maior inércia, y e x, respectivamente. Na Tabela 4.9 estão os deslocamentos e DRP máximos, desacoplado e acoplado, na direção y e na Tabela 4.10 os deslocamentos e DRP máximos na direção x. Entre parênteses são os deslocamentos do sistema acoplado

Tabela 4.9 – Respostas máximas para os sismos a 45° na direção y.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (mm)	Redução	DRP máximo (mm)	Redução
El Centro	10	18,55 (10,06)	46%	2,86 (1,50)	48%
	7	14,62 (5,55)	62%	3,12 (1,17)	63%
Kobe	10	25,82 (14,57)	44%	3,92 (2,31)	41%
	7	11,24 (8,17)	27%	2,49 (1,80)	28%
Northridge	10	57,47 (31,57)	45%	8,6 (4,41)	49%
	7	29,64 (14,74)	50%	6,42 (3,27)	49%

Os deslocamentos na direção y considerando os sismos a 45° foram menores, o que era esperado para uma análise elástico-linear. Contudo, a porcentagem de redução nos deslocamentos é semelhante quando se considera os sismos a 0°. Na direção x, os deslocamentos não são afetados com o acoplamento estrutural, uma vez que os amortecedores estão ligando as estruturas na direção do eixo y.

Tabela 4.10 – Respostas máximas para os sismos a 45° na direção x.

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (mm)	Redução	DRP máximo (mm)	Redução
El Centro	10	9,78 (9,78)	-	1,55 (1,55)	-
	7	1,78 (1,77)	-	0,41 (0,41)	-
Kobe	10	8,25 (8,25)	-	1,34 (1,34)	-
	7	4,19 (4,19)	-	0,96 (0,96)	-
Northridge	10	21,57 (21,57)	-	3,41 (3,41)	-
	7	4,95 (4,95)	-	1,15 (1,15)	-

Nas Figura 4.15, Figura 4.16 e Figura 4.17 estão os deslocamentos normalizados e DRP por pavimento para o sistema desacoplado e acoplado, na direção y.

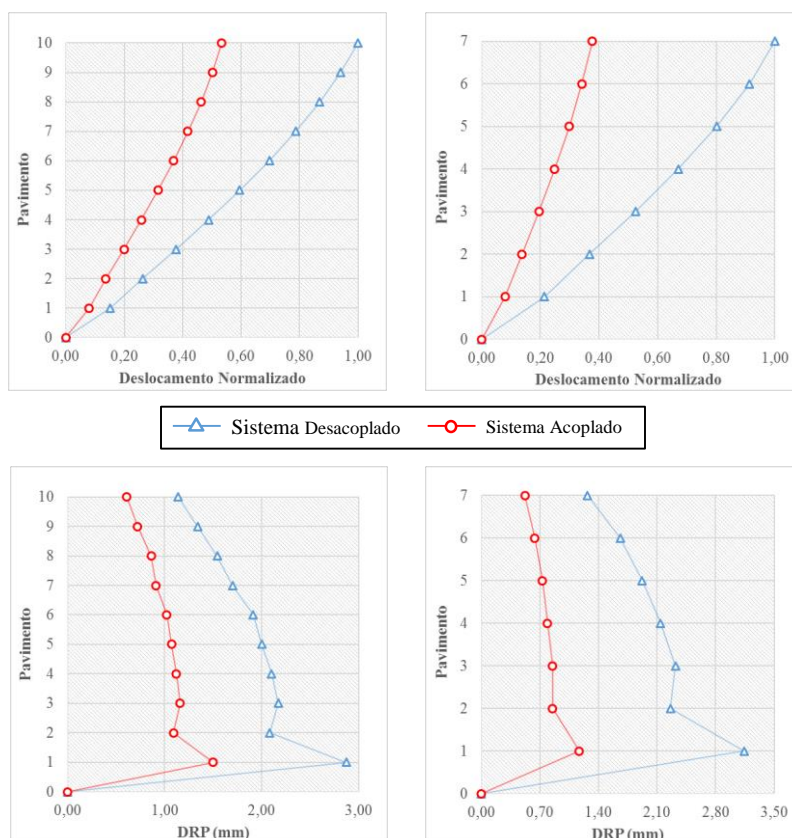


Figura 4.15 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de El Centro 45°.

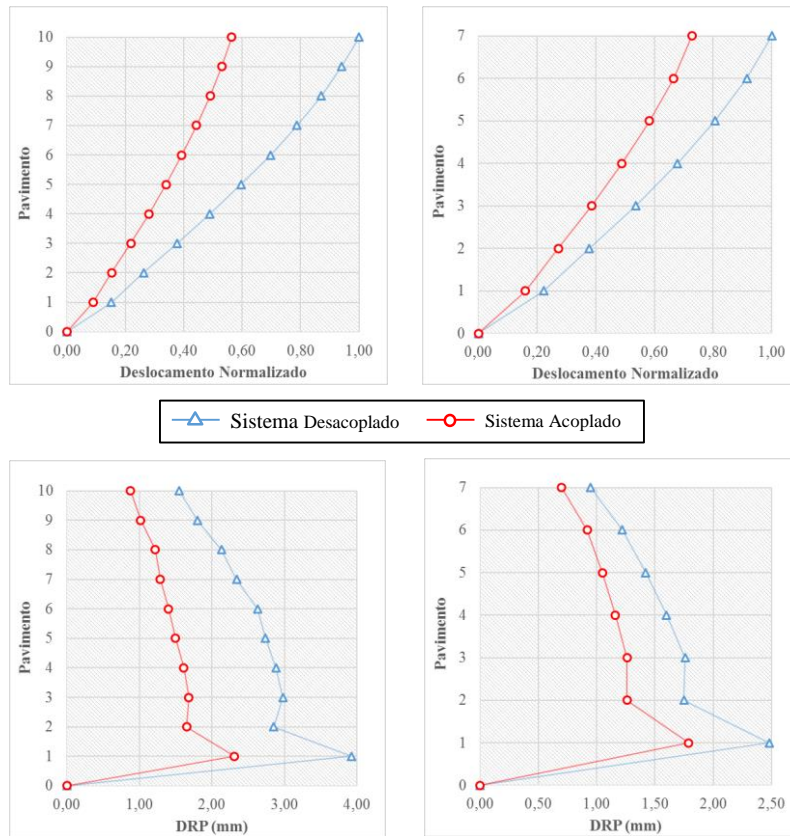


Figura 4.16 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de Kobe 45°.

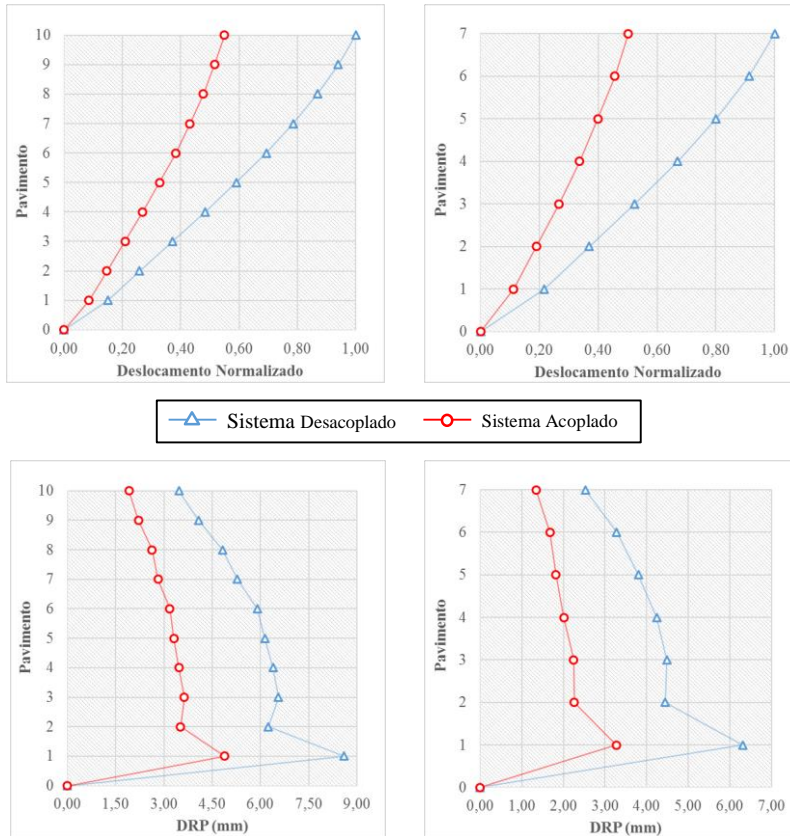


Figura 4.17 – Deslocamentos normalizados e DRP na direção y – Sismo de Northridge 45°.

5.7 Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Amortecedores cruzados

No modelo tridimensional é possível obter diferentes configurações dos amortecedores ligando duas estruturas adjacentes. A fim de verificar a eficiência do acoplamento com uma configuração diferente, os amortecedores ótimos obtidos através do modelo SF foram considerados cruzados no plano do pavimento, conforme ilustrado na Figura 4.18.

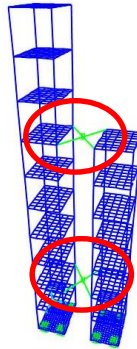


Figura 4.18 – Acoplamento estrutural com amortecedores cruzados.

Para o sismo agindo a 0° , os deslocamentos normalizados e DRP para o sistema desacoplado, acoplado e acoplado cruzado estão apresentados nas Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21.

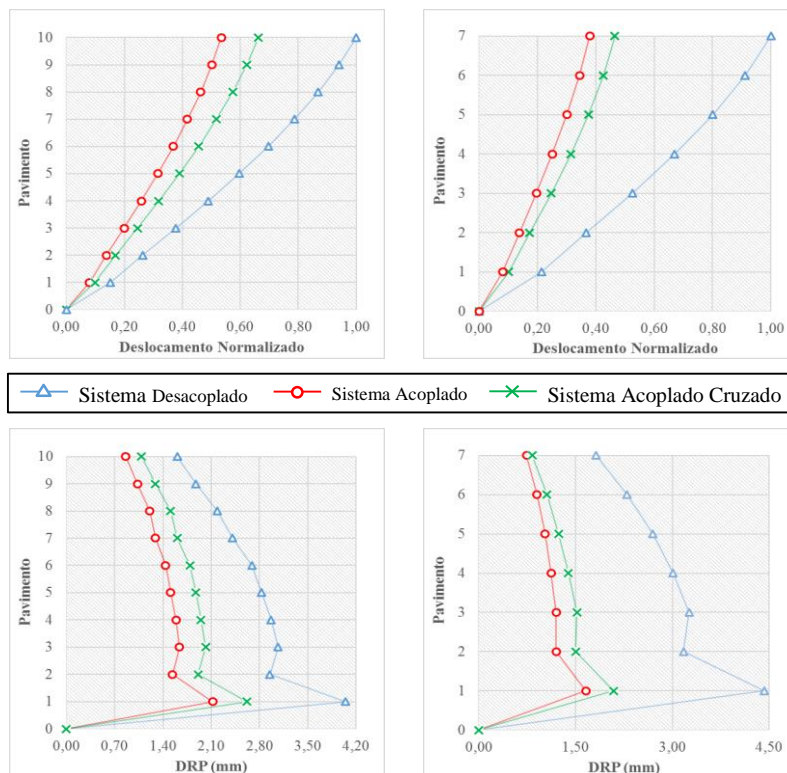


Figura 4.19 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de El Centro 0° .

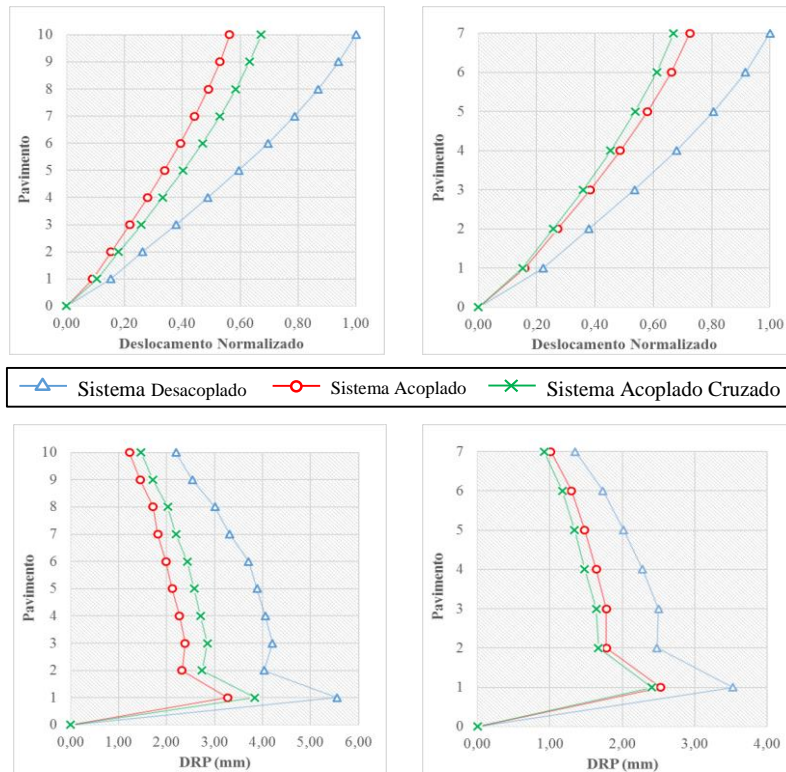


Figura 4.20 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de Kobe 0°.

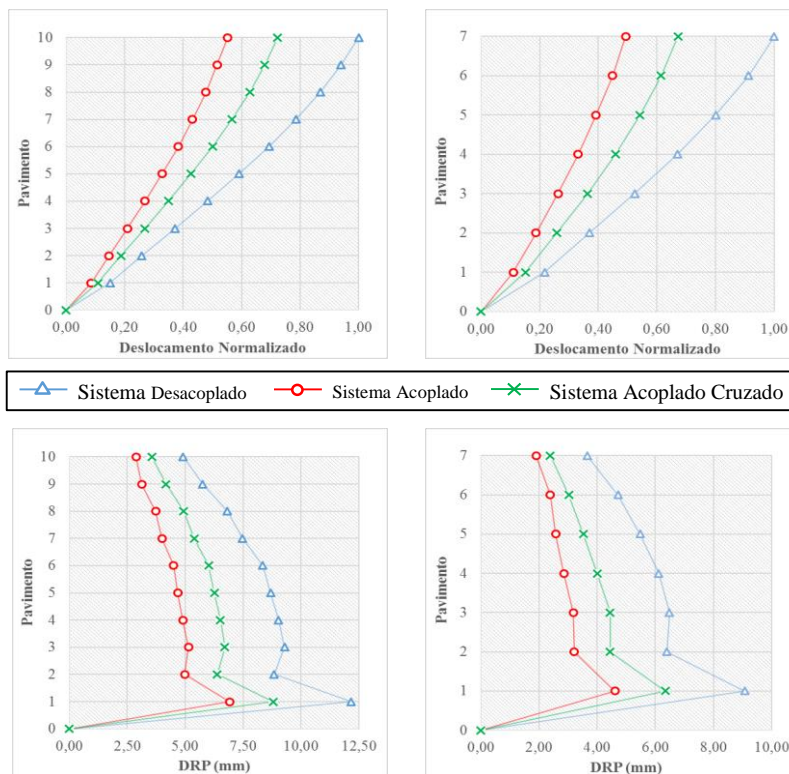


Figura 4.21 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – Sismo de Northridge 0°.

A eficiência do acoplamento quando se utiliza os amortecedores cruzados é menor que a obtida quando estão em paralelo. Entretanto, para o sismo de Kobe a eficiência na diminuição das amplitudes de vibrações, na menor estrutura, é maior para os amortecedores cruzados. Uma vez que o acoplamento cruzado cria duas componentes de amortecimento, com valores menores que quando estão em paralelo, destaca-se que os valores utilizados não são os ótimos no caso tridimensional, podendo-se obter uma maior eficiência.

Para os sismos agindo a 45° nas estruturas, os resultados na direção y estão apresentados nas Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24 e na direção x nas Figura 4.25, Figura 4.26 e Figura 4.27.

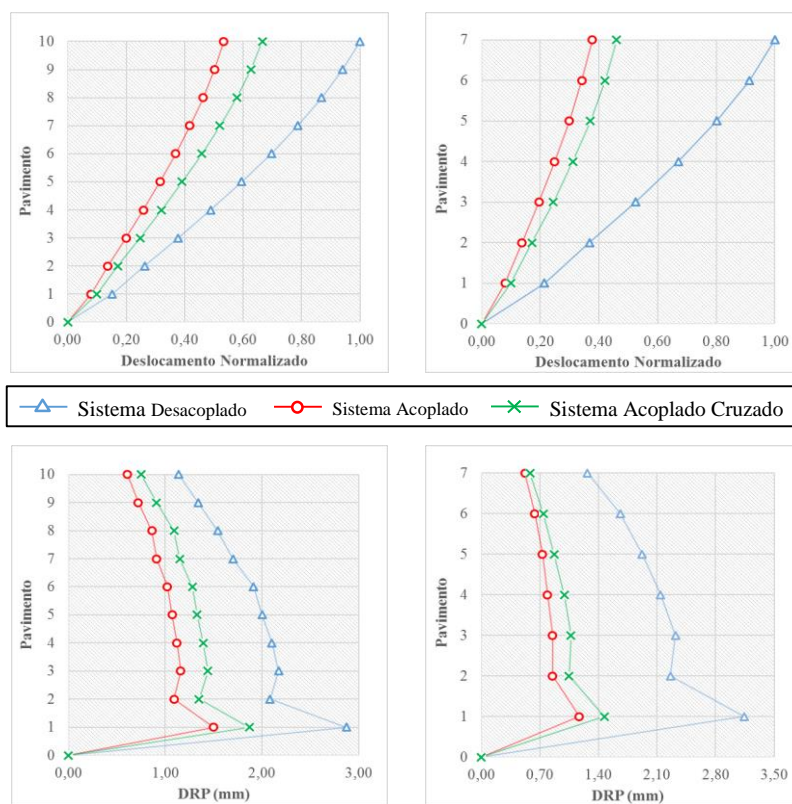


Figura 4.22 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de El Centro 45°.

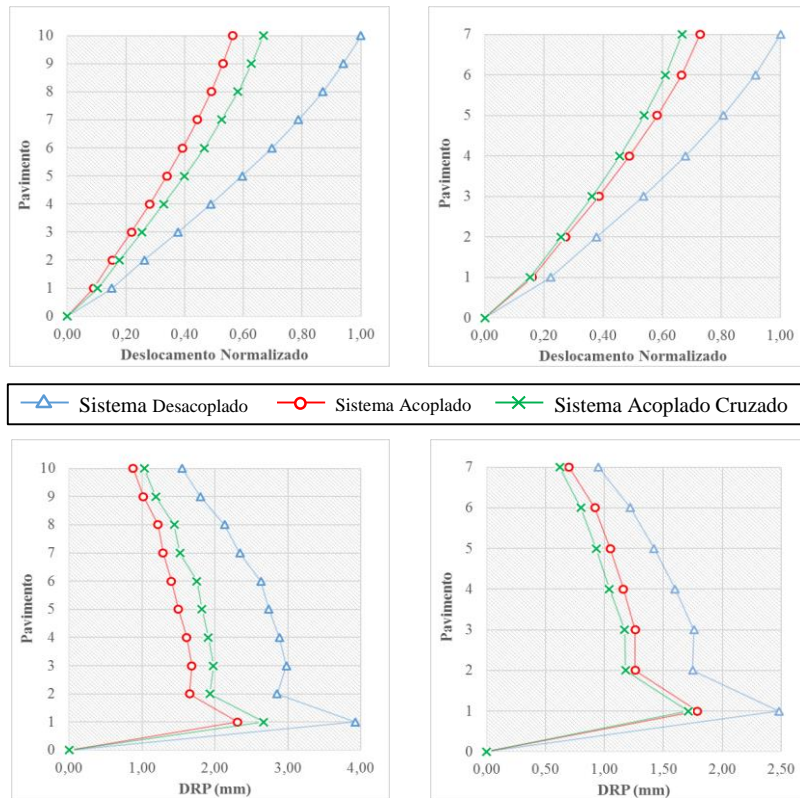


Figura 4.23 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de Kobe 45°.

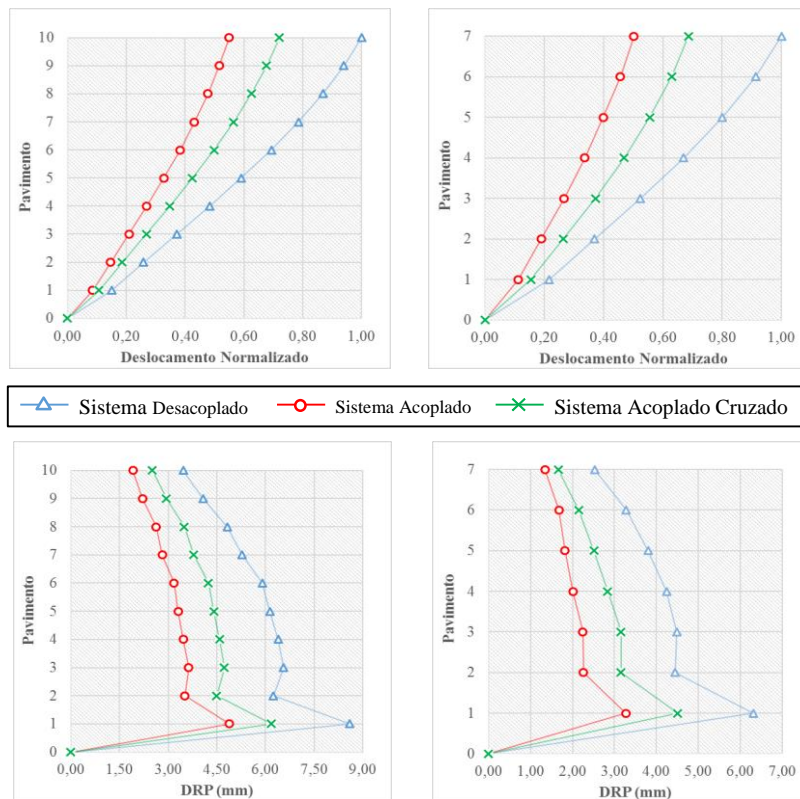


Figura 4.24 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo y – Sismo de Northridge 45°.

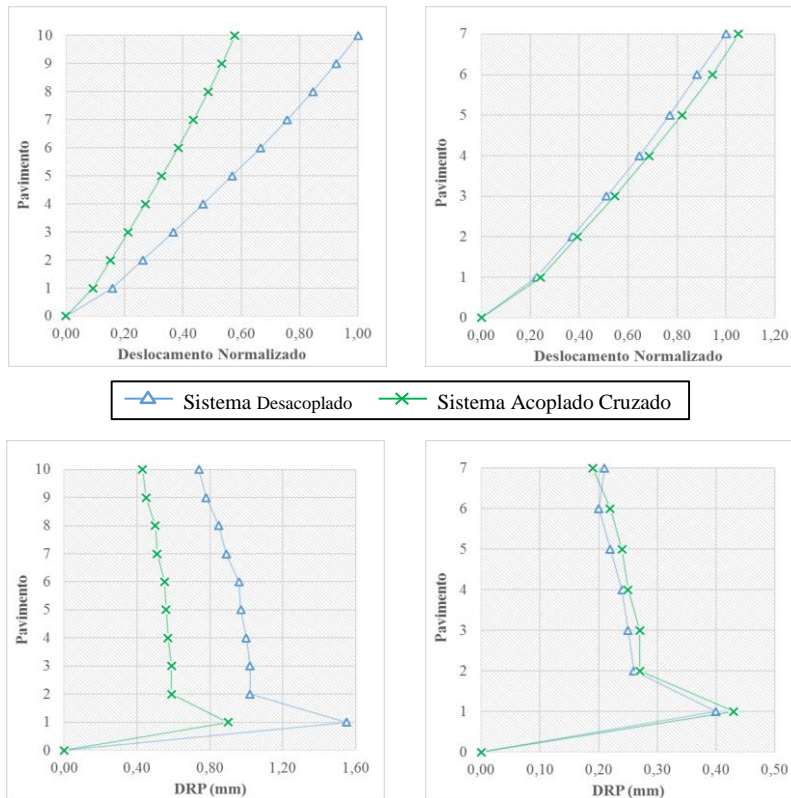


Figura 4.25 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de El Centro 45°.

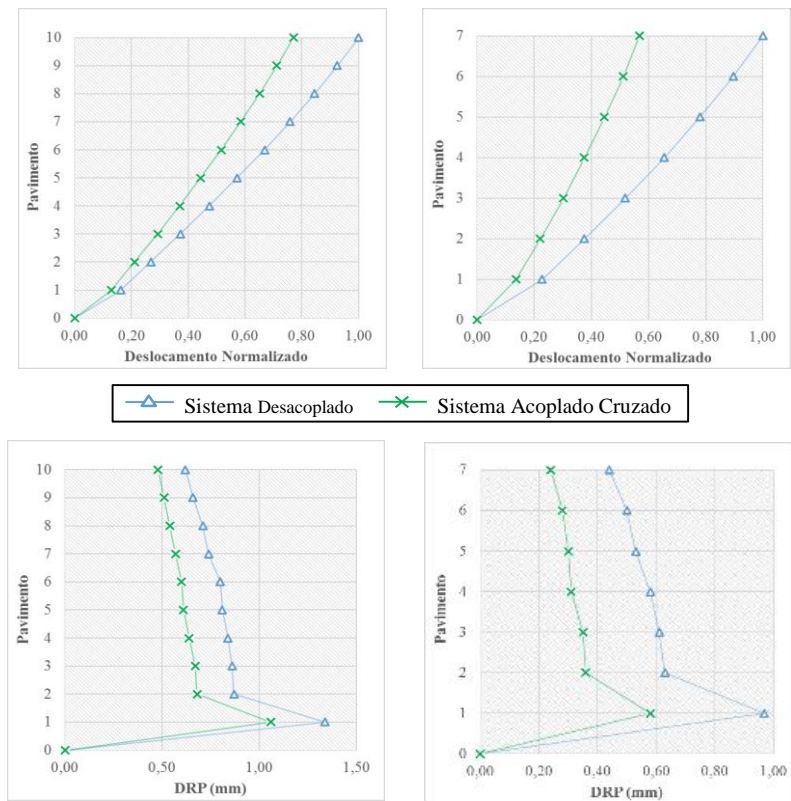


Figura 4.26 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Kobe 45°.

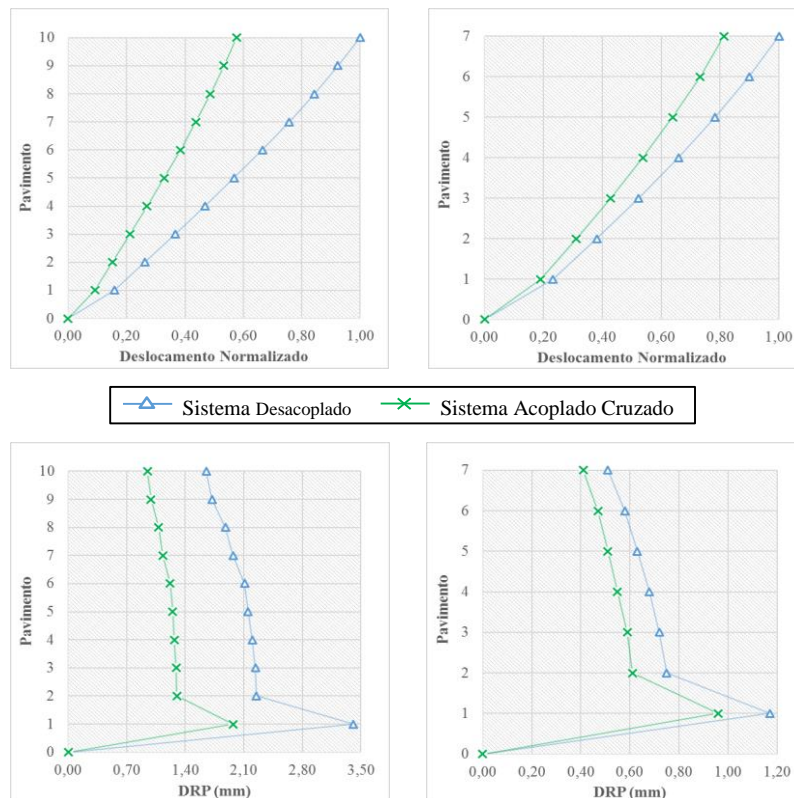


Figura 4.27 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Northridge 45°.

O comportamento no eixo y com a ações sísmicas aplicadas a 45° foi próximo aos sismos aplicados a 0°. Novamente no sismo de Kobe, a eficiência do acoplamento cruzado foi maior que os amortecedores em paralelo.

No eixo x, os deslocamentos na estrutura menor, para o sismo de El Centro, foram levemente maiores quando o sistema está acoplado. Ainda no eixo x, para o sismo de Northridge, o DRP da maior estrutura atende as normas apenas quando o sistema está acoplado.

5.8 Acoplamento estrutural no modelo tridimensional – Amortecedores cruzados – Sismos a 90°

Considerando a aleatoriedade na direção que os sismos atingem as estruturas, uma análise considerando que a ação sísmica atue na direção de maior inércia, eixo x, foi realizada. Como demonstrado anteriormente, os amortecedores quando dispostos em paralelo, não possuem efeito na mitigação de vibrações na direção x. Dessa forma, essa análise avalia os

descolamentos máximos e DRP na direção x, quando os amortecedores são considerados cruzados. Na Tabela 4.11 estão apresentados os resultados de deslocamentos obtidos. Os valores negativos na redução correspondem a um aumento nos deslocamentos. Entre parênteses estão os resultados para o sistema acoplado. Nas Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30 estão apresentados os deslocamentos normalizados e DRP por pavimento.

Tabela 4.11 – Respostas máximas para os sismos a 90° (direção x).

Sismo	Pavimentos	Deslocamento máximo (mm)	Redução	DRP máximo (mm)	Redução
El Centro	10	13,84 (7,99)	42%	2,19 (1,27)	42%
	7	2,51 (2,66)	-6%	0,58 (0,60)	-3%
Kobe	10	11,67 (8,99)	23%	1,89 (1,50)	21%
	7	5,93 (3,43)	42%	1,36 (0,82)	40%
Northridge	10	30,51 (17,61)	42%	4,82 (2,79)	42%
	7	7,00 (5,80)	17%	1,63 (1,36)	17%

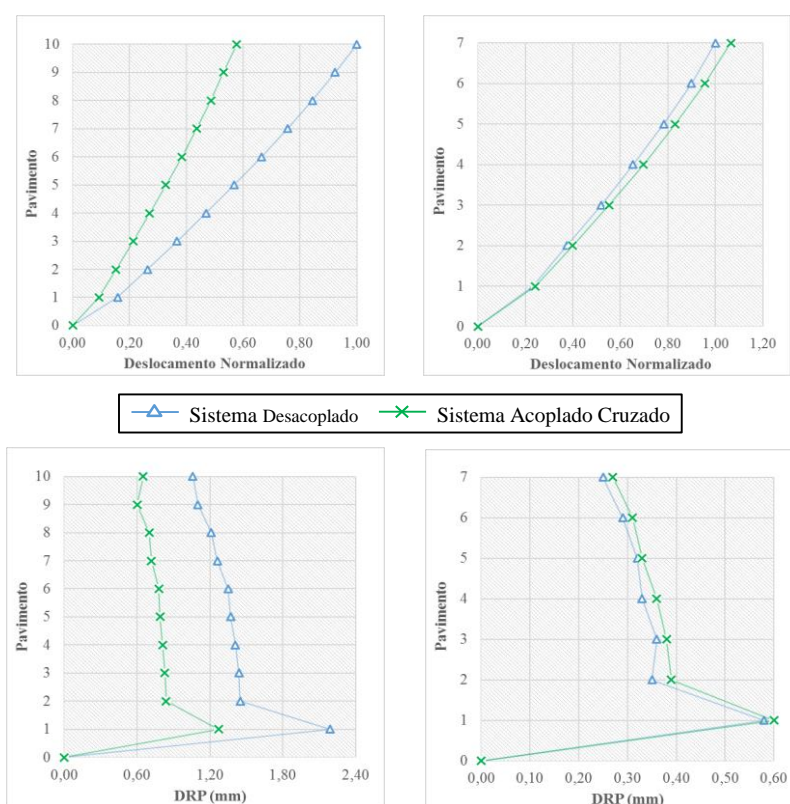


Figura 4.28 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de El Centro 90°.

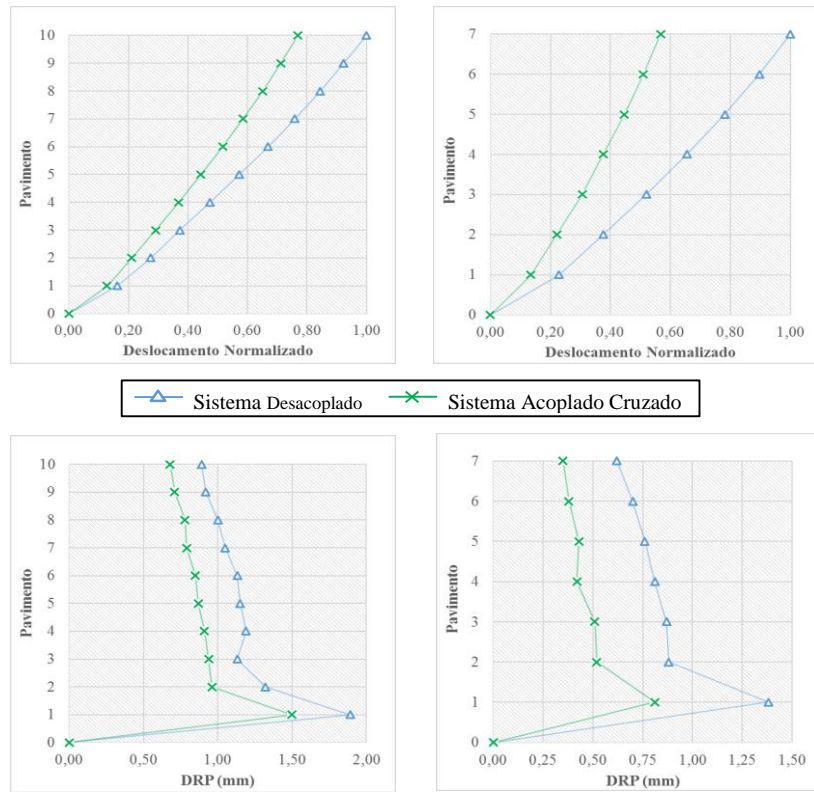


Figura 4.29 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Kobe 90°.

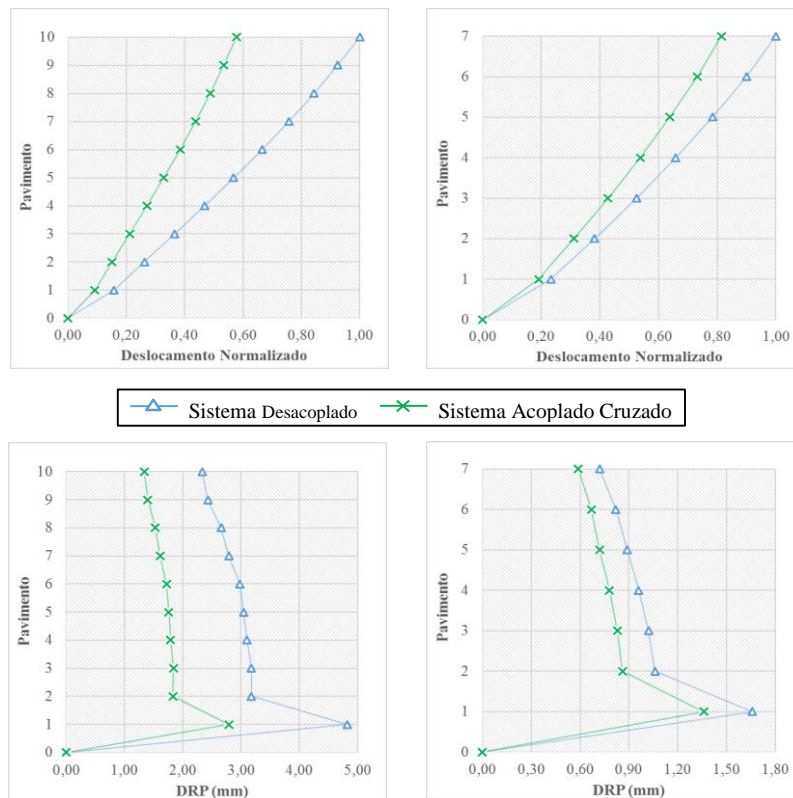


Figura 4.30 – Deslocamentos normalizados e DRP com acoplamento cruzado – eixo x – Sismo de Northridge 90°.

Com os amortecedores cruzados, e o sismo agindo na direção de maior inércia, o sistema acoplado foi eficiente na redução das vibrações. Para o sismo de El Centro, porém, na menor estrutura houve um pequeno aumento das amplitudes. Na estrutura maior, o DRP limite de 3 mm, mesmo com o sistema acoplado, não é atendido para os sismos de Kobe e Northridge. Dessa forma, é necessário um sistema adicional de controle estrutural.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho estuda a técnica de acoplamento estrutural entre edificações adjacentes utilizando modelos mais reais de edifícios que aqueles utilizados usualmente na bibliografia.

Inicialmente é realizada uma análise numérica para verificar a possibilidade de representar uma estrutura experimental construída em pequena escala, utilizando o modelo simplificado *shear frame* em elementos finitos no software SAP2000®. Um modelo tridimensional simplificado com elementos reticulados foi elaborado para averiguar os resultados experimentais.

Com as ações sísmicas de El Centro, Kobe e Northridge, uma otimização por enxame de partículas foi realizada no modelo simplificado *shear frame* da estrutura experimental, adjacente a um modelo com os 7 primeiros pavimentos, para determinar a posição, quantidade e propriedades mecânicas ótimas dos amortecedores. Por escolha de metodologia, a otimização não foi realizada no modelo tridimensional. Por fim, os valores ótimos calculados para os amortecedores foram utilizados no modelo tridimensional, com acoplamento na direção y, de menor inércia. Os sismos foram considerados agindo na direção de menor inércia (0°), a 45° e a 90°, além de ser realizada uma análise com a utilização dos amortecedores de forma cruzada.

Na análise dos modelos desacoplados, os resultados indicaram que o modelo *shear frame* não foi eficiente na representação do primeiro modo de vibração da estrutura experimental. No modelo tridimensional o erro na primeira frequência ficou em torno de 4% em relação aos resultados experimentais. O modelo simplificado não foi eficiente devido as simplificações nas condições de contorno da base e a consideração do pavimento perfeitamente rígido. Outro fator, é que no modelo 3D, apenas na quarta frequência chega-se a 91% de participação de massa na direção de menor inércia, o que contraria as diretrizes do uso de modelos simplificados contidas em normas resistentes a sismos.

Na análise dos modelos acoplados, pode-se perceber na otimização que os valores ótimos dos amortecedores dependem das características da excitação externa. No estudo de acoplamento no modelo simplificado *shear frame*, as vibrações foram eficientemente reduzidas apenas para a faixa de frequências do sismo de Kobe. Em alguns trechos para os sismos de El Centro e Northridge, os deslocamentos são levemente amplificados na estrutura menor.

Os resultados nos modelos tridimensionais (com os sismos considerados a 0°) indicaram uma eficiência maior na redução de vibrações que os resultados utilizando o modelo

simplificado *shear frame*. As reduções no deslocamento máximo e DRP chegam a mais de 60%. Com os sismos agindo a 45° no modelo tridimensional, os deslocamentos são menores, porém, o percentual de redução se mantém. Como era esperado, na direção x, de maior inércia, os amortecedores alocados em paralelo a direção y não têm efeito nos deslocamentos.

Quando se utilizam amortecedores cruzados, na direção 0°, a redução da amplitude das vibrações é menor que quando estão em paralelo. Porém, para o sismo de Kobe na menor estrutura, a redução foi maior. Isso indica que os valores utilizados ainda não são os ótimos para o caso tridimensional. É importante ressaltar que a eficiência do acoplamento depende principalmente das propriedades mecânicas dos edifícios adjacentes, além das propriedades dos amortecedores. Com os sismos a 45°, novamente para o sismo de Kobe, a redução da amplitude de vibração na direção y, quando se utilizam amortecedores cruzados, é maior. Nessa disposição, na direção x, há uma redução considerável na amplitude das vibrações, com exceção do sismo El Centro, que na estrutura menor apresentou um leve aumento nos deslocamentos. Considerando os sismos agindo a 90°, houve uma redução de até 40% na redução da amplitude de vibrações.

Por fim, os resultados indicaram que a técnica de acoplamento estrutural é eficiente na redução da amplitude das vibrações. O modelo utilizado na representação da estrutura é essencial para uma otimização eficiente e confiável. Uma vez que trabalhos utilizando modelos tridimensionais são escassos na literatura, este estudo aponta que mesmo considerando a aleatoriedade na direção dos sismos, é possível um certo grau de confiabilidade modificando a disposição dos amortecedores.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Verificações numéricas e experimentais precisam ser realizadas para dar continuidade neste estudo. Assim, algumas sugestões para trabalhos futuro serão listadas a seguir.

- Estudar o fator de participação de massa experimentalmente;
- Estudar a técnica de acoplamento estrutural em modelos experimentais tridimensionais;
- Realizar esses estudos com diferentes técnicas de controle ativo e semiativo;
- Estudar técnicas de redução de graus de liberdade, para realizar a otimização em modelos mais simplificados.

REFERÊNCIAS

- ABDULLAH, M.; HANIF, J. H.; RICHARDSON, A.; SOBANJO, J. **Use of a shared tuned mass damper (STMD) to reduce vibration and pounding in adjacent structures.** Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 30, p. 1185-1201. 2001.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects.** Architectural Science Review, v. 50.3, p. 205-223. 2007.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.** ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia. 2010.
- AVILA, S.M. **Controle Híbrido para Atenuação de Vibrações em Edifícios.** Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. 2002.
- AZARSA, P.; HOSSEINI, M.; AHMADI, S. A.; RAO, N. V. R. **Seismic Behavior of Steel Buildings using Viscous Fluid Dampers by Non Linear Time History Analysis.** International Journal of Engineering and Management Research, v. 6, No. 6, p. 143-159. 2016.
- BERNARDES JR., P. L. **Amortecedor tipo pêndulo invertido para controle de vibrações em edifícios altos.** Dissertação de Mestrado, Faculdade do Gama, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2019.
- BIGDELI, K. **Optimal Placement and Design of Passive Damper Connectors for Adjacent Structures.** A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of applied science, University of British Columbia, Okanagan. 2012.
- BIGDELI, K.; HARE, W.; NUTINI, J.; TESFAMARIAM, S. **Optimizing damper connectors for adjacent buildings.** Optimization and Engineering, v. 17, p. 47-7. 2016.
- CERONI, F.; SICA, S.; GAROFANO, A.; PECCE, M. **SSI on the Dynamic Behaviour of a Historical Masonry Building: Experimental versus Numerical Results.** Buildings, v. 4, p. 978-1000. 2014.
- CHRISTENSON, R. E.; SPENCER JR., B. F.; JOHNSON, E. A.; SETO, K. **Coupled Building Control Considering the effects of Building/Connector Configuration.** Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 132, No. 6, p. 853-863. 2006.

CHRISTENSON, R. E.; SPENCER JR.; B. F.; JOHNSON, E. A. **Semiactive Connected Control Method for Adjacent Multidegree-of-Freedom Buildings**. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 133, No. 3, p. 290-298. 2007.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Boston: Prentice Hall. 2012.

CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 2nd Edition. New York: McGraw Hill. 2003.

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. **NSR-10: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente**. Bogotá. 2010.

CRAWFORD, R.; WARD, H. S. **Determination of the natural periods of buildings**. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 54, No. 6, p. 1743-1756. 1964.

CUI, Y.; GENG, Z.; ZHU, Q.; HAN, Y. **Multi-objective optimization methods and application in energy saving**. Energy (ACCEPTED MANUSCRIPT). 2017.

ELLIS, B. R. **An assessment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of buildings and the implications concerning the dynamic analysis of structures**. Proc. Instn Ciu. Engrs, v. 69, p. 763-776. 1980.

ELNASHAI, A. S.; SARNO, L. D. **Fundamentals of Earthquake Engineering**. 1st Edition. Baldock: John Wiley & Sons Ltd. 2008.

EWINS, D. J. **Modal Testing: Theory, Practice and Application**. 2nd Edition. Baldock: Research Studies Press Ltd. 2000.

EZEOKPUBE, G. C.; OSADEBE, N. N. **Effects of joint stiffening on the dynamic response of frames**. Nigerian Journal of Technology, v. 29, No. 1. 2010.

FAGÀ, E.; RASSATI, G. A.; NASCIMBENE, R. **Seismic design of elevated steel tanks with concentrically braced supporting frames**. Proceedings of Structures Congress 2012, ASCE, Chicago, Illinois, USA. 2012.

GUENIDI, Z.; OUNIS, A.; SHRIMALI, M. K.; DATTA, T. K. **Control of Adjacent Buildings Using Shared Tuned Mass Damper**. Procedia Engineering, v. 199, p. 1568-1573. 2017.

HAJIRASOULIHA, I.; DOOSTAN, A. **A simplified model for seismic response prediction of concentrically braced frames**. Advances in Engineering Software, v. 41, p. 497-505. 2010.

- HAJMOOSAA, R.; MANSOORGHENAELI, M. **Effect of Viscous Dampers application on the seismic response of a High Rise Building**. Journal of Civil Engineering Researchers. p. 29-37. 2017.
- HAMDY, M.; NGUYEN, A. T.; HENSEN, J. L. M. **A performance comparison of multi objective optimization algorithms for solving nearly-zero-energy-building design problems**. Energy and Building. (ACCEPTED MANUSCRIPT). 2017.
- HONG, A. L.; BETTI, R.; LIN, C. C. **Identification of dynamic models of a building structure using multiple earthquake records**. Structural Control and Health Monitoring, v. 16, p. 178-199. 2009.
- HOUSNER, G. W.; BERGMAN, L. A.; CAUGHEY, T. K.; *et al.* **Structural Control: Past, Present, and Future**. Journal of Engineering Mechanics, v. 123, No. 9, p. 897-971. 1997.
- HUANG, X.; ZHU, H. P. **Optimal arrangement of viscoelastic dampers for seismic control of adjacent shear-type structures**. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), v. 14, No. 1, p. 47-60. 2013.
- HURTY, W. C.; RUBINSTEIN, M. F. **Dynamic of Structures**. New Delhi: Prentice-Hall of India Private Limited. 1967.
- JANKOWSKI, R.; MAHMOUD, S. **Linking of adjacent three-storey buildings for mitigation of structural pounding during earthquakes**. Bulletin of Earthquake Engineering, v. 14, p. 3075-3097. 2016.
- JOHNSON, D. **Advanced structural mechanics**. London: Thomas Telford Ltd. 2000.
- JUNG, H. J. **Structural Control for Civil Engineering Applications**. The University of Tokyo, Japan. Class notes. 2010.
- JURUKOVSKI, D.; PETKOVSKI, M.; RAKICEVIC, Z. **Energy absorbing elements in regular and composite steel frame structures**. Engineering Structures, v. 17, No. 5, p. 319-333. 1995.
- KASAI, K.; NAKAI, M.; NAKAMURA, Y.; ASAI, H.; SUZUKI, Y.; ISHII, M. **Current Status of Building Passive Control in Japan**. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14WCEE, Beijing, China. 2008.
- KENNEDY, J., EBERHART, R. **Particle swarm optimization**. Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks, v. 5, p.1942–1948. 1995.

KIM, G. C.; KANG, J. W. **Seismic Response Control of Adjacent Buildings by Using Hybrid Control Algorithm of MR Damper**. *Procedia Engineering*, v. 14, p. 1013-1020. 2011.

KIM, H. S.; KANG, J. W. **Seismic Response Control of Adjacent Buildings Using Shared Tuned Mass Damper**. *Journal of the Korean Association for Spatial Structures*, v. 14, No. 3, p. 75-84. 2014.

KLEIN, R. E.; CUSANO, C.; STUKEL, J. **Investigation of a method to stabilize wind induced oscillations in large structures**. ASME Winter Annual Meeting, Paper No. 72, New York, USA. 1972.

KLEIN, R. E.; HEALY, M. D.; **Semi-Active Control of Wind Induced Oscillations in Structures**. Proc. 2nd International Conference on Structural Control, University of Waterloo, Ontario, Canada, July 15-17 1985, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, p. 354-369. 1987.

KWOK, K. C. S.; TSE, K. T.; CAMPBELL, S. **Field Measurements of Dynamic Properties of High-Rise Buildings**. *Advances in Structural Engineering*, v. 14, No. 6, p. 1107-1128. 2011.

LIAN, M.; SU, M. **Seismic testing and numerical analysis of Y-shaped eccentrically braced frame made of high-strength steel**. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Wiley, v. 27, No. 6. 2018.

LUCO, J. E.; BARROS, C. P. **Optimal Damping Between Two Adjacent Elastic Structures**. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27, p. 649-659. 1998.

MBANUSI, E. C.; OBODOH, D. A. **Free Vibration Response of Double-Bay Multi-Storey Building Frames with Stiffened Joints**. *International Journal of Engineering and Computer Science*, v. 5, No. 5, p. 16620-16638. 2016.

MEHRABI, M. H.; SUHATRIL, M.; IBRAHIM, Z.; GHODSI, S. S.; KHATIBI, H. **Modeling of a viscoelastic damper and its application in structural control**. *PLoS ONE*, v. 12, No. 6. 2017.

MICHEL, C.; GUÉGUEN, P.; AREM, S. E.; MAZARS, J.; KOTRONIS, P. **Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling**. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 39, p. 419-441. 2010.

MIRANDA, E. **Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings**. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 125, No. 4, p. 417-425. 1999.

- NASCIMBENE, R. **Numerical Model of a Reinforced Concrete Building: Earthquake Analysis and Experimental Validation**. Periodica Polytechnica Civil Engineering, v. 58, No. 4, p. 521-530. 2015.
- NAEIM, F.; KELLY, J. M. **Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice**. Chichester: John Wiley & Sons, 1999.
- PALACIOS-QUIÑONERO, F.; RUBIÓ-MASSEGUÉ, J.; ROSSELL, J. M.; KARIMI, H. R. **Integrated Design of Hybrid Interstory-Interbuilding Multi-Actuation Schemes for Vibration Control of Adjacent Buildings under Seismic Excitations**. Applied Sciences, v. 7, p. 323-345. 2017.
- PATEL, C. C. **Seismic analysis of parallel structures coupled by lead extrusion dampers**. International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), v. 9, p. 177-190. 2017.
- PÉREZ, L. A.; AVILA, S.; DOZ G. **Seismic Response Control of Adjacent Buildings Connected by Viscous and Hybrid Dampers**. Dynamics of Civil Structures, v. 4, p. 433-440. 2014.
- PÉREZ, L.; AVILA, S.; DOZ G. **Experimental study of the seismic response of coupled buildings models**. Procedia Engineering, v. 199, p. 1767-1772. 2017.
- PÉREZ PEÑA, L. A. **Resposta Dinâmica de Edificações Adjacentes Acopladas: Considerações sobre a Interação Solo-Estrutura**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 240p. 2017.
- PAULTRE, P. **Dynamic of Structures**. London: ISTE Ltd. 2011.
- RAHEEM, S. E. **Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings**. Bulletin of Earthquake Engineering, v. 12, p. 1705-1724. 2014.
- RAS, A.; BOUMECHRA, N. **Seismic energy dissipation study of linear fluid viscous dampers in steel structure design**. Alexandria Engineering Journal (IN PRESS). 2016.
- ROH, H.; CIMELLARO, G. P.; GARCIA, D. L. **Seismic Response of adjacent steel structures connected by passive device**. Journal Advances in Structural Engineering, v. 14, No. 13, 499-517. 2011.

- SHABBIR, F. **Particle Swarm Optimization with Sequential Niche Technique for Dynamic Finite Element Model Updating**. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, v. 00, p. 1-17. 2014.
- SOONG, T. T.; DARGUSH, G. F. **Passive energy dissipation systems in structural engineering**. New York: John Wiley & Sons. 1997.
- SONG, T. T.; SPENCER JR., B. F.; **Active, Semi-Active and Hybrid Control of Structures**. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 12WCEE, Auckland, New Zealand. 2000.
- SONG, J.; TSE, K. T.; HU, G.; LIANG, S.; ZOU, L. **Dynamic Properties of Wind-Excited Linked Tall Buildings Considering both Intrabuilding and Interbuilding Structural Couplings**. Journal of Structural Engineering, v. 144, No. 1. 2018.
- SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda. 2014.
- SPENCER JR., B.F.; NAGARAJAIAH, S. **State of the Art of Structural Control**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 129, No. 7, p. 845-856. 2003.
- TARJÁN, G.; KOLLÁR, L. P. **Approximate analysis of building structures with identical stories subjected to earthquakes**. International Journal of Solids and Structures, v. 41, p. 1411-1433. 2004.
- UZ, M. E.; HADI, M. N. S. **Earthquake Resistant Design of Buildings**. 1st Edition. Boca Raton: Taylor & Francis Group. 2018.
- WARD, H. S. **Dynamic characteristics of a multistorey concrete building**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, V. 43, p. 553-572. 1969.
- WESTERMO, B. D. **The Dynamics of Interstructural Connection to Prevent Pounding**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 18, p. 687-699. 1989.
- XING, S.; CAMARA, A.; AIJUN, Y. **Effects of seismic devices on transverse responses of piers in the Sutong Bridge**. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, v. 14, No. 4, p. 611-623. 2015.
- XU, Y. L.; HE, Q.; KO, J. M. **Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation**. Engineering Structures, v. 21, p. 135-148. 1999.