

**ANÁLISE DOS EFEITOS PROVOCADOS POR ABALOS SÍSMICOS
EM ESTRUTURAS IRREGULARES**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

**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**

**ANÁLISE DOS EFEITOS PROVOCADOS POR ABALOS
SÍSMICOS EM ESTRUTURAS IRREGULARES**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM-003A/12

BRASÍLIA/DF: ABRIL – 2012

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**ANÁLISE DOS EFEITOS PROVOCADOS POR ABALOS SÍSMICOS
EM ESTRUTURAS IRREGULARES**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

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. Yosiaki Nagato, D. Sc. (UnB)
(Examinador Interno)

Prof^a. Andrea Brasiliano Silva, Dr. Ing. (UFPB)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 10 DE ABRIL DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

PEÑA, LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares.

[Distrito Federal] 2012.

xxviii, 166p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2012).
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Análise sísmica

2. Estruturas irregulares

3. Estruturas resistentes a sismos

4. Ductilidade

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PEÑA, L. A. P. (2012). Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002A/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 166p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Luis Alejandro Pérez Peña.

TÍTULO: Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares.

GRAU: Mestre

ANO: 2012

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 dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Luis Alejandro Pérez Peña

SCLN 407 Bloco C Apartamento 63 Asa Norte.

CEP 70855-530 Brasília/DF, Brasil.

E-mail: alejandrop@unb.br

Dedicado a Deus, a meu avô papachucho, *in memoriam*,
à minha avó Delia.
aos meus pais Carlos Julio e Emilse,
a minhas irmãs, Andry e Carla,
ao amor da minha vida, Naty e
a toda minha família.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus porque sem sua ajuda isso não teria sido possível e por ter me acompanhado nos momentos de alegria e tristeza me dando forças para continuar.

A toda minha família, especialmente a meu pai Carlos Julio e à minha mãe Emilse, porque eles que me educaram e me formaram como ser humano. A minhas irmãs Andry e Carla pelo incentivo, amor e compreensão diante das dificuldades e à minha avó Delia pelo amor.

À minha namorada Naty pelo amor, respeito, apoio e paciência, nunca esqueça que você é o amor da minha vida.

Ao PECC pela vaga concedida no programa de mestrado.

Agradeço à professora Graciela Nora Doz de Carvalho pela ajuda, dedicação, paciência e pela orientação de meu trabalho de pesquisa.

Aos amigos da UnB, Ramon, Pilar, Paola, Daniel, Guillermo (Memo), Henrique, Ádria, Wallison, Sebastião, Marília, Larisa, Abdala, Jorge, Mariana e a todos os Colombianos pelo companheirismo e amizade.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro.

E por fim, a todos que de alguma forma contribuíram para que o sonho do mestrado um dia pudesse se tornar uma realidade.

RESUMO

ANÁLISE DOS EFEITOS PROVOCADOS POR ABALOS SÍSMICOS EM ESTRUTURAS IRREGULARES

Autor: Luis Alejandro Pérez Peña

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

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Abril de 2012

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de grandes contingentes populacionais habitarem grandes centros urbanos, provocando, desta forma, escassez dos espaços e tornando os edifícios altos uma característica das cidades modernas. Este tipo de edificações, pelas suas características de altura e concentração de massa resulta muito vulnerável ao colapso quando se apresenta um dos fenômenos mais destrutivos da natureza, os terremotos.

Neste ano houve uma grande quantidade de terremotos em todo o mundo causando perdas humanas e econômicas devido à má concepção de estruturas ou a não consideração deste tipo de força no projeto. O Brasil ocupa grande parte da estável plataforma sul-americana, mas a ideia de que o Brasil é um país assísmico não é correta e os registros recentes de movimentos sísmicos em algumas regiões brasileiras indicam que seria prudente considerar, nesses lugares, esta força na hora de projetar uma estrutura.

Considerando que a principal função das estruturas é suportar todas as solicitações às quais possam estar expostas, é apresentado neste trabalho um estudo que visa avaliar a importância de um projeto adequado para regiões sísmicas. Nesse sentido, estuda-se a variação dos esforços e da rigidez da estrutura quando se introduz a força sísmica no projeto. Um estudo paramétrico é realizado também para avaliar a concentração de esforços nas estruturas quando não se seguem os princípios do projeto sismo-resistente ou quando a estrutura considerada apresenta grandes irregularidades ou danos.

Para a análise proposta foi escolhida uma estrutura de oito andares e com um sistema estrutural de pórticos de concreto e com várias irregularidades em sua forma. Inicialmente, a estrutura foi considerada sem irregularidades na sua planta e altura e foi submetida às cargas de serviço e às cargas devidas a um sismo. Posteriormente, foram introduzidas em diferentes etapas as irregularidades do projeto até chegar à estrutura tal como ela é e, em cada etapa, foram analisadas as distribuições de esforços, a rigidez do sistema segundo sua curva de capacidade e, conseqüentemente, a possível formação de

rótulas plásticas. Como carregamento horizontal foi escolhido o histórico de acelerações do sismo de El Centro (1940) e como carregamento vertical as cargas permanentes e variáveis.

As simulações foram feitas no programa CSI ETABS® v9.7.2 e os resultados obtidos com as diversas simulações foram trabalhados por meio de um programa computacional concebido no ambiente MATLAB, com o qual é possível detectar zonas com concentrações significativas de esforços que podem ocasionar efeitos na estrutura ou a formação de possíveis rótulas plásticas. Apresenta-se neste trabalho uma análise crítica dos resultados obtidos.

Palavras-chave: análise sísmica; estruturas resistentes a sismos; estruturas irregulares; análise *pushover*; ductilidade; dissipação de energia.

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE EFFECTS CAUSED BY EARTHQUAKE IN IRREGULAR STRUCTURES

Author: Luis Alejandro Pérez Peña

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

Graduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, April of 2012

With the development of the cities there is a tendency of population increase in large urban centers, causing thus a shortage of spaces and making tall buildings a characteristic of modern cities. These types of buildings because of their height and high mass concentration characteristics are very vulnerable to collapse in the presence of one of the most destructive phenomena of nature: the earthquake.

This year there was a lot of earthquakes around the world, causing human and economic losses because of poor conception of structures and not to consider this force in the design. Brazil occupies the most stable platform in South America, but the idea that Brazil is a country with little seismic activity is not correct because the records of recent earthquakes in some regions of Brazil indicated that it would be prudent to consider in these places this force in the design of the structure.

Considering that the main function of a structure is to support all types of solicitations to which they may be exposed, is presented in this dissertation a test to evaluate the importance of design in seismic regions well founded and the consequences of not following recommendations provided by earthquake-resistant standards in each country. Therefore, study the variation of stress and stiffness in a structure when considering seismic force in the design. It is also made a parametric study to evaluate stress concentrations in structures when not fully compliant with the principles of earthquake-resistant design or the structure has large irregularities in plan or height.

The model chosen for analysis was proposed for an eight-story structure with reinforced concrete frames as structural system and presents various types of irregularities in form. Initially, the structure was considered without any irregularity and service and seismic loads were applied. Irregularities were then introduced in different stages to the original structure. At each stage the distribution of effort between the structural elements and the rigidity of the curve by capacity were analyzed in addition to the possible

formation of plastic hinges. The acceleration record of the earthquake El Centro (1940) was chosen as the horizontal load, as vertical loads the dead loads and live loads were considered.

The simulations were made in the program CSI ETABS® v9.7.2 and the results were examined in a program made in MATLAB, which can help identify areas where there were large stress concentrations that can cause possible plastic mechanisms. This dissertation presents a critical analysis of the results.

Keywords: seismic analysis; seismic resistant structures; irregular structures; *pushover* analysis; ductility; energy dissipation.

SUMARIO

1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – JUSTIFICATIVA	2
1.2 – OBJETIVOS	2
1.2.1 – Gerais.....	2
1.2.2 – Específicos	3
1.3 – METODOLOGIA.....	3
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 – ESTUDOS SOBRE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES.....	4
2.2 – CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	10
2.2.1 – Sismo	10
2.2.2 – Magnitude	12
2.2.3 – Intensidade	14
2.2.3.1 – Métodos subjetivos	14
2.2.3.1 – Métodos analíticos	15
2.2.4 – Sismicidade.....	15
2.2.4.1 – Sismicidade no Brasil.....	16
2.2.5 – Riscos sísmicos	17
2.2.6 – Elementos básicos na dinâmica das estruturas.....	18
2.2.6.1 – Modelos dinâmicos	18
2.2.6.2 – Graus de liberdade.....	18
2.2.6.3 – Amortecimento.....	18
2.2.7 – Equação do movimento	18
2.2.8 – Análise determinística da resposta sísmica	19
2.2.8.1 – Resposta sísmica de sistemas com um grau de liberdade	19
2.2.8.2 – Modos naturais de vibração	21
2.2.8.3 – Resposta sísmica em sistemas de múltiplos graus de liberdade.....	23
2.2.8.4 – Espectro de resposta.....	24

2.2.8.5 –	Reposta máxima modal usando pseudo-espectros de resposta	25
2.2.9 –	Conceitos básicos no projeto sismo-resistente	27
2.2.9.1 –	Ductilidade	27
2.2.9.2 –	Categorias de utilização e fatores de importância.....	27
2.2.9.3 –	Zoneamento sísmico.....	27
2.2.9.4 –	Espectro de resposta de projeto.....	28
2.2.9.5 –	Aceleração máxima.....	28
2.2.9.6 –	Coefficiente sísmico	28
2.2.9.7 –	Classificação das estruturas.....	29
3 –	PRINCÍPIOS BÁSICOS DO PROJETO SISMORESISTENTE	30
3.1 –	PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	30
3.1.1 –	Simplicidade e simetria estrutural	30
3.1.2 –	Redundância ou grau de hiperestaticidade.....	30
3.1.3 –	Sistema estrutural.....	31
3.1.4 –	Ligação entre elementos.....	33
3.1.5 –	Comportamento de diafragma ao nível do piso.....	33
3.1.6 –	Detalhes que proporcionam ductilidade.....	34
3.1.7 –	Mudanças bruscas na rigidez e massa	35
3.1.8 –	Configuração estrutural.....	35
3.1.8.1 –	Regularidade estrutural em planta.....	36
3.1.8.2 –	Regularidade estrutural na vertical.....	37
3.2 –	ERROS COMUNS NA CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES	39
4 –	ESTUDO DAS NORMAS SISMO-RESISTENTES.....	41
4.1 –	NSR-10 (AIS, 2010).....	41
4.1.1 –	Método da Força Horizontal Equivalente (FHE)	45
4.1.2 –	Método dinâmico espectral	49
4.1.3 –	Análise sísmica com histórico de acelerações no tempo.....	51
4.1.4 –	Irregularidades na configuração estrutural.....	51

4.1.4.1 – Critérios de irregularidades em planta	52
4.1.4.2 – Critérios de irregularidades na vertical	54
4.1.5 – Deslocamentos relativos (Δ_i) e absolutos (δ_i)	55
4.2 – NBR 15421 (ABNT, 2006)	56
4.2.1 – Método da Força Horizontal Equivalente (<i>FHE</i>).....	60
4.2.2 – Análise sísmica pelo método espectral	61
4.2.3 – Análise sísmica com histórico de acelerações no tempo.....	63
4.2.4 – Deslocamentos relativos (Δ_i) e absolutos (δ_i).....	64
4.3 – ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR - <i>PUSHOVER</i>.....	64
4.3.1 – ATC-40 (ASCE, 1996)	65
4.3.2 – FEMA 356 (ASCE, 2000)	67
4.3.2.1 – Procedimento estático não linear	67
4.3.2.2 – Modelagem numérica de rótulas plásticas	69
4.3.3 – Curva de capacidade	71
5 – FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS.....	75
5.1 – ETABS v9.7.2 (CSI, 2010).....	75
5.1.1 – Elemento tipo barra (<i>frame</i>)	75
5.1.2 – Elemento tipo superfície (<i>Membrane</i>).....	76
5.1.3 – Tipo de análise	78
5.2 – MATLAB (MathWorks, R2009b)	79
6 – ANÁLISE NUMÉRICA	82
6.1 – DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	82
6.2 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS CONSIDERADAS	85
6.3 – AÇÕES CONSIDERADAS	85
6.3.1 – Cargas permanentes	85
6.3.2 – Ações variáveis.....	85
6.3.3 – Ações do sismo	86
6.4 – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	87

6.4.1 – Primeira etapa	88
6.4.1.1 – Caso de referência	88
6.4.1.2 – Análise estática.....	89
6.4.1.3 – Análise dinâmica espectral.....	91
6.4.2 – Segunda etapa	95
6.4.2.1 – Caso de referência	95
6.4.2.2 – Estrutura com irregularidades em planta.....	98
6.4.2.3 – Estrutura com irregularidades na vertical	126
7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	144
7.1 – CONCLUSÕES	144
7.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	146
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
ANEXO I – TABELAS DA FEMA 356 (ASCE, 2000)	153
ANEXO II – MODELAGEM NUMÉRICA NO ETABS (CSI, 2000)	156
II.1 – ANÁLISE ESTÁTICA	156
II.2 – ANÁLISE MODAL	157
II.3 – ANÁLISE DINÂMICA ESPECTRAL	158
II.4 – ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO (TIME-HISTORY)	159
II.5 – ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR - PUSHOVER	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Escalas de magnitude.....	14
Tabela 4.1– Categorias sísmicas, NSR-10 (AIS, 2010).	42
Tabela 4.2– Valores de A_v ou A_a	43
Tabela 4.3– Classe do terreno: classificação do perfil do solo.....	43
Tabela 4.4 – Categorias de utilização e fatores de importância de utilização (I).....	45
Tabela 4.5 – Valores do coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio – F_v	47
Tabela 4.6– Valores dos coeficientes C_t e α para o cálculo do período de vibração T	47
Tabela 4.7 – Valores do coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio e depende do tipo do solo local - F_a	48
Tabela 4.8 – Deslocamentos relativos máximos, NSR-10 (AIS, 2010).	56
Tabela 4.9 – Zonas sísmicas brasileiras, NBR 15421 (ABNT, 2006).....	57
Tabela 4.10 – Categorias sísmicas, NBR 15421 (ABNT, 2006).....	57
Tabela 4.11 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I).....	58
Tabela 4.12 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sísmo-resistente. 59	
Tabela 4.13 – Fatores de amplificação sísmica no solo.	62
Tabela 4.14 – Deslocamentos relativos máximos, NBR 15421 (ABNT, 2006).....	64
Tabela 6.1 – Seções transversais das vigas do modelo.....	83
Tabela 6.2 – Seções transversais dos pilares do modelo.	84
Tabela 6.3 – Propriedades dos materiais usadas no modelo.....	85
Tabela 6.4 – Coeficientes usados para o cálculo de S_a	89
Tabela 6.5 – Coeficientes usados para o cálculo de C_s	90
Tabela 6.6 – Vigas que romperam segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade 1P (recortes nos cantos).....	109
Tabela 6.7 – Períodos fundamentais de vibração dos modelos analisados, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	111
Tabela 6.8 – Coeficiente R para os modelos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	111

Tabela 6.9 – Coeficiente R para os modelos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	111
Tabela 6.10 – Vigas que colapsaram segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).....	115
Tabela 6.11 – Coeficiente R para os modelos B1 e B2, irregularidades 2P (descontinuidades no diafragma).....	116
Tabela 6.12 – Vigas que romperam segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).....	125
Tabela 6.13 – Coeficiente R para os modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).....	126
Tabela 6.14 – Coeficiente R para os modelos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).....	126
Tabela 6.15 – Vigas que romperam segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade PC (pilares curtos).	131
Tabela 6.16 – Coeficiente R para os modelos PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).	132
Tabela 6.17 – Coeficiente R para os modelos PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).	132
Tabela 6.18– Vigas que romperam segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade 1A (piso flexível).....	136
Tabela 6.19 – Coeficiente R para os modelos da irregularidade 1A (piso flexível).....	137
Tabela 6.20– Vigas que romperam segundo a análise <i>pushover</i> , irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).....	142
Tabela 6.21 – Coeficiente R para os modelos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).....	143
Tabela 6.22 – Coeficiente R para os modelos 2A-2, 2A-4, 2A-6, 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).....	143
Tabela I.1 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear das vigas [Tabela 6-7, FEMA 356 (ASCE, 2000)].	153
Tabela I.2 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear dos pilares [Tabela 6-8, FEMA 356 (ASCE, 2000)].	154
Tabela I.3 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear da junção viga-pilar [Tabela 6-9, FEMA 356 (ASCE, 2000)]......	155

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Abalo sísmico.....	11
Figura 2.2 – Movimento e forma de propagação das ondas produzidas pela ação sísmica (Clough e Penzien, 2003).	12
Figura 2.3 – Leitura de amplitude em sismômetro.....	13
Figura 2.4 – Mapa de risco sísmico na América do Sul em função das acelerações máximas prováveis (Assumpção e Neto, 2000).....	16
Figura 2.5 – Mapa do risco sísmico na América do Sul (Barbat e Canet, 1994).	17
Figura 2.6 – Aceleração sísmica $a(t)$ qualquer.....	20
Figura 3.1 –Tipos de materiais usados nos sistemas sismo-resistentes.....	32
Figura 3.2 – Sistemas estruturais sismo-resistentes	32
Figura 3.3 – Pilar curto, devido à descontinuidade em altura provocada pela parede de alvenaria.....	35
Figura 3.4 – Regularidade estrutural na vertical.....	37
Figura 3.5 – Pavimento flexível.	38
Figura 3.6 – Pavimento flexível.	39
Figura 4.1 – Zonas sísmicas na Colômbia, NSR-10 (AIS, 2010).....	42
Figura 4.2 – Valores de A_v	43
Figura 4.3 – Espectro elástico de projeto da NSR-10 [Figura A.2.6-1, NSR-10 (2010)]. ..	50
Figura 4.4 – Irregularidade torsional, NSR-2010 (AIS, 2010).....	52
Figura 4.5 – Retrocesso excessivo nos cantos da estrutura, NSR-2010 (AIS, 2010).....	53
Figura 4.6 – Descontinuidade no diafragma, NSR-2010 (AIS, 2010).	53
Figura 4.7 – Elementos verticais não paralelos, NSR-2010 (AIS, 2010).....	53
Figura 4.8 – Piso flexível, NSR-2010 (AIS, 2010).	54
Figura 4.9 – Descontinuidade na trajetória dos elementos verticais, NSR-2010 (AIS, 2010).	55
Figura 4.10 – Irregularidade na distribuição de massas, NSR-2010 (AIS, 2010).	55
Figura 4.11 – Mapa de zoneamento do Brasil (NBR 15421, ABNT , 2006).....	57
Figura 4.12 – Espectro elástico de projeto da NBR 15421 [Figura 2, NBR 15421 (ABNT, 2006)].	62

Figura 4.13 – Etapas do processo da análise pushover.	65
Figura 4.14 – Valores para o fator de modificação C_0 [Tabela 3-2, FEMA 356, p3-22]. ...	67
Figura 4.15 – Valores para o fator de modificação C_2 [Tabela 3-3, FEMA 356, p3-22]. ...	68
Figura 4.16 – Critérios de aceitação do desempenho de acordo com a FEMA 356 (ASCE, 2000).	70
Figura 4.17 – Curvas momento-curvatura normalizada, FEMA 356 (ASCE, 2000).	70
Figura 4.18 – Modelo bilinear da curva de capacidade.	72
Figura 4.19 – Determinação do coeficiente R segundo Newmark e Hall (1982).	73
Figura 5.1 – Elemento <i>frame</i> da biblioteca do ETABS (CSI, 2010).	76
Figura 5.2 – Elemento <i>Membrane</i> da biblioteca ETABS (CSI, 2010).	77
Figura 5.3 – Transferência de cargas com o método da “área tributária”.	77
Figura 5.4 – Exemplo da localização das variações nas vigas, CMV.	80
Figura 5.5 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares. Unidades em KN.m. Exemplo – CMV.	81
Figura 6.1 – Modelo original da estrutura em 3D.	82
Figura 6.2 – Vista em planta do modelo original com os elementos numerados. Unidades em m.	82
Figura 6.3 – Corte transversal do modelo original na direção X. Unidades em m.	83
Figura 6.4 – Seção transversal dos elementos estruturais. Unidades em m.	83
Figura 6.5 – Seção transversal da laje nervurada. Unidades em m.	84
Figura 6.6 – Seção transversal das nervuras. Unidades em m.	84
Figura 6.7 – Detalhes das condições de apoio. Unidades em cm.	84
Figura 6.8 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Leste-Oeste, Direção X – Figura 6.2).	86
Figura 6.9 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Norte-Sul, Direção Y – Figura 6.2).	87
Figura 6.10 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Vertical).	87
Figura 6.11 – Modelo simplificado – caso de referência.	88
Figura 6.12 – Vista em planta do caso de referência com os elementos numerados.	89
Figura 6.13 – Espectro de resposta de projeto para um fator de amortecimento de 5%, NSR-10 (AIS, 2010).	91
Figura 6.14 – Deslocamentos relativos, NSR-10 (AIS, 2010).	92

Figura 6.15 – Espectro de resposta de projeto com um fator de amortecimento de 5%, NBR 15421 (ABNT, 2006).....	93
Figura 6.16 – Deslocamentos relativos, NBR 15421 (ABNT, 2006).....	94
Figura 6.17 – Curva de capacidade resistente do caso de referência na direção X.	96
Figura 6.18 – Modelo bilinear do caso de referência.	97
Figura 6.19 – Irregularidade em planta, NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006).	98
Figura 6.20 – Modelos analisados considerando recortes nos cantos (irregularidade 1P), vista em planta.	99
Figura 6.21 – Resultados das variações de momentos fletores nos modelos analisados considerando recortes nos cantos (irregularidade 1P).	100
Figura 6.22 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m. Modelo A1 – CMV.	100
Figura 6.23 – Magnitude da variação de momento fletor nas vigas, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A2 – CMV.	101
Figura 6.24 – Magnitude da variação de momento fletor nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A3 – CMV.	102
Figura 6.25 – Magnitude da variação dos momentos fletores nas vigas, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A4 – CMV.	103
Figura 6.26 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A4 – CMV.	103
Figura 6.27 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A5 - CMV.	104
Figura 6.28– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A6 – CMV.	105
Figura 6.29 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A6 – CMV.	105
Figura 6.30 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A7 – CMV.	106
Figura 6.31– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A8 – CMV.	107
Figura 6.32 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A8 – CMV.	107
Figura 6.33 – Curvas de capacidade, modelos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).	108

Figura 6.34 – Curvas de capacidade, modelos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	109
Figura 6.35 – Modelos bilineares para os casos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	110
Figura 6.36 – Modelos bilineares para os casos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).....	110
Figura 6.37 – Modelos analisados considerando descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P), vista em planta.....	112
Figura 6.38 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P).	113
Figura 6.39– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo B1 – CMV.	113
Figura 6.40 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo B2 – CMV.	114
Figura 6.41 – Curvas de capacidade, modelos B1 e B2, irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).....	115
Figura 6.42 – Modelos bilineares para B1 e B2, irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).....	116
Figura 6.43 – Modelos analisados considerando recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma (irregularidade 3P), vista em planta.	117
Figura 6.44 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma (irregularidade 3P).....	117
Figura 6.45 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C1 – CMV.	118
Figura 6.46 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C2 – CMV.	119
Figura 6.47 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C3 – CMV.	120
Figura 6.48 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C4 – CMV.	120
Figura 6.49 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C5 – CMV.	121
Figura 6.50 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C6 – CMV.	122
Figura 6.51 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C7 – CMV.	122

Figura 6.52 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C8 – CMV.	123
Figura 6.53 – Curvas de capacidade para os modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).....	124
Figura 6.54 – Curvas de capacidade para os modelos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).....	124
Figura 6.55 – Modelo bilinear, modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).	125
Figura 6.56 – Modelo bilinear, casos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).	125
Figura 6.57 – Irregularidades em planta, NSR-10 (AIS, 2010).....	127
Figura 6.58 – Modelos analisados considerando diferentes casos com pilares curtos (PC).	127
Figura 6.59 – Vista em planta da estrutura sem irregularidades em sua forma com os elementos numerados.	128
Figura 6.60 – Resultados das variações de momentos fletores nos modelos analisados considerando pilares curtos.	128
Figura 6.61 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-1 – CMV.	129
Figura 6.62 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-2 – CMV.	129
Figura 6.63 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-3 – CMV.	129
Figura 6.64 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo PC-8 – CMV.	130
Figura 6.65 – Curvas de capacidade para os modelos PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).	130
Figura 6.66 – Curvas de capacidade para os modelos PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).	131
Figura 6.67 – Modelo bilinear, PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).	132
Figura 6.68 – Modelo bilinear, PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).	132
Figura 6.69 – Modelos analisados considerados piso flexível (irregularidade 1A), vista em altura.	133
Figura 6.70 – Vista em planta da estrutura sem irregularidades em sua forma com os elementos numerados.	134

Figura 6.71 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando piso flexível (irregularidade 1A).....	134
Figura 6.72 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo 1A-2 – CMV.....	135
Figura 6.73 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo 1A-4 – CMV.....	135
Figura 6.74 – Curvas de capacidade para modelos da irregularidade 1A (piso flexível)..	136
Figura 6.75 – Modelo bilinear para modelos da irregularidade 1A (piso flexível).	136
Figura 6.76 – Localização da descontinuidade na trajetória dos elementos (irregularidade 2A), corte transversal.....	137
Figura 6.77 – Modelos analisados considerando descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais (irregularidade 2A), vista em planta.	138
Figura 6.78 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais (irregularidade 2A).....	139
Figura 6.79 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-4 – CMV.....	140
Figura 6.80 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-5 – CMV.....	140
Figura 6.81 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-6 – CMV.....	140
Figura 6.82 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-6 – CMV.....	141
Figura 6.83 – Curvas de capacidade para os modelos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).....	141
Figura 6.84 – Curvas de capacidade para os modelos 2A-2, 2A-4, 2A-6 e 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).....	141
Figura 6.85 – Modelos bilineares, casos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).	142
Figura 6.86 – Modelos bilineares, casos 2A-2, 2A-4, 2A-6, 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).	143
Figura II.1 – Static Load Cases, ETABS.....	156
Figura II.2 – Defined Seismic Loading – ETABS.	157
Figura II.3 – Dynamic Analysis Parameters – ETABS.....	158
Figura II.4 – Interfaces gráficas usadas para a análise dinâmica espectral.	159
Figura II.5 – Define Time History Function, ETABS.....	160

Figura II.6 – Time History Case Data, ETABS.....	161
Figura II.7 – Define Frame Hinge Properties, ETABS.	162
Figura II.8 – Propriedades da rótula plástica calculada pelo ETABS, V35x45.	163
Figura II.9 – Assing Frame Hinges, ETABS.....	163
Figura II.10 – Static Nonlinear Case Data, ETABS.....	165
Figura II.11 – Curva de capacidade usando método da rigidez secante.....	166

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ABS	Soma dos Absolutos;
AIS -	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica;
ASCE	American Society of Civil Engineers;
ATC	Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Applied Technology Council;
CMV	Cálculo das Magnitudes das Variações;
COVENIN	Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio de Desarrollo Urbano e Comisión Venezolana de Normas Industriales;
CQC	Complete Quadratic Combination;
CSI	Computer and Structure, Inc.;
ETABS	Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems;
FEMA	Federal Emergency Management Agency;
FHE	Força Horizontal Equivalente;
GMC	General Modal Combination;
IBC	International Building Code;
IDA	Incremental Dynamic Analysis;
MATLAB	Matrix Laboratory;
MPA	Modal Pushover Analysis;
NBR	Norma Brasileira;
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program;
NSR	Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente;
SRSS	Square Root of Sum of Squares;
UBC	Uniform Building Code;
NBCC	National Buildings Construction Corporation;

LISTA DE SÍMBOLOS

A	máxima amplitude de uma onda sísmica;
A_0	leitura da amplitude de referencia produzida por um terremoto padrão;
A_a	coeficiente que representa o movimento sísmico do solo e é definido em função da aceleração horizontal efetiva – NSR-10;
A_v	coeficiente que representa o movimento sísmico do solo e é definido em função da velocidade horizontal efetiva – NSR-10;
a_g	aceleração sísmica horizontal característica – NBR 15421:2006;
a_{gs0}	aceleração espectral para períodos de 0,0 s – NBR 15421:2006;
a_{gs1}	aceleração espectral para períodos de 0,1 s – NBR 15421:2006;
$a(t)$	aceleração do solo no instante t ;
C_a	fator de amplificação do solo para períodos de 0,0 s – NBR 15421:2006;
C_d	coeficiente de amplificação de deslocamentos– NBR 15421:2006;
C_i	matriz de amortecimento generalizada;
C_S	coeficiente sísmico de resposta – NBR 15421:2006;
C_t	coeficiente de período da estrutura e depende do sistema estrutural adotado e que é utilizado para o período fundamental da estrutura T – NBR 15421:2006 e NSR-10;
C_v	fator de amplificação do solo para períodos de 1,0 s – NBR 15421:2006;
C_{vx}	coeficiente de distribuição vertical – NBR 15421:2006 e NSR-10;
C_0	fator de modificação devido à simplificação de um sistema com um grau de liberdade para um de vários graus de liberdade – FEMA 356;
C_1	fator de modificação que relaciona o deslocamento máximo inelástico esperado, com os deslocamentos calculados pela resposta linear – FEMA 356;
C_2	fator de modificação que representa a degradação da rigidez da estrutura e a deterioração da força no deslocamento máximo – FEMA 356;
C_3	fator de modificação que representa o incremento dos deslocamentos devido aos efeitos de segunda ordem ou P-Delta – FEMA 356;
c	amortecimento da estrutura;
$[c]$	matriz amortecimento da estrutura;
d_i	espessura de cada uma das camadas do subsolo em solo estratificado – NBR 15421:2006 e NSR-10;
EE	ponto de escoamento efetivo do modelo idealizado da curva de capacidade – FEMA 440;

E_S	módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal do concreto;
F_a	coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio – NSR-10;
F_{ck}	resistência do concreto a compressão;
F_v	coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio – NSR-10;
F_X	força sísmica de projeto correspondente ao piso x – NBR 15421:2006 e NSR-10;
g	valor da aceleração da gravidade;
H	força equivalente na base da estrutura – NBR 15421:2006;
Hz	Hertz;
h	é a altura, em metros, da estrutura acima da base – NBR 15421:2006 e NSR-10;
h_{si}	distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento analisado – NBR 15421:2006 e NSR-10;
I	fator de utilização – NBR 15421:2006 e NSR-10;
I_A	intensidade de Arias;
K_i	matriz de rigidez generalizada;
k	rigidez da estrutura;
k	coeficiente de distribuição, relacionado ao período T da estrutura – NBR 15421:2006 e NSR-10;
$[k]$	matriz rigidez da estrutura;
M	massa total da estrutura incluindo as cargas permanentes e 25% da carga variável – NSR-10;
M	magnitude de um terremoto;
Me	escala de energia sísmica;
M_i	matriz de massa generalizada;
ML	escala local (Richter);
M_S	escala de ondas de superfície;
M_w	escala de momento sísmico;
m	massa da estrutura;
m_b	escala de ondas de compressão de corpo (P-wave);
$m_b L_g$	escala de ondas de corpo usando ondas L_g ;
m_R	escala regional (Brasil) – Equivalente a escala m_b ;
$[m]$	matriz massa da estrutura;

N	número médio de golpes obtidos no ensaio SPT;
\bar{N}_i	número médio de golpes obtidos no ensaio SPT em solos estratificados nas diversas camadas i – NBR 15421:2006 e NSR-10;
P_i	vetor de forças generalizado;
$p(t)$	carregamento dinâmico no instante t ;
Q_i	coeficiente de participação modal;
R	coeficiente de dissipação de energia– NBR 15421:2006 e NSR-10;
S_a	espectro de resposta da aceleração;
S_a	valor da aceleração horizontal espectral com uma fração de amortecimento crítico igual a 0,5 – NSR-10;
S_d	espectro de resposta do deslocamento;
SI_ξ	Intensidade espectral de Housner;
S_{pV}	pseudo-velocidade espectral;
S_v	espectro de resposta da velocidade;
T	período natural de vibração;
T_C	correspondentes à transição entre a zona de aceleração constante do espectro de projeto;
T_L	correspondente ao início da zona de deslocamento aproximadamente constante do espectro de projeto;
V_s	força horizontal total sísmica na base da estrutura – NSR-10;
v_s	velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento – NBR 15421:2006 e NSR-10;
\bar{v}_{st}	velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento em solos estratificados nas diversas camadas i – NBR 15421:2006 e NSR-10;
W	peso total da estrutura, incluindo as cargas permanentes e 25% da carga acidental e carga variável – NBR 15421:2006;
ω	frequência natural circular de vibração da estrutura em rad/s ;
ω_D	frequência amortecida em rad/s ;
$x(t)$	deslocamento da estrutura no instante t ;
$\dot{x}(t)$	velocidade da estrutura no instante t ;
$\ddot{x}(t)$	aceleração da estrutura no instante t ;
$\{x(t)\}$	vetor deslocamento da estrutura no instante t ;
$\{\dot{x}(t)\}$	vetor velocidade da estrutura no instante t ;
$\{\ddot{x}(t)\}$	vetor aceleração da estrutura no instante t ;

γ	massa volumétrica do material;
Δ_i	deslocamento relativo de um pavimento i – NBR 15421:2006 e NSR-10;
δ_i	deslocamento absoluto máximo de resposta elástica (NSR-10) ou inelástica (BNR 15421:2006);
δ_U	deslocamento último de colapso – FEMA 440;
δ_Y	deslocamento de escoamento – FEMA 440;
θ	rotação no diagrama momento-curvatura – FEMA 356;
ξ	fração do amortecimento do oscilador;
μ	ductilidade da estrutura;
φ	ângulo de fase;
ϕ_i	vetores normalizados;
ϕ_a	coeficiente de redução do coeficiente R devido às irregularidades na vertical – NSR-10;
ϕ_p	coeficiente de redução do coeficiente R devido às irregularidades em planta – NSR-10;
ϕ_r	coeficiente de redução do coeficiente R devido a ausência de redundância estrutural – NSR-10;
$[\Phi]$	matriz modal;
$\psi_i(y)$	função de forma;
Ω_0	coeficiente de sobre resistência da estrutura – NBR 15421:2006 e NSR-10;

1 – INTRODUÇÃO

Os terremotos são fenômenos naturais inevitáveis, cuja ação pode produzir catástrofes e, portanto, devem ser considerados na hora de projetar uma estrutura em regiões sísmicas. Durante o século XX ocorreram no mundo mais de mil terremotos fortes que deixaram mais de um milhão de vítimas. Países com um elevado risco sísmico e de desenvolvimento econômico alto, como os Estados Unidos, Japão, e alguns países da América Latina, fazem uma série de estudos para melhorar o projeto sísmico de novas estruturas (edifícios, pontes, etc.).

O Brasil situa-se, em grande parte, na região central da placa tectônica sul-americana, que é uma região mais estável. Mas parte do país situa-se perto das bordas desta placa, aonde já foram registradas ações sísmicas significativas, e, além disso, existem sismos intraplacas que ocorrem predominantemente ao longo das falhas geológicas, inclusive na região central da placa sul americana. No Brasil, existem cerca de 40 falhas ativas sismicamente, desde o norte até o sul do país. A falha BR-47, por exemplo, corta o estado de Minas Gerais e já foi registrado um sismo de magnitude 4,7 na cidade de Itacarambi em 2007. Assim, por não aplicar nenhum tipo de verificação sísmica, a fragilidade e vulnerabilidade dos edifícios que não foram projetados para resistir a ações sísmicas serão grandes no caso de ocorrer um terremoto. Em áreas de sismicidade baixa ou moderada, um terremoto pode também causar danos consideráveis, porque a maioria dos edifícios construídos sem considerar uma normativa sísmica são edifícios com pouca ductilidade. Evidentemente, isso não é apenas exclusivo nessas áreas, podendo ocorrer também em áreas com alta atividade sísmica.

No dimensionamento sísmico, a resistência e a ductilidade são fatores essenciais no desempenho das estruturas, sejam simétricas ou assimétricas, durante o terremoto. A ductilidade depende do planejamento inicial da estrutura, que incluem os mecanismos de plastificação e distribuição de rigidez. Muitos edifícios têm configurações estruturais assimétricas ou irregulares. Alguns foram projetados desde o início como irregulares e outros se tornaram por acaso devido às inconsistências ou erros durante o processo de construção. Além disso, muitos se tornam irregulares durante sua vida útil devido à reabilitação ou mudança de uso.

Assim, é essencial para os engenheiros estruturais obter uma melhor compreensão da resposta sísmica de estruturas com distribuições irregulares de massa, rigidez ou

resistência, uma necessidade que também tem sido reconhecida pelas normas para projeto de estruturas resistentes a sismos. O papel do engenheiro de estruturas é elaborar projetos seguros, que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Deste modo, é necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura, a fim de evitar perdas de vidas humanas e minimizar os danos estruturais. Estes procedimentos podem ser encontrados na norma sismo-resistente de cada país e na literatura de dimensionamento sísmico.

1.1 – JUSTIFICATIVA

O efeito dos terremotos em estruturas é um tema que tem sido estudado em todo o mundo, especificamente em zonas onde o risco sísmico é elevado. Atualmente pode ser encontrada uma extensa literatura com diferentes procedimentos, critérios, requisitos e sugestões para o bom dimensionamento sísmico de uma estrutura, além da norma sismo-resistente de cada país.

O Brasil é um país com pouca atividade sísmica e o estudo deste fenômeno nas estruturas é ainda insuficiente, sendo que o país tem uma norma sismo-resistente pouco difundida. A maioria das pesquisas realizadas no campo dos efeitos dos terremotos nas estruturas está relacionada ao controle de vibrações, comportamento de estruturas com algum tipo de contraventamento, com isoladores de base, etc., mas poucos engenheiros tem conhecimento de como este fenômeno associado à forma da estrutura pode aumentar os esforços na mesma.

Portanto, este trabalho se justifica pela necessidade de se conhecer o comportamento sob a ação de sismos reais das estruturas com alterações na sua configuração estrutural em planta e na vertical. Essas alterações são chamadas neste trabalho de irregularidades. Este trabalho visa também, o estudo da ductilidade para diferentes sistemas construtivos citados na norma de sismo do Brasil NBR-15421:2006 para o dimensionamento e avaliação sísmica de edifícios.

1.2 – OBJETIVOS

1.2.1 – Gerais

Este trabalho tem como objetivo geral estudar estruturas sismo-resistentes e analisar os efeitos provocados pelos terremotos na mesma. Neste sentido serão estudados

os esforços internos que surgem numa estrutura regular em planta e altura quando submetida a um abalo sísmico e como esses esforços se modificam quando se consideram alterações na geometria da mesma, seja em planta ou altura. Essas alterações na configuração na geometria serão chamadas neste trabalho de irregularidades.

1.2.2 – Específicos

- ✓ Analisar uma estrutura já construída utilizando os softwares ETABS® e MATLAB, considerando como carregamento externo um histórico de acelerações provocadas por um sismo;
- ✓ Quantificar os efeitos das irregularidades estruturais na resposta sísmica mediante análise dinâmica no domínio do tempo usando um conjunto de acelerogramas e detectar a concentração de esforços em uma estrutura simétrica ou sem irregularidades em planta e na vertical e comparar os resultados com um modelo estrutural contendo irregularidades;
- ✓ Calcular a curva de capacidade resistente da estrutura usando uma análise estática não linear para conhecer a perda de capacidade quando há irregularidades;
- ✓ Calcular os coeficientes de dissipação de energia para cada modelo analisado comparando esses valores com o obtido para a estrutura simétrica a fim de conhecer a sua capacidade para dissipar a energia do sismo.

1.3 – METODOLOGIA

O estudo proposto é realizado de forma numérica. São estudadas estruturas com alterações em sua configuração estrutural ou em sua forma e sob a ação do sismo de El Centro (1940) por meio do seu histórico de acelerações. A Resposta sísmica é obtida usando os softwares ETABS® e a análise de resultados por meio do software MATLAB®.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No Brasil, existem poucos trabalhos sobre normas sismo-resistentes, pois é um país com pouca atividade sísmica (Assumpção e Netto, 2000). Entretanto, em países com elevada atividade sísmica é grande o investimento em pesquisas nessa área. São apresentados, a seguir, alguns desses estudos.

2.1 – ESTUDOS SOBRE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

Al-Ali e Krawinkler (1998) apresentaram uma pesquisa na qual o principal objetivo foi melhorar o entendimento do comportamento sísmico de edificações planas com irregularidades verticais em sua forma. Isto foi feito através da quantificação dos efeitos de irregularidades verticais em massa, rigidez e resistência sobre as respostas sísmicas. O caso base foi uma estrutura simétrica com distribuição uniforme de massa e rigidez em todos os andares considerando pilar forte-viga fraca, e na qual as irregularidades foram colocadas e analisadas. Foram feitas análises dinâmicas lineares e não lineares para calcular as respostas sísmicas sem considerar a não linearidade geométrica (efeitos $P-\Delta$). Os tipos de resultados investigados neste estudo foram as forças de corte na base, momento de tombamento ou colapso, deslocamentos e demandas de dissipação de energia. Esses resultados foram comparados com os obtidos para o caso base e revelaram que a resposta sísmica dos edifícios é mais sensível às irregularidades de rigidez em relação às outras irregularidades. Portanto, verificou-se que entre os quatro tipos de irregularidade, o efeito da irregularidade de massa é o menor, o efeito da irregularidade de resistência é maior que em relação ao efeito da irregularidade de rigidez. Além disso, o deslocamento no topo foi o parâmetro mais estável e não foi afetado significativamente pelas irregularidades. Os autores enfatizam a importância de implementar uma metodologia de projeto na qual as respostas inelásticas sejam incorporadas no processo de projeto.

Zárate *et al.* (2003) analisaram o método estático para calcular a resposta sísmica em estruturas assimétricas que atendam aos requisitos de distribuição de massa e/ou rigidez. Foram discutidas algumas características do método estático como o cálculo das excentricidades e a busca da posição crítica das cargas de projeto e de como essas características dificultam seu uso. Além disso, apresentaram uma breve discussão sobre as vantagens e/ou desvantagens do método modal espectral em relação ao método estático.

Chintanapakdee e Chopra (2004) fizeram uma comparação das respostas sísmicas de uma estrutura plana de 12 pavimentos com e sem irregularidades utilizando análise histórica de resposta não linear (RHA) e análise *pushover* modal (MPA, Chopra e Goel, 2002). Quarenta e oito modelos com irregularidades, todos de 12 pavimentos com a mesma altura e usando o conceito pilar forte – viga fraca foram modelados com três tipos de irregularidades: de resistência, de rigidez e a combinação de ambas, e considerando posteriormente oito posições diferentes dessas irregularidades ao longo da altura dos modelos. Os objetivos desta pesquisa foram: (a) comparar as demandas sísmicas para as estruturas regulares e irregulares calculadas pela RHA utilizando 20 sismos artificiais, (b) avaliar a precisão da análise *pushover* modal na estimativa de demandas sísmicas e detecção de fraquezas nos elementos. Os resultados apresentados mostram que os efeitos das irregularidades calculadas com os métodos RHA e análise *pushover* modal são significativamente diferentes do que os relatados na pesquisa de Al-Ali e Krawinkler (1998). Também ficou demonstrado que o procedimento da análise *pushover* modal possui um grau de precisão muito bom para calcular as demandas sísmicas para alguns tipos de estruturas irregulares como faz para estruturas regulares. Além disso, detecta quais pavimentos serão submetidos a grandes exigências sísmicas.

Michalis *et al.* (2006) avaliaram a influência das irregularidades na vertical no desempenho sísmico de uma estrutura plana de nove andares. Quatro tipos foram considerados neste trabalho: irregularidades na rigidez, na resistência, combinação rigidez-resistência e irregularidades na massa. O objetivo do trabalho foi quantificar os efeitos das irregularidades na resposta sísmica mediante análises dinâmicas não lineares usando um conjunto de acelerogramas. A metodologia foi baseada na análise dinâmica incremental (IDA) que é considerada como um dos métodos de análise mais poderosos disponíveis e envolve a execução de uma série de análises dinâmica não linear e que pode fornecer estimativas precisas de toda a gama de respostas do modelo.

Le-Trung *et al.* (2010) avaliaram o comportamento sísmico de estruturas com sistemas de pórticos de aço sismo-resistentes com detalhamento especial e com irregularidades na vertical. Neste estudo, supõe-se que todos os edifícios estavam localizados em Los Angeles e foram submetidos a 20 sismos com 10% de probabilidade de serem ultrapassados durante um período de 50 anos. O *International Building Code* (IBC, 2000) considera três tipos de irregularidades (massa, rigidez e força) as quais foram consideradas, nesse estudo, uma a uma em locais diferentes em uma estrutura simétrica de 20 andares. Utilizando métodos lineares e não lineares foram analisados os distintos casos

procurando determinar a influencia dessas irregularidades nos deslocamentos relativos, capacidade de colapso da estrutura e níveis de confiança. Todos os resultados foram comparados com os obtidos para a estrutura simétrica e o software DRAIN-2DX foi utilizado neste trabalho para a modelagem de todos os casos. Os resultados demonstraram que as irregularidades de rigidez resultam mais críticas em relação aos outros dois tipos de irregularidades considerados.

İnan *et al.* (2011) fizeram uma análise paramétrica das irregularidades estruturais com base nas considerações arquitetônicas da Turquia. Este estudo visa obter uma compreensão dos problemas em projetos em termos das irregularidades estruturais, além de mostrar critérios importantes que podem ser utilizados no projeto arquitetônico, em acordo aos princípios básicos do projeto sismo-resistente. Os tipos de irregularidades estruturais foram analisados de acordo com o Código Sísmico da Turquia (TCE, 2007). As falhas no projeto arquitetônico relacionadas com a resistência sísmica dos edifícios são apresentadas e são sugeridas possíveis soluções que podem ser adotadas e aplicadas em projetos futuros para a uma boa concepção de edifícios sismo-resistentes.

Nakano (1990) descreveu o conceito do projeto sismo-resistente, o qual é primordial para projetar edifícios de concreto armado com ênfase na ductilidade. Neste trabalho foram revisados os principais danos em edificações de concreto armado que foram observados em sismos passados, bem como os critérios para a concepção e construção de um edifício com capacidade sísmica suficiente.

Whittaker *et al.* (1998) estudaram a evolução do projeto sismo-resistente no Japão. Depois de uma inesperada destruição do ambiente construído na região de Kobe devido ao sismo de 1995 (*Hyogo-Ken Nanbu*), profissionais, acadêmicos e pesquisadores, tanto no Japão como nos Estados Unidos, ficaram preocupados porque as normas sismo-resistentes de ambos os países eram muito similares e que os danos observados poderiam ocorrer em estruturas situadas nos Estados Unidos, especialmente nas regiões de risco sísmico elevado. Portanto, foram estudados os procedimentos de projeto e construção no Japão, de modo que os danos observados pudessem ser entendidos, além da comparação simples das forças calculadas na base usando os métodos estáticos definidos pelas normas em estruturas regulares construídas no Japão (*Building Standard Law*, 1981) e nos Estados Unidos (NEHRP, 1994), com o objetivo de melhorar os conceitos e métodos propostos nessas normas para o projeto e construção de estruturas sismo-resistentes.

Sampaio (1998) fez uma comparação das especificações de projeto sismo-resistente das normas do Chile e do Peru. A metodologia utilizada consiste na comparação

das forças horizontais calculadas usando os métodos da força horizontal equivalente e o método de superposição modal clássica e dos deslocamentos relativos obtidos no cálculo de estruturas de edifícios com o emprego dessas normas. Foram feitos dois exemplos numéricos analisando um pórtico metálico plano de três andares, no qual a massa e a rigidez variaram. A principal conclusão foi que os resultados obtidos usando o método da força horizontal equivalente e o método de superposição modal, resultam em valores das forças na base e dos deslocamentos sensivelmente diferentes em cada país, porque varia a forma como cada um considera a intensidade da atividade sísmica. Além disso, a norma chilena levou a resultados maiores em relação à norma peruana.

Gherzi *et al.* (2007) investigaram a eficácia dos métodos de projeto baseados na análise estática e modal fornecidos pelo Eurocode 8 (1993) e outros métodos não convencionais propostos por diversos autores, no cálculo das exigências de ductilidade em estruturas de três andares com irregularidades em sua forma. O estudo foi dividido em duas partes. Na primeira parte do estudo, os edifícios assimétricos sem excentricidade foram projetados usando os métodos estático e modal do Eurocode 8 (1993). Posteriormente, foi feita uma análise dinâmica não linear utilizando um conjunto de trinta acelerogramas artificiais aplicados ao longo da direção ortogonal Y (Norte-Sul) para calcular a resposta sísmica dessas edificações e suas curvas de capacidade para avaliar a ductilidade. Para a modelagem dos edifícios foi utilizado o software DRAIN. Na segunda parte do estudo, o procedimento foi o mesmo que na primeira parte, mas as edificações foram projetadas com excentricidades e usando métodos não convencionais propostos por Gherzi *et al.* (2007) e o método proposto pelos autores do trabalho. Os resultados indicam que os procedimentos de projeto baseados na análise estática e na análise modal devem ser melhorados para evitar elevadas exigências de ductilidade.

Dhakal *et al.* (2008) estudaram as normas de projeto sísmico na Nova Zelândia, nas quais houve uma série de mudanças que foram feitas nos parâmetros do projeto sismo-resistente. Uma das mais significativas mudanças na norma ocorreu na forma de determinar o nível de detalhamento do reforço nos elementos para evitar as rótulas plásticas. Este trabalho explica que o fator de ductilidade estrutural R não dá um guia confiável da deformação das rótulas plásticas. Foram feitos testes no laboratório de 37 vigas, 25 pilares e 36 paredes e foram propostos novos limites de projeto para as diferentes categorias de rótulas plásticas.

Benatto (2010) analisou a influência dos efeitos sísmicos na estrutura de um edifício de aço em diversas regiões do Brasil usando a norma Brasileira NBR-15421:2006.

Para a análise do sismo, simulou-se a implantação da estrutura nos estados do Acre, Amazonas e Ceará, que são estados situados nas zonas sísmicas quatro, três e um, respectivamente, onde se exige projeto sismo-resistente. A estrutura foi analisada com o método da força horizontal equivalente e o método dinâmico espectral, fornecidos pela NBR-15421:2006, a fim de verificar a sensibilidade da estrutura em relação aos deslocamentos pelos diferentes métodos e pelos limites apresentados pela norma. A modelagem foi feita no ANSYS. A principal conclusão é de que as forças na base calculadas pelo método da força horizontal equivalente são muito próximas às obtidas com o método dinâmico espectral em cada zona considerada neste trabalho, e que a maior força se apresentou no estado do Acre (zona sísmica quatro).

Miranda (2010) apresentou uma avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira. O objetivo principal foi aplicar um método de avaliação de vulnerabilidade sísmica de larga escala nas estruturas de concreto armado de uso residencial já existentes no Brasil, para indicar a necessidade de aplicação de análises mais detalhadas e complexas nestas estruturas. Foram estudadas três estruturas com diferentes tipos de irregularidades e foram usados o método da força horizontal equivalente e o método dinâmico espectral, fornecidos pela NBR-15421:2006 para o cálculo da resposta sísmica e o método Hirosawa para a avaliação da vulnerabilidade. A conclusão do trabalho é que nas estruturas brasileiras há necessidade de análises mais detalhadas e complexas para conhecer o comportamento esperado destas edificações frente a um evento sísmico já que a maioria dessas foi construída antes da publicação da norma.

Santos *et al.* (2010) apresentaram um estudo da sismicidade da região Nordeste do Brasil, que por estar posicionada próxima à falha do Atlântico Central, a leva a apresentar uma taxa de atividade sísmica mais alta do que a de outras regiões brasileiras. Dentro deste contexto, foram calculadas as recorrências sísmicas e as distribuições probabilísticas de acelerações espectrais para a região. Logo, foram determinados os espectros de resposta de projeto para a região, fazendo as devidas comparações entre os resultados obtidos para cada período de recorrência com o espectro apresentado pela Norma Brasileira de Sismos NBR 15421. Conclui-se ser a NBR 15421:2006 conservadora para a região estudada podendo ser adotada, com segurança, como norma de referência para obter o espectro de projeto utilizado nas análises sísmicas das estruturas de edifícios.

Silva (2010) elaborou os princípios básicos do projeto de estruturas de concreto pré-moldado em regiões com risco sísmico. Foram estudados os abalos sísmicos e suas relações diretas com as construções existentes em zonas consideradas críticas. Elaborou 10

princípios nos quais destaca o valor de uma boa concepção sísmica na hora de projetar uma estrutura.

Bento *et al.* (2004) fizeram uma avaliação de estruturas de edifícios de concreto armado com base em análises estáticas não lineares. Eles apresentam como principais vantagens da análise estática não linear o fato da avaliação e do dimensionamento sísmico da estrutura se basear no controle dos deslocamentos, global e local, de fornecer informação acerca da resistência e ductilidade da estrutura e ainda de permitir identificar as zonas da estrutura com dimensionamento deficiente, que seriam impossíveis de localizar se fossem usadas análises lineares.

Galíndez (2005) fez um estudo de desempenho de pórticos de aço resistentes a momento projetados de acordo com a NSR-98 (AIS, 1997) fazendo uma análise estática e dinâmica não linear para encontrar as curvas de capacidade e fragilidade e calcular valores aproximados da resposta sísmica R para uma faixa de períodos e para diferentes níveis de demanda sísmica. Seu principal objetivo foi comparar diferentes metodologias de análise sísmica não linear e estabelecer quais são as mais adequadas para a avaliação do desempenho sísmico.

Moreno (2006) fez uma avaliação do risco sísmico em edifícios de concreto armado em Barcelona (Espanha) pela análise não linear ou *pushover*. O objetivo principal desse trabalho foi estudar uma metodologia para a avaliação do risco sísmico, usando as curvas de capacidade e fragilidade, obtidas da análise *pushover*, nos prédios localizados em áreas urbanas. Os resultados mostram a importância de considerar análises mais complexas na hora de projetar estruturas de mais de cinco andares.

Corbani (2006) apresentou um modelo numérico para análise de estruturas metálicas aporticadas planas tipo *shear building* com comportamento elasto-plástico sob excitação aleatória induzida por sismos. O objetivo do trabalho foi determinar a resposta máxima de uma estrutura com comportamento elasto-plástico a partir de um histórico de acelerações, além de desenvolver uma metodologia para gerar uma amostragem de acelerogramas. No trabalho foi usada a Função de Densidade Espectral de Potencia (PSDF) das acelerações do solo, a qual determina combinações de séries adimensionais, onde seus resultados são calibrados com o espectro de resposta elástica sugerido em normas internacionais, neste caso, a norma COVENIN 1756 (2001) da Venezuela.

Fernandes (2007) fez uma exploração e utilização do Eurocódigo 8 (1993) para o dimensionamento e avaliação sísmica de edifícios. Neste contexto, foram expostas diferentes metodologias de análise presentes nessa norma, análise dinâmica linear, análise

estática não linear e análise dinâmica não linear. Para a modelagem foi usado o programa SAP2000 e uma estrutura de cinco andares com irregularidades em sua forma. Como conclusão, Fernandes (2007) ressalta a importância do cumprimento das recomendações indicadas pelas normas na concepção de edifícios sísmo-resistentes.

Chaves (2009) fez uma análise dinâmica de pórticos metálicos contraventados. O objetivo do trabalho foi avaliar o comportamento dinâmico de pórticos metálicos utilizando para isso diversos tipos de contraventamento examinando a eficiência destes em relação aos deslocamentos máximos, quantidade de material utilizado, mudanças no primeiro modo de vibração e no seu período natural. Ele usou dois modelos estruturais, um com trinta e o outro com cinquenta pavimentos pré-dimensionados segundo a NBR-8800. A força sísmica foi representada pelo histórico de acelerações do sismo de El Centro (Califórnia, 1940) componente NS e com intervalos de tempo de 0,01s. Para calcular a resposta sísmica dos modelos com as diferentes tipologias foi feita uma análise dinâmica linear usando a integração passo-a-passo da equação do movimento ou *time history*. O interessante deste trabalho foi a utilização da função *time-history* do programa SAP2000 e o uso de acelerogramas para calcular as diferentes respostas na estrutura. Em geral, os elementos de contraventamento analisados obtiveram bons resultados na restrição a deslocamentos laterais provocados pelo vento. No caso da resistência a terremotos, estes elementos podem ser utilizados somente para alterar a frequência natural da estrutura e evitar o fenômeno da ressonância.

Finalmente, Peña (2010) fez uma análise *pushover* de edificações com pórticos de aço em Bogotá para verificar os coeficientes de dissipação de energia R e compará-los com os coeficientes fornecidos pelas normas NSR-98 (AIS, 1998) e FEMA 450 (ASCE, 2003). Ele encontrou que o coeficiente R depende, além do tipo da estrutura, dos parâmetros da zona sísmica, número de andares e o número de pórticos na estrutura.

2.2 – CONCEITOS FUNDAMENTAIS

2.2.1 – Sismo

Um abalo sísmico (Figura 2.1) é um fenômeno de vibração brusca e passageira da superfície da terra, resultante de movimentos subterrâneos das placas rochosas, da atividade vulcânica ou da migração de gases no interior da terra, principalmente metano. O movimento é causado pela liberação rápida de grandes quantidades de energia sob a forma de ondas sísmicas.

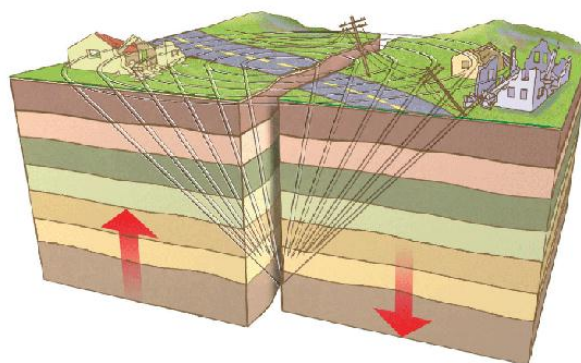


Figura 2.1 – Abalo sísmico.

O fenômeno tectônico origina três tipos de ondas (Figura 2.2) que podem ser identificadas como ondas de compressão ou longitudinais (“P” – *primary waves, P-waves*), ondas de corte ou transversais (“S” – *Secondary waves, S-waves*) e as ondas superficiais (*Raleigh waves, R-waves; Love waves, L-waves*) (Clough e Penzien, 2003).

As ondas “P” (primárias) correspondem a um movimento vibratório em que as partículas dos materiais rochosos oscilam para frente e para trás induzindo uma alternância entre deformação de tensão e de compressão. São as primeiras que chegam à superfície. No caso das ondas “S” (secundárias), as partículas se movem na direção perpendicular ao caminho da propagação, induzindo deformações por cisalhamento.

Quando a energia de vibração da onda se propaga perto da superfície do solo, ocorre a formação de duas outras ondas: as ondas de Rayleigh e as de Love. As ondas de Rayleigh são ondas de tração e compressão, similares às ondas primárias P, e as ondas de Love são ondas cisalhantes. São mais lentas que as ondas primárias e secundárias e amortecem rapidamente (Clough e Penzien, 2003), além disso, podem ou não ocorrer durante o terremoto.

A aceleração do solo produzido pelo sismo é registrada por um instrumento básico chamando sismógrafo e este registro é chamado de acelerograma. O conhecimento dos acelerogramas de um terremoto em três direções ortogonais do espaço permite a completa caracterização do mesmo em um local. Em cada componente do movimento, as grandezas mais importantes do ponto de vista estrutural são: a amplitude, o conteúdo de frequências e a duração.

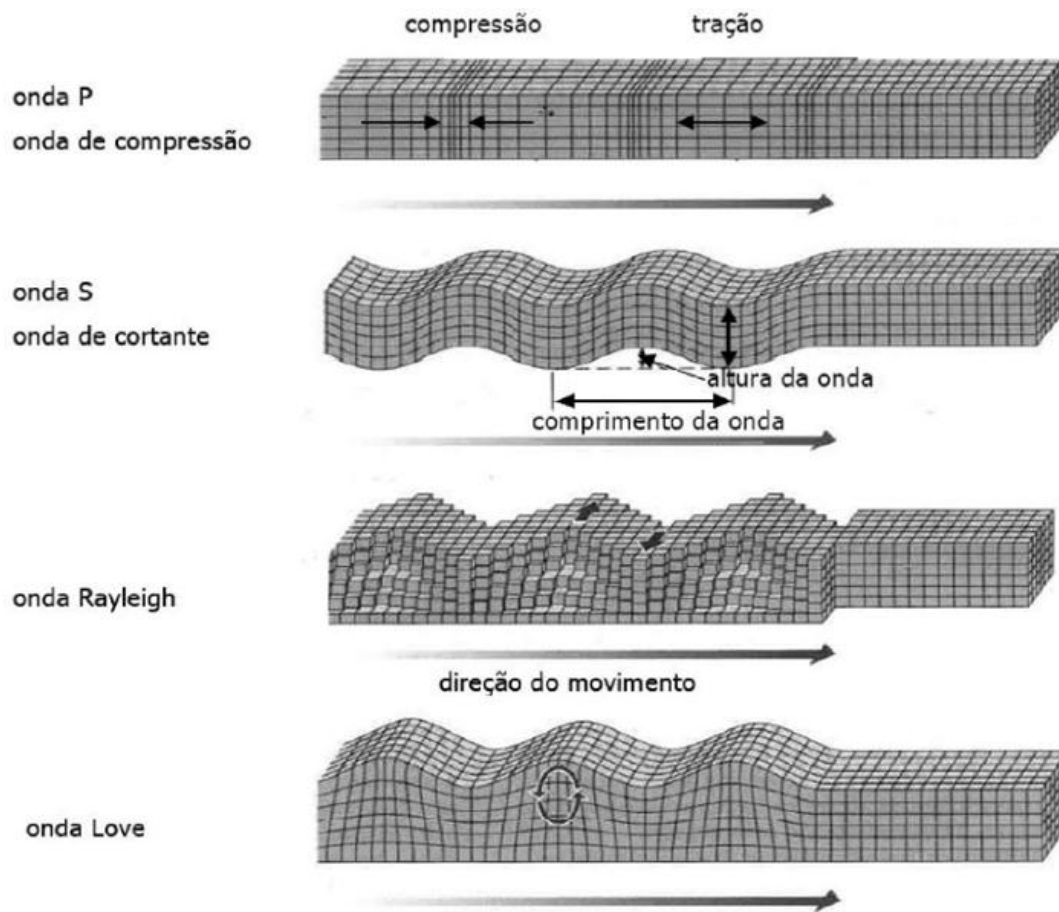


Figura 2.2 – Movimento e forma de propagação das ondas produzidas pela ação sísmica (Clough e Penzien, 2003).

A maioria dos terremotos (aplica-se a grandes sismos) ocorre ao longo de estreitas faixas que dividem a casca rígida da terra (litosfera) em aproximadamente 12 grandes regiões, as chamadas placas tectônicas. Os mais fortes e frequentes são os tectônicos, os quais estão associados aos movimentos da litosfera (Bozzo e Barbat, 2008).

2.2.2 – Magnitude

É a medida da quantidade de energia liberada durante o sismo e é baseada na amplitude das ondas sísmicas. O conceito foi introduzido por Charles Richter para comparar a energia total liberada no hipocentro por diferentes sismos. A energia total produzida pelo sismo é a soma da energia transmitida pelas ondas sísmicas e a dissipada por outros fenômenos, principalmente na forma de calor.

Em 1935, Charles Richter desenvolveu uma escala logarítmica para a medida da magnitude de um sismo. A magnitude, M , medida na escala Richter, está diretamente

relacionada à energia liberada em um terremoto e é determinada, como mostra a Equação (2.1), a partir do logaritmo de base dez da máxima amplitude da onda sísmica, A , registrada no sismômetro como mostra a Figura 2.3.

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0} \quad (2.1)$$

onde A é a leitura do sismômetro produzida por um terremoto e A_0 é uma amplitude da onda usada como referência. Normalmente o valor de $A_0 = 0,001$ mm.

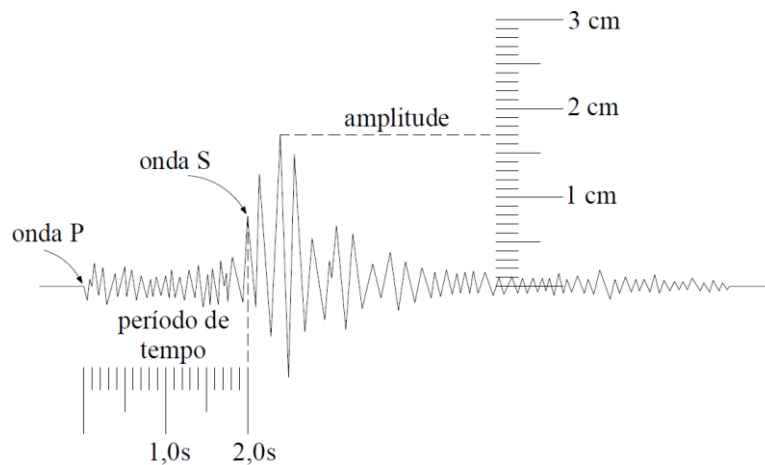


Figura 2.3 – Leitura de amplitude em sismômetro.

Devido ao aumento de estações sismográficas em todo o mundo, ficou evidente que o método proposto por Richter era válido para determinadas frequências e distâncias, uma vez que foi desenvolvido apenas para efeito de comparação relativa entre sismos. Na Tabela 2.1 são apresentadas novas escalas que foram desenvolvidas como uma extensão da ideia original de Richter.

Para sismos pequenos e moderados no Brasil a escala M_s indicada na Tabela 2.1 torna-se inadequada porque esta escala só é aplicada para sismos com profundidades menores que 50 km, já que sismos mais profundos geram relativamente poucas ondas superficiais. Nestes casos, usa-se uma escala de magnitude regional, m_R , elaborada para as condições de atenuação das ondas sísmicas na litosfera brasileira (Assumpção e Neto, 2000).

Tabela 2.1 – Escalas de magnitude.

Sigla	Nome da escala
M _w	Momento sísmico
M _e	Energia sísmica
M _s	Ondas de superfície
m _b	Ondas de compressão de corpo (P-wave)
m _{bLg}	Ondas de corpo usando ondas Lg
ML	Local (Ritcher)
m _R	Regional (Brasil) – equivalente a escala m _b

2.2.3 – Intensidade

É uma medida qualitativa dos efeitos produzidos pelo sismo em edificações, estruturas, pessoas, objetos e no meio ambiente. A diferença entre a magnitude e a intensidade é que a primeira é uma característica do sismo e a outra depende do lugar e a forma em que ele acontece (Bozzo e Barbat, 2008). Existem dois tipos de métodos para determinar a intensidade:

2.2.3.1 – Métodos subjetivos

Os métodos subjetivos avaliam os efeitos dos sismos através do dano produzido nas construções e no entorno físico. Ele fornece uma classificação da severidade do movimento do solo através de tais efeitos. Para a descrição da severidade do sismo a Escala Mercalli Modificada é a mais usada atualmente, juntamente com valores aproximados das acelerações do movimento do solo para cada nível de intensidade.

Segundo Assumpção e Neto (2000), “a Intensidade Sísmica é uma classificação dos efeitos que as ondas sísmicas provocam em determinado lugar”. Os autores explicam que esta não é uma medida direta, feita com uso de instrumentos, mas simplesmente uma maneira de descrever os efeitos em pessoas (como as pessoas sentiram), objetos, construções (barulho e queda de objetos, trincas ou rachaduras em casas, etc.) e na natureza (movimento de água, escorregamentos, liquefação de solos arenosos, mudanças na topografia, etc.).

2.2.3.1 – Métodos analíticos

Os métodos analíticos são baseados em medidas instrumentais para quantificar a intensidade dos sismos. Uma destas é a *Intensidade Espectral de Housner*, em que a severidade das vibrações induzidas em um oscilador linear com um grau de liberdade pode ser avaliada a partir do espectro de resposta de velocidades correspondente ao oscilador antes mencionado. A intensidade pode ser obtida com a seguinte expressão:

$$SI_{\xi} = \int_{0,1}^{2,5} S_{PV}(T, \xi) dT \quad (2.2)$$

onde SI_{ξ} é a intensidade espectral, S_{PV} é a pseudo-velocidade espectral, T é o período natural de vibração e ξ é a fração do amortecimento do oscilador (Housner e Hudson, 1980).

Outro método é a *Intensidade de Arias*, e tem como base a capacidade de dano de um sismo e é independente da existência ou não de edifícios na área, e não importa o tipo ou qualidade desses. A intensidade de Arias pode ser obtida com a seguinte equação:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (2.3)$$

onde $a(t)$ é o registro de acelerações do sismo e g é o valor da gravidade.

2.2.4 – Sismicidade

É o estudo do número e intensidade dos sismos que ocorrem numa região. A distribuição geográfica das regiões sísmicas está relacionada com a distribuição dos acidentes tectônicos das diferentes regiões da crosta terrestre. A atividade sísmica está vinculada à sua distribuição espacial e temporal e com as características fisiográficas e geológicas. Um lugar pode ter sismicidade alta ou baixa. O resultado deste estudo é um mapa com os epicentros e o número de terremotos que ocorrem em qualquer período de tempo.

2.2.4.1 – Sismicidade no Brasil

O Brasil era considerado assísmico até pouco tempo atrás por ocupar uma grande parte da estável Plataforma Sul-Americana e por não conhecer a ocorrência de sismos destrutivos (Assumpção e Neto, 2000), mas a ideia de que o Brasil é um país assísmico não é verdadeira. Estações sismológicas distribuídas ao longo do território nacional registram diariamente abalos sísmicos de pequena e média magnitude.

A Figura 2.4 ilustra o risco sísmico na América do Sul, mostrando a aceleração máxima do terreno, em m/s^2 , com a probabilidade de 90% de não ser excedida em um período de 50 anos.

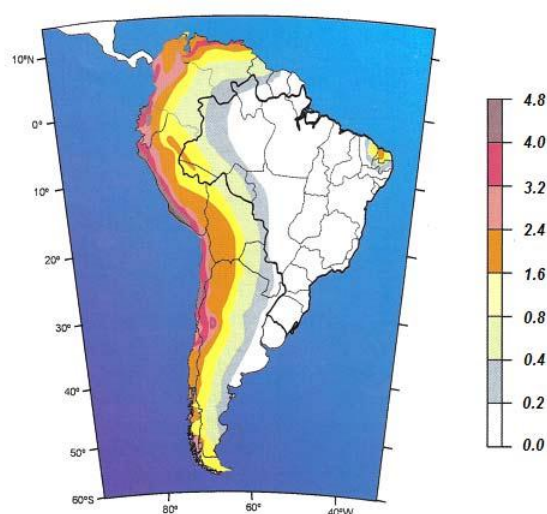


Figura 2.4 – Mapa de risco sísmico na América do Sul em função das acelerações máximas prováveis (Assumpção e Neto, 2000).

Pode-se observar que as acelerações máximas na região central do Brasil não ultrapassam $0,2 m/s^2$ ($0,02g$), mas no estado do Ceará (Nordeste), estes valores podem chegar a $2,4 m/s^2$ ($0,24g$).

Apesar da baixa frequência, sismos com magnitudes importantes podem ocorrer no Brasil. Richter observou que o número de sismos em uma determinada região diminui aproximadamente dez vezes para cada incremento de magnitude. No Brasil ocorrem anualmente 20 sismos com magnitudes maiores que três. Pode-se extrapolar então, que sismos com magnitudes acima de sete devem ocorrer no Brasil uma vez a cada 500 anos. Em regiões de alta atividade sísmica como o Chile, por exemplo, sismos desta magnitude ocorrem, em média, uma vez a cada três anos (Assumpção e Neto, 2000).

O maior sismo já registrado no Brasil foi o de Porto de Gaúchos, em 1995 no estado do Mato Grosso, que atingiu 6,2 de magnitude na escala de Richter. Outros sismos importantes como o do Litoral de Vitória (ES) no mesmo ano, de magnitude 6,1 e o do Tubarão (SC) em 1939, de magnitude 5,5, provocaram o desabamento parcial de algumas casas e edifícios pequenos.

2.2.5 – Riscos sísmicos

O risco sísmico de uma comunidade depende das características sísmicas da região e de outros fatores como densidade populacional, desenvolvimento econômico da comunidade e preparo da mesma para situações de abalos sísmicos (Bozzo e Barbat, 2008). O risco sísmico de uma determinada obra é dado pela combinação do perigo sísmico com a vulnerabilidade e exposição da obra a esse perigo. A Figura 2.5 ilustra o mapa do risco sísmico na América do Sul, mostrando as zonas onde os sismos ocorrem com maior frequência.

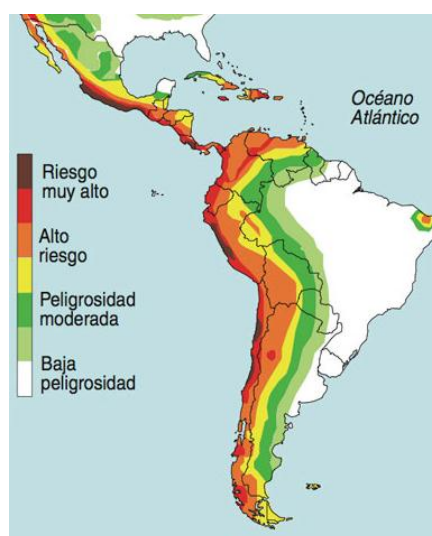


Figura 2.5 – Mapa do risco sísmico na América do Sul (Barbat e Canet, 1994).

Os efeitos de um sismo podem ser representados mediante a aceleração, a velocidade e o deslocamento sísmico do terreno. Para avaliar o risco sísmico, é preciso analisar os fenômenos que ocorrem desde a emissão das ondas sísmicas no foco até o lugar de estudo (Bozzo e Barbat, 2008).

2.2.6 – Elementos básicos na dinâmica das estruturas

2.2.6.1 – Modelos dinâmicos

Do ponto de vista numérico, obter a resposta sísmica de uma estrutura resulta de “filtrar” o sinal sísmico a través da mesma estrutura e obter os históricos de deslocamentos, velocidades, acelerações, momentos fletores e torçores, etc. (Bozzo e Barbat, 2008). Essas respostas estão relacionadas com as características do solo e da estrutura e, para obtê-las, é preciso trabalhar com um modelo mecânico da estrutura, neste caso um modelo dinâmico. O objetivo do modelo é simular aproximadamente o comportamento de uma estrutura real quando está submetida a qualquer tipo de carregamento. As características físicas importantes na hora da definição do modelo são a massa, o amortecimento e a rigidez da estrutura.

2.2.6.2 – Graus de liberdade

O conceito de grau de liberdade está ligado a um movimento (deslocamento ou rotação) de qualquer ponto da construção. Obviamente, em um edifício existem infinitos pontos, mas seus movimentos não são independentes porque estão ligados pelos componentes da estrutura. Assim, grau de liberdade é definido como todo movimento independente de um ponto na construção (Barbat e Canet, 1994).

Para a análise de qualquer modelo, é possível fazer uma simplificação para reduzir o número de graus de liberdade, admitindo a hipótese de que os deslocamentos da estrutura podem ser definidos como uma combinação linear de um número infinito de funções de forma elementares $\psi_i(y)$ com amplitudes $\beta_i(t)$ que são dependentes do tempo.

2.2.6.3 – Amortecimento

É o fenômeno pelo qual a energia mecânica de um sistema é dissipada. O amortecimento determina a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de persistência da vibração depois de cessada a excitação. Nas estruturas, o amortecimento é representado em geral por um amortecedor linear viscoso.

2.2.7 – Equação do movimento

As expressões matemáticas que governam a resposta dinâmica das estruturas são conhecidas como Equações do movimento. Estas equações são obtidas aplicando qualquer um dos princípios da mecânica clássica, por exemplo, o princípio de d’Alembert, dos

Trabalhos Virtuais ou do Hamilton. A equação canônica de movimento que governa a resposta da estrutura considerada de um grau de liberdade é:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (2.4)$$

na qual m é a massa do sistema, k é a rigidez, c é o coeficiente de amortecimento, $p(t)$ é uma força dinâmica externa, $x(t)$ é o deslocamento, $\dot{x}(t)$ é a velocidade e $\ddot{x}(t)$ é a aceleração da massa. No caso de ações sísmicas o movimento induzido pelo terremoto é o movimento da base da estrutura. Então, a equação do movimento, considerando a ação do sismo fica:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -ma(t) \quad (2.5)$$

sendo $a(t)$ a aceleração do terreno e, conseqüentemente, $-ma(t)$ o valor da força sísmica atuante no sistema. Pode-se observar que a força sísmica é diretamente proporcional à massa.

2.2.8 – Análise determinística da resposta sísmica

2.2.8.1 – Resposta sísmica de sistemas com um grau de liberdade

O movimento de um sistema com um grau de liberdade é regulado pela equação diferencial (2.5).

Dividindo a equação (2.5) pela massa m e utilizando a notação $\omega^2 = k/m$ e $c/m = 2\xi\omega$, a equação fica:

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -a(t) \quad (2.6)$$

sendo ω a frequência de vibração e ξ é a razão de amortecimento do sistema. Utilizando a frequência amortecida $\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$, a resposta do sistema no domínio do tempo e para condições iniciais nulas é:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t - \tau)] d\tau \quad (2.7)$$

onde τ é uma variável auxiliar no processo da integração. A integral (2.7) é conhecida como a integral de Duhamel e fornece a resposta no domínio do tempo de um sistema com um grau de liberdade sob ação da aceleração $a(t)$. Esta resposta pressupõe que o sistema parte do repouso. Quando o sistema não parte do repouso ao aplicar a excitação sísmica $a(t)$, a solução geral $x(t)$ da equação (2.5) se calcula a partir das condições iniciais do problema: $x(0) = x_0$ e $\dot{x}(0) = \dot{x}_0$. A solução geral do sistema amortecido submetido a um carregamento sísmico pode ser escrita:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left(\frac{\dot{x}_0 + \xi\omega x_0}{\omega_D} \text{sen}\omega_D t + x_0 \text{cos}\omega_D t \right) - \frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad (2.8)$$

A integral de Duhamel tem solução analítica apenas para certas funções especiais que descrevem a excitação, pelo qual, em geral, deve ser resolvida numericamente.

O cálculo da solução geral da equação do movimento pode ser efetuado diretamente utilizando a Equação (2.7), ou seja, avaliando a solução particular definida pela integral de Duhamel. Se a aceleração sísmica $a(t)$ é definida em intervalos e é linear em cada um deles (Figura 2.6), pode ser obtida a solução analítica da equação do movimento.

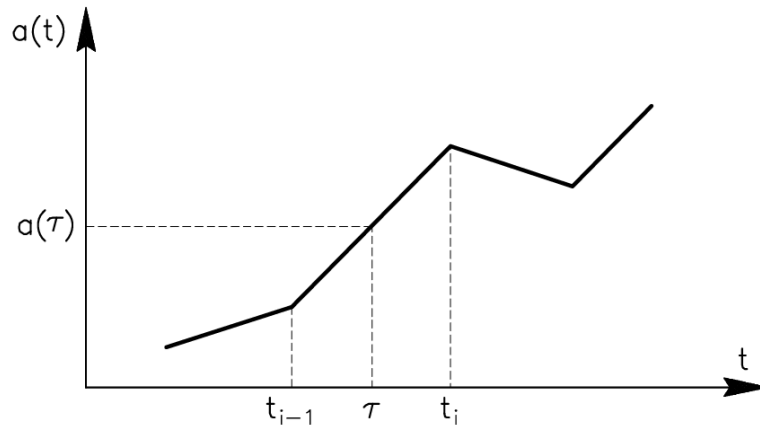


Figura 2.6 – Aceleração sísmica $\mathbf{a(t)}$ qualquer.

Considerando que as condições iniciais do sistema sejam nulas, a solução da Equação (2.7) é:

$$x(t) = -\frac{e^{-\xi\omega t}}{\omega_D} [A(t)\text{sen}(\omega_D t) - B(t)\text{cos}(\omega_D t)] \quad (2.9)$$

$$\dot{x}(t) = -e^{-\xi\omega t} [A(t)\text{cos}(\omega_D t) - B(t)\text{sen}(\omega_D t)] + \omega\xi x(t) \quad (2.10)$$

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 x(t) - 2\xi\omega\dot{x}(t) + a(t) \quad (2.11)$$

onde:

$$A(t) = \int_0^t a(\tau)e^{\xi\omega\tau}\text{cos}(\omega_D\tau)d\tau \quad (2.12)$$

$$B(t) = \int_0^t a(\tau)e^{\xi\omega\tau}\text{sen}(\omega_D\tau)d\tau \quad (2.13)$$

Considerando que a variação de $a(t)$ no intervalo (t_{i-1}, t_i) é linear, pode se escrever $a(t) = a(t_{i-1}) + s(\tau - t_{i-1})$, onde $s = [a(t_i) - a(t_{i-1})]/(t_i - t_{i-1})$ e é a inclinação da reta. Inserindo essas equações em (2.12) e (2.13) e integrando resulta:

$$A(t_i) = A(t_{i-1}) + \frac{e^{\xi\omega t}}{\omega^2} \left[(\xi\omega a(t) + s(1 - 2\xi^2))\text{cos}(\omega_D\tau) + \frac{\omega_D}{\omega} (\omega a(t) - 2\xi s)\text{sen}(\omega_D\tau) \right]_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (2.14)$$

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{e^{\xi\omega t}}{\omega^2} \left[(\xi\omega a(t) + s(1 - 2\xi^2))\text{sen}(\omega_D\tau) + \frac{\omega_D}{\omega} (\omega a(t) - 2\xi s)\text{cos}(\omega_D\tau) \right]_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (2.15)$$

Substituindo as equações (2.14) e (2.15) em (2.9), (2.10) e (2.11), é obtida a resposta quase exata para o deslocamento $x(t)$, para a velocidade $\dot{x}(t)$ e para a aceleração $\ddot{x}(t)$ do sistema. Este método de resolução, conhecido como Método Quase Exato porque lineariza a curva de variação $a(t)$, é usado em alguns programas computacionais para a obtenção da resposta no domínio do tempo *time-history*.

2.2.8.2 – Modos naturais de vibração

As características dinâmicas dos modelos com vários graus de liberdade são definidas analisando suas vibrações livres, então:

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = 0 \quad (2.16)$$

onde $[m]$ é a matriz de massa, $[k]$ a matriz de rigidez, $\{\ddot{x}(t)\}$ e $\{x(t)\}$ os vetores de aceleração e deslocamento . Esta equação tem como solução:

$$\{x(t)\} = A \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (2.17)$$

$$\{\ddot{x}(t)\} = A\omega^2 \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (2.18)$$

onde A é a amplitude do movimento e φ o ângulo de fase. Aplicando (2.17) e (2.18) em (2.16)

$$|[k] - \omega^2[m]|A = 0 \quad (2.19)$$

A equação (2.19) é um sistema de equações algébricas lineares e homogêneas e constitui um *problema de autovalores*. O sistema tem solução se o determinante da matriz de coeficientes é zero.

$$|[k] - \omega^2[m]| = 0 \quad (2.20)$$

A equação (2.20) é conhecida como a equação característica. O autovetor A_i pode ser obtido a partir da equação (2.19). Os autovetores podem ser normalizados fazendo:

$$A_i^T [m] A_i = M_i^* \quad (2.21)$$

$$\phi_i = A_i (M_i^*)^{-1/2}, i = 1, 2, \dots, n \quad (2.22)$$

onde ϕ_i são os autovetores normalizados e a equação (2.22) assegura a conformidade da condição $\phi_i^T [m] \phi_i = 1$. Os autovetores ϕ_i podem ser ordenados na matriz modal Φ e são conhecidos na análise estrutural como as *formas naturais de vibração* ou *formas modais*. Um autovalor ω_i junto a seu autovetor ϕ_i corresponde ao *modo natural de vibração* i , modo que se caracteriza pela frequência ω_i .

O problema de autovalores resulta:

$$([k] - \omega^2[m])\Phi = 0 \quad (2.23)$$

O problema é resolvido usando técnicas numéricas, mas em muitos casos não é necessário calcular todos os autovalores e autovetores contidos nessa equação. De fato, é

possível obter uma boa aproximação à solução do problema dinâmico utilizando somente os autovalores mais baixos da estrutura.

2.2.8.3 – Resposta sísmica em sistemas de múltiplos graus de liberdade

A equação de movimento para um sistema de múltiplos graus de liberdade é:

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [c]\{\dot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = -[m]\{1\}a(t) \quad (2.24)$$

onde as notações matriciais guardam perfeita analogia com as notações escalares utilizadas na equação (2.6) e $\{1\}$ é um vetor de ordem n , contendo elementos unitários. A equação (2.24) representa um conjunto de n equações diferenciais que podem ser desacopladas com o uso da matriz modal $[\Phi]$. Introduzindo coordenadas normais $\{x(t)\} = [\Phi]\{Y(t)\}$, a equação (2.24) é pré-multiplicada por $[\phi_i]^T$, tem-se

$$M_i\{\ddot{Y}(t)\} + C_i\{\dot{Y}(t)\} + K_i\{Y(t)\} = \{P\} \quad (2.25)$$

onde,

- $M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}$, é a matriz de massa generalizada;
- $C_i = \{\phi_i\}^T [c] \{\phi_i\} = 2\xi_i \omega_i M_i$, é a matriz de amortecimento generalizada, onde ξ_n é a razão de amortecimento para o i -ésimo modo, calculado com a seguinte equação:

$$\xi_i = \frac{C_i}{2\omega_i M_i}$$

- $K_i = \{\phi_i\}^T [k] \{\phi_i\}$, é a matriz de rigidez generalizada;
- $P_i = \{P\} = -\{\phi_i\}^T [m] \{1\} a(t)$, é o vetor de forças generalizado, resultado da excitação da base.

Então, reescrevendo a equação (2.25) tem-se:

$$M_i \ddot{Y}_i(t) + C_i \dot{Y}_i(t) + K_i Y_i(t) = -\{\phi_i\}^T [m] \{1\} a(t) \quad (2.26)$$

Assim, o sistema de equações (2.24) é reduzido para n equações diferenciais independentes. A equação (2.26) pode ser dividida por M_i , obtendo:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i(t) + \omega_i^2Y_i(t) = -\frac{\{\phi_i\}^T[m]\{1\}}{\{\phi_i\}^T[m]\{\phi_i\}}a(t) = -Q_ia(t) \quad (2.27)$$

onde Q_i é o coeficiente de participação modal. A equação (2.27) pode ser resolvida utilizando o método quase exato de integração por partes, descrito no item 2.2.8.2.

2.2.8.4 –Espectro de resposta

Os espectros de resposta são gráficos da máxima resposta de um sistema de um grau de liberdade com períodos diferentes, devido à ação de uma força sísmica determinada. Também proporcionam uma aproximação prática para as forças laterais requeridas em códigos de estruturas.

A resposta em deslocamentos de um sistema de um grau de liberdade é dada pela equação (2.7), e diferenciando esta equação com respeito ao tempo, é obtida a resposta em função das velocidades:

$$\dot{x}(t) = \int_0^t a(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)}\cos\omega_D(t-\tau)d\tau + \xi\omega x(t) \quad (2.28)$$

Derivando de novo, é obtida a resposta total do sistema em termos de acelerações:

$$\ddot{x}(t) + a(t) = \omega_D \int_0^t a(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)}\sin\omega_D(t-\tau)d\tau - 2\xi\omega\dot{x}(t) - (\xi\omega)^2x(t) \quad (2.29)$$

Os espectros de resposta em deslocamentos, velocidades e acelerações para um acelerograma se definem como os valores máximos da resposta em função da frequência ω e da fração do amortecimento crítico ξ :

$$S_d^r(\omega; \xi) = |x(t)|_{max} \quad (2.30)$$

$$S_v^r(\omega; \xi) = |\dot{x}(t)|_{max} \quad (2.31)$$

$$S_a^r(\omega; \xi) = |\ddot{x}(t) + a(t)|_{max} \quad (2.32)$$

Para obter expressões mais simples que as equações (2.30), (2.31) e (2.32), são consideradas algumas aproximações para obter os pseudo-espectros de resposta. As aproximações são as seguintes:

- Como as estruturas têm um coeficiente de amortecimento pequeno ($2\% \leq \xi \leq 20\%$), a frequência amortecida ω_D é substituída pela frequência natural ω e não são considerados os termos que se encontram fora da integral das equações (2.28) e (2.29);
- Além disso, a função cosseno que aparece na equação (2.28) é substituída pela função seno, o qual não influencia nos valores máximos da resposta de velocidade. Esta aproximação é baseada na aleatoriedade das acelerações do solo $a(t)$.

Por conseguinte, os pseudo-espectros ficam:

$$S_d(\omega, v) = \left| -\frac{1}{\omega} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (2.33)$$

$$S_v(\omega, v) = \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (2.34)$$

$$S_a(\omega, v) = \left| \omega \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (2.35)$$

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.36)$$

Esses espectros simplificam a estimativa da resposta estrutural devida a excitações sísmicas. A maioria dos códigos de projeto sísmico inclui espectros de projeto, que representam uma média das características das demandas sísmicas sobre as edificações.

2.2.8.5 –Resposta máxima modal usando pseudo-espectros de resposta

Uma primeira forma de aproximar a resposta máxima total de uma estrutura é considerando a soma dos valores absolutos das contribuições modais máximas. Por tanto, o

valor que é obtido desta maneira é um limite superior da resposta máxima total. O valor obtido desta maneira é muito maior do que o valor da resposta máxima real.

Outro procedimento que fornece resultados corretos é o método da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas modais (*Square Root of Sum Of Squares, SRSS*) (Chopra, 1995). Incluindo no cálculo q modos de vibração, uma resposta máxima qualquer R da estrutura (esforços nas secções, deslocamentos, etc.), se calcula de acordo com o procedimento SRSS com a seguinte equação:

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^q (R_j)_{max}^2} \quad (2.37)$$

Muitas vezes o método subestima ou superestima a resposta total quando a estrutura tem frequências próprias com valores muito próximos. Também podem ocorrer erros importantes se a análise é tridimensional e se o efeito da torção é significativo. É por isso que Wilson *et al.* (2002) propôs um outro método chamado *Complete Quadratic Combination (CQC)*, que fornece resultados mais precisos que o SRSS. O CQC calcula a resposta máxima total da estrutura usando a seguinte equação:

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^q \sum_{j=1}^q R_i \rho_{ij} R_j} \quad (2.38)$$

onde o termo ρ_{ij} é aproximado pela seguinte equação:

$$\rho_{ij} = \frac{8(v_i v_j)^{\frac{1}{2}}(v_i + \gamma v_j)\gamma^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4v_i v_j \gamma(1 + \gamma^2) + 4(v_i^2 + v_j^2)\gamma^2} \quad (2.39)$$

onde $\gamma = \omega_i/\omega_j$ é a relação entre as frequências próprias dos modos i, j ; v_i e v_j são as frações do amortecimento crítico dos modos de vibração i, j .

2.2.9 – Conceitos básicos no projeto sismo-resistente

2.2.9.1 – Ductilidade

A ductilidade é a capacidade dos materiais de se deformar sem se romper. Assim, um material é dúctil se ele é capaz de se deformar permanentemente na faixa inelástica antes da falha. Nas estruturas, a ductilidade é definida para o material, para a seção e também de uma maneira global. Assim, quando a ductilidade é do material, esta é referida aos materiais que compõem a estrutura, no caso de estruturas de concreto armado estes são o aço e o concreto. Cada um tem ductilidade diferente, sendo que o aço é mais dúctil que o concreto. Já a ductilidade da seção se refere à capacidade de deformação que tem uma viga ou pilar de concreto armado. A ductilidade de uma seção de concreto armado depende do tipo, número e disposição do reforço e das solicitações de serviço. Por último, a ductilidade global é a capacidade de deformação de toda a estrutura.

Nas normas internacionais, analisam-se as características próprias de ductilidade da estrutura, visto que a possibilidade de dissipar energia mediante as deformações inelásticas interfere consideravelmente na resposta da estrutura. A partir dessas considerações estabelece-se o coeficiente de ductilidade do material requerido.

2.2.9.2 – Categorias de utilização e fatores de importância

De acordo com as normas, as estruturas são consideradas segundo a sua destinação e, em correspondência, é definido um fator de importância, dessa forma estruturas que são indispensáveis para atender a emergência e a recuperação da comunidade após o sismo não podem colapsar em situações emergenciais e são consideradas com o fator de importância máximo. As normas fornecem tabelas com os valores dos coeficientes de importância segundo sua categoria de utilização.

2.2.9.3 – Zoneamento sísmico

O zoneamento sísmico permite identificar as regiões geográficas do território com sismicidade semelhante e para cada uma delas se aplicam diferentes critérios para a análise e projeto sismo-resistente. As normas apresentam figuras nas quais está representado o mapeamento com as zonas sísmicas e seu respectivo coeficiente de aceleração sísmica horizontal.

2.2.9.4 –Espectro de resposta de projeto

Um espectro de resposta é um gráfico de valores máximos de resposta (deslocamento, velocidade ou aceleração) de sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos naturais de vibração sujeitos à mesma sollicitação. No caso de análises sísmicas as sollicitações consideradas são, geralmente, os acelerogramas que caracterizam um determinado sismo.

O espectro de resposta em aceleração representa as acelerações de pico (S_a) ou acelerações espectrais de sistemas de um grau de liberdade. As acelerações espectrais além de dependerem do período fundamental da estrutura, dependem também de suas taxas de amortecimento (ξ).

Como os espectros de resposta não possuem uma configuração constante e são traçados a partir de um terremoto específico, esses espectros são inapropriados para projetar estruturas porque os terremotos têm características diferentes. Por tanto, são usados os espectros de projeto, que não tem variações bruscas (suavizados) e que consideram os efeitos de vários terremotos, ou seja, representam uma envoltória dos espectros de resposta dos terremotos típicos de uma zona. Estes espectros são calculados utilizando ferramentas estatísticas.

2.2.9.5 –Aceleração máxima

A aceleração máxima é um parâmetro de projeto importante porque fornece uma indicação das forças exercidas sobre os equipamentos e as peças móveis da edificação. É também um indicador da força horizontal na base.

2.2.9.6 –Coeficiente sísmico

Define a porcentagem do peso total da estrutura a ser considerado no cálculo da força horizontal total na base. O valor do coeficiente sísmico depende das características estruturais, tipo do solo, aceleração máxima do terreno, uso da edificação e o período fundamental da estrutura.

2.2.9.7 –Classificação das estruturas

As estruturas são classificadas de acordo com o uso e sua configuração estrutural. As normas fornecem tabelas com fatores de redução de efeitos segundo a classificação da estrutura.

3 – PRINCÍPIOS BÁSICOS DO PROJETO SISMORESISTENTE

Na engenharia estrutural, a primeira etapa num processo de projeto é a concepção do mesmo. Os projetistas desenvolvem soluções conceituais a partir de uma profunda compreensão das leis fundamentais do equilíbrio, da compatibilidade e das características dos materiais, para garantir o bom comportamento da estrutura na hora da utilização.

A concepção da estrutura de um edifício consiste no estabelecimento de uma combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes e na definição das ações a serem consideradas, com o objetivo de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade, entre outros que as construções devem apresentar.

Portanto, no início de qualquer projeto é fundamental conhecer os diferentes princípios básicos para uma boa concepção estrutural. A solução adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura.

3.1 – PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.1.1 – Simplicidade e simetria estrutural

A simplicidade estrutural possibilita prever melhor e reduzir a incerteza acerca do comportamento sísmico da estrutura, ou seja, o comportamento de uma estrutura simples é mais fácil de entender e de calcular. Esta simplicidade baseia-se na definição de caminhos bem definidos de transmissão de forças entre os elementos. Uma estrutura com irregularidades em sua configuração estrutural (ou seja, estrutura não simétrica) causa uma concentração de esforços e deformações elevadas em comparação com a mesma estrutura, porém simétrica. É por isso que são recomendadas as estruturas simétricas, pois tendem a distribuir uniformemente os esforços, diminuindo a probabilidade de dano nos elementos estruturais, além de reduzir os efeitos de torção.

3.1.2 – Redundância ou grau de hiperestaticidade

A redundância estrutural está relacionada com o número de ligações superabundantes para equilibrar as cargas aplicadas e dissipar a energia gerada pelos abalos sísmicos. Desta forma, um eventual dano em qualquer um dos elementos não significará, necessariamente, o colapso de toda a estrutura.

A dissipação de energia gerada pelos abalos sísmicos na estrutura deve ser a máxima possível e é obtida através da interação do máximo número de elementos, de maneira a constituir um mecanismo de ruína global, ao invés de local. Quanto maior o grau de hiperestaticidade, maior será o potencial de redistribuição de esforços numa estrutura e a capacidade de dissipação de energia ao longo da estrutura. İnan *et al.* (2011) recomendaram incrementar o número de pórticos numa direção de modo a reduzir o efeito da torção. Além disso, observa-se que quando um pórtico entra no regime não linear, os esforços são facilmente redistribuídos pelos outros pórticos.

3.1.3 – Sistema estrutural

A parte do sistema estrutural formada pelos elementos capazes de resistir às forças sísmicas é chamada de sistema estrutural sismo-resistente. Muitas normas sismo-resistentes recomendam que esse sistema estrutural seja hiperestático. Para cada sistema, estão associados três parâmetros: coeficiente de dissipação de energia, R , coeficiente de sobre-resistência, Ω_o , e o coeficiente de amplificação de deslocamentos, C_d . Esses coeficientes serão explicados no capítulo 4.

O sistema estrutural formado deve proporcionar o equilíbrio e a resistência necessários, tanto para as ações verticais como para as ações horizontais atuando elas simultaneamente ou não. Para obter a melhor solução estrutural é necessário conhecer todos os requisitos que a construção deve atender, como por exemplo: cargas atuantes, finalidade da obra, facilidade de construção, estética, economia, rapidez de construção, materiais disponíveis na região, existência de mão de obra especializada, etc. A melhor estrutura será aquela que atender, de forma mais eficiente possível, todas as demandas existentes, segundo a hierarquia em que forem colocadas.

Os sistemas estruturais sismo-resistentes mais utilizados são a estrutura em pórtico, estrutura mista ou dual e a parede estrutural. O comportamento de cada sistema estrutural depende dos tipos de elementos e do grau de dissipação de energia do material utilizado (Figura 3.1) na construção dos mesmos.

O sistema estrutural mais utilizado em edificações de pouca altura é o sistema de pórticos (menos de dez andares) e, em geral, apresenta uma boa resistência ao sismo. É um sistema estrutural composto por vigas e pilares de aço ou de concreto e sem diagonais ou com algum tipo de contraventamento como se pode observar na Figura 3.2 (a). Deve resistir 100% da força sísmica total e também as cargas verticais.

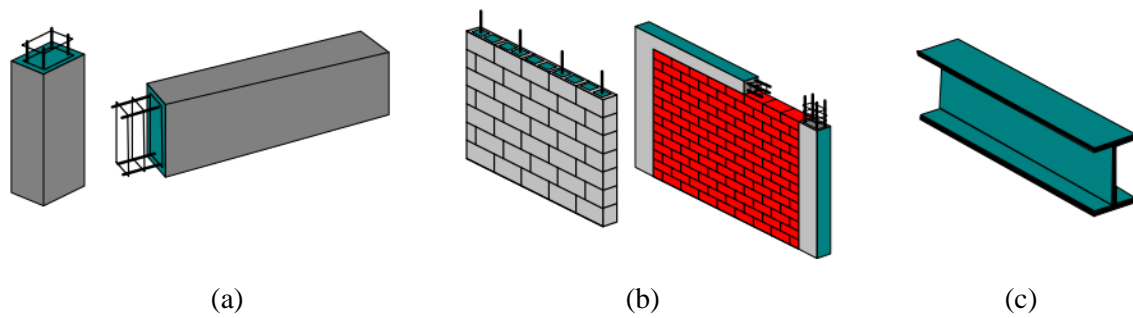


Figura 3.1 –Tipos de materiais usados nos sistemas sismo-resistentes
 (a) Concreto armado; (b) Paredes de concreto ou alvenaria estrutural; (c) Estruturas de aço.

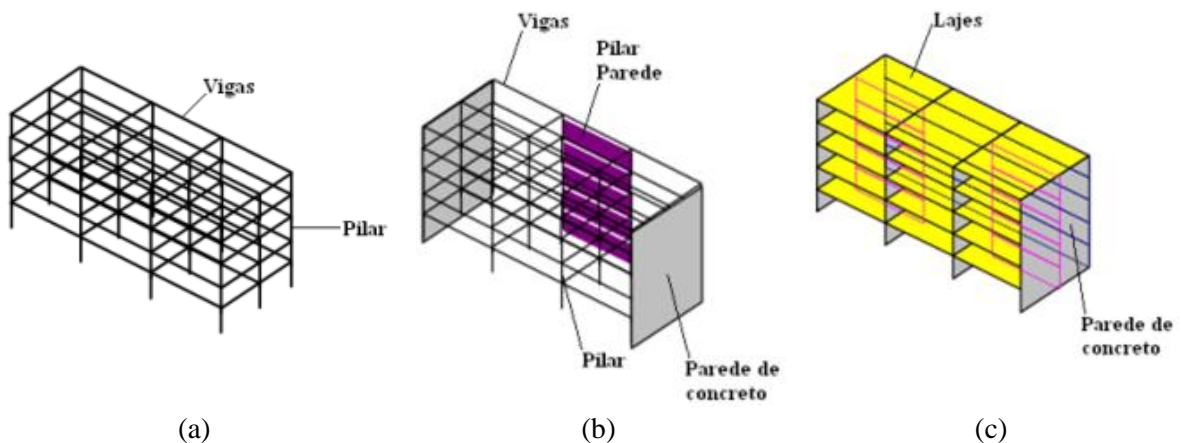


Figura 3.2 – Sistemas estruturais sismo-resistentes
 (a) Estrutura de pórticos; (b) Estrutura mista o dual; (c) Parede estrutural.

Outro sistema muito utilizado é a estrutura mista ou dual. É um sistema composto por um pórtico e por outro tipo de sistema como pilares-parede ou pórticos de aço contraventados em treliça, conforme a Figura 3.2 (b). Neste caso, o pórtico deve resistir pelo menos 25% da força sísmica total. Este tipo de sistema permite controlar os deslocamentos horizontais da estrutura assim como a sua distribuição ao longo da altura.

Além dos sistemas anteriores, outro sistema utilizado é a parede ou alvenaria estrutural ilustrada na Figura 3.2(c). A parede ou alvenaria estrutural substitui dois principais sistemas de uma construção: a estrutura de concreto armado e os fechamentos de alvenaria. Portanto, as paredes da edificação suportam todas as cargas verticais, como o peso próprio, o peso das lajes e das coberturas. Este tipo de solução não é muito utilizado, pois a compatibilização com as soluções arquitetônicas é difícil.

3.1.4 – Ligação entre elementos

Há dois tipos de ligações: as ligações estruturais (para transferências de forças de compressão, tração, cisalhamento) e as ligações não estruturais.

Nas ligações estruturais, as forças de compressão entre elementos de concreto adjacentes podem ser transferidas por meio de contato direto, por meio de juntas com argamassas ou por meio de aparelhos de apoio como macacos hidráulicos ou algum tipo de elastômero sintético como policloropreno ou neoprene. As superfícies ásperas dificultam o contato entre os elementos, provocando concentrações de tensões nas áreas de contato, aplicação excêntrica de forças ou mesmo em efeitos de torção. Assim, o contato direto entre os elementos sem a utilização de nenhum material intermediário na interface de contato pode ser realizado somente quando se consegue uma grande precisão na fabricação dos elementos estruturais.

Já as forças de tração são normalmente transferidas entre os elementos de concreto por meio de diversos tipos de conectores metálicos: esperas de armaduras salientes, pinos, chumbadores, conectores soldados, conectores mecânicos, etc. A resistência à tração de uma ligação pode ser determinada conhecida a resistência e a seção transversal dos componentes de aço tracionados, assim como a capacidade de ancoragem nos elementos de concreto, a qual pode ser obtida pela aderência ao longo de barras corrugadas ou por meio de vários tipos de ganchos e outras ancoragens mecânicas.

Finalmente, as forças de cisalhamento entre elementos próximos de concreto podem ser transferidas por meio de aderência, do atrito na interface das juntas ou de dispositivos mecânicos.

Quando ocorrem sismos de baixa intensidade é comum observar a queda dos elementos não estruturais mal fixados ou pouco resistentes. Esses elementos podem ser: elementos decorativos de fachada, vidros aplicados às fachadas, paredes de vedação simplesmente apoiadas no piso e não fixadas na parte superior, etc. Portanto, é importante que todas as partes da estrutura sejam adequadamente conectadas ao sistema estrutural sismo-resistente principal, permitindo desse modo uma melhor distribuição de esforços e uma maior ductilidade à estrutura (Bozzo e Barbat, 2008).

3.1.5 – Comportamento de diafragma ao nível do piso

Sob a ação de forças horizontais (vento ou sismos), as lajes, atuando em conjunto com as vigas, têm comportamento próximo ao de um diafragma rígido, ou seja,

praticamente não se deformam axialmente. Os diafragmas são estruturas horizontais planas, tridimensionais, onde uma das funções principais é transferir as forças atuantes em diferentes pontos da estrutura. Como principal consequência, os nós de vigas e pilares situados no mesmo plano da laje, se deslocando horizontalmente de forma idêntica permitindo um trabalho conjunto quando submetidos forças horizontais.

As forças a serem aplicadas em cada elevação nos diafragmas horizontais são as forças obtidas na análise estrutural. A deflexão do diafragma não deve ultrapassar os valores máximos permitidos pelas normas além dos deslocamentos admissíveis dos elementos que estão ligados a ele.

3.1.6 – Detalhes que proporcionam ductilidade

Para obter estruturas econômicas, as normas reduzem as cargas sísmicas em função do coeficiente de dissipação de energia, R , o qual depende do tipo de sistema estrutural sismo-resistente que vai ser usado no processo construtivo e do material que será utilizado. Por exemplo, quando se deseja edifícios composto por pórticos trabalhem no domínio plástico para o sismo de projeto, resulta fundamental para a segurança que as deformações plásticas se desenvolvam nas vigas e não nos pilares, ou seja, que se obtenha o chamado pilar forte-viga fraca. A implicação prática desse princípio é a construção de pilares nos quais o momento plástico é superior ao das vigas, o que corresponde a seções de vigas de altura menor que as dos pilares. Neste sentido, por exemplo, é conveniente evitar vigas-parede sobre pequenos pilares. Este é um detalhe que proporciona ductilidade global à estrutura.

É importante também evitar uma falha frágil que ocasione perda de capacidade para resistir às cargas. A falha frágil em estruturas de concreto armado pode ser causada pelo esforço cortante. Um exemplo desse tipo de falha acontece quando os andares apresentam o mesmo pé direito e há paredes de alvenaria que apresentam descontinuidade em sua altura em relação à altura do pilar como o ilustrado na Figura 3.3, originando a situação de pilar curto. A parede restringe a deformação lateral da parte inferior dos pilares e leva a uma grande concentração de esforços de cisalhamento nessas zonas. Essa concentração é crítica quanto mais fraca for a ligação pilar-alvenaria ou no caso de alvenaria danificada por efeito de um sismo (Inan *et al.*, 2011).

Nas vigas, para evitar esse tipo de falhas, uma alternativa é reduzir seu reforço longitudinal, de forma a provocar uma falha por flexão e não por cisalhamento (Bozzo e Barbat, 2008).

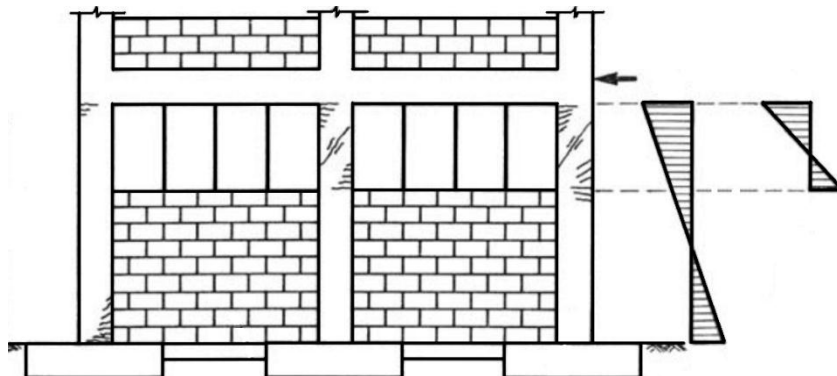


Figura 3.3 – Pilar curto, devido à descontinuidade em altura provocada pela parede de alvenaria.

3.1.7 – Mudanças bruscas na rigidez e massa

É importante minimizar as mudanças bruscas na rigidez e massa da estrutura, em planta e altura, porque podem originar concentrações de esforços nos elementos.

A colocação de massas adicionais às projetadas em dado andar origina uma concentração de esforços importantes, sendo mais grave se as massas forem excêntricas. Além disso, deve-se evitar colocá-las em zonas da estrutura onde elas provoquem solicitações importantes de flexão ou torção. Assim, zonas de massas elevadas como salas de equipamento, bibliotecas, etc., se estiverem em andares elevados, devem ser localizadas o mais perto possível do centro de torção da estrutura (İnan *et al.*, 2011).

Outra recomendação é evitar pórticos de resistência maior em uma direção e menor na outra. Algumas normas falam de “pórticos principais” e “pórticos secundários” segundo sua importância na estrutura, sendo esta denominação errônea, uma vez que os sismos não reconhecem diferenças entre pórticos.

3.1.8 – Configuração estrutural

Para fins de dimensionamento sísmico as estruturas são classificadas como regulares ou irregulares de acordo com a configuração estrutural no plano e na vertical.

No dimensionamento sísmico dos elementos estruturais, as forças sísmicas são multiplicadas pelo coeficiente de dissipação de energia (R) que representa a capacidade de

ductilidade global ou desempenho dúctil da estrutura. Isto é feito porque se assume a energia sísmica sendo dissipada por meio da deformação plástica dos elementos estruturais.

Quando uma estrutura é classificada como irregular o valor do coeficiente R deve ser multiplicado pelos coeficientes de redução da capacidade de dissipação de energia da estrutura devido às irregularidades na vertical (ϕ_a), irregularidades no plano (ϕ_p), devido à ausência de redundância estrutural (ϕ_r) e sobre resistência (Ω_o).

Nos edifícios com algum tipo de irregularidade, é mais difícil calcular a distribuição dos esforços nos diferentes elementos estruturais, sendo as exigências de ductilidade consideravelmente maiores nos elementos mais afastados do centro de rigidez, devido aos efeitos de torção. Deste modo, deve ser evitada uma distribuição desigual da rigidez ou da massa no plano e na vertical.

3.1.8.1 –Regularidade estrutural em planta

A uniformidade ou regularidade no plano é conseguida a partir da organização dos elementos resistentes por meio de uma distribuição regular dos elementos estruturais. A estrutura deve ser capaz de resistir às ações horizontais e os elementos estruturais devem ter características de resistência e rigidez similares nas duas direções principais, o que se traduz pela escolha de formas simétricas.

Uma estrutura com irregularidades é, em geral, uma estrutura com baixa rigidez no plano. Uma maneira de reduzir os efeitos de torção consiste na colocação, de forma simétrica, de elementos resistentes na periferia da estrutura. Deste modo, aumenta a uniformidade em planta e também a rigidez global.

É possível que uma estrutura tenha sido projetada como simétrica, mas que existam fatores que a levem a perder essa simetria, por exemplo, causas acidentais que induzam torção no edifício como os elementos estruturais de ambos os lados do eixo de simetria não plastificarem ao mesmo tempo o qual origina diferenças de rigidez ou que a utilização do edifício provoque assimetrias de massa.

As melhores formas geométricas para os edifícios, do ponto de vista do comportamento estrutural frente a um sismo, são as formas convexas e compactas. As lajes de concreto armado com formas retangulares, circulares, quadradas e de pentágono apresentam uma deformabilidade no plano horizontal quase nula. Nesse caso os pavimentos se comportam como diafragmas rígidos para qualquer movimento nesse plano. Considera-se diafragma rígido aquele elemento horizontal que se desloca apenas em duas

direções ortogonais (X , Y) e tem uma rotação em torno da outra direção (Z). Ao deslocar-se o diafragma rígido, ele transmite o deslocamento aos outros elementos, tais como pilares, paredes, etc., e todos vão se deslocar simultaneamente e de forma igual. Outra vantagem do comportamento de diafragma rígido é que as massas de cada piso vibram todas em conjunto.

3.1.8.2 –Regularidade estrutural na vertical

A rigidez e a massa devem ser uniformes e contínuas ao longo da altura da estrutura. As descontinuidades ou irregularidades provocam concentrações de tensões ou forças e a exigência de ductilidade nas zonas onde está localizada a irregularidade induzem efeitos devidos à torção e alteram as características dinâmicas da estrutura. A Figura 3.4 ilustra alguns exemplos de estruturas regulares e uma estrutura irregular com possíveis zonas de risco.

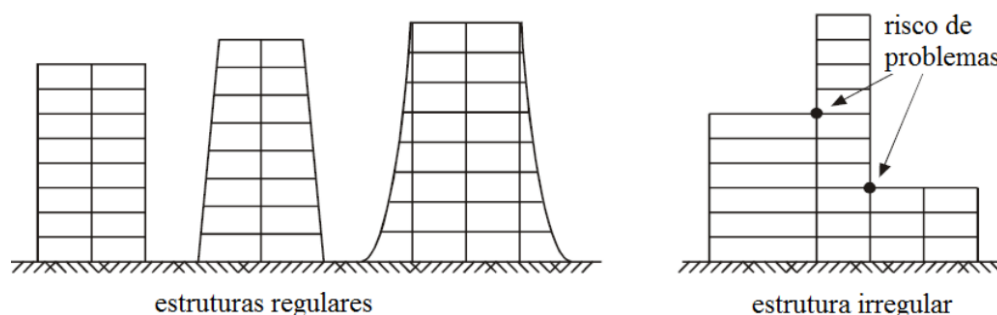


Figura 3.4 – Regularidade estrutural na vertical.

Para que exista regularidade de massa e rigidez em altura é necessário evitar as seguintes situações:

- Irregularidade da planta em altura, isto acontece quando as dimensões em planta são alteradas nos diferentes pavimentos;
- Descontinuidades nos elementos resistentes quando se passa de um andar para outro. Os principais elementos deverão ter continuidade desde o topo até às fundações do edifício;
- Alteração significativa das seções dos elementos resistentes de um andar para o outro, ou seja, um andar com mais massa em relação a seus vizinhos. Isto agrava os esforços nas zonas de transição;

- Alterações importantes no pé direito dos andares. Isto provoca descontinuidades na rigidez da estrutura em altura. A diminuição do pé direito induz acréscimos de esforços e provoca os chamados pilares curtos. O aumento do pé direito origina um pavimento flexível e a concentração de tensões é muito alta levando os elementos a deformações muito altas ou ao colapso (Al-Ali e Krawinkler, 1998), como se pode observar na Figura 3.5.

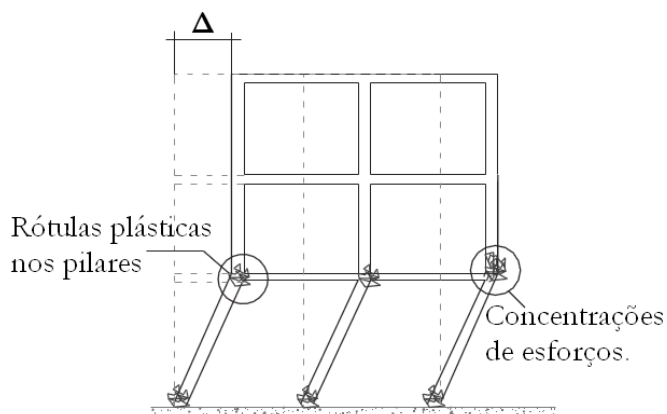


Figura 3.5 – Pavimento flexível.

- Pilares curtos como os ilustrados na Figura 3.6. Uma situação muito comum é a existência de escadas apoiadas à meia altura do pilar. A restrição do movimento nesta seção do pilar vai originar o aparecimento de maiores momentos fletores e concentrações de esforços. Esta situação pode levar ao colapso do pilar e da estrutura. Portanto, é recomendável considerar as escadas nos modelos de análise das estruturas sismo-resistentes;
- Massas desnecessárias concentradas em um andar. As massas colocadas em zonas altas de edifícios, como são as coberturas, estão sujeitas a forças de inércia mais elevadas. Neste caso, deve haver o cuidado adicional no dimensionamento em relação às ligações destas massas ao edifício.

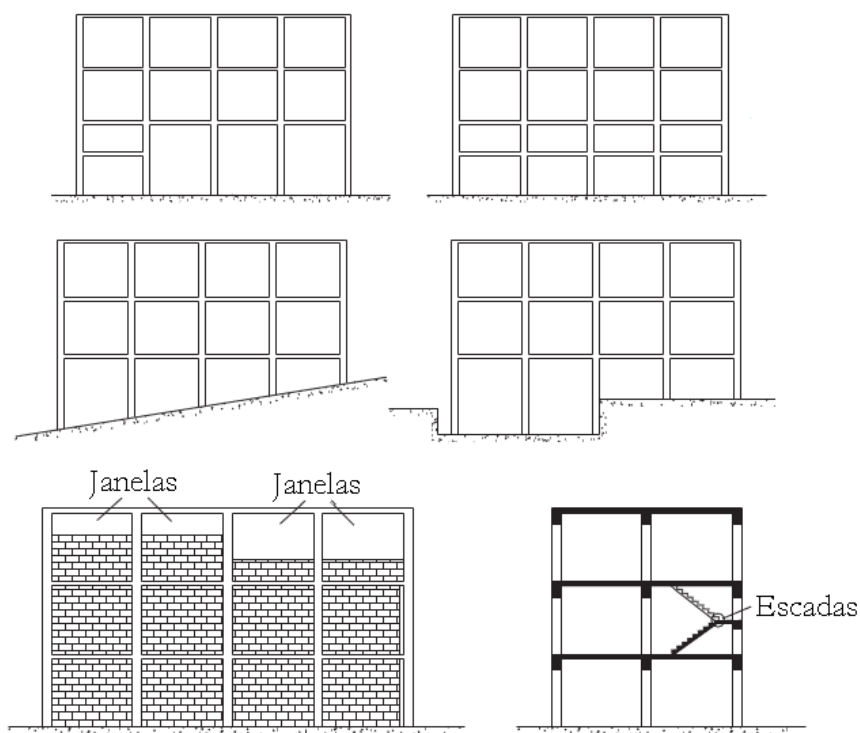


Figura 3.6 – Pavimento flexível.

3.2 – ERROS COMUNS NA CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

São apresentados em forma resumida alguns erros de concepção sísmica na hora de projetar a estrutura e que podem gerar um comportamento sísmico inadequado. Sendo eles:

- O aumento da quantidade de reforço nos elementos pode não aumentar a resistência desses levando à fragilização de outras zonas;
- A troca de elementos estruturais gera alteração do funcionamento da estrutura se a ligação do novo elemento não for bem projetada;
- Quando as paredes de alvenaria não são corretamente ligadas aos pórticos da estrutura, pode-se alterar o comportamento dinâmico e seu mecanismo de plastificação;
- Quando a estrutura apresenta pilares fracos e vigas fortes. As vigas muito robustas podem ocasionar deformações inelásticas sobre os pilares fracos levando ao colapso;
- O aumento do pé direito origina um pavimento flexível com significativa concentração de tensões levando os elementos a deformações muito altas ou ao

colapso. Os pavimentos flexíveis em geral se encontram no térreo de algumas estruturas devido a exigências arquitetônicas;

- A descontinuidade das paredes estruturais provoca grandes concentrações de esforços nos andares seguintes;
- As paredes de alvenaria a meia altura ocasionam ruptura por cisalhamento nos pilares. O mesmo acontece com o patamar das escadas que transmitem os esforços aos pilares incrementando esse tipo de ruptura;
- Não considerar o possível impacto entre estruturas (*pounding*), uma vez que durante um sismo os edifícios adjacentes podem colidir um no outro e ocasionar danos graves nessas estruturas.
- Pórticos de resistência maior em uma direção e menor na outra. Se a rigidez necessária é considerada só numa direção, a outra fica com uma rigidez fraca e pode sofrer graves danos. A recomendação é evitar esse tipo de casos;
- Uma estrutura com irregularidades em seu plano pode gerar efeitos de torção devido às diferenças entre o centro de massa e o centro de rigidez;
- Não considerar que, em alguns casos, os elementos não estruturais podem aumentar a rigidez da estrutura, e conseqüentemente a sua frequência fundamental de vibração, podendo causar excentricidades que podem provocar problemas de torção;
- E, finalmente, os erros no cálculo da resposta sísmica da estrutura devido à má utilização do software de cálculo.

4 – ESTUDO DAS NORMAS SISMO-RESISTENTES

A maioria das normas internacionais tem como objetivo fundamental fornecer os requisitos mínimos para dimensionar estruturas seguras. Assim, se estabelece que para pequenos sismos a estrutura permaneça quase intacta; para sismos moderados os danos sejam limitados aos elementos não estruturais, e para sismos fortes se evite o colapso.

As normas são de aplicação nacional e são limitadas, em alguns casos, às edificações urbanas. Algumas normas incluem recomendações específicas para determinados tipos de estruturas industriais e para habitação rural. Recomendações semelhantes aparecem em todos esses códigos para se determinar a resposta ao sismo de uma estrutura, onde se ressalta o destino da obra, a ductilidade do material, o risco sísmico da região, tipo de estrutura, espectros de projeto, coeficiente sísmico e o perfil do solo.

Neste item são descritas e utilizadas as normas colombiana NSR-10 (AIS, 2010) e brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006), das quais vão ser explicados apenas os métodos lineares e o cálculo dos deslocamentos relativos. Essas normas fornecem os mesmos critérios para trabalhar com estruturas contendo irregularidades na configuração estrutural do edifício em planta e na vertical. Para a análise estática não linear ou *pushover* foram consultadas as normas ATC-40 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Applied Technology Council*, 1996) e FEMA 356 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*, ASCE, 2000) as quais também vão ser explicadas neste capítulo.

4.1 – NSR-10 (AIS, 2010)

A norma de projeto sismo-resistente NSR-10 (AIS, 2010) como em outros países da América Latina, classificam a intensidade da atividade sísmica a partir da qual se determinam as características de solicitação da estrutura. O tipo de construção, a sua função social e a natureza da sua ocupação são considerados na determinação do risco sísmico.

O território colombiano é dividido em três zonas sísmicas (Figura 4.1) que são definidas de acordo com os movimentos sísmicos de projeto sendo esses definidos em função do coeficiente baseados na aceleração horizontal efetiva (A_a) e da velocidade horizontal efetiva (A_v). Ambos os coeficientes são adimensionais e expressos como uma fração da aceleração de gravidade. Na Tabela 4.1 são apresentados os critérios para escolha da zona sísmica.

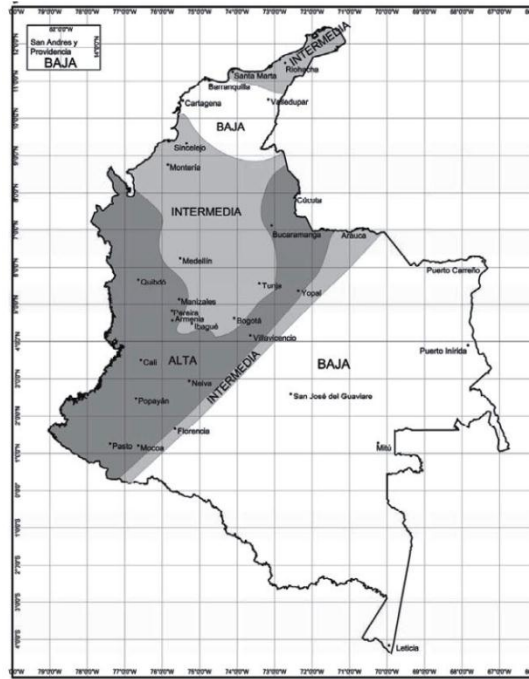


Figura 4.1 – Zonas sísmicas na Colômbia, NSR-10 (AIS, 2010).

Tabela 4.1– Categorias sísmicas, NSR-10 (AIS, 2010).

ZONA SÍSMICA	CATEGORIA SÍSMICA
Baixa Intensidade	A_a e $A_v < 0,10$
Meia sismicidade	$0,10g \leq A_a$ e $A_v \leq 0,20$
Alta intensidade	A_a e $A_v > 0,20$

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010).

Os coeficientes A_a e A_v têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados durante um período de 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. Para obter esses coeficientes (Tabela 4.2), é necessário apenas determinar o número da região onde vai ser localizada a estrutura, conforme a Figura 4.2.

As propriedades do terreno podem amplificar os efeitos de um sismo, por isso, é necessário levar em consideração o perfil do solo local. A NSR-10 (AIS, 2010) classifica os diferentes tipos de terrenos de acordo com a Tabela 4.3. Todos os parâmetros geotécnicos ilustrados nessa tabela são avaliados nos 30 m superiores do terreno.

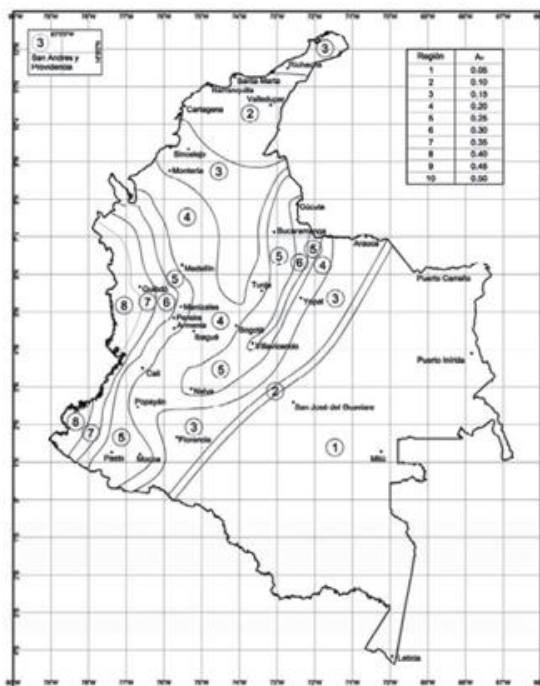


Figura 4.2 – Valores de A_v .

Tabela 4.2– Valores de A_v ou A_a .

REGIÃO	A_v ou A_a
10	0,50
9	0,45
8	0,40
7	0,35
6	0,30
5	0,25
4	0,20
3	0,15
2	0,10
1	0,05

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

Tabela 4.3– Classe do terreno: classificação do perfil do solo.

Classe do Terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{V}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{V}_s \leq 180$ m/s	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole.	
F	-	Solo exigindo avaliação específica como: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

Se a velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento, v_s , não for conhecida, a norma permite a classificação do terreno a partir do número médio de golpes, N , do ensaio de penetração standard (SPT) regulamentado pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

Caso o solo em estudo seja estratificado, os valores médios de v_s e N devem ser obtidos através das Equações (4.1) e (4.2) a seguir:

$$\bar{v}_s = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\frac{d_i}{v_{si}}} \quad (4.1)$$

$$\bar{N} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\frac{d_i}{N_i}} \quad (4.2)$$

onde:

- d_i é a espessura de cada uma das camadas do subsolo.
- \bar{v}_s é a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento;
- v_{si} é a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento nas diversas camadas i ;
- \bar{N} é o número médio de golpes no ensaio SPT;
- N_i é o número médio de golpes no ensaio SPT nas diversas camadas i .

De acordo com o destino da obra utiliza-se uma tabela sugerida nas normas, denominada de classificação de importância da construção. Assim, dividem-se as construções em grupos, considerando quais estruturas permanecem em perfeitas condições durante e depois de um terremoto e quais podem sofrer algum dano. A NSR-10 (AIS, 2010) apresenta quatro categorias de utilização, sendo ilustradas na Tabela 4.4.

Finalmente, deve-se determinar o método adequado para analisar a estrutura. A partir disso, vários níveis de análise são propostos, dependendo de uma série de fatores relacionados com o tipo, magnitude e importância das obras: método simplificado, método estático, método dinâmico e o método dinâmico com integração passo-a-passo. Os métodos fornecidos pela NSR-10 (AIS, 2010) para o cálculo da resposta sísmica da estrutura são quatro: Método da Força Horizontal Equivalente (FHE - Método Estático Linear), usando espectro de projeto (Método Dinâmico Linear), análise sísmica com histórico de acelerações no tempo (Método Dinâmico Linear e Não Linear) e análise *pushover* (Método Estático Não Linear).

Tabela 4.4 – Categorias de utilização e fatores de importância de utilização (I).

CATEGORIAS	NATUREZA DA OCUPAÇÃO	FATOR I
IV	<ul style="list-style-type: none"> – Instituições de saúde; – Prédios de bombeiros, instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência; – Instalações de geração de energia; – Torres de controle de aeroportos; – Estações de tratamento de água necessárias para o fornecimento de água; – Estruturas com funções para a Defesa Nacional; – Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas. 	1,50
III	<ul style="list-style-type: none"> – Estruturas para educação pré-escolar; – Escolas e universidades; – Instituições penitenciárias; – Edificações de bombeiros, e organismos de prevenção e atenção de desastre; – Bibliotecas, museus, etc.; – Estruturas que não foram consideradas no grupo IV. 	1,25
II	<ul style="list-style-type: none"> – Arquibancadas com mais de 2000 ocupantes; – Shoppings com áreas superiores a 500 m². – Edificações nas quais os proprietários desejam segurança adicional em comparação com o grupo I. – E edifícios destinados à habitação privada ou ao uso público que não pertençam a nenhuma das categorias anteriores e construções de qualquer tipo cujo colapso pode pôr em risco outras construções das categorias IV e III. 	1,10
I	<ul style="list-style-type: none"> – Construções isoladas ou provisórias não destinadas à habitação, não classificadas em nenhuma das categorias anteriores. 	1,00

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

4.1.1 – Método da Força Horizontal Equivalente (FHE)

É recomendado para estruturas com alturas de até 60 metros no caso de estruturas regulares, e de até 18 metros para estruturas irregulares. Neste método o carregamento é considerado estático e proporcional ao peso da estrutura. Este é projetado na direção da aceleração, devendo-se corrigir sua intensidade. As expressões para calcular o cortante na base variam segundo a ductilidade, o tipo e a localização da estrutura e o país onde vai ser feita a mesma.

A NSR-10 (AIS, 2010) indica que o cortante na base de uma estrutura é calculado de acordo com a seguinte equação:

$$V_s = S_a g M \quad (4.3)$$

onde:

- S_a corresponde ao valor da aceleração máxima horizontal expressa como uma fração da aceleração da gravidade, definida através do espectro de resposta de projeto e função do período fundamental da estrutura T e para uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. O S_a é adimensional, portanto, para obter a aceleração em m/s^2 , o S_a é multiplicado pela aceleração da gravidade ($g = 9,81 m/s^2$);
- g é a aceleração da gravidade ($g = 9,81 m/s^2$);
- M a massa total da estrutura incluindo as cargas permanentes e 25% da carga variável.

O valor de S_a é calculado por:

$$S_a = \frac{1,2A_vF_vI}{T} \quad (4.4)$$

onde:

- I é o fator de importância de utilização que depende do tipo de uso esperado no edifício. O coeficiente I é adimensional e definido na Tabela 4.4.
- A_v é o coeficiente que representa o movimento sísmico do solo e é definido em função da velocidade horizontal efetiva. Valor adimensional, Tabela 4.2;
- F_v é o coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio e depende do tipo do solo do local (Tabela 4.3) e do valor de A_v . O F_v é um valor adimensional e na Tabela 4.5 estão ilustrados os valores para esse coeficiente;
- T é o período fundamental da estrutura e calculado a partir das propriedades do sistema estrutural resistente a sismos utilizando um modelo linear elástico;
- $1,2$ é uma constante com unidades em segundos para tornar o S_a adimensional. Valor obtido de ensaios experimentais.

Tabela 4.5 – Valores do coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio – F_v .

Perfil do Solo	INTENSIDADE DOS MOVIMENTOS SÍSMICOS				
	$A_v \leq 0,1$	$A_v = 0,2$	$A_v = 0,3$	$A_v = 0,4$	$A_v \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010).

O valor do período fundamental T é calculado com a seguinte equação

$$T = C_t h^\alpha \quad (4.5)$$

onde:

- C_t é o coeficiente de período da estrutura e depende do sistema estrutural adotado. Unidades s/m;
- h é a altura, em metros, da estrutura acima da base. Na Tabela 4.6 são ilustrados os valores dos coeficientes C_t e α .

Tabela 4.6– Valores dos coeficientes C_t e α para o cálculo do período de vibração T .

SISTEMA ESTRUTURAL	C_t	α
Pórticos de concreto armado momento-resistentes sem ligação a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando são submetidos à ação do sismo.	0,047	0,9
Pórticos de aço momento-resistente sem ligação a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando são submetidos à ação do sismo.	0,072	0,8
Para estruturas em que as forças sísmicas são resistidas em parte por pórtico de aço contraventados com treliças.	0,073	0,75
Todos os sistemas estruturais baseados em paredes de concreto ou alvenaria.	0,049	0,75
Alternativamente, para estruturas com paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural, pode-se usar as seguintes equações para calcular os coeficientes.	$\frac{0,00062}{\sqrt{C_w}}$	1,00

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

Para período de vibração T menor que o período correspondente à transição entre a zona de aceleração constante do espectro de projeto e a zona descendente do mesmo (Figura 4.3) T_C :

$$T_C = 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4.6)$$

o valor de S_a é calculado com a seguinte equação

$$S_a = 2,5 A_a F_a I \quad (4.7)$$

onde:

- F_a é o coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio e depende do tipo do solo local (Tabela 4.3) e do valor de A_a , conforme Tabela 4.7;

Tabela 4.7 – Valores do coeficiente de amplificação que afeta a aceleração devido aos efeitos do sítio e depende do tipo do solo local - F_a .

Perfil do Solo	INTENSIDADE DOS MOVIMENTOS SÍSMICOS				
	$A_a \leq 0,1g$	$A_a = 0,2g$	$A_a = 0,3g$	$A_a = 0,4g$	$A_a \geq 0,5g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

g = valor da aceleração da gravidade (m/s^2).

Para períodos de vibração T superiores ao correspondente ao início da zona de deslocamento aproximadamente constante do espectro de projeto, T_L :

$$T_L = 2,4 F_v \quad (4.8)$$

o valor de S_a é calculado por:

$$S_a = \frac{1,2A_v F_v T_L I}{T^2} \quad (4.9)$$

A força sísmica em qualquer piso da estrutura para a direção ortogonal de análise é calculada com a seguinte equação:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.10)$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (4.11)$$

onde:

- m_i e m_x representam a massa do piso i e do piso x respectivamente;
- h_i e h_x indicam a altura em metros, da estrutura acima da base até o piso i e do piso x respectivamente;
- k é o expoente de distribuição, relacionado ao período fundamental de vibração T , sendo adotados os seguintes valores:
 - Para estruturas com período inferior a 0,5s, $k = 1$;
 - Para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, $k = (T + 1,5) / 2$;
 - Para estruturas com período superior a 2,5s, $k = 2$.

4.1.2 – Método dinâmico espectral

Neste método o carregamento varia ao longo do tempo, e é recomendado para estruturas com altura maior que 60 metros e com irregularidade na altura. Para este método é sugerido um espectro de projeto indicado apenas para o comportamento linear da estrutura. São indicadas expressões para trechos desse espectro com valores normalizados a esse valor, sendo corrigidos de acordo com as características de importância da construção, a ductilidade do material, o perfil do solo e o risco de sismicidade da região. Neste caso, o modelo da estrutura é considerado um sistema de massas concentradas nos andares.

A análise modal supõe que a resposta dinâmica de um edifício pode ser estimada a partir da resposta independente de cada modo natural de vibração usando o espectro de projeto. Somente são considerados os modos que contribuem de forma significativa à resposta da estrutura.

Em uma análise dinâmica linear por espectro de projeto, a NSR-10 (AIS, 2010) define um espectro elástico de projeto $S_a(T)$ ilustrado na Figura 4.3, para acelerações horizontais, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5% e é obtido utilizando as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= \frac{1,2A_v F_v I}{T} && \text{para } 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} < T < 2,4F_v \\
 S_a(T) &= 2,5A_a F_a I && \text{para } T \leq 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \\
 S_a(T) &= \frac{1,2A_v F_v T_L I}{T^2} && \text{para } T > 2,4F_v
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

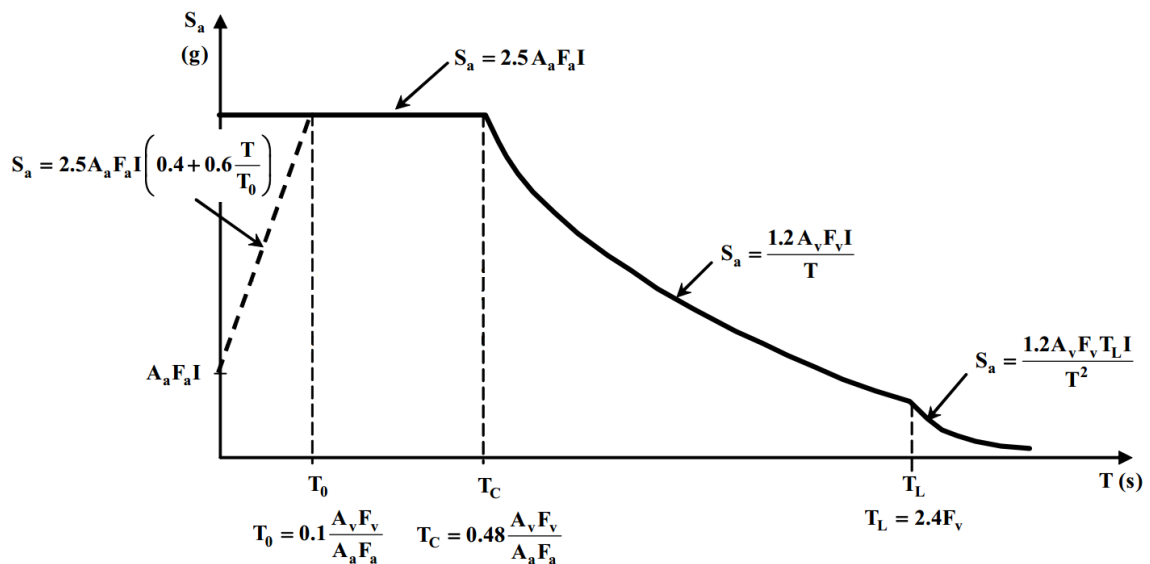


Figura 4.3 – Espectro elástico de projeto da NSR-10 [Figura A.2.6-1, NSR-10 (2010)].

A NSR-10 (AIS, 2010) recomenda que o número de modos a ser considerado na análise espectral seja suficiente para capturar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise.

As forças sísmicas devem ser aplicadas em cada uma das direções ortogonais, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções com 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta.

O valor do cortante na base obtido de uma análise modal espectral, para qualquer das direções de análise, não deve ser inferior a 80% para estruturas sem irregularidades ou 90% para estruturas com irregularidades, do cortante sísmico na base calculado pelo

método estático ou método da força horizontal equivalente. Se for inferior, todas as forças elásticas obtidas nesta direção assim como deslocamentos absolutos e relativos, forças internas e forças nos pisos devem ser multiplicadas pelos seguintes fatores de modificação,

$$0,80 \frac{V_s}{V_{tj}} ; 0,90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad (4.13)$$

onde V_s é o cortante na base obtido usando o método estático e V_{tj} é o cortante obtido usando o método dinâmico espectral.

Se o cortante obtido de uma análise dinâmica for maior que o cortante estático, todas as forças elásticas podem ser reduzidas proporcionalmente de acordo com o critério do projetista.

4.1.3 – Análise sísmica com histórico de acelerações no tempo

Para este processo, a NSR-10 (AIS, 2010) sugere, a partir da determinação do acelerograma do solo em função do tempo, a integração passo-a-passo da equação do movimento para obter a resposta sísmica da estrutura. Devem-se usar três acelerogramas diferentes no local, a fim de estabelecer a resposta máxima. Este vai ser o método usado nesta dissertação usando o registro de acelerações de El Centro (1940).

Os acelerogramas usados neste método podem ser registros reais, compatíveis com as características sismológicas do local da estrutura, ou podem ser acelerogramas gerados artificialmente. A força horizontal total na base calculada com o histórico de acelerações não pode ser inferior à força calculada com o método estático. Se for inferior, todas as forças elásticas obtidas na direção de estudo devem ser multiplicadas por um fator de modificação que relaciona as duas forças na base.

Os efeitos finais obtidos na análise com histórico de acelerações no tempo correspondem à envoltória dos efeitos máximos obtidos com cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados.

4.1.4 – Irregularidades na configuração estrutural

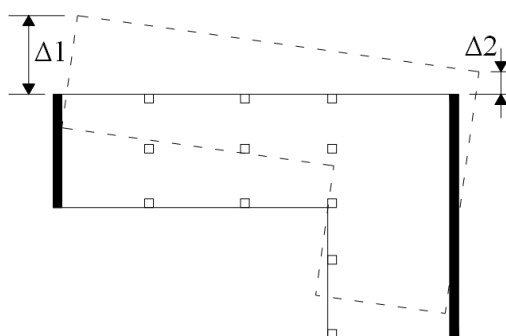
Quanto às irregularidades estruturais, a NSR-10 (AIS, 2010) classifica as estruturas segundo aspectos horizontais (em planta) e verticais. A NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta a mesma classificação.

Quando uma estrutura é classificada como irregular o valor do coeficiente de dissipação de energia R deve ser multiplicado pelos coeficientes de redução da capacidade de dissipar energia ϕ_a , ϕ_p e ϕ_r , explicados no item 3.1.8. A NBR 15421 (ABNT, 2006) não é muito clara quanto ao uso desses coeficientes, portanto vão ser apresentados os dados da norma NSR-10 (AIS, 2010).

4.1.4.1 – Critérios de irregularidades em planta

São classificadas como estruturas irregulares em planta, as estruturas que apresentem uma ou mais irregularidades retiradas da norma e listadas a seguir:

- Irregularidade torsional é definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura é avaliado incluindo a torção accidental e medido transversalmente a um eixo. É maior que 1,2 vezes ou menor que 1,4 vezes a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Para o melhor entendimento, na Figura 4.4 é apresentado esse caso. Para este caso o $\phi_p = 0,90$.



$$1,4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 \geq 1,2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

Figura 4.4 – Irregularidade torsional, NSR-2010 (AIS, 2010).

- Retrocessos excessivos nos cantos da estrutura, conforme a Figura 4.5. É considerada excessiva quando as discontinuidades são maiores que 15% da dimensão da planta da estrutura na direção da descontinuidade. Para este caso o $\phi_p = 0,90$.

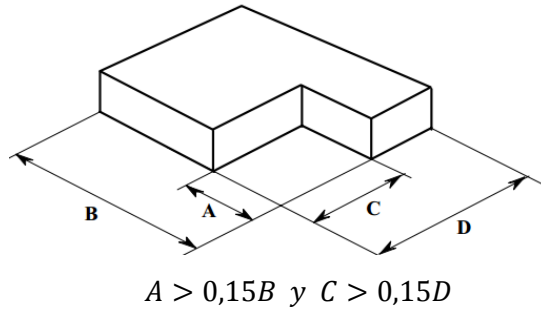


Figura 4.5 – Retrocesso excessivo nos cantos da estrutura, NSR-2010 (AIS, 2010).

- Descontinuidades no diafragma como aberturas maiores que 50% da área do diafragma, como se pode observar na Figura 4.6. Para este caso o $\phi_p = 0,90$.

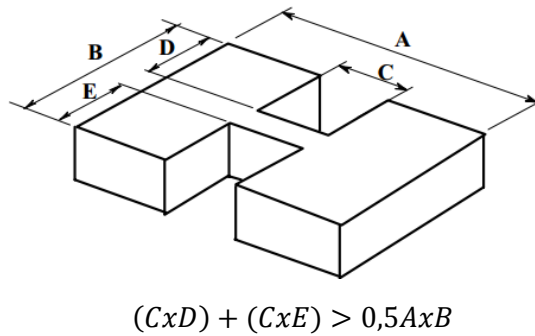


Figura 4.6 – Descontinuidade no diafragma, NSR-2010 (AIS, 2010).

- Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos com relação aos eixos ortogonais principais deste sistema, conforme a Figura 4.7. Para este caso $\phi_p = 0,90$.

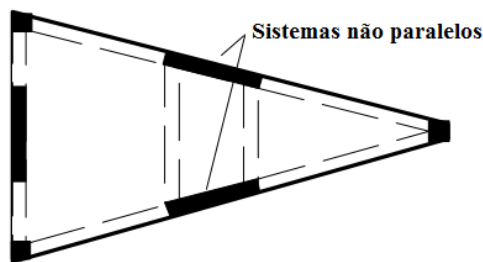
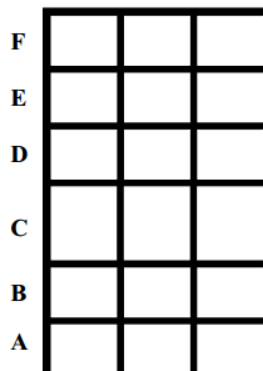


Figura 4.7 – Elementos verticais não paralelos, NSR-2010 (AIS, 2010).

4.1.4.2 – Critérios de irregularidades na vertical

A rigidez da estrutura deve ser uniforme e contínua com relação à altura. As descontinuidades provocam tensões ou forças concentradas, aumentando a exigência da ductilidade nessas zonas e induzindo efeitos de torção que alteram as características dinâmicas da estrutura. Uma estrutura é considerada como irregular na vertical quando apresenta alguma das seguintes condições:

- Piso flexível - Quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior ou inferior, e ocorre alteração significativa das seções dos elementos resistentes de andar para andar. Na Figura 4.8 é ilustrado esse caso; $\phi_a = 0,90$;



$$0,60 K_D \leq K_C \leq 0,70 K_D$$

$$0,70 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \leq K_C \leq 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

Figura 4.8 – Piso flexível, NSR-2010 (AIS, 2010).

- Alterações importantes da altura ou pé direito dos andares, porque introduzem descontinuidades na rigidez da estrutura. $\phi_a = 0,80$;
- Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica vertical. Os principais elementos resistentes deverão ter continuidade desde o topo até as fundações do edifício. Ver Figura 4.9;

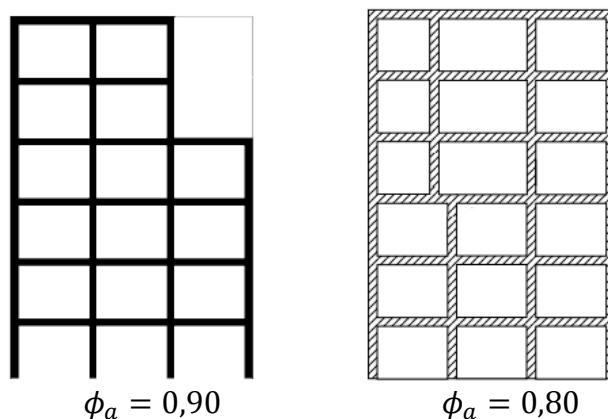


Figura 4.9 – Descontinuidade na trajetória dos elementos verticais, NSR-2010 (AIS, 2010).

- Irregularidade na distribuição das massas - Sucede quando a massa de qualquer piso é maior que 1,5 vezes a massa dos pisos vizinhos. Na Figura 4.10 pode-se observar esse caso; $\phi_a = 0,90$;

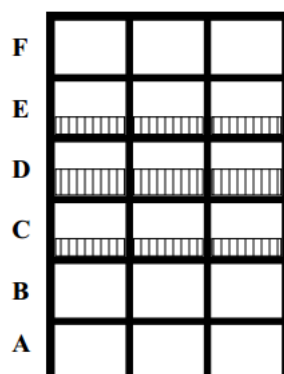


Figura 4.10 – Irregularidade na distribuição de massas, NSR-2010 (AIS, 2010).

4.1.5 – Deslocamentos relativos (Δ_i) e absolutos (δ_i)

Um parâmetro importante é a limitação para deslocamentos relativos Δ_i . No projeto sismo-resistente, deve ser verificado se os deslocamentos apresentados pela estrutura podem implicar em danos ou risco da perda de estabilidade para os elementos estruturais ou não estruturais. Esses deslocamentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo da estrutura e avaliados conforme a Equação (4.14),

$$\Delta_{i\ max} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (4.14)$$

onde, $\delta_{tot,j}^i$ é o deslocamento absoluto total de qualquer ponto no diafragma do pavimento i determinado em uma análise estática ou dinâmica. Os deslocamentos relativos são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 4.8. A variável h_{si} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão ou pé direito.

Tabela 4.8 – Deslocamentos relativos máximos, NSR-10 (AIS, 2010).

TIPO DE ESTRUTURA	DESLOCAMENTO RELATIVO MÁXIMO
Concreto armado, aço e madeira.	1,0% (0,010 h_{si})
Alvenaria estrutural	0,5% (0,005 h_{si})

Fonte: NSR-10 (AIS, 2010)

4.2 – NBR 15421 (ABNT, 2006)

Recomendações semelhantes aparecem nas normas sismo-resistente para determinar a resposta sísmica de uma estrutura, onde se ressalta o destino da obra, a ductilidade do material, o risco sísmico da região e o perfil do solo.

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), todas as estruturas no Brasil devem ser projetadas e construídas para resistir aos efeitos das ações sísmicas. Nesta norma são definidas as cargas sísmicas a serem consideradas no projeto, em função da capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas e de acordo com a sismicidade do território brasileiro.

O território brasileiro é dividido em cinco zonas sísmicas (Figura 4.11) e são definidas de acordo com a variação da aceleração característica de projeto (a_g), correspondente à aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos Classe B nas faixas estabelecidas na Tabela 4.9.

O valor obtido para a aceleração sísmica a_g em cada zona sísmica será utilizado para determinação do espectro de resposta de projeto o qual será detalhado mais na frente. Logo, em função da zona sísmica, define-se uma categoria sísmica, conforme a Tabela 4.10.

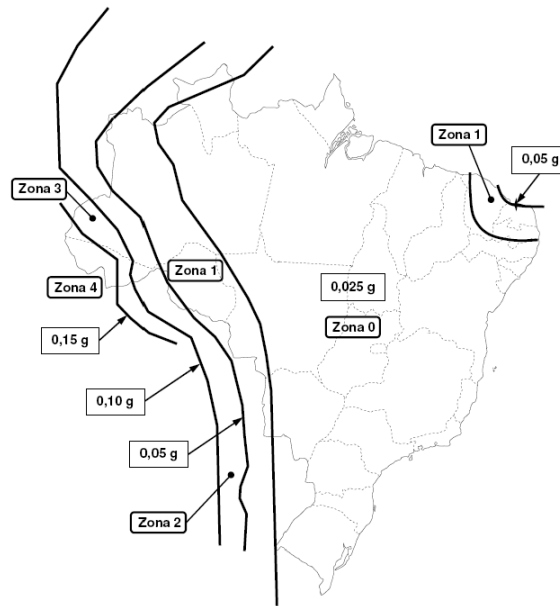


Figura 4.11 – Mapa de zoneamento do Brasil (NBR 15421, ABNT , 2006).

Tabela 4.9 – Zonas sísmicas brasileiras, NBR 15421 (ABNT, 2006).

ZONA SÍSMICA	VALORES DE a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

g = valor da aceleração da gravidade (m/s^2).

Tabela 4.10 – Categorias sísmicas, NBR 15421 (ABNT, 2006).

ZONA SÍSMICA	CATEGORIA SÍSMICA
Zona 0 e Zona 1	A
Zona 2	B
Zona 3 e Zona 4	C

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Os efeitos locais de um sismo dependem também das características do terreno e das ondas sísmicas que chegam à superfície, uma vez que o terremoto tem origem no interior da Terra (Lima e Santos, 2008). A NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta a mesma classificação dos diferentes tipos de terreno que a NSR-10 (AIS, 2010).

A NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica as estruturas em três categorias de utilização em função da necessidade de preservação da estabilidade da estrutura frente a eventos sísmicos. A cada categoria de utilização é associado um fator de utilização I , conforme apresentado na Tabela 4.11. A aplicação dos fatores de utilização significa um acréscimo no valor das forças sísmicas consideradas de modo a gerar um cálculo mais seguro.

Tabela 4.11 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I).

CATEGORIAS UTILIZAÇÃO	NATUREZA DA OCUPAÇÃO	FATOR I
III	<ul style="list-style-type: none"> – Instituições de saúde; – Prédios de bombeiros, instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência; – Instalações de geração de energia; – Torres de controle de aeroportos; – Estações de tratamento de água necessárias para o fornecimento de água; – Estruturas com funções para a Defesa Nacional; – Instalações conteúdo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas. 	1,50
II	<ul style="list-style-type: none"> – Estruturas para educação pré-escolar; – Escolas e universidades; – Instituições penitenciárias; – Edificações de bombeiros, e organismos de prevenção e atenção de desastre; – Bibliotecas, museus, etc.; – Estruturas que não foram consideradas no grupo IV. 	1,25
I	<ul style="list-style-type: none"> – Construções isoladas ou provisórias não destinadas à habitação, não classificadas em nenhuma das categorias anteriores. 	1,00

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

A NSR-10 (AIS, 2010) apresenta quatro categorias de utilização enquanto a NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta três categorias apenas. A NSR-10 (AIS, 2010) fornece mais uma categoria em comparação com a NBR 15421 (ABNT, 2006) e no qual são consideradas as arquibancadas com mais de 2000 ocupantes, shoppings com áreas superiores a 500 m² e edificações nas quais os proprietários desejam segurança adicional em comparação com o grupo I.

A parte do sistema estrutural formada pelos elementos capazes de resistir às forças sísmicas é chamada de sistema estrutural sismo-resistente. A NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica estes elementos segundo a Tabela 4.12. Para cada sistema, estão associados três parâmetros: coeficiente de dissipação de energia (R), coeficiente de sobre resistência (Ω_o) e coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d).

Tabela 4.12 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistente.

SISTEMA ESTRUTURAL	R	Ω_o	C_d
Pilares-paredes de concreto com detalhamento especial.	5	2,5	5
Pilares-paredes de concreto com detalhamento usual.	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial.	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário.	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual.	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial.	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário.	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial.	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento usual.	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial.	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual.	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial.	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares- parede de concreto com detalhamento especial.	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares- parede de concreto com detalhamento usual.	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço.	2,5	2	2,5

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

O coeficiente dissipação de energia, R , da estrutura representa a capacidade de ductilidade global dos elementos da estrutura. O coeficiente de sobre resistência, Ω_o , representa a relação entre a verdadeira resistência da estrutura e a resistência de projeto, e o grau de sobre resistência depende do material e do sistema estrutural. O coeficiente de amplificação de deslocamentos, C_d , relaciona o acréscimo no deslocamento real da estrutura devido ao seu comportamento inelástico.

A NBR 15421 (ABNT, 2006) possibilita a utilização de três métodos de cálculo para a análise sísmica: o método das forças horizontais equivalentes, o método

espectral e método dos históricos de acelerações no tempo. Os três métodos de cálculo podem ser aplicados em estruturas de qualquer categoria sísmica, sendo observados os cuidados referentes principalmente à limitação de pavimentos e irregularidades estruturais.

A norma determina que nas estruturas de categoria sísmica A, forças estáticas horizontais devem ser aplicadas em todos os níveis da edificação simultaneamente e independentemente em cada uma das direções ortogonais. Para calcular a força sísmica é usada a seguinte equação:

$$F_x = 0,01W_x \quad (4.15)$$

onde:

- F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x ;
- W_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo as cargas permanentes e 25% da carga acidental e carga variável.

Satisfeitas essas condições, verifica-se se a soma das forças cortantes resistentes das paredes, projetadas na direção em que se considera a aceleração, é superior a força cortante atuante total. Se for, esse piso dispensa qualquer verificação, caso contrário, sugere-se a verificação pelo método estático.

4.2.1 – Método da Força Horizontal Equivalente (FHE)

A força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a seguinte expressão,

$$H = C_s W \quad (4.16)$$

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad (4.17)$$

onde

- H é a força horizontal total na base da estrutura;
- C_s é o coeficiente de resposta sísmica;
- W é o peso total da estrutura, incluindo as cargas permanentes e 25% da carga acidental e carga variável.
- I é o fator de importância de utilização definido na Tabela 4.11.

- R é o coeficiente de dissipação de energia que está em função da ductilidade da estrutura, Tabela 4.12.

Ressalta-se que o coeficiente de resposta sísmica não pode ser menor que $C_s = 0,01$ ou maior que:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} \quad (4.18)$$

O período natural da estrutura T deve ser determinado de acordo com a Equação (4.5). A força sísmica horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura, de forma que, em cada elevação x , é aplicada uma força F_x , já definida nas Equações (4.10) e (4.11).

4.2.2 – Análise sísmica pelo método espectral

O espectro de resposta é usado para dar a representação mais descritiva da influência de um determinado sismo sobre uma estrutura. O espectro de resposta de projeto $S_a(T)$ da NBR 15421 (ABNT, 2006) correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5% aplicado na base da estrutura, é obtido a partir da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno através dos seguintes parâmetros:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (4.19)$$

$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (4.20)$$

onde:

- a_{gs0} corresponde à aceleração horizontal espectral para o período de 0,0 s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo;
- a_{gs1} corresponde à aceleração espectral para período de 1,0 s, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo;
- C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica do solo. Os valores desses fatores são expostos na Tabela 4.13 e estão em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno.

Tabela 4.13 – Fatores de amplificação sísmica no solo.

CLASSE DO TERRENO	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

g = valor da aceleração da gravidade (m/s^2).

O espectro de resposta de projeto $S_a(T)$ ilustrado na Figura 4.12 é obtido utilizando as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= a_{gs0} \left(18,75T \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) && \text{Para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_v}{C_a} \\
 S_a(T) &= 2,5a_{gs0} && \text{Para } 0,08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,40 \frac{C_v}{C_a} \\
 S_a(T) &= \frac{a_{gs1}}{T} && \text{Para } T \geq 0,40 \frac{C_v}{C_a}
 \end{aligned} \tag{4.21}$$

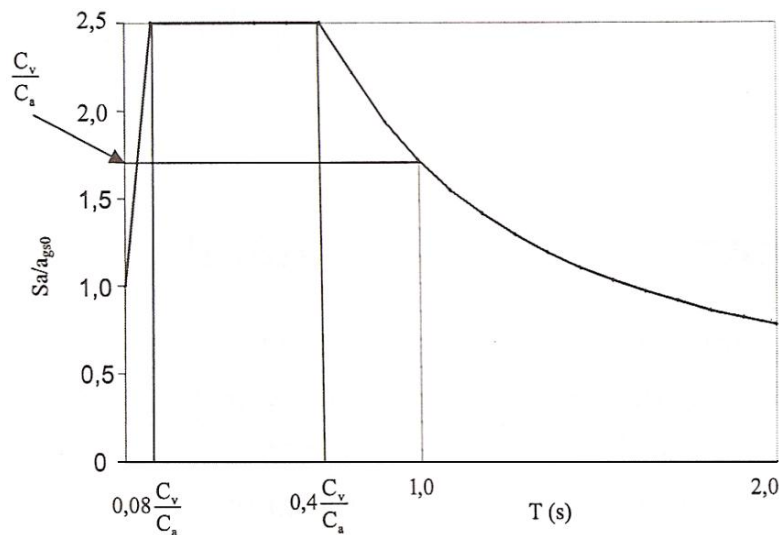


Figura 4.12 – Espectro elástico de projeto da NBR 15421 [Figura 2, NBR 15421 (ABNT, 2006)].

Para fazer uma análise sísmica pelo método espectral, a NBR 15421 (ABNT, 2006) recomenda que o número de modos a ser considerado na análise seja suficiente para capturar no mínimo 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise.

Além disso, todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R .

A força horizontal total na base da estrutura deve ser determinada em cada uma das duas direções horizontais, pelo método das forças horizontais equivalentes (Eq. 4.16). Caso a força horizontal total na base determinada pelo processo espectral (H_{tj}), em cada uma das direções seja inferior a 85%, todas as forças elásticas obtidas em cada uma das direções de estudo devem ser multiplicadas por um fator de correção, o qual é 85% da relação entre a força estática e a força dinâmica.

$$0,85 \frac{H}{H_{tj}} \quad (4.22)$$

Este fator não se aplica aos deslocamentos absolutos e relativos.

4.2.3 – Análise sísmica com histórico de acelerações no tempo

Para este processo, as normas NBR 15421 (ABNT, 2006) e NSR-10 (AIS, 2010) sugerem, a partir da determinação do acelerograma do solo em função do tempo, a integração passo-a-passo da equação do movimento para se obter a resposta sísmica da estrutura. Devem-se usar três acelerogramas diferentes do local, a fim de estabelecer a resposta máxima. Na NBR 15421 (ABNT, 2006), para cada acelerograma analisado, as respostas obtidas devem ser multiplicadas pelo fator I/R .

A força horizontal total na base calculada com o histórico de acelerações não pode ser inferior à força calculada com o método estático. Se for inferior, todas as forças elásticas obtidas na direção de estudo devem ser multiplicadas por um fator de modificação que relaciona as duas forças na base. Os efeitos finais obtidos na análise com histórico de acelerações no tempo correspondem à envoltória dos efeitos máximos obtidos com cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados.

4.2.4 – Deslocamentos relativos (Δ_i) e absolutos (δ_i)

Os deslocamentos absolutos das elevações δ_i e os relativos Δ_i dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo da estrutura. Os deslocamentos absolutos δ_i de uma andar i , avaliados em seu centro de massa são determinados por meio da seguinte expressão:

$$\delta_i = \frac{C_d * \delta_{ie}}{I} \quad (4.23)$$

onde,

- δ_i é o deslocamento absoluto calculado no andar i ;
- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos (Tabela 4.12);
- δ_{ie} é o deslocamento absoluto determinado em uma análise estática ou dinâmica;
- I é o fator de importância de utilização dado na Tabela 4.4.

Os deslocamentos relativos são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa δ_i nos andares acima e abaixo do pavimento em questão e são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 4.14. A variável h_{si} é o pé direito correspondente ao pavimento em questão.

Tabela 4.14 – Deslocamentos relativos máximos, NBR 15421 (ABNT, 2006).

CATEGORIA DE UTILIZAÇÃO		
I	II	III
0,020 h_{si}	0,015 h_{si}	0,010 h_{si}

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

4.3 – ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR - *PUSHOVER*

A análise estática não linear é uma alternativa muito prática para encontrar a resposta sísmica de uma estrutura uma vez que a análise dinâmica não linear é bastante complexa. A análise estática não linear é um passo intermediário entre a análise estática linear e análise dinâmica não linear (Falconi, 2002).

Dentro da análise estática não linear o método mais usado é a técnica do *Pushover*, na qual uma estrutura é submetida as cargas de gravidade e cargas monotônicas

horizontais incrementais até atingir a sua capacidade última ou até o colapso da mesma (Figura 4.13).

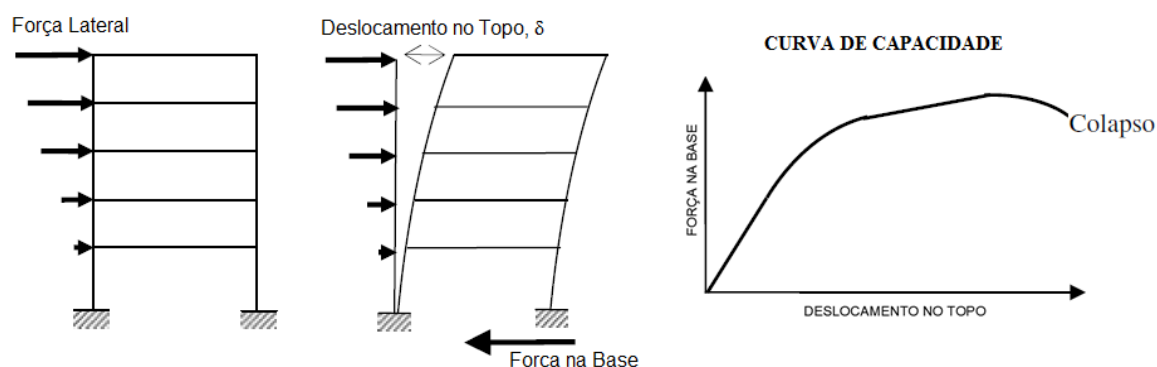


Figura 4.13 – Etapas do processo da análise pushover.

O objetivo dessa técnica é encontrar a “Curva de Capacidade”. Esta curva representa a relação entre a força de corte na base da estrutura e o seu deslocamento no topo, sendo obtida através da aplicação progressiva de cargas laterais com pequenos incrementos de carga em torno de $0,1T$ que vão empurrar a estrutura até atingir um determinado estado limite (associado a um valor máximo do deslocamento de topo). Existem diversas maneiras de distribuir as forças laterais que vão ser aplicadas à estrutura para a obtenção da curva de capacidade (triangular, parabólica, uniforme, etc.), mas a escolha de cada uma afeta os resultados que vão ser representados na mesma. Não existe um padrão único de forças que seja universalmente aceito (Falconi, 2002).

Atualmente, existem no mínimo três documentos amplamente divulgados que indicam uma ou várias formas de análise *pushover*, como por exemplo, as normas ATC-40 (ASCE, 1996), FEMA 273/356 (ASCE, 2000) e Eurocode-8 (EC8). Neste item serão explicados apenas os métodos fornecidos pelas normas ATC-40 (ASCE, 1996) e FEMA273/356 (ASCE, 2000).

4.3.1 – ATC-40 (ASCE, 1996)

A norma ATC-40 (ASCE, 1996) estabelece que o método estático não linear envolve três conceitos: capacidade, demanda e desempenho. A capacidade pode ser entendida como uma característica própria da estrutura que depende de fatores como a geometria dos elementos estruturais (vigas, pilares, etc.), da quantidade da armadura de reforço, das propriedades dos materiais, entre outras; a demanda depende de um sismo

qualquer, representado por um acelerograma ou espectro de projeto, e refere-se às forças e deformações causadas por este; e o desempenho é uma medida do comportamento do edifício durante um sismo.

A curva de capacidade é construída representando o primeiro modo de vibração, assumindo que o primeiro modo é dominante na estrutura. Isto é válido só para estruturas com o período fundamental de vibração inferior a 1 segundo. Para estruturas com período superior, a análise deve ser realizada considerando o efeito dos modos mais elevados. O procedimento da norma para se obter a curva de capacidade é:

- a. Criar um modelo no computador e conhecer as dimensões dos elementos estruturais e a disposição do reforço nas seções;
- b. Classificar os elementos primários e secundários;
- c. Aplicar as forças laterais à estrutura em cada andar com a seguinte equação:

$$F_x = \frac{[W_x \phi_x]}{\sum [W_x \phi_x]} * V \quad (4.24)$$

onde ϕ_x é a amplitude do primeiro modo ou modo fundamental, W é o peso calculado utilizando a massa envolvida no primeiro modo ou modo fundamental e V é a força na base;

- d. Calcular as forças nos elementos usando a combinação de forças verticais e forças laterais;
- e. Ajustar as forças laterais para que alguns elementos atinjam 10% de sua resistência¹;
- f. Plotar o valor do cortante na base em relação ao deslocamento no topo do edifício;
- g. Atualizar o modelo usando a menor rigidez para os elementos que atingiram o limite de escoamento;
- h. Aplicar um novo aumento de carga lateral à estrutura até que outros elementos atinjam o limite de escoamento;
- i. Adicionar o incremento da carga lateral e o correspondente aumento do deslocamento para o total anterior obtendo, deste modo, os valores acumulados do gráfico.
- j. Repetir os passos g, h e i até que a estrutura atinja seu limite último, ou seja, o colapso.

¹ Quando um elemento atinge sua resistência, este elemento é considerado como incapaz de resistir forças laterais.

4.3.2 – FEMA 356 (ASCE, 2000)

A FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) junto com a Sociedade Americana de Engenheiros Civis (*American Society of Civil Engineers: ASCE*), elaboraram um documento no qual são fornecidos procedimentos para a realização de análises dinâmicas não lineares, análises estáticas não lineares e parâmetros de modelagem numérica de rótulas plásticas nos materiais estruturais mais usados (ASCE, 2000).

4.3.2.1 – Procedimento estático não linear

A FEMA 356 (ASCE, 2000) indica que um modelo matemático que vai incorporar as características não lineares de carga-deformação dos componentes individuais e elementos da estrutura será submetido a cargas monotônicas laterais incrementais representando as forças inerciais produzidas durante um sismo, atingindo um valor máximo de deslocamento.

O deslocamento máximo é medido em um nó de controle localizado no centro de massa no último andar da estrutura. O deslocamento máximo pretende representar a deformação máxima que pode ocorrer durante um abalo sísmico. Como o modelo matemático considera os efeitos da resposta inelástica do material, as forças inerciais calculadas são aproximações razoáveis das esperadas durante o sismo (ASCE, 2000). O deslocamento máximo é calculado com a seguinte equação:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g \quad (4.25)$$

onde,

- C_0 , é o fator de modificação devido à transformação de um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF) em um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF). Outra opção é a Tabela 3-2 da FEMA 356 (ASCE, 2000) (Figura 4.14);

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Figura 4.14 – Valores para o fator de modificação C_0 [Tabela 3-2, FEMA 356, p3-22].

- C_1 , é o fator de modificação que relaciona o deslocamento máximo inelástico esperado, com os deslocamentos calculados pela resposta linear.

$$C_1 = 1, \text{ se } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \left[1,0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} \right] / R, \text{ se } T_e < T_s$$

onde T_e é o período fundamental da estrutura na direção de estudo e T_s é a resposta do espectro de resposta calculada de acordo com os itens 4.1.2 ou 4.2.2;

- C_2 , é o fator de modificação que representa a degradação da rigidez da estrutura e a deterioração da força no deslocamento máximo. Outra opção é a Tabela 3-3 da FEMA 356 (ASCE, 2000) (Figura 4.15);

Structural Performance Level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_s \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

Figura 4.15 – Valores para o fator de modificação C_2 [Tabela 3-3, FEMA 356, p3-22].

- C_3 , fator de modificação que representa o incremento dos deslocamentos devido aos efeitos P- Δ ;
- S_a , espectro de resposta calculado de acordo com os itens 4.1.2 ou 4.2.2.

A FEMA 356 (ASCE, 2000) indica que as cargas laterais devem ser aplicadas ao modelo matemático em proporção às forças de inércia em cada pavimento. Além disso, pelo menos duas distribuições verticais devem ser aplicadas ao modelo. Um padrão deve ser selecionado a partir de cada um dos dois grupos:

1. Um padrão a partir dos seguintes procedimentos:
 - Uma distribuição vertical proporcional aos valores de C_{vx} , que é um fator de distribuição vertical das forças sísmicas e calculado segundo a Equação 4.11;

- Uma distribuição vertical proporcional a forma do modo fundamental na direção de análise. Esta distribuição deve ser utilizada somente quando mais de 75% da massa total participa neste modo de vibração;
- Uma distribuição vertical calculada com uma análise modal por espectro de resposta, incluindo os modos suficientes para capturar pelo menos 90% da massa total da estrutura.

2. Um segundo padrão a partir dos seguintes procedimentos:

- Uma distribuição uniforme de uma força lateral em cada andar da estrutura proporcional a massa total de cada pavimento;
- Uma distribuição de carga que vai mudando conforme a estrutura se deforma.

4.3.2.2 – Modelagem numérica de rótulas plásticas

Quando uma seção transversal da estrutura atinge a plastificação total devido à flexão, essa passa a se comportar como uma rótula. Pode-se adicionar mais rotação, sem a alteração do momento inicial, que se torna constante, pois essa seção não consegue mais absorver energia. Esse tipo de rótula é chamado de rótula plástica.

Segundo Corbani (2006), o momento fletor aplicado na rótula é o momento de plastificação da seção. Uma hipótese da teoria de rótulas plásticas é que esse momento mantenha-se constante e igual para toda a fase de plastificação, possibilitando a ocorrência de rotações com qualquer magnitude. Quando uma rótula é formada, seu sentido de rotação coincide com o sentido do momento de plastificação da seção. Se o sentido da rotação é invertido, o comportamento elástico retorna à seção.

A Figura 4.16 ilustra a relação força-deformação normalizada, além disso, são indicados três pontos definidos pela FEMA 356 (ASCE, 2000) e correspondem ao critério de aceitação do desempenho da estrutura, que são: Ocupação imediata (*Immediate Occupancy, IO*), segurança para a vida (*Life Safety, LS*) e prevenção ao colapso (*Collapse Prevention, CP*).

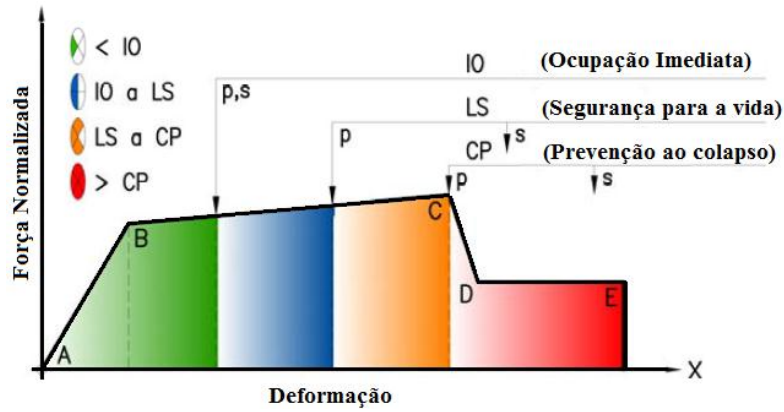


Figura 4.16 – Critérios de aceitação do desempenho de acordo com a FEMA 356 (ASCE, 2000).

Na Figura 4.16, o ponto *B* representa o ponto de escoamento. A linha a partir de *B* para *C* representa a deformação pelo endurecimento e perda de rigidez até o ponto *C* que representa a resistência última da seção e a capacidade final para análise *pushover*. Em seguida, segue uma degradação da resistência até o ponto *D*, seguido da perda total de resistência para suportar cargas no ponto *E*.

Os parâmetros de modelagem podem representar as relações carga-deformação ou relações carga-razão de deformação. Esta razão de deformação é definida como o quociente entre o deslocamento horizontal experimentado por um elemento e seu comprimento. Normalmente a flexão é associada com a deformação e as forças de corte ou cisalhamento com a razão de deformação (Falconi, 2007). A FEMA 356 (ASCE, 2000), por intermédio das Tabelas I-1, I-2 e I-3 (ver anexo I) define os valores das constantes *a*, *b*, *c*, *d*, *e* que permitem definir em função da quantidade de aço nos elementos estruturais, forças de projeto, disposição da armadura e tipo de seção transversal, as curvas momento-curvatura normalizada que representam o comportamento das rótulas plásticas, ver Figura 4.17.

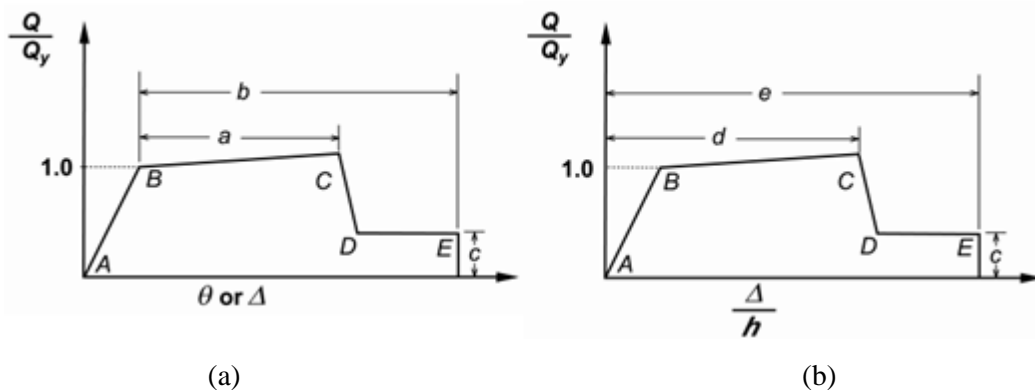


Figura 4.17 – Curvas momento-curvatura normalizada, FEMA 356 (ASCE, 2000).

Nas figuras acima, Q_y é a resistência do elemento e Q a demanda imposta pelo sismo. A Figura 4.17(a) é expressa em termo de rotação (θ), deformação ou alongamento (Δ). A Figura 4.17(b) é expressa em termos do ângulo de cisalhamento e do deslocamento relativo.

Por outro lado, a FEMA 356 (ASCE, 2000) seleciona, de acordo com a sua importância na estrutura, os elementos em primários ou secundários. Os elementos que proporcionam capacidade da estrutura para resistir o colapso sob cargas sísmicas são classificados como primários, e os demais são classificados como secundários.

4.3.3 – Curva de capacidade

A curva de capacidade resistente da estrutura é o resultado da aplicação da técnica do *pushover* e representação da resposta não linear da estrutura, sendo ilustrada na Figura 4.13. Nesta figura, pode-se observar que a rigidez do sistema vai mudando de acordo com o nível de deformação da estrutura em relação à força na base e o deslocamento lateral. A inclinação em qualquer ponto na curva representa a rigidez, de forma que a mesma diminui à medida que a estrutura vai se deformando.

Com base nessa curva, obtida com a análise não linear, obtém-se um modelo bilinear para facilitar o cálculo da ductilidade, coeficiente de dissipação de energia ou de modificação de resposta R , rigidez efetiva, entre outros. A fim de construir modelos bilineares simples, deve-se definir um ponto de escoamento chamado Escoamento Efetivo (EE) pelas coordenadas Δ_Y , V_Y , que são o deslocamento e cortante de escoamento, que corresponde ao encontro dos dois segmentos lineares. Este modelo idealizado de duas linhas é encontrado pela aplicação de algum critério (Falconi, 2007). Neste trabalho foi utilizado o critério das áreas iguais descrito na FEMA 440 (ASCE, 2005), no qual o escoamento efetivo (EE) ou interseção das duas linhas é obtido quando a área exterior e inferior da curva de capacidade em relação ao modelo bilinear é considerada aproximadamente igual (Falconi, 2007) como é ilustrado na Figura 4.19.

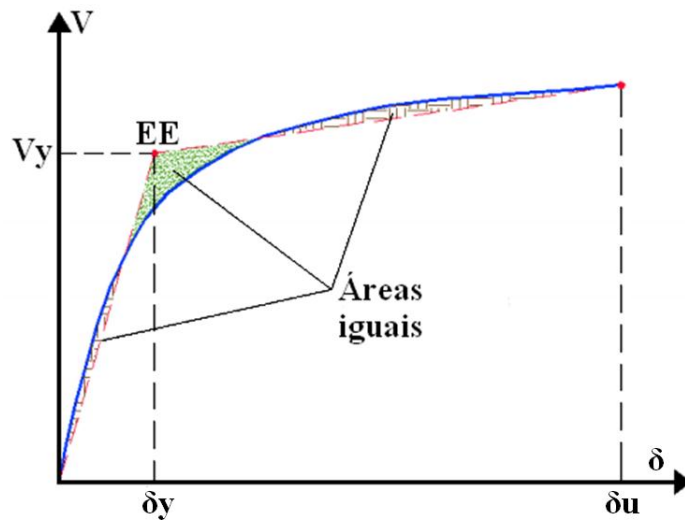


Figura 4.18 – Modelo bilinear da curva de capacidade.

Do gráfico anterior pode-se obter a ductilidade disponível da estrutura μ como a relação entre o deslocamento último ou de colapso e o deslocamento de escoamento:

$$\mu = \frac{\delta_U}{\delta_Y} \quad (4.26)$$

Quanto maior ductilidade μ , maior é sua incursão no campo inelástico e maior é o dano estrutural. É desejável que a estrutura tenha ductilidade suficiente para suportar os abalos sísmicos e não colapsar para preservar a vida humana.

Projetar estruturas para responder na faixa elástica sob a ação da força sísmica de projeto resulta muito caro, é ineficiente e até inconveniente. Assim, as normas sismo-resistentes, incluindo a NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006) permitem projetar as edificações para uma força sísmica reduzida pelo fator de dissipação de energia R . Isto acontece porque é assumido que a energia sísmica é dissipada através da plasticidade dos componentes estruturais e permite consideráveis deslocamentos durante um sismo de grande intensidade sem riscos ao colapso e segurança de seus ocupantes.

Quase todos os valores propostos pelas normas sismo-resistentes para o coeficiente de dissipação de energia ou modificação de resposta R , basearam-se na proposta de Newmark e Hall (1982). A Figura 4.19 ilustra essa proposta, onde para períodos longos é assumido que, se a estrutura se comporta elasticamente sob a ação de uma força FE , sofre um deslocamento ΔE , enquanto que se o seu comportamento fosse plástico, atingiria o mesmo deslocamento para uma força reduzida FE/R . Para períodos

curtos, a proposta é baseada na teoria das energias iguais, ou seja, é assumido que a energia do sistema elástico (área do triângulo OAB) é igual à energia do sistema plástico (área do trapézio EABC).

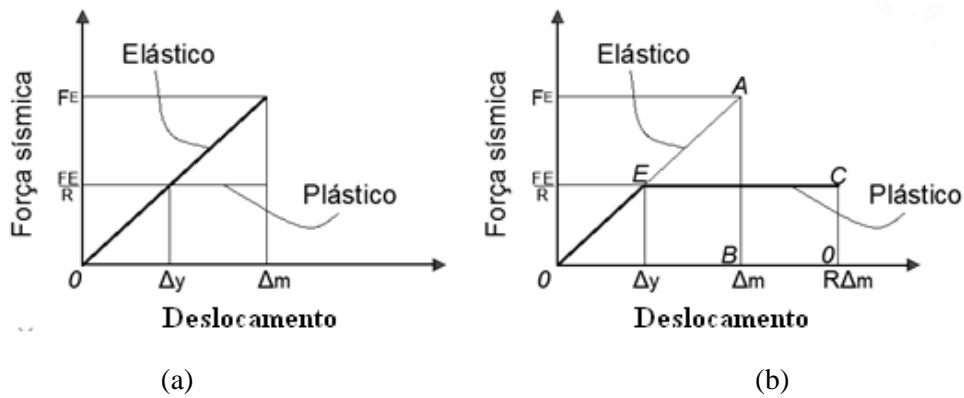


Figura 4.19 – Determinação do coeficiente R segundo Newmark e Hall (1982).

Da Figura 4.19 (a), a ductilidade (μ) é definida em função do deslocamento, assim:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_Y} = R \quad (4.27)$$

Da Figura 4.19 (b), obtém-se:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_Y} = \frac{R^2 + 1}{2} \quad (4.28)$$

Portanto, das Equações (4.27) e (4.28) pode-se obter as expressões nas quais as normas se baseiam para definir o valor do coeficiente de dissipação de energia R , incluindo a NSR-10 (ASI, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006). Essas expressões são as seguintes:

- Para períodos longos, $T > 0,5s \rightarrow R = \mu$.
- Para períodos curtos, $T \leq 0,5s \rightarrow R = \sqrt{2\mu - 1}$.

Neste trabalho, a técnica *pushover* foi usada para fazer uma estimativa de como a capacidade da estrutura resiste às cargas laterais e como a ductilidade de cada modelo vai

variando à medida que a estrutura vai apresentando irregularidades em planta e na vertical, além de calcular o coeficiente R e compara-lo com os outros modelos.

5 – FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

Na elaboração do estudo numérico foram utilizados os programas ETABS *Nonlinear* v9.7.2 (CSI, 2010) e MATLAB (MathWorks, R2009b).

5.1 – ETABS v9.7.2 (CSI, 2010)

O programa *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems* - ETABS (Computer and Structure, Inc., 2010) é um programa baseado no método dos elementos finitos para a análise e projeto estrutural de edificações. O programa pode ser dividido em dois níveis básicos: um que corresponde à entrada e saída de dados do programa, e outro onde se faz a análise escolhida, obtém-se a solução e processam-se os resultados.

O primeiro passo no programa é criar um modelo do sistema estrutural para analisar e projetar a edificação. Esse sistema estrutural pode ser qualquer dos sistemas explicados no item 3.1.3. Depois, para a análise estrutural, o ETABS (CSI, 2010) possibilita vários tipos de análises: análise estática, análise modal e análise dinâmica transiente. Além disso, o programa inclui métodos numéricos sofisticados para fazer análises estáticas não lineares e dinâmicas não lineares.

A seguir se descrevem os principais elementos e análises utilizados na abordagem numérica do problema em estudo.

5.1.1 – Elemento tipo barra (*frame*)

Na discretização da estrutura foram empregados elementos finitos de dois nós (tipo barra ou elementos de pórtico) com seis graus de liberdade em cada nó, sendo três translações e três rotações. Esses elementos permitem deslocamentos e deformações finitas, são considerados retos entre as coordenadas nodais e as forças externas atuam somente nos nós da estrutura. Os elementos tipo barra são apropriados para representar os elementos estruturais como os pilares, as vigas e as nervuras. A convenção de sinais para as forças do elemento *frame* são ilustradas na Figura 5.1.

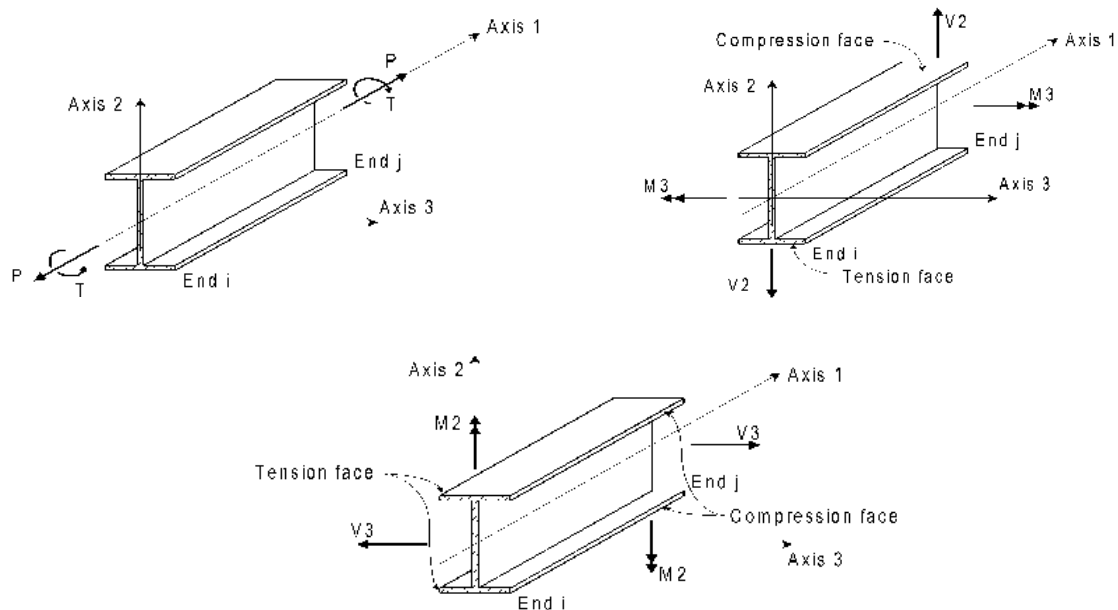


Figura 5.1 – Elemento *frame* da biblioteca do ETABS (CSI, 2010).

O programa ETABS (CSI, 2010) divide cada elemento *frame* em n sub-elementos para fazer a análise, por conseguinte cada elemento terá $n-1$ resultados de deslocamento, momento fletor, forças axiais, etc., ao longo do seu comprimento, além dos resultados em seus nós. Neste trabalho, as vigas e pilares com o elemento tipo *frame* e foram divididos em dez sub-elementos. Essa divisão foi feita com o objetivo de identificar as variações dos efeitos ao longo do elemento e não apenas nos nós.

Um parâmetro importante no programa para o cálculo da resposta sísmica na estrutura é sua massa. Nos elementos tipo barra ou *frame*, a massa é calculada integrando o produto da massa específica do material pela sua área transversal, ao longo do comprimento do elemento.

5.1.2 – Elemento tipo superfície (*Membrane*)

O elemento tipo *Membrane* ilustrado na Figura 5.2 tem apenas três graus de liberdade por nó, duas translações em relação aos eixos 1 e 2 e uma rotação em relação ao eixo 3. Ele é utilizado para simular as lajes de concreto. Este elemento pode-se considerar como homogêneo ou composto por capas, cada uma delas homogênea.

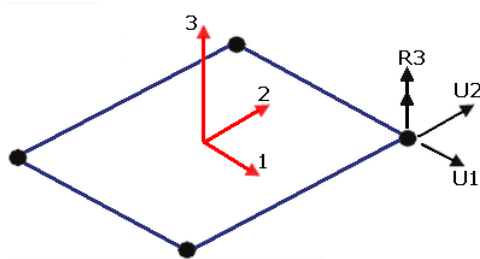


Figura 5.2 – Elemento *Membrane* da biblioteca ETABS (CSI, 2010).

A transferência de cargas para os nós (método da “área tributária”) está indicada na Figura 5.3. A principal desvantagem deste elemento é que e não pode ser utilizado para modelar lajes em balanço porque não apresenta rigidez fora de seu plano.

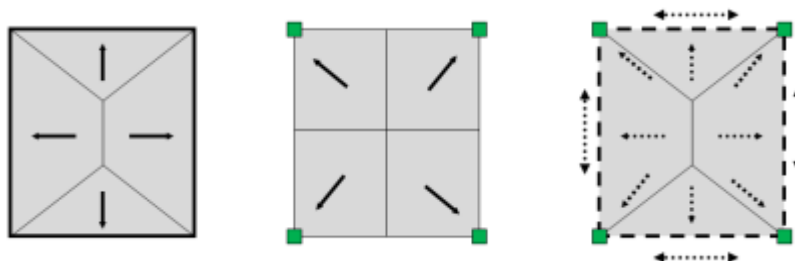


Figura 5.3 – Transferência de cargas com o método da “área tributária”.

O elemento *Membrane* não apresenta rigidez fora de seu plano, ou seja, nenhuma deformação vertical pode ser determinada e não contribui para a rigidez global da estrutura na hora da análise, mas sua presença na estrutura é considerada através de uma hipótese de diafragma rígido. Como foi explicado no item 3.1.5, essa hipótese considera as lajes infinitamente rígidas no seu plano, garantindo um comportamento mais adequado da estrutura no tocante aos deslocamentos horizontais. Cada laje presente no pavimento fornece ao pórtico uma restrição ao deslocamento horizontal dos nós de seu contorno, fazendo com que eles se desloquem em conjunto. Esta hipótese é válida para as estruturas usuais.

Considerando-se diafragma rígido, o ETABS (CSI, 2010) calcula a posição do centro de massa e rigidez e leva em conta o efeito da torção de toda a estrutura, o que é muito importante em estruturas com irregularidades em sua configuração estrutural. O diafragma rígido só pode ser horizontal, portanto não pode ser atribuído a um elemento tipo parede ou tipo rampa.

A massa deste elemento é calculada multiplicando a massa específica do material pela espessura do elemento. Posteriormente, a massa é distribuída para os nós ou para os elementos barra ou *frame* como ilustra a Figura 5.3.

5.1.3 – Tipo de análise

Depois de criado o modelo, pode-se avaliar a estrutura a partir de vários tipos de análises como: análise estática, análise dinâmica modal, dinâmica espectral e análises não lineares. No Anexo II são apresentados detalhes de como foram introduzidos os dados para obter as respostas de cada análise no ETABS (CSI, 2010).

Por meio da análise estática são calculadas as forças devidas aos sismos utilizando o método da força horizontal equivalente explicado no capítulo 4. Para fazer essa análise é necessário conhecer o valor do coeficiente sísmico S_a (NSR-10, 2010) ou C_S (NBR-15421, 2006) definido nos item 4.1.1 e 4.2.1. Os resultados obtidos são os deslocamentos absolutos, momentos fletores, forças de cisalhamento e forças axiais.

A análise dinâmica espectral é feita através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico considerando como carregamento externo um espectro de resposta aproximado, que relaciona a aceleração do solo com o período da estrutura. O ETABS (CSI, 2010) resolve este sistema de equações utilizando o método da superposição modal. Com o uso de técnicas de combinação modal, a resposta estrutural máxima é calculada pela soma das contribuições de cada modo. Neste trabalho foi utilizada a Combinação Quadrática Completa (*CQC*) porque fornece resultados mais precisos em relação às outras combinações modais (Wilson, 1981) fornecidas pelo programa.

Outra análise dinâmica que o programa permite é a análise dinâmica no domínio do tempo (*time history*). Este tipo de análise permite o cálculo da resposta dinâmica de uma estrutura para uma carga arbitrária, que pode ser, por exemplo, um histórico de acelerações no tempo. Este método usado pelo programa foi explicado no item 2.2.8 deste trabalho. Ao terminar a análise, o programa fornece os históricos de deslocamentos, forças, momentos fletores e esforços no tempo. No trabalho foi usada uma envoltória desses resultados, utilizando apenas a envoltória dos momentos fletores.

Em relação à análise não linear, no trabalho foi usada a análise estática não linear ou *pushover* do programa para o cálculo da capacidade resistente da estrutura, onde a estrutura foi submetida a cargas monotônicas laterais incrementais na sua base e foram obtidos os deslocamentos no centro de massa do último pavimento da estrutura (esse nó foi

chamado de nó de referência). O tipo de resultado obtido nesta análise é a curva de capacidade resistente da estrutura que fornece uma ideia da rigidez lateral da estrutura.

5.2 – MATLAB (MathWorks, R2009b)

O nome MATLAB vem de “*Matrix Laboratory*” e é uma linguagem de programação apropriada ao desenvolvimento de aplicativos de natureza técnica (<http://www.mathworks.com/>). O programa integra análise numérica, cálculo com matrizes, processamento de sinais e construção de gráficos em um ambiente fácil de usar, onde problemas e soluções são expressos matematicamente, ao contrário da programação tradicional. Atualmente, o programa dispõe de uma biblioteca bastante abrangente de funções matemáticas, geração de gráficos e manipulação de dados que auxiliam muito o trabalho do programador. Considerando o acima exposto, foi concebido um programa computacional nesta linguagem para analisar os resultados obtidos da análise dinâmica no domínio tempo no ETABS (CSI, 2010). O nome do programa concebido no MATLAB (MathWorks, R2009b) é CMV (*Cálculo das Magnitudes das Variações*).

Como as ações sísmicas são forças cíclicas e reversíveis, podem-se apresentar câmbios no sinal dos momentos fletores além do acréscimo e decréscimo no valor desses, mas sem inversão de sinal. Assim, uma vez obtidos os resultados da análise com o ETABS (CSI, 2010), o CMV tem como finalidade comparar as envoltórias de momentos fletores de cada elemento de uma estrutura com alterações na sua configuração estrutural submetida à ação de um sismo real, com os resultados obtidos quando a mesma estrutura é considerada simétrica e sem alterações na sua configuração estrutural (caso referência).

No caso de haver mudanças nos valores dos momentos fletores, mas sem inversão do sinal, caso chamado neste trabalho de *mudanças percentuais*, foi usada uma relação entre o valor observado (estrutura com alteração na sua configuração estrutural) e o valor do caso referência (estrutura simétrica) a fim de conhecer se houve acréscimo ou decréscimo no valor do momento. O programa apresenta as regiões onde o valor dessa relação é maior que 5%, assumindo que o coeficiente de segurança da estrutura vai cobrir variações abaixo desse valor. O programa não apresenta as zonas onde o valor do momento observado foi menor que o valor do momento de referência.

Os resultados obtidos no CMV são de dois tipos: a primeira em forma de tabela, a qual mostra o elemento estrutural em que houve variação na magnitude do momento fletor, o andar onde está localizado esse elemento, as coordenadas exatas da região onde ocorreu

a variação e, finalmente, a magnitude dessa variação. A segunda está em forma de gráficos, onde o programa fornece dois tipos diferentes. Na Figura 5.4 pode-se observar um exemplo do primeiro tipo, onde cada gráfico nessa figura representa a viga (legenda “V”) enumerada segundo o ETABS (CSI, 2010) onde houve variação no valor dos momentos comparados e o andar onde está localizado o elemento (legenda “A”), o eixo X representa o comprimento da viga e a linha vermelha ou pulso indica a posição exata onde ocorreu a variação. No caso dos pilares, os gráficos são os mesmos, apenas muda o eixo X representando a altura do pilar e a legenda “V” por “P”. Esse tipo de gráfico só apresenta a localização da variação nos elementos estruturais.

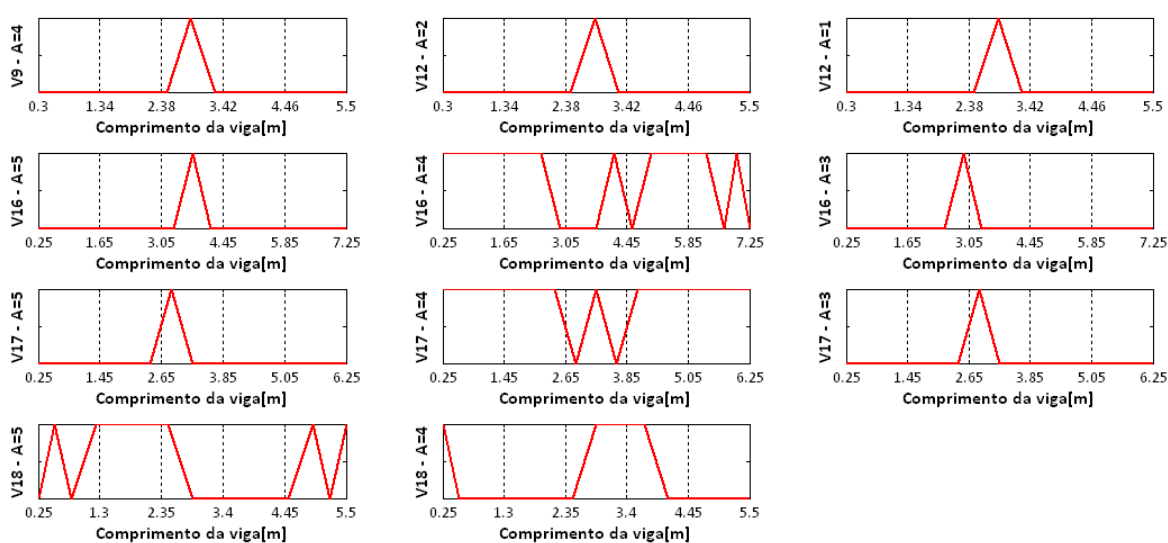


Figura 5.4 – Exemplo da localização das variações nas vigas, CMV.

Além dos gráficos anteriores, o CMV fornece outros gráficos que indicam a magnitude das variações dos momentos fletores, sendo o segundo tipo de resultado gráfico do programa. Na Figura 5.5 ilustra-se um exemplo, onde o eixo X indica o número da viga o do pilar de acordo com a numeração atribuída pelo ETABS (CSI, 2010) e no eixo Y o andar onde está localizado o elemento. Tanto para o caso de se observar inversão de sinal do momento fletor como no caso de obterem-se apenas variações percentuais, as diferentes intensidades de cor nessas figuras representam a magnitude das variações desses momentos em cada elemento. Nesses gráficos, pode-se observar como as variações dos momentos se distribuem ao longo da estrutura além de distinguir os elementos mais afetados pelo terremoto e que são vulneráveis à formação de rótulas plásticas ou colapso.

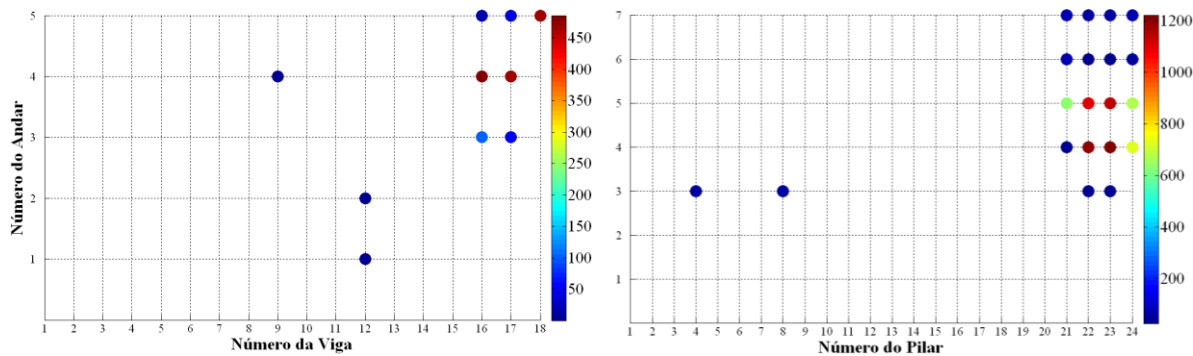


Figura 5.5 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares. Unidades em KN.m. Exemplo – CMV.

Assim, com o programa é possível detectar as zonas ou áreas onde as variações foram elevadas, além das zonas susceptíveis à formação de mecanismos plásticos e elementos que causam perda de rigidez na estrutura. Neste trabalho foi utilizado o segundo tipo de resultado gráfico do CMV (Figura 5.5) devido à grande quantidade de gráficos obtidos mostrando a localização exata das regiões com variações (Figura 5.4), tornando-se inviável a apresentação de todos esses.

6 – ANÁLISE NUMÉRICA

O estudo proposto foi realizado de forma numérica. Foi analisada uma estrutura já construída de oito andares, localizada na cidade da Califórnia e é utilizada como edifício residencial. O edifício tem uma área por andar de 425,441 m², com pé-direito de três metros por andar, com lajes nervuradas de 35 cm de espessura, e sistema estrutural de pórtico. No modelo estrutural não foram consideradas: caixa de elevadores, escadas, reservatório de água superior, e sistemas prediais elétricos, hidro sanitário, incêndio, ar-condicionado entre outros.

6.1 – DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O modelo da estrutura já construída é ilustrado na Figura 6.1. Nas Figuras 6.2 e 6.3 se podem observar as vistas em planta e em altura desse modelo. Nessas figuras, os elementos de cor vermelha correspondem aos pilares, os de cor azul às vigas e os elementos de cor cinza às lajes.

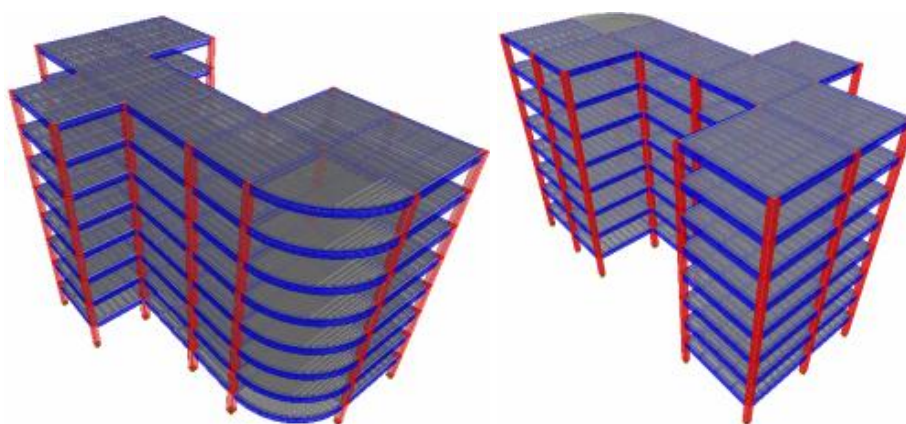


Figura 6.1 – Modelo original da estrutura em 3D.

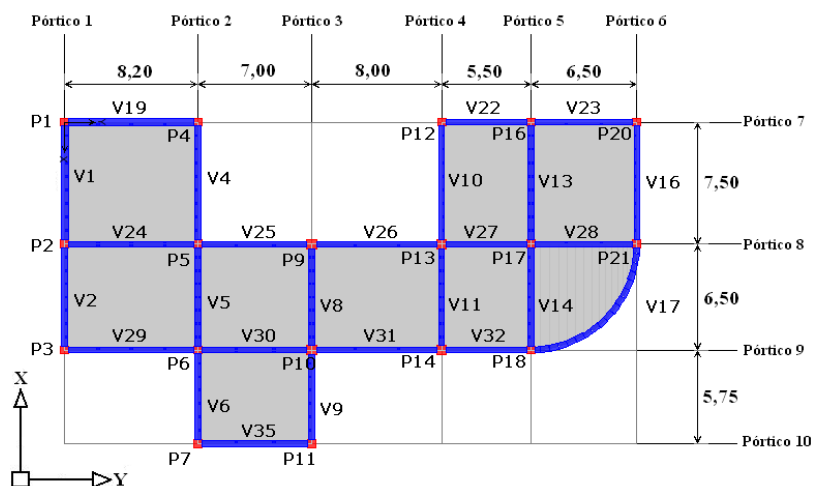


Figura 6.2 – Vista em planta do modelo original com os elementos numerados. Unidades em m.

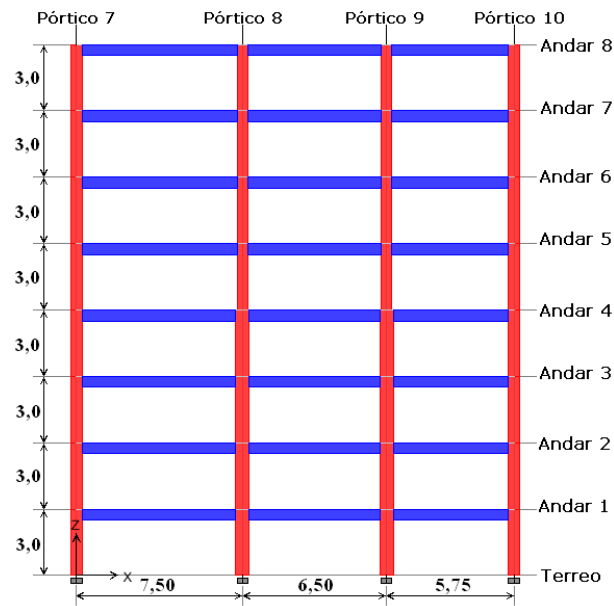


Figura 6.3 – Corte transversal do modelo original na direção X. Unidades em m.

As seções transversais das lajes, das vigas, dos pilares e os detalhes das condições de apoio da estrutura em estudo estão ilustrados e caracterizados nas Figuras 6.4 a 6.7 e nas Tabelas 6.1 e 6.2.

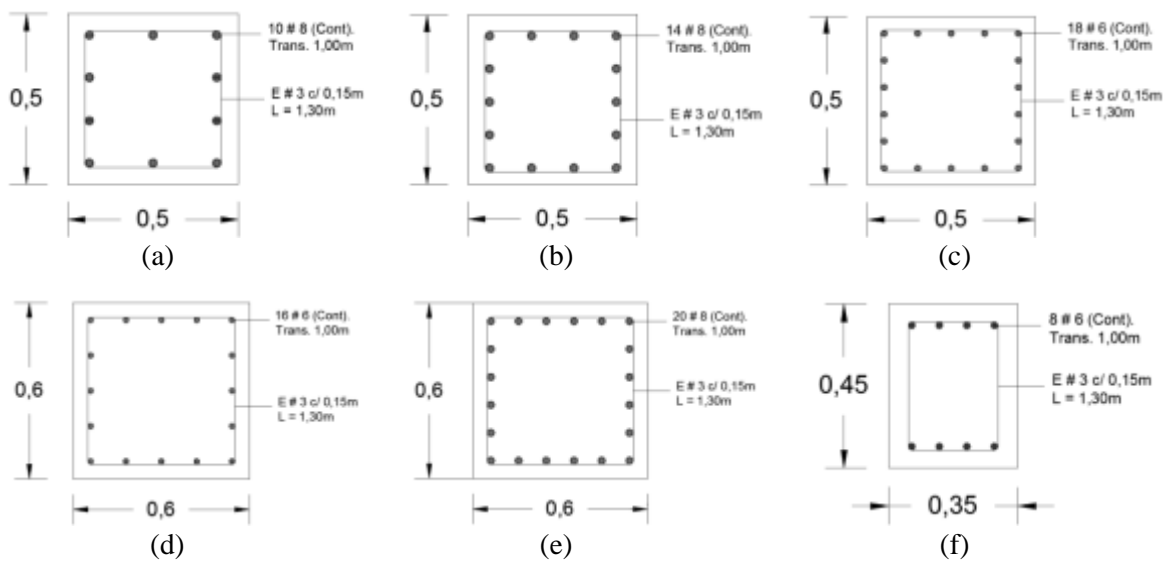


Figura 6.4 – Seção transversal dos elementos estruturais. Unidades em m.
(a), (b), (c) Pilar $0,50 \times 0,50 \text{m}^2$; (d), (e) Pilar $0,60 \times 0,60 \text{m}^2$; (f) Viga $0,35 \times 0,45 \text{m}^2$.

Tabela 6.1 – Seções transversais das vigas do modelo.

ELEMENTO	SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA
V1 a V18	$0,35 \times 0,45 \text{m}^2$

6.2 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS CONSIDERADAS

As propriedades dos materiais calculadas segundo as normas brasileira e colombiana estão listadas na Tabela 6.3. Uma vez que os valores resultam muito próximos foram adotados nesse trabalho os recomendados pela norma colombiana.

Tabela 6.3 – Propriedades dos materiais usadas no modelo.

	E_c [Mpa]	E_s [Mpa]	f_{ck} [Mpa]	γ [kg/m ³]
NBR6118	$0.85 * 5600\sqrt{F_{ck}} = 21300$	210000	20	2500
NSR-10	$4700\sqrt{F_{ck}} = 21500$	200000	21	2400

Nessa tabela, o f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, E_c é o módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal do concreto, E_s é o módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal do aço e γ é a massa específica do material.

6.3 – AÇÕES CONSIDERADAS

As ações normalmente consideradas em estruturas de edifícios de andares múltiplos são basicamente: permanentes, variáveis e excepcionais.

6.3.1 – Cargas permanentes

São as cargas constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos de todos os elementos fixos e instalações permanentes. As cargas de peso próprio dos elementos (vigas, pilares) são calculadas pelo ETABS (CSI, 2010) de acordo com as propriedades de cada elemento utilizado. É necessário introduzir o valor do peso da parede e do revestimento. Portanto, além do peso próprio calculado pelo ETABS (CSI, 2010) foi definida uma carga também permanente de 1,8 KN/m² conforme indicado nas normas da Colômbia e do Brasil para esses elementos não estruturais.

6.3.2 – Ações variáveis

São aquelas que variam de intensidade de forma significativa ao longo da vida útil da construção. Elas são classificadas em diretas e indiretas. A principal ação variável é a

sobrecarga ou carga de ocupação, que considera o valor das cargas que serão aplicadas na estrutura em função de seu uso. Outra ação variável pode ser originada pela variação da temperatura. A estrutura em estudo neste capítulo foi projetada como um edifício residencial; portanto, segundo as normas da Colômbia e do Brasil, para esse tipo de estruturas pode-se adotar uma sobrecarga de serviço de 1,8 KN/m².

6.3.3 – Ações do sismo

Neste trabalho foi utilizado o registro do sismo ocorrido na cidade de El Centro localizada no extremo sul da Califórnia (Estados Unidos da América), em 1940. Este registro contém uma gama de frequências comuns a outros sismos sendo muito empregado em análises dinâmicas nas fases preliminares de projeto e em estudos de pesquisa acadêmica. Para este sismo, a faixa de frequências dominante está entre 1,0 e 2,5 Hz (Bozzo, 2004). O terremoto atingiu magnitude de 7,1 na escala de Richter, com uma duração de 40 segundos e causando uma falha superficial de aproximadamente 65 quilômetros (<http://peer.berkeley.edu>).

Nas Figuras 6.8, 6.9 e 6.10 são apresentadas as componentes Norte-Sul, Leste-Oeste e Vertical das acelerações registradas no sismo de El Centro. A componente Norte-Sul corresponde à direção ortogonal *Y* da estrutura em análise (ver Figura 6.2), a componente Leste-Oeste à direção ortogonal *X* e a vertical à direção ortogonal *Z*.

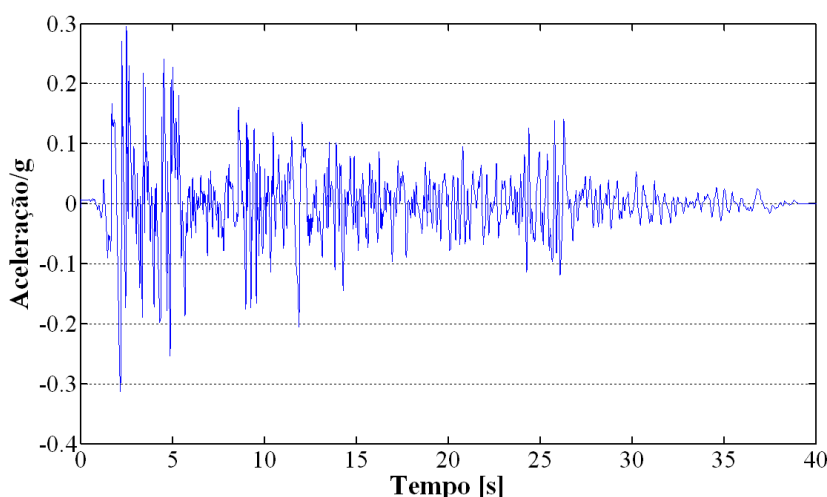


Figura 6.8 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Leste-Oeste, Direção *X* – Figura 6.2).

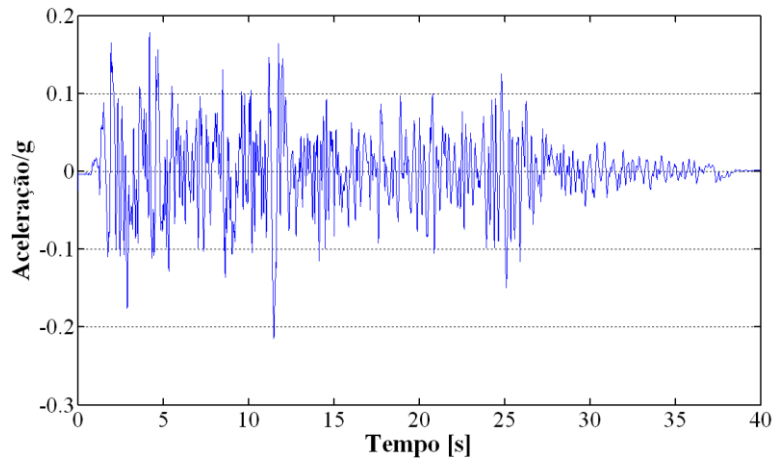


Figura 6.9 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Norte-Sul, Direção Y – Figura 6.2).

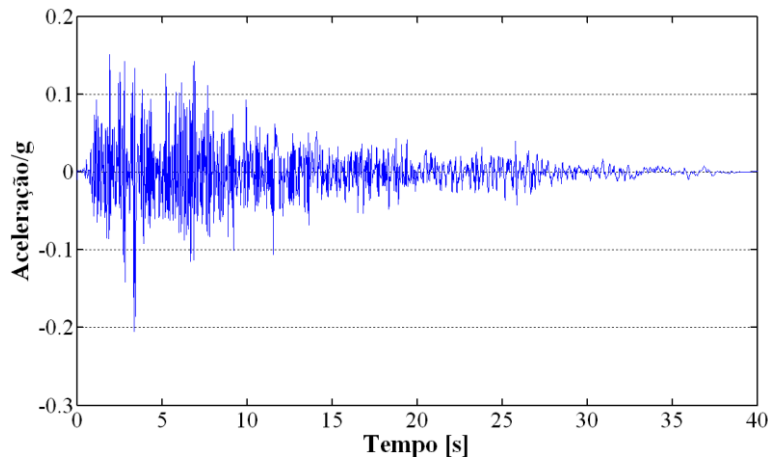


Figura 6.10 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente Vertical).

Essas acelerações descrevem o movimento sísmico do solo e são registradas por um instrumento básico chamado sismógrafo. O sismógrafo registra a aceleração do solo e ele deve ser preciso o suficiente para que seja capturada toda a aceleração em cada intervalo de tempo. Geralmente, o intervalo de tempo de captura situa-se entre um e dois centésimos de segundo. Os registros usados neste trabalho contêm os valores das acelerações do sismo em relação à aceleração da gravidade e com espaços de tempo $\Delta_t = 0,01$.

6.4 – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Foram realizadas diversas simulações numéricas da estrutura acima mencionada, aplicando as três componentes do registro de acelerações de El Centro e fazendo diferentes tipos de análise. Nesse estudo foram utilizadas as normas sismo-resistentes da Colômbia

(NRS-10, AIS, 2010), do Brasil (NBR 15421, ABNT, 2006) e as normas americanas ATC-40 (ASCE, 1996) e FEMA 356 (ASCE, 2000).

6.4.1 – Primeira etapa

Inicialmente, a estrutura é considerada simétrica, ou seja, sem irregularidades em sua forma, tornando-se o caso de referência. Nesta etapa foram usados os métodos da Força Horizontal Equivalente e o Método de análise espectral fornecidos pelas normas NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006). O objetivo principal desta etapa foi verificar se a estrutura do caso de referência está em conformidade com determinados requisitos estabelecidos nas normas, como deslocamentos absolutos e deslocamentos relativos para conhecer a rigidez lateral da estrutura.

Foram usados os carregamentos permanentes, a sobrecarga de serviço e os dados da localização da estrutura para calcular o coeficiente sísmico S_a (NSR-10, AIS, 2010) ou C_s (NBR 15421, ABNT, 2006) e com esse valor calcular os efeitos produzidos pelo sismo no ETABS (CSI, 2010) usando o método da força horizontal equivalente.

6.4.1.1 – Caso de referência

Tomando como base a estrutura da Figura 6.1, foi construído um modelo simplificado considerando a estrutura simétrica (Figura 6.11), ou seja, sem irregularidades em sua forma; trabalha-se, portanto, com uma estrutura modificada. As dimensões em planta e altura são iguais às das Figuras 6.2 e 6.3.

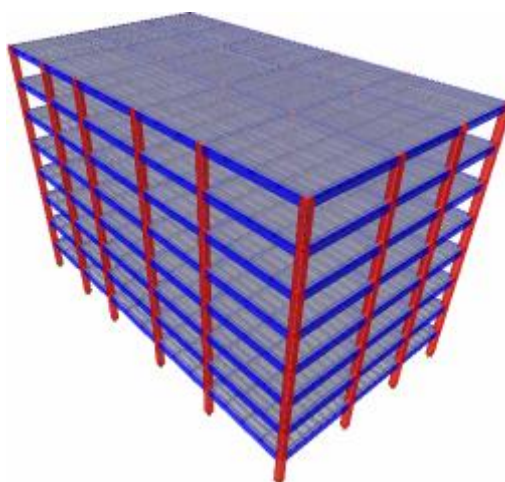


Figura 6.11 – Modelo simplificado – caso de referência.

Os elementos estruturais foram numerados conforme a Figura 6.12. Essa numeração se repete em todos os andares da estrutura e foi usada ao longo do trabalho para identificar as vigas e os pilares.

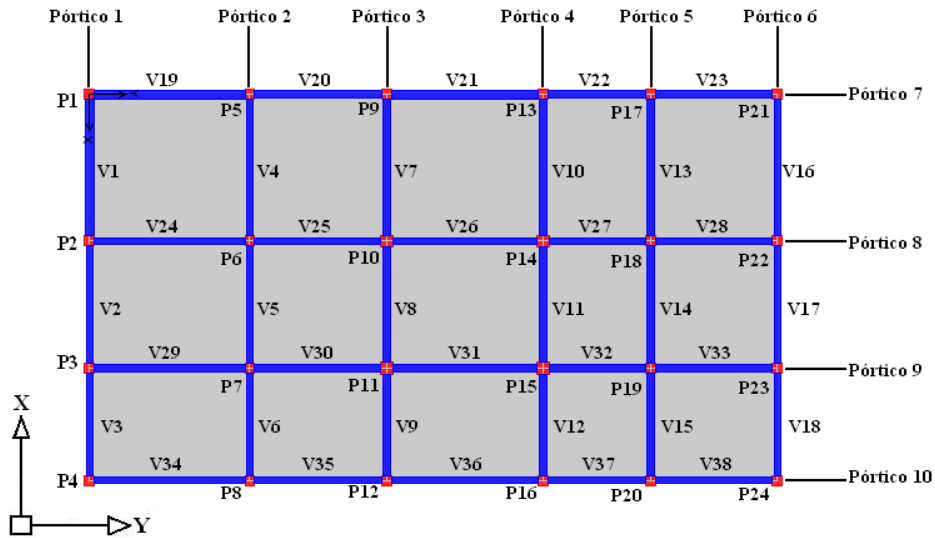


Figura 6.12 – Vista em planta do caso de referência com os elementos numerados.

6.4.1.2 – Análise estática

a. NSR-10 (AIS, 2010)

No caso da norma NSR-10 (AIS, 2010), o valor do coeficiente de resposta sísmica descrito no capítulo 4 será igual ao valor de S_a (Equação 4.4). Na Tabela 6.4 estão definidos os principais fatores e coeficientes fornecidos pela norma e que dependem da localização da obra, classe do terreno e categoria de utilização, como foi explicado no item 4.1 e que foram utilizados para o cálculo de S_a .

Tabela 6.4 – Coeficientes usados para o cálculo de S_a .

h [m]	C_t	I	A_a	A_v	F_a	F_v
24	0,047	1,0	0,05	0,05	2,5	3,5

Para calcular o S_a é necessário conhecer o período fundamental da estrutura, o qual está em função da altura da edificação como foi definido no item 4.1.1. O valor desse período é o seguinte:

$$T = C_t h^\alpha = 0,047 * 24^{0,9} = 0,821 \text{ s} \quad (6.1)$$

Usando os dados da Tabela 6.2 e o valor do T , o S_a , que é um valor adimensional, resulta:

$$S_a = \frac{1,2A_v F_v I}{T} = \frac{1,2(0,05)(3,5)(1,0)}{0,821} = 0,25582 \quad (6.2)$$

Inserindo o valor calculado na Equação (6.2) no ETABS (CSI, 2010), as forças na base resultantes obtidas mediante o método da força horizontal equivalente são:

$$V_x = V_y = 9316 \text{ KN} \quad (6.3)$$

b. *NBR 15421 (ABNT, 2006)*

Na Tabela 6.5 são apresentados os fatores usados para o cálculo do coeficiente sísmico C_s . Neste caso, a NBR 15421 (ABNT, 2006) indica o cálculo do período fundamental T da mesma forma que a norma colombiana Logo, será usado o mesmo valor obtido na Equação (6.1).

Tabela 6.5 – Coeficientes usados para o cálculo de C_s .

I	R	C_a	C_v	a_g
1,0	8,0	0,05	2,5	0,025g

Utilizando a Equação (4.14), o valor do coeficiente sísmico C_s é o seguinte:

$$a_{gs1} = C_v a_g = 2,50 * 0,025(9,81) = 0,6131 \text{ m/s}^2$$

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} = \frac{2,5(0,6131/9,81)}{0,821 * (8,0/1,0)} = 0,01953 \quad (6.4)$$

Logo, as forças na base usando o C_s e o ETABS (CSI, 2010) são as seguintes:

$$V_x = V_y = 711 \text{ KN} \quad (6.5)$$

A força sísmica calculada sem considerar o fator de dissipação de energia R resulta:

$$V_x = V_y = 5690 \text{ KN} \quad (6.6)$$

Neste caso, o valor força na base foi bem menor em relação à calculada pela NSR-10 (AIS, 2010). Isto é porque o coeficiente C_s da NBR 15421 (ABNT, 2006) é afetado pelo fator R reduzindo as forças resultantes uma vez que se assume que a energia produzida pelo sismo é dissipada através da ductilidade dos componentes da estrutura. Na NSR-10 (AIS, 2010) as forças devidas aos sismos são afetadas pelo fator dissipação de energia R apenas na hora de projetar os elementos estruturais.

6.4.1.3 – Análise dinâmica espectral

A função espectral resulta do espectro elástico de projeto calculado de acordo com as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006) e correspondem à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento igual a 5%. Esses espectros de projeto foram considerados em cada uma das direções ortogonais X e Y (Figura 6.12), para compor a carga da estrutura a partir de uma combinação de 100% da carga horizontal aplicada em uma direção com 30% da carga aplicada na direção perpendicular a esta como recomendam as normas.

a. NSR-10 (AIS, 2010)

Usando o método descrito no item 4.1.2 e os dados da Tabela 6.2, o espectro de projeto resultante é ilustrado na Figura 6.13.

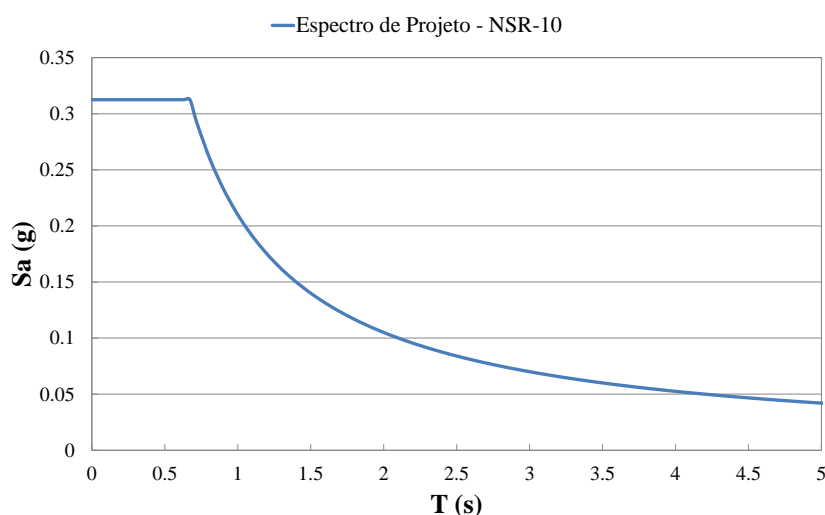


Figura 6.13 – Espectro de resposta de projeto para um fator de amortecimento de 5%, NSR-10 (AIS, 2010).

As forças resultantes na base são as seguintes:

$$\begin{aligned} V_x &= 7419 \text{ KN} \\ V_y &= 7278 \text{ KN} \end{aligned} \quad (6.7)$$

A relação entre a força sísmica determinada pelo processo espectral em ambos os casos, em relação à força obtida pelo método estático (Equação 6.3) não deve ser inferior a 80% segundo a norma colombiana. No caso em estudo, essa relação é igual a 79%, sendo inferior então aos 80% estabelecidos no item 4.1.2, é necessário portanto fazer a correção nos resultados obtidos. Por conseguinte, os deslocamentos relativos obtidos em cada uma das direções de estudo com a análise espectral foram multiplicados pelos seguintes fatores de modificação onde, V_s é o cortante na base obtido usando o método da Força Horizontal Equivalente e V_{tj} é o cortante obtido usando o método dinâmico espectral:

$$\begin{aligned} f_X &= 0,80 * \frac{V_s}{V_{tj}} = 0,80 * \frac{9315,50}{7419,09} = 1,005 \\ f_Y &= 0,80 * \frac{V_s}{V_{tj}} = 0,80 * \frac{9315,50}{7277,94} = 1,024 \end{aligned} \quad (6.8)$$

O ETABS calcula os deslocamentos relativos por meio da Equação (4.14) e a partir da força resultante da análise espectral sendo resumidos num gráfico mostrando o valor máximo por andar. Esses deslocamentos relativos foram multiplicados pelos fatores de modificação da Equação (6.8) e os resultados são apresentados na Figura 6.14. Para o modelo analisado e segundo a norma colombiana, o deslocamento relativo máximo não pode ser maior que 3,0 cm (Tabela 4.8).

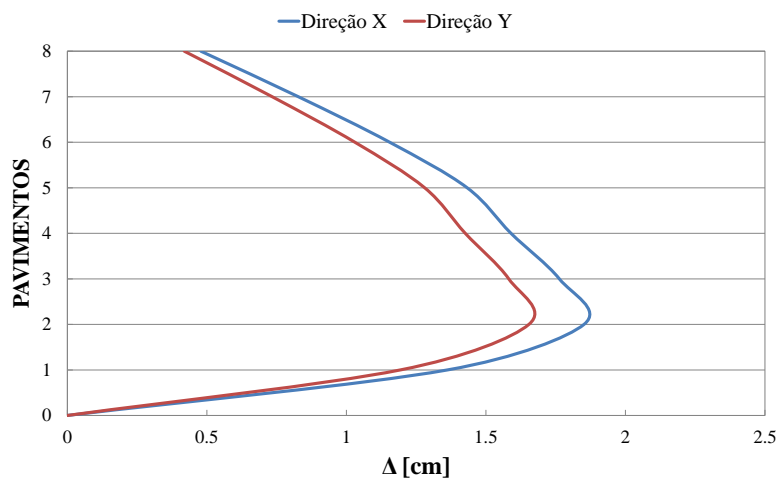


Figura 6.14 – Deslocamentos relativos, NSR-10 (AIS, 2010).

Na Figura 6.14, pode-se verificar que o máximo deslocamento na direção X foi 2,00 cm e na direção Y de 1,76 cm. Em ambos os casos, os deslocamentos não ultrapassaram o deslocamento máximo permitido pelas normas. Na figura pode-se observar que o maior valor dos deslocamentos ocorreu no 2º pavimento, isto acontece uma vez que as vigas e os pilares desse pavimento têm secções transversais pequenas tornando esse andar flexível e com baixa rigidez lateral.

Pode-se observar também na Figura 6.14 que a rigidez lateral na direção X é inferior à rigidez lateral na direção Y , por apresentar os maiores deslocamentos relativos. É por isso que neste trabalho foram analisados apenas os pórticos localizados na direção X , pois esses são os mais susceptíveis ao colapso devido à sua baixa rigidez lateral.

b. NBR 15421 (ABNT, 2006)

Considerando a norma Brasileira e aplicando a método descrito no item 4.2.2 juntamente com os dados da Tabela 6.3, o espectro de projeto resultante é ilustrado na Figura 6.15.

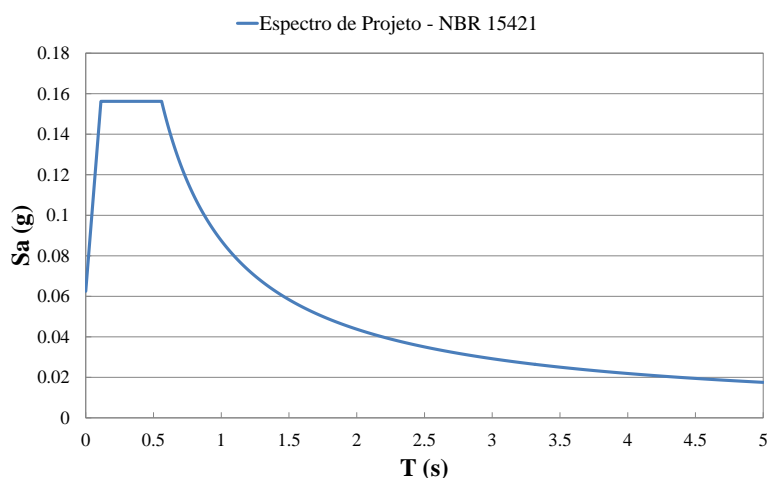


Figura 6.15 – Espectro de resposta de projeto com um fator de amortecimento de 5%, NBR 15421 (ABNT, 2006).

As forças resultantes na base, apresentadas pelo programa na direção X e Y são as seguintes:

$$\begin{aligned} V_x &= 3111 \text{ KN} \\ V_y &= 3053 \text{ KN} \end{aligned} \tag{6.9}$$

Neste caso não é necessário comparar as forças obtidas pelo processo espectral com as forças calculadas usando o método da força horizontal equivalente, uma vez que o fator de modificação definido na Equação (4.22) não se aplica aos deslocamentos absolutos e relativos como foi explicado no item 4.2.2.

Vale ressaltar que as forças calculadas com a NSR-10 (AIS, 2010) foram superiores em relação às forças calculadas com a norma NBR 15421 (ABNT, 2006). Isto acontece porque na NBR 15421 (ABNT, 2006) exige para a zona sísmica 4, zona mais crítica, uma aceleração de projeto de 0,15g, enquanto na NSR-10 (AIS, 2010) esse valor corresponde à zona sísmica 1, ou seja, zona de baixa sismicidade. As diferenças observadas nas duas normas se explicam devido à pouca atividade sísmica que tem o Brasil em relação à Colômbia.

Os deslocamentos relativos são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa nas elevações acima e abaixo do pavimento em questão. Os deslocamentos absolutos são calculados utilizando a Equação (4.23). A NBR 15421 (ABNT, 2006) sugere que todas as respostas obtidas em termos de deslocamentos absolutos relativos devem ser multiplicadas pelo fator C_d/R , sendo neste caso C_d igual a 5,5. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 6.16.

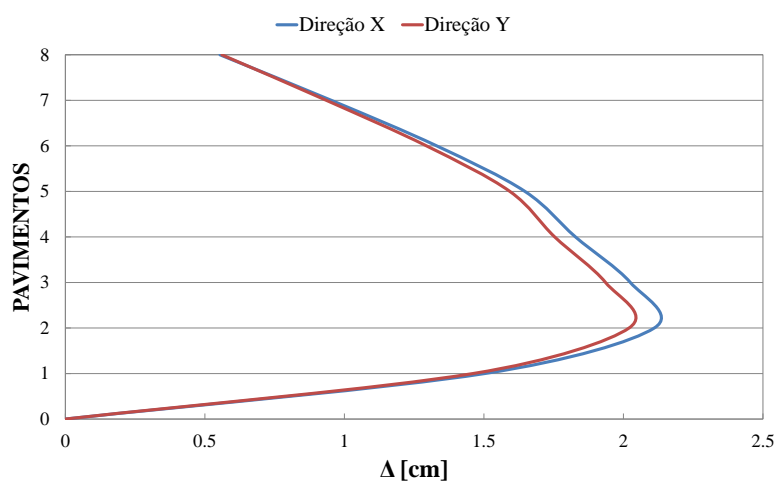


Figura 6.16 – Deslocamentos relativos, NBR 15421 (ABNT, 2006).

Para o modelo analisado e segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), o deslocamento máximo não pode ser maior que 6,0 cm. Na Figura 6.16, o máximo deslocamento na direção X foi 1,97 cm e na direção Y de 1,93 cm. Em ambas as direções, os deslocamentos não ultrapassaram o deslocamento máximo permitido, por conseguinte, cumprem o

requisito da norma NBR 15421 (ABNT, 2006). Assim como observado já na Figura 6.14, o 2° pavimento apresentou o maior valor de deslocamento. Além disso, a Figura 6.16 indica também que a rigidez lateral na direção X é inferior à rigidez lateral na direção Y .

6.4.2 – Segunda etapa

Nesta etapa foi estudada a influência das irregularidades estruturais descritas nas normas NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006) (item 4.1.4) no comportamento estrutural, com o intuito de conhecer a importância dessas no projeto sísmo-resistente e no comportamento e desempenho estrutural.

Como já mencionado, na primeira etapa foi analisado o comportamento da estrutura simplificada (chamada caso de referência) da Figura 6.11 frente ao carregamento provocado pelo sismo de El Centro. Posteriormente foram sendo introduzidas irregularidades na configuração dessa estrutura de referência, de forma a poder estudar como os esforços vão se modificando a medida que se consideram as irregularidades descritas no item 4.1.4 até se chegar à estrutura original da Figura 6.1. Para o cálculo desses esforços foi feita uma análise dinâmica com históricos de acelerações no tempo (*time history*) explicitada no item 5.1.3, com intervalos de tempo de 0,01 segundos durante os 40 segundos de duração do sismo. Também foi feita uma análise estática não linear ou *pushover* para o cálculo da curva de capacidade resistente da estrutura, a qual será usada para o cálculo do coeficiente de dissipação de energia R a fim de conhecer a influência das irregularidades no desempenho e na ductilidade da estrutura. São apresentadas as curvas de capacidade obtidas mediante a análise não linear, os modelos bilineares dessas curvas e o valor do coeficiente de dissipação de energia.

Por último, no Anexo II são apresentados mais detalhes de como foram introduzidos os dados para obter as respostas da análise dinâmica linear e não linear (*pushover*) no ETABS (CSI, 2010).

6.4.2.1 – Caso de referência

Como este é o caso base, não é apresentado nenhum resultado de variação de efeitos ou esforços. Apenas é apresentada a curva de capacidade e o cálculo do coeficiente de dissipação de energia R .

A técnica *pushover* foi usada para fazer uma estimativa de como a capacidade da estrutura de resistir cargas laterais vai variando à medida que a estrutura vai apresentando

irregularidades em planta e na vertical, além do cálculo do coeficiente de dissipação de energia R . Como foi mencionado antes, apenas vão ser analisados os pórticos localizados na direção ortogonal X devido à baixa rigidez lateral. Fazendo a análise *pushover*, a curva de capacidade resistente lateral da edificação na direção X é ilustrada na Figura 6.17.

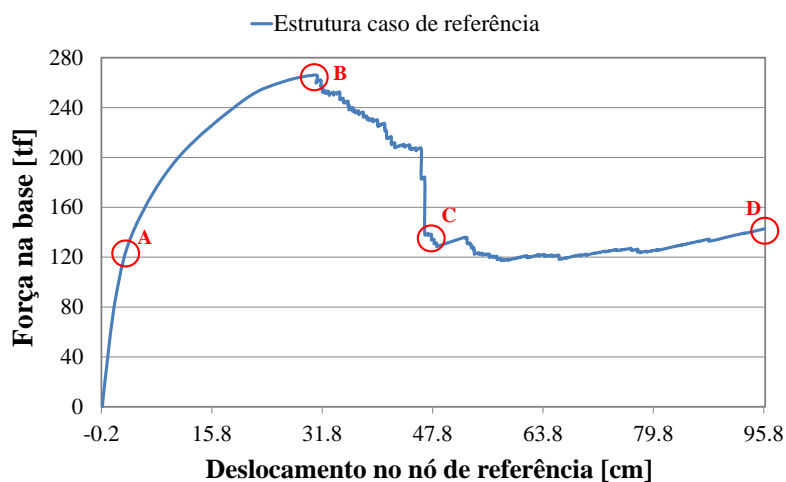


Figura 6.17 – Curva de capacidade resistente do caso de referência na direção X .

Pode-se observar na figura anterior que a partir do início e até o ponto “A” a estrutura tem comportamento aproximadamente linear; do ponto “A” ao ponto “B” a estrutura entra na faixa não linear e as rótulas plásticas começam a aparecer nas vigas e nos pilares; e do ponto “B” até o ponto “C” observa-se a formação dos sistemas plásticos e o colapso de alguns elementos estruturais. Nesta faixa a funcionalidade para a qual a estrutura foi concebida acaba. Também se pode observar que a partir do ponto “C” até o ponto “D” houve um ligeiro aumento da capacidade da estrutura para resistir às cargas laterais. Isto é porque quando a estrutura atinge o deslocamento que caracteriza o ponto “C” é criado um novo sistema estrutural, ou seja, a estrutura deformada constitui um novo sistema estrutural que ainda suporta carga. O ponto “D” representa o colapso total da estrutura. Neste trabalho será apresentada apenas a curva de capacidade até o ponto B porque esse ponto representa o colapso do primeiro elemento estrutural.

Com o objetivo de facilitar o cálculo da ductilidade e o coeficiente de dissipação de energia R da estrutura, é conveniente trabalhar com um modelo bilinear da curva de capacidade da Figura 6.17, que foi explicado no item 4.3.3. O modelo bilinear para a estrutura simétrica é mostrado na Figura 6.18.

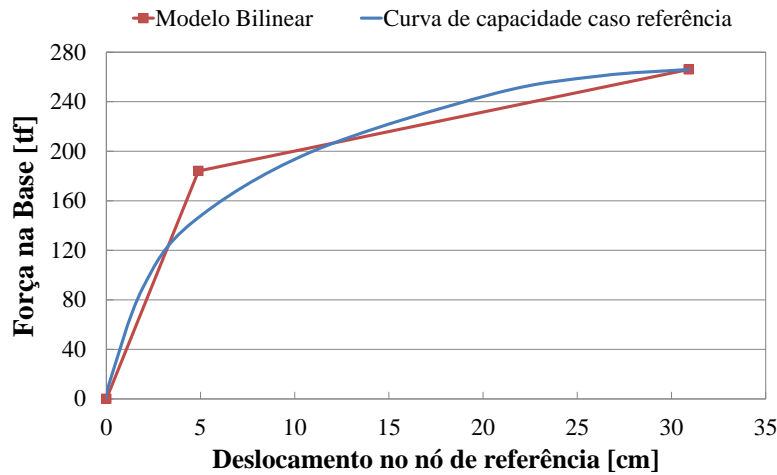


Figura 6.18 – Modelo bilinear do caso de referência.

A ductilidade (μ) da estrutura pode-se calcular comparando o deslocamento de colapso (δ_U) com o deslocamento de escoamento (δ_Y) como foi explicado no item 4.3.3. Para a estrutura simétrica o valor da ductilidade disponível é o seguinte:

$$\mu = \frac{\delta_U}{\delta_Y} = \frac{30,92 \text{ cm}}{4,89 \text{ cm}} = 6,328 \approx 6,33 \quad (6.10)$$

O período fundamental da estrutura simétrica é de 0,8759 s. Sendo o período da estrutura maior que 0,5 s, o coeficiente de dissipação de energia é o seguinte:

$$R = \mu = 6,33 \quad (6.11)$$

Segundo a NSR-10 (AIS, 2010), para esse sistema estrutural sem irregularidades em sua forma, o valor de R é igual a 7 e corresponde a estruturas com uma ductilidade elevada e que têm uma capacidade de dissipação de energia muito grande durante o sismo. Entretanto a NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta um R igual a 8 para o mesmo tipo de estrutura. Comparando esses valores com o encontrado com a Equação (6.11), pode-se observar que o R calculado com o *pushover* é bem menor em relação ao R da norma brasileira e próximo ao valor da norma Colombiana.

O valor R da norma Brasileira é alto em virtude de permitir a esses tipos de estruturas um deslocamento relativo de 2%, o que significa uma estrutura com uma maior flexibilidade em relação à norma Colombiana, que permite apenas 1%. Segundo Falconi (2007) para ter deslocamentos relativos menores que 1% a estrutura tem que ser muito

rígida, ou seja, não se pode usar um valor de R muito alto, e os elementos estruturais precisam ser robustos, ou seja, com seções transversais grandes. É por isso que o valor do R da norma Colombiana é menor em relação à norma Brasileira. As diferenças observadas nas duas normas se explicam devido à pouca atividade sísmica que tem o Brasil em relação à Colômbia.

O valor obtido da Equação (6.11) será comparado com resultados dos modelos com irregularidades em sua forma a fim de conhecer a influência das irregularidades no desempenho e na capacidade resistente da estrutura.

6.4.2.2 – Estrutura com irregularidades em planta

Neste trabalho foram estudadas as variações na distribuição dos momentos fletores nos elementos da estrutura simplificada quando são introduzidas irregularidades em planta descritas nas normas NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421:2006 (ABNT, 2006) (ver o item 4.1.4). Essas irregularidades são chamadas de “Recortes nos Cantos” ou “Irregularidade 1P” e “Descontinuidades no Diafragma” ou “Irregularidade 2P”, estão ilustradas na Figura 6.19.

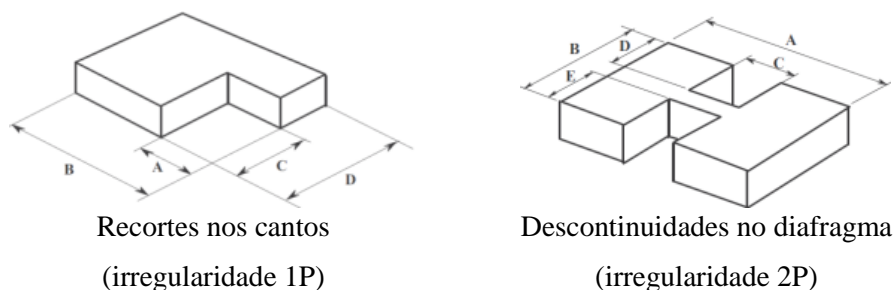


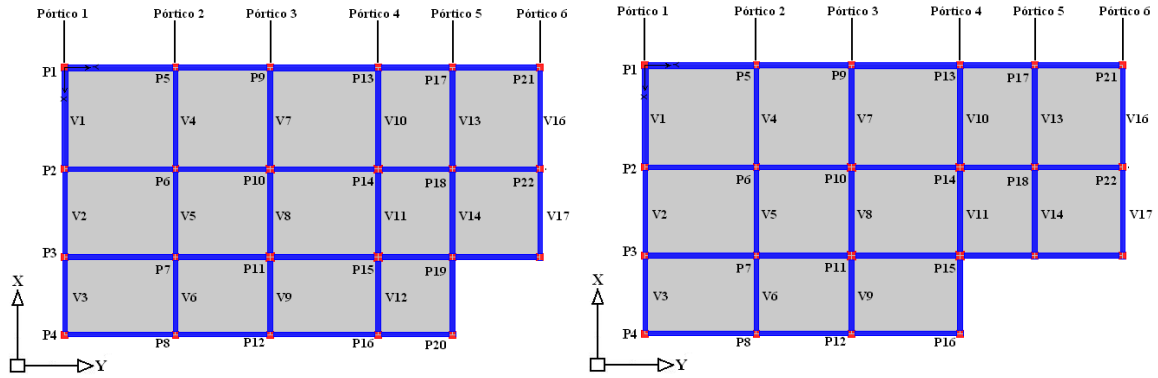
Figura 6.19 – Irregularidade em planta, NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006).

Em cada caso, foram feitos recortes nas lajes com o objetivo de simular cada irregularidade e conhecer sua influência no comportamento da estrutura, mas não foram modificadas as propriedades dos materiais, as seções transversais, restrições de apoio, etc. Esses casos são explicados a seguir.

a. *Recortes nos cantos – irregularidade 1P*

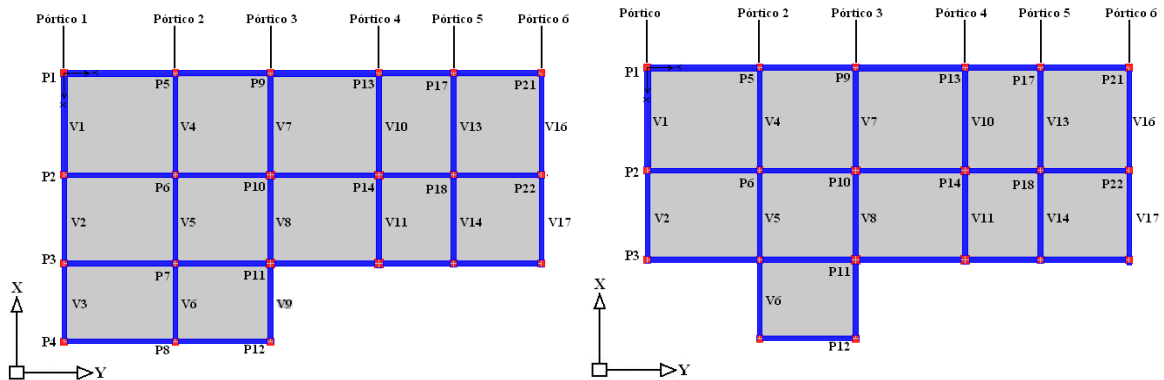
Para a modelagem e análise de resultados desta irregularidade, foram definidos oito modelos, sendo A1, A3, A5 e A7 quando a irregularidade foi localizada apenas no último andar, e A2, A4, A6 e A8 quando essa mesma irregularidade foi introduzida

também nos andares restantes da estrutura. A Figura 6.20 corresponde à vista em planta dos casos modelados, onde os elementos de cor vermelha indicam os pilares, os elementos de cor azul as vigas e os elementos de cor cinza as lajes.



(a) Modelos A1, A2

(b) Modelos A3, A4



(c) Modelos A5, A6

(d) Modelos A7, A8

Figura 6.20 – Modelos analisados considerando recortes nos cantos (irregularidade 1P), vista em planta.

Foi comparada a envoltória de momento fletor da estrutura do caso de referência com a envoltória de momento obtida para cada caso descrito na Figura 6.20. Os resultados obtidos no CMV dessa comparação estão resumidos na Figura 6.21. Nessa figura é possível observar o número de elementos que apresentaram variação no momento fletor calculado inicialmente, seja inversão de sinal ou acréscimo no valor dos momentos (mudança percentual).

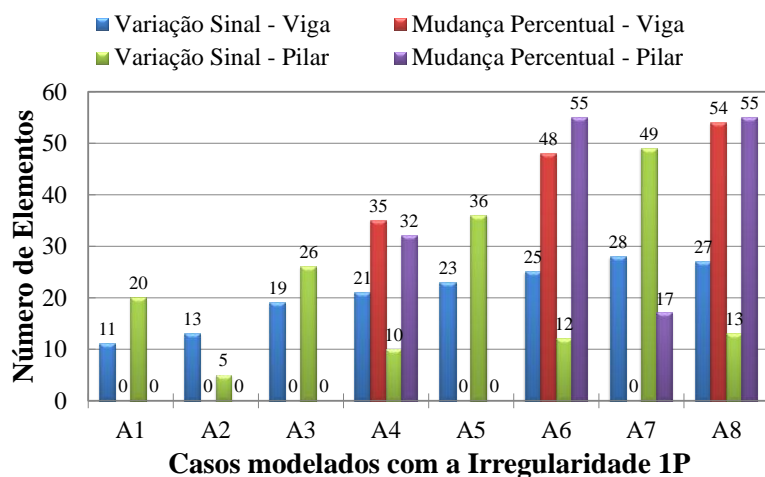


Figura 6.21 – Resultados das variações de momentos fletores nos modelos analisados considerando recortes nos cantos (irregularidade 1P).

- Modelo A1

Para este modelo foram observadas apenas inversões de sinal dos momentos fletores. Os resultados obtidos no CMV são apresentados nas Figuras 6.22 (a) e 6.22 (b) onde se ilustra a magnitude dessas variações nos elementos.

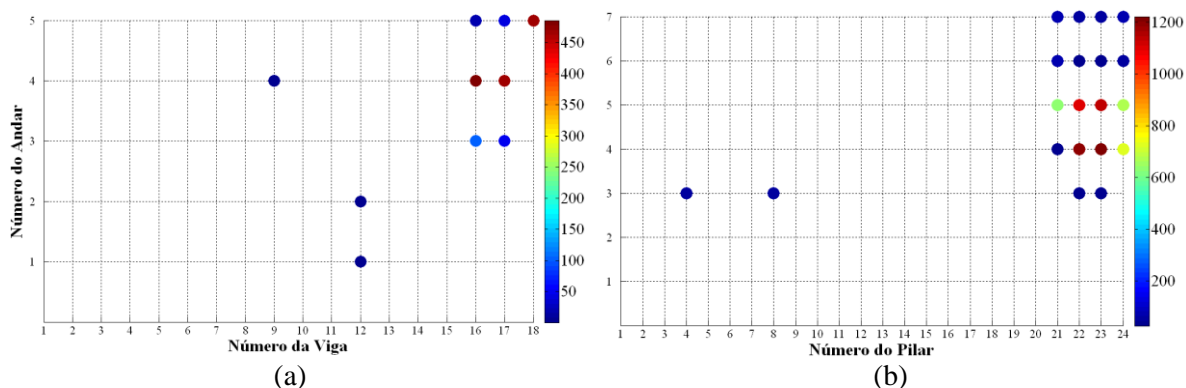


Figura 6.22 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m. Modelo A1 – CMV.

Na Figura 6.22 (a) pode-se observar que as vigas mais críticas são a 16, 17 (quarto andar) e 18 (quinto andar), localizadas no pórtico 6 da estrutura (ver Figura 6.20 (a)). Esses elementos situam-se perto da zona onde se localizou a irregularidade, apresentando uma magnitude da variação superior a 400 KN.m. Na Figura 6.22 (b) se pode observar que as maiores magnitudes das variações se apresentaram nos últimos pilares da edificação que estão localizados perto da irregularidade, com variações de até 1200 KN.m. É importante dizer que no quarto andar perto dos pilares 21, 22, 23 e 24 onde está localizada a junção do

pilar com a viga houve inversão de sinal. Nesta junção também as vigas tiveram inversão de sinal nos extremos, por conseguinte, pode-se afirmar que a junção é importante porque é uma zona muito suscetível à formação de rótulas plásticas.

- Modelo A2

Neste modelo a estrutura foi modificada considerando um retrocesso no canto inferior em todos os andares. Para este modelo foram observadas variações no sinal dos momentos fletores nas vigas. Os resultados obtidos no CMV são apresentados na Figura 6.23.

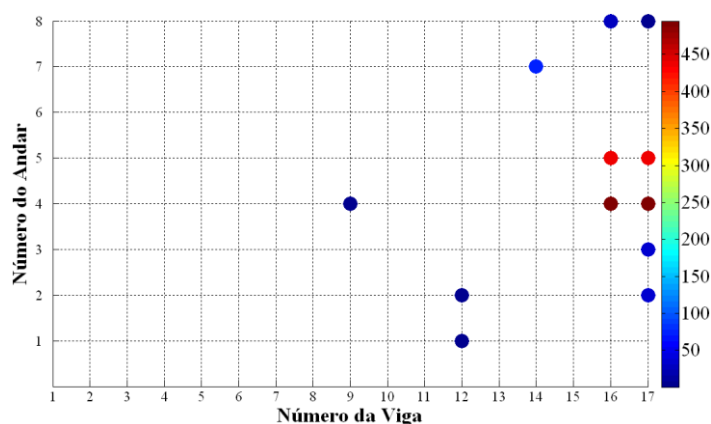


Figura 6.23 – Magnitude da variação de momento fletor nas vigas, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A2 – CMV.

Neste caso, as magnitudes das variações mais importantes se apresentaram nas vigas 16 e 17 localizadas no quarto e quinto andar do pórtico 6 (ver Figura 6.20 (c)), com variações de até 450 KN.m. É importante dizer que nesses elementos houve inversão de sinal nos seus extremos, sendo uma zona importante devido à possível formação de mecanismos plásticos.

- Modelo A3

Neste caso foi considerado um retrocesso no canto inferior apenas no último andar, maior ao estudado nos casos anteriores. Foram observadas alterações nos sinais dos momentos fletores (Figuras 6.24 (a) e 6.24 (b)).

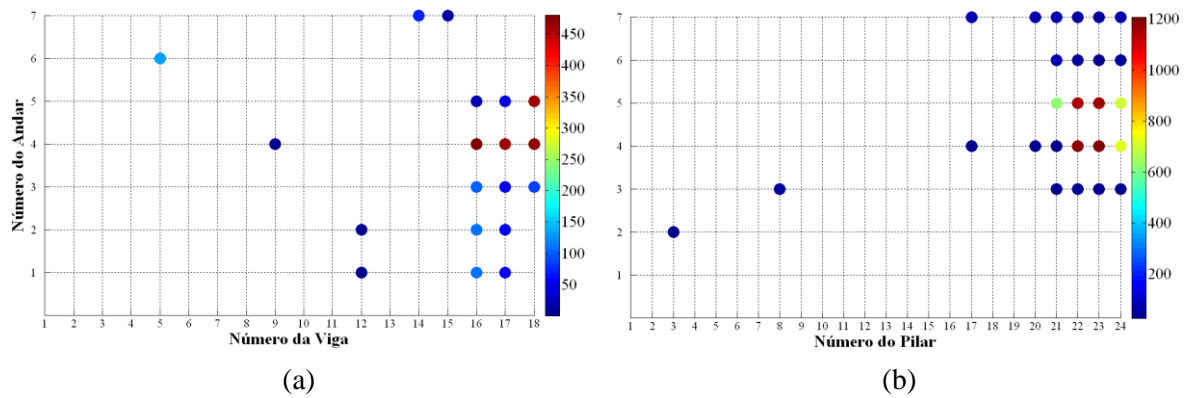


Figura 6.24 – Magnitude da variação de momento fletor nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A3 – CMV.

A magnitude da inversão de sinal nos momentos fletores neste caso foi maior que nos casos anteriores (vigas 16 e 17 no quarto andar). Houve elementos localizados nos pórticos 2 e 3 (ver Fig. 6.20(b)) que apresentaram inversão de sinal com magnitudes menores que 50KN.m. No caso dos pilares, a situação de inversão de sinal do momento fletor aumentou nos pilares do ultimo pórtico da estrutura em comparação com os resultados anteriores, com resultados críticos nas junções pilar-viga.

Portanto, segundo os resultados das figuras anteriores, pode-se afirmar que à medida que as irregularidades são introduzidas no modelo simplificado (caso de referência), as inversões de sinais vão aparecendo em vigas e pilares perto da zona onde está localizada a irregularidade. Isso é logico porque a continuidade estrutural é interrompida em alguns elementos mudando a forma com que os esforços são distribuídos e alterando os mecanismos de transmissão de carga lateral.

- Modelo A4

Neste caso a estrutura simplificada foi modificada considerando também o mesmo retrocesso no canto inferior estudado no caso anterior, porém se repete em todos os andares. Neste modelo observaram-se inversões de sinais dos momentos fletores (Figura 6.25) apenas nas vigas, e mudanças percentuais nos valores dos mesmos (Figuras 6.26 (a) e 6.26 (b)) em ambos os elementos estruturais, pilares e vigas. A inversão de sinal dos momentos fletores nos pilares foi quase nula, por conseguinte, não é ilustrado nenhum resultado para esse elemento.

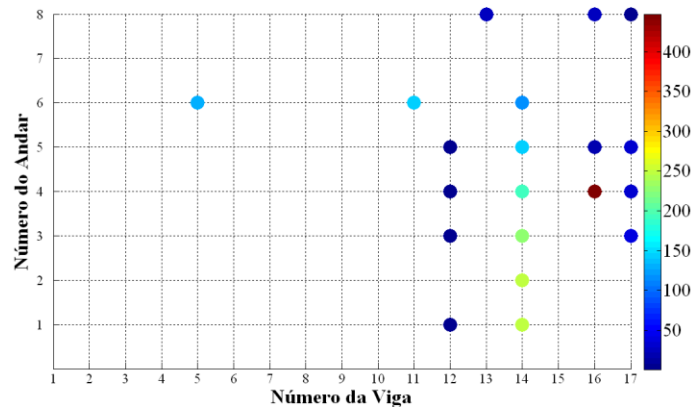


Figura 6.25 – Magnitude da variação dos momentos fletores nas vigas, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A4 – CMV.

Neste caso, as inversões de sinal dos momentos fletores se apresentaram nas vigas 12, 13, 14, 15, 16 e 17, localizadas nos pórticos 4, 5 e 6 (ver Figura 6.20(c)) onde a irregularidade foi provocada, apresentando magnitudes menores em comparação com os modelos anteriores.

No caso das alterações de momentos fletores conservando o mesmo sinal da estrutura do caso de referência, serão apresentadas as alterações superiores a 5% do valor do momento da estrutura do caso de referência, assumindo que o coeficiente de segurança da estrutura vai cobrir variações abaixo desse valor. Os resultados são mostrados a seguir na Figura 6.26.

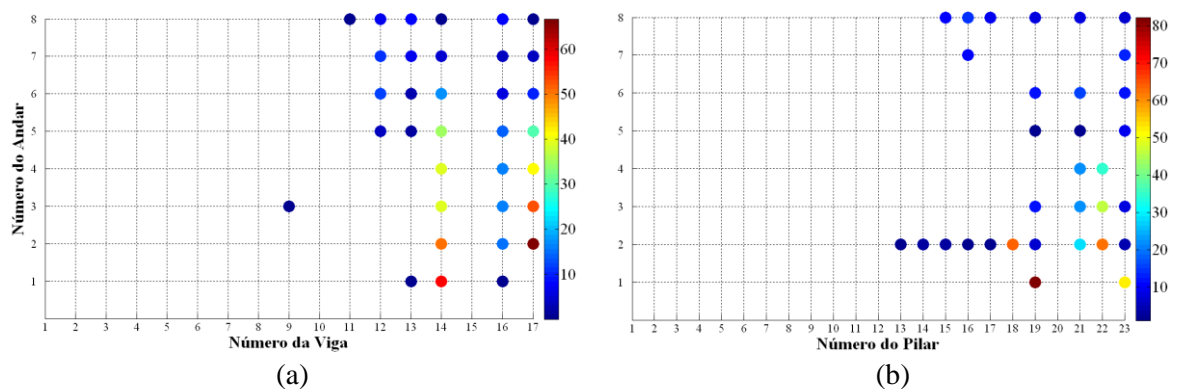


Figura 6.26 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A4 – CMV.

Pode-se observar que todas as variações percentuais de momentos fletores nas vigas se apresentaram nos pórticos onde estão as irregularidades, neste caso, nos dois últimos pórticos. As magnitudes em todos os elementos não ultrapassaram 60KN.m.

- Modelo A5

Neste caso o modelo considerado apresenta um retrocesso no canto inferior apenas no último andar, ainda maior ao estudado nos casos anteriores. Para este modelo foram registradas inversões do sinal dos momentos fletores (Figuras 6.27 (a) e 6.27 (b)) em vigas e pilares.

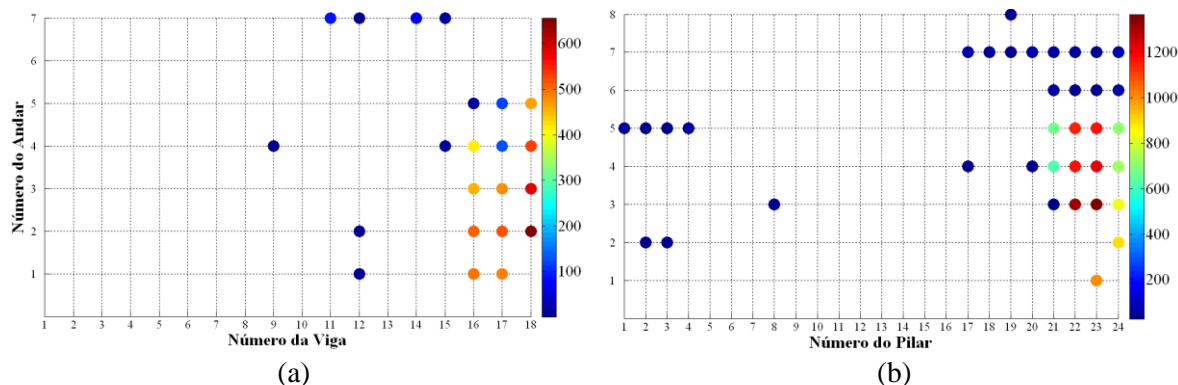


Figura 6.27 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A5 - CMV.

Nas figuras anteriores se pode observar que os elementos do último pórtico são os mais críticos, em particular as vigas 16, 17 e 18, e os pilares 21, 22, 23 e 24. No caso das vigas, as variações do sinal foram críticas nos elementos 16, 17 e 18 localizados do primeiro até o quinto andar, apresentando magnitudes acima de 400 KN.m. Nos pilares, essa variação foi crítica nos elementos 21, 22, 23 e 24 localizados entre o terceiro e quinto andar, com magnitudes acima de 1000 KN.m. Ainda é crítica a junção viga-pilar por causa das muitas inversões de sinal que ocorreram nos extremos dos elementos. Assim, é importante considerar vigas e pilares para evitar o fenômeno de formação de rótulas plásticas e assegurar o desempenho da estrutura frente a um sismo.

- Modelo A6

Este caso é semelhante ao anterior, porém considerando que o retrocesso no canto inferior se apresenta em todos os andares. Foram observadas inversões de sinal dos momentos fletores críticas nas vigas e nos pilares (Figuras 6.28 (a) e 6.28 (b)) e também mudanças percentuais nos valores dos momentos fletores (Figuras 6.29 (a) e 6.29 (b)).

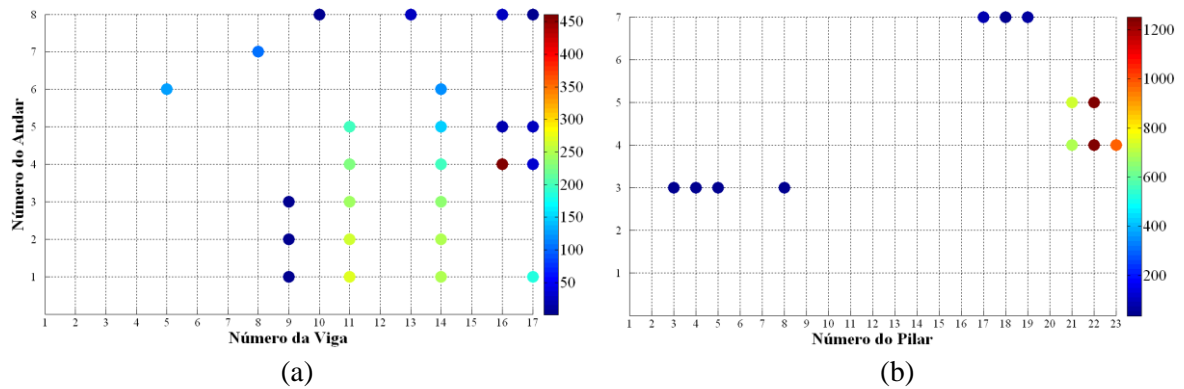


Figura 6.28– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A6 – CMV.

Assim como observado no modelo A4, houve alterações nos sinais dos momentos fletores na zona central da estrutura. Os pilares 21, 22 e 23 localizados no quarto e quinto andar apresentaram magnitudes maiores que 600 KN.m, sendo essa variação menor em comparação com os modelos anteriores.

Neste caso serão apresentadas as alterações do momento fletor superiores a 5% do valor do momento da estrutura do caso de referência, assumindo que o coeficiente de segurança da estrutura pode cobrir variações inferiores a esse valor.

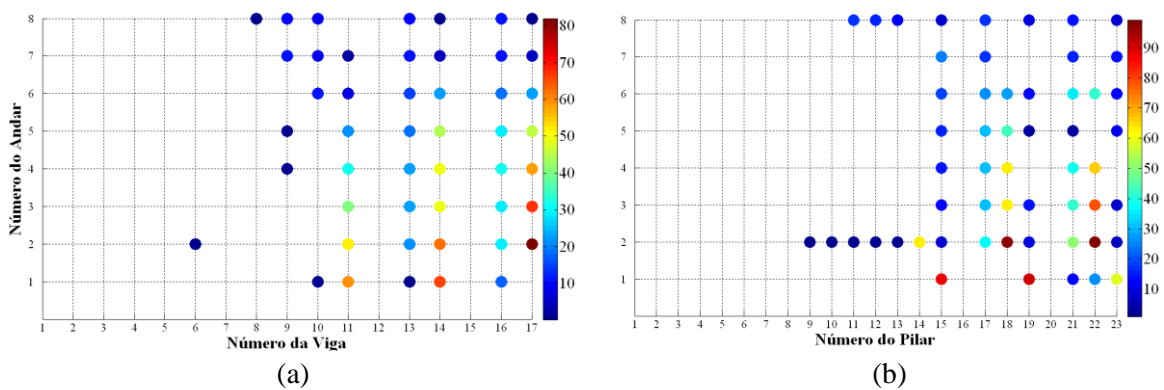


Figura 6.29 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A6 – CMV.

É importante dizer que todas as vigas apresentaram variações nos extremos e em alguns casos, em todo o vão do elemento. Essas variações são importantes porque indicam a necessidade de se reforçar a armadura de flexão e de cisalhamento ou de se alterar a seção transversal do elemento. Nos pilares os aumentos de momentos fletores se apresentaram na junção com as vigas, fato que pode resultar nas falhas por flexão ou cisalhamento. Por ultimo, pode-se observar que em ambos os casos a maioria dos elementos que apresentaram mudança percentual no valor do momento fletor se

localizaram nos pórticos onde foram provocadas as irregularidades. As magnitudes dessas variações não ultrapassaram 90 KN.m.

- Modelo A7

Neste caso a estrutura simplificada foi modificada considerando um retrocesso no canto inferior apenas no último andar, ainda maior ao estudado nos casos anteriores. Para este modelo foram registradas apenas inversão de sinal dos momentos fletores em vigas (Figura 6.30 (a)) e pilares (Figuras 6.30 (b)).

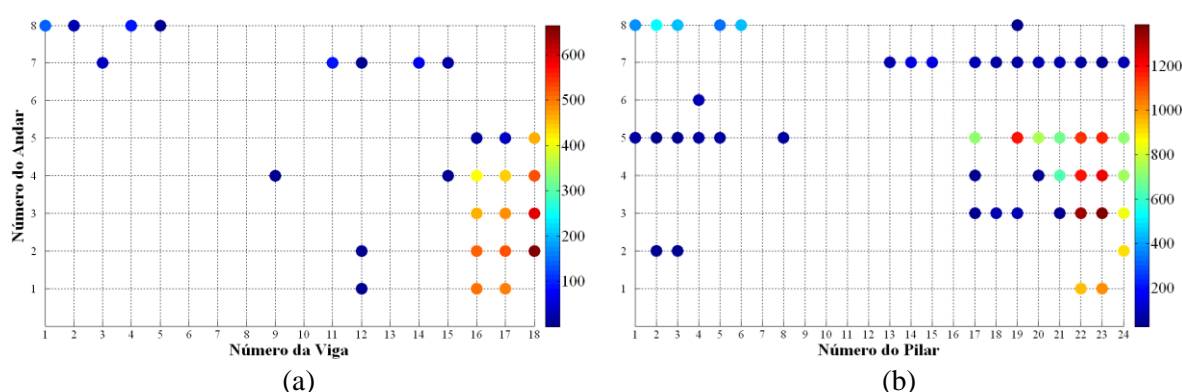


Figura 6.30 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A7 – CMV.

Na Figura 6.30 pode-se observar que os elementos do último pórtico são os mais críticos, ou seja, as vigas 16, 17 e 18, e os pilares 21, 22, 23 e 24. No caso das vigas, a inversão de sinal foram críticas nos elementos 16, 17 e 18 localizados do primeiro até o quinto andar, apresentando magnitudes acima de 500 KN/m². Nos pilares, essa variação foi crítica nos elementos 21, 22, 23 e 24 localizados entre o terceiro e quinto andar, com magnitudes acima de 800 KN.m.

Neste caso ainda é crítica a junção viga-pilar por causa das muitas inversões de sinais que ocorreram nos extremos dos elementos. Por exemplo, se pode observar que a viga 18 no terceiro andar apresentou variação de sinal em seus dois extremos na junção com os pilares 23 e 24.

- Modelo A8

Este caso é semelhante ao anterior, porém considerando que o retrocesso no canto inferior se apresenta em todos os andares. Foram observadas inversões dos sinais dos momentos fletores nas vigas (Figuras 6.31 (a)) e nos pilares (Figuras 6.31 (b)) e também

alterações do momento fletor sem inversão de sinal em ambos os elementos (Figuras 6.32 (a) e 6.32 (b)).

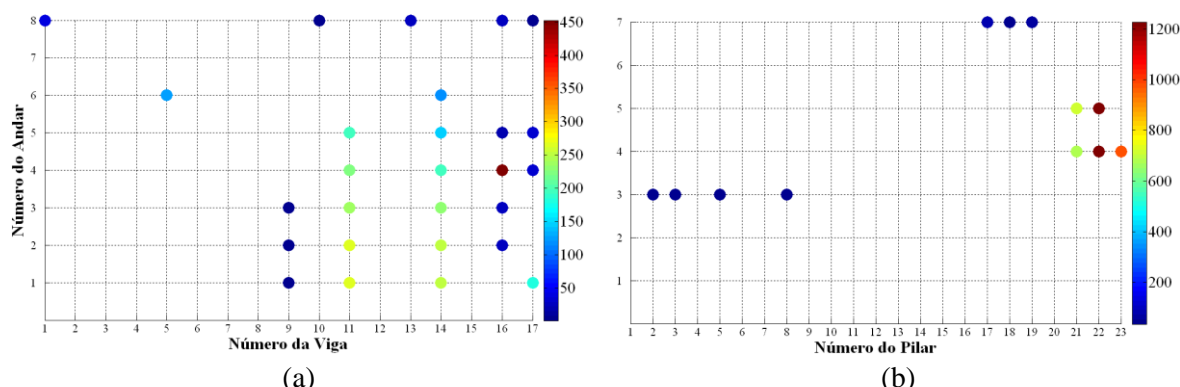


Figura 6.31– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo A8 – CMV.

A Figura 6.31(a) mostra que as vigas 11 e 14 localizadas do segundo até o sexto andar apresentaram magnitudes maiores em relação às outras vigas. Apenas a viga 16 situada no quarto andar apresentou uma magnitude superior. Nos pilares, na Figura 6.31(b) se ilustra que a inversão de sinal foi crítica nos elementos 21, 22, 23 e 24 localizados no quarto andar, com magnitudes acima de 1000 KN.m. Ainda é crítica a junção viga-pilar por causa das muitas inversões de sinal que ocorreram nos extremos dos elementos. Assim, é importante considerar vigas e pilares para evitar o fenômeno de formação de rotulas plástica e assegurar o desempenho da estrutura frente a um sismo.

No caso das alterações do momento fletor sem inversão de sinal serão apresentadas as alterações do momento superiores a 5% do valor do momento da estrutura do caso de referência, assumindo que o coeficiente de segurança da estrutura cobre variações abaixo desse valor. As magnitudes das alterações dos momentos estão indicadas na Figura 6.32.

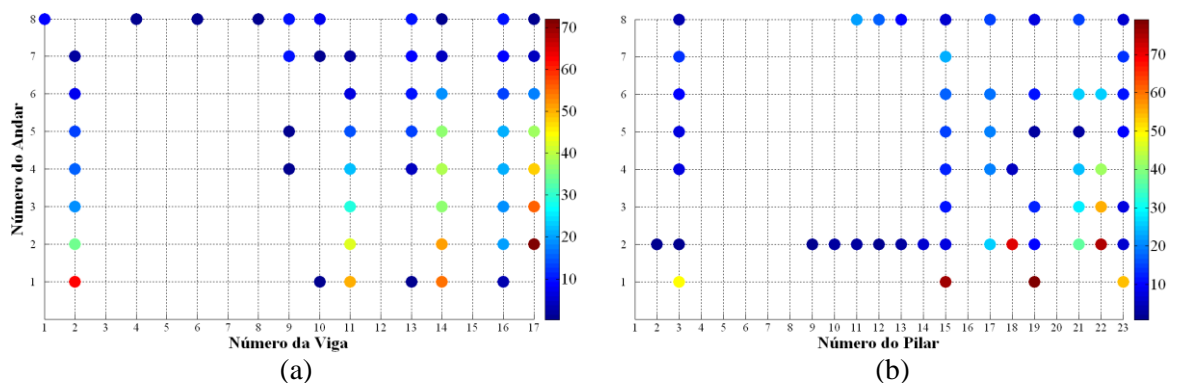


Figura 6.32 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo A8 – CMV.

É importante ressaltar que todas as vigas apresentaram incrementos dos momentos fletores nos extremos e em alguns casos, em todo o vão do elemento. Esses incrementos são importantes porque para poder resistir ao aumento das solicitações é necessário aumentar a quantidade de armadura de flexão e cisalhamento ou alterar a seção do elemento. Nos pilares os aumentos dos momentos se apresentaram na junção com as vigas, que podem levar a falhas por flexão ou cisalhamento.

Em todos os casos modelados com a irregularidade 1P, as vigas 16, 17 e os pilares 22, 23 e 24, sempre apresentaram inversão de sinal dos momentos fletores e mudanças percentuais. As alterações dos momentos fletores, sem inversão de sinal, apareceram no caso A4 tornando-se importantes até o caso A8 que apresenta o maior número de elementos com variação. Também se pode notar que, na maioria dos casos, os pilares apresentaram o maior número de elementos que tiveram inversão no sinal do momento fletor assim como variação da magnitude dos mesmos. Igualmente, as variações de magnitude dos momentos são importantes se a irregularidade se repete em todos os andares da estrutura.

- Análise estática não linear *Pushover*

Nas Figuras 6.33 e 6.34 são apresentadas as curvas de capacidade obtidas mediante a análise *pushover*.

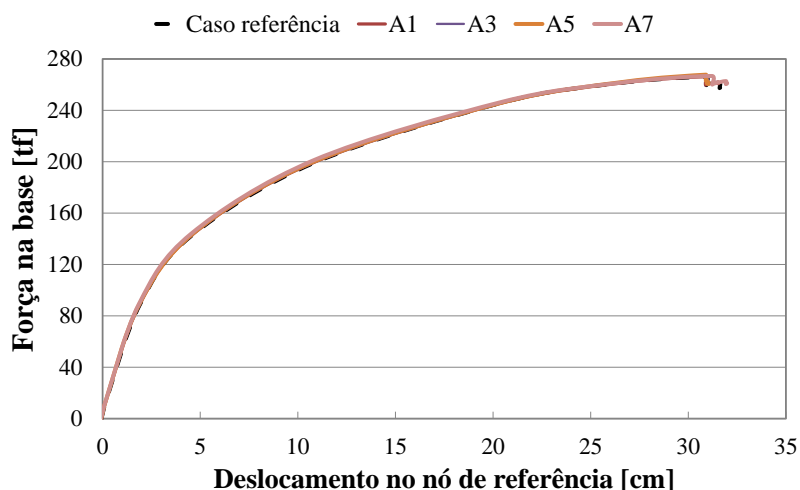


Figura 6.33 – Curvas de capacidade, modelos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

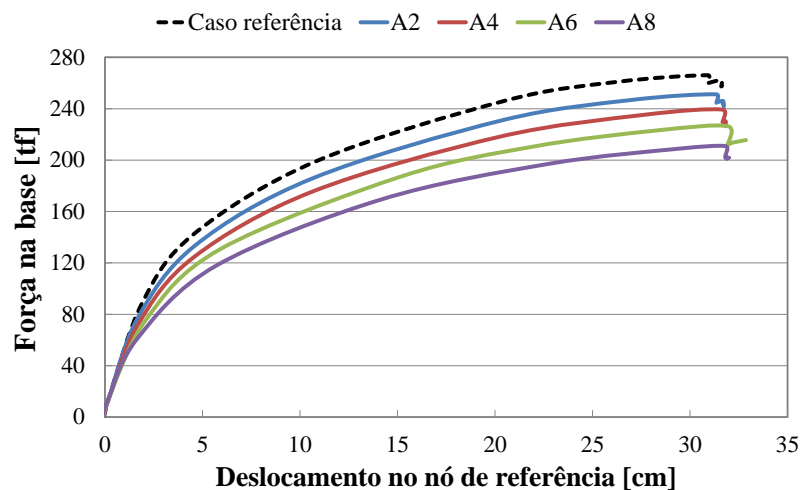


Figura 6.34 – Curvas de capacidade, modelos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

A inclinação em qualquer ponto na curva de capacidade representa a rigidez da estrutura. Na Figura 6.33 todas as curvas apresentam aproximadamente a mesma inclinação em relação ao caso de referência, por conseguinte, pode-se dizer que a rigidez do sistema permanece sem modificação quando as irregularidades são introduzidas apenas no último andar. Na Figura 6.34 pode-se observar que à medida que as irregularidades vão sendo colocadas no caso de referência e se repetem em todos os andares, a inclinação das curvas vai diminuindo, por conseguinte, a rigidez do sistema também.

Em todos os casos modelados com a irregularidade 1P, ou seja, com recortes nos cantos, sempre o primeiro elemento a colapsar foi uma viga segundo os critérios para avaliar a magnitude do dano ocasionado pelo sismo (índices de desempenho), explicados no item 4.3.2.2 e utilizados pelo ETABS (CSI, 2010). Na Tabela 6.6 são apresentadas as vigas que romperam em cada caso, numeradas segundo a Figura 6.20 e o andar onde estas se localizam.

Tabela 6.6 – Vigas que romperam segundo a análise *pushover*, irregularidade 1P (recortes nos cantos).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
A1, A2, A3 e A5	V4, no terceiro e quarto andar.
A4, A6, A7 e A8.	V4, no terceiro e quarto andar. V5 no quarto andar. V7 no quarto andar.

V = Viga.

Com o objetivo de facilitar o cálculo da ductilidade e o coeficiente de dissipação de energia R de cada modelo, as curvas de capacidade são transformadas em modelos bilineares. Nas Figuras 6.35 e 6.36 podem-se observar esses modelos bilineares para os casos dos modelos analisados.

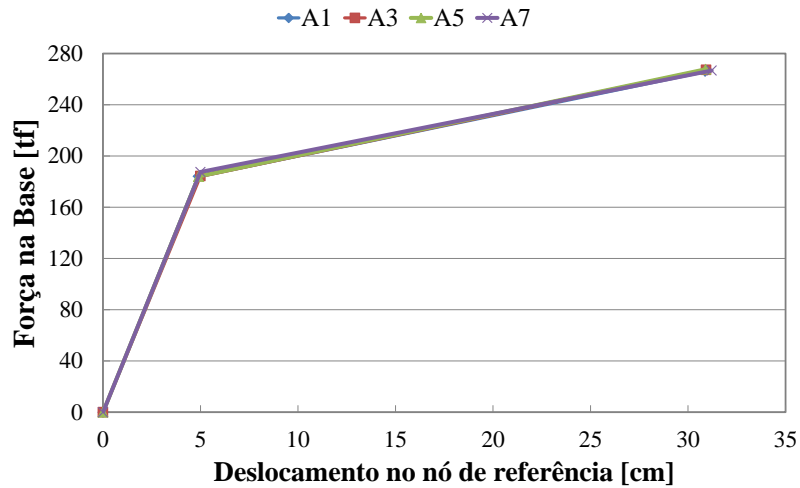


Figura 6.35 – Modelos bilineares para os casos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

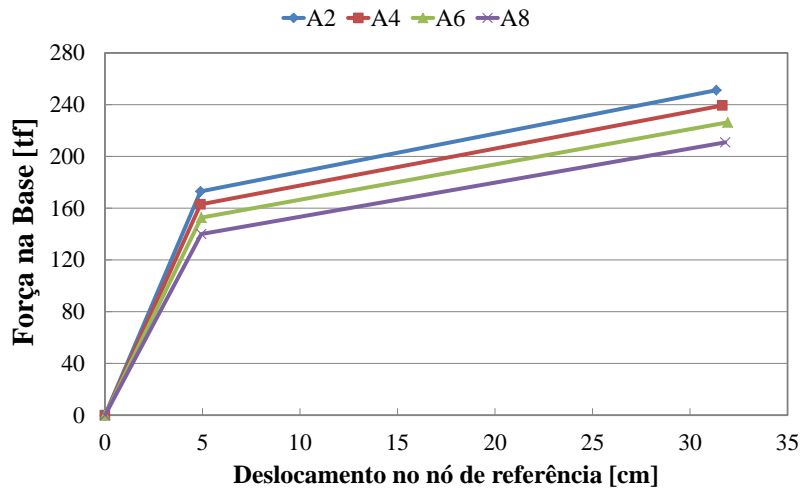


Figura 6.36 – Modelos bilineares para os casos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

Os períodos de vibração de cada modelo calculados no ETABS são ilustrados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Períodos fundamentais de vibração dos modelos analisados, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

<i>MODELO</i>	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
<i>T [s]</i>	0,8709	0,8763	0,8669	0,8691	0,8655	0,8612	0,8554	0,8531

Na Tabela 6.7 se pode observar que todos os períodos de vibração² foram maiores que 0,5 s, portanto, o valor do coeficiente de dissipação de energia R resulta igual ao valor da ductilidade. Nas seguintes tabelas é apresentado o coeficiente R para cada modelo, onde δ_Y e δ_U são o deslocamento de colapso e o deslocamento de escoamento respectivamente (ver item 4.3.3).

Tabela 6.8 – Coeficiente R para os modelos A1, A3, A5, A7, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

<i>MODELO</i>	<i>Simétrico</i>	<i>1P – A1</i>	<i>1P – A3</i>	<i>1P – A5</i>	<i>1P – A7</i>
δ_Y [cm]	4,89	4,88	5,0	4,9	5,0
δ_U [cm]	30,92	30,8792	30,93	30,9	31,21
$R = \mu$	6,33	6,33	6,19	6,31	6,24

Tabela 6.9 – Coeficiente R para os modelos A2, A4, A6, A8, irregularidade 1P (recorte nos cantos).

<i>MODELO</i>	<i>Simétrico</i>	<i>1P – A2</i>	<i>1P – A4</i>	<i>1P – A6</i>	<i>1P – A8</i>
δ_Y [cm]	4,89	4,9	4,9	4,94	4,94
δ_U [cm]	30,92	31,35	31,6632	31,9341	31,8075
$R = \mu$	6,33	6,40	6,46	6,47	6,48

Na Tabela 6.9 para os modelos A2, A4, A6 e A8, se pode observar que o coeficiente R aumenta à medida que a estrutura vai apresentando irregularidades maiores, isto acontece porque o coeficiente R é um fator que depende da ductilidade dos materiais, dos tipos de seções transversais, da resistência nas junções viga-pilar, etc., e quanto maior for o valor do R menor será a força que a estrutura poderá suportar, assumindo que a energia sísmica é dissipada por meio da plasticidade dos componentes estruturais.

Assim, analisando todos os casos modelados englobados como irregularidade 1P e baseando-se nos resultados dos modelos A1 até o A8, pode-se dizer que à medida que

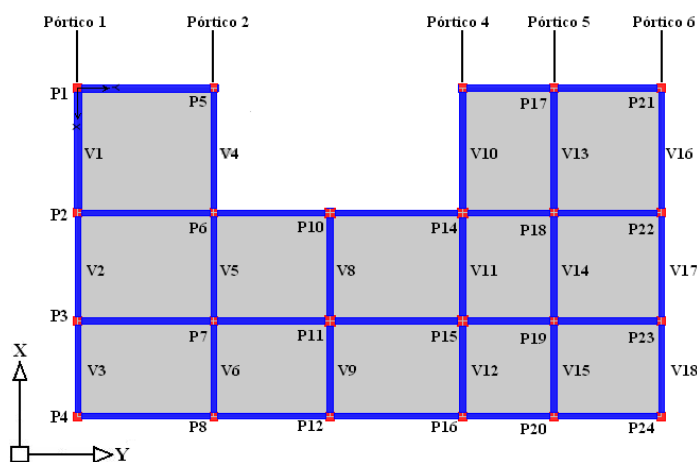
² São apresentados apenas os períodos de vibração para a irregularidade 1P porque para os demais casos modelados os períodos de vibração foram maiores que 0,5 s. Por conseguinte, $R = \mu$.

aumenta o coeficiente de dissipação de energia R , a rigidez lateral da estrutura vai diminuindo e, portanto, ocasionando um dano maior nos elementos estruturais e a possível formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais. Assim, para os modelos A2, A4, A6 e A8, pode-se concluir que a introdução numa estrutura simétrica das irregularidades conhecidas “recortes nos canto” altera significativamente a rigidez do sistema e sua capacidade resistente.

Nas próximas irregularidades serão apresentados apenas os valores do coeficiente R sem os valores dos deslocamentos δ_Y e δ_U devido à grande quantidade de resultados.

b. Descontinuidades no diafragma – irregularidade 2P

A continuação se analisa a influência no comportamento estrutural frente a um sismo da introdução das irregularidades conhecidas como “descontinuidades no diafragma” ou irregularidades no plano 2P numa estrutura simétrica. A localização desta irregularidade pode ser observada na vista em planta da Figura 6.37. O caso chamado de B1 corresponde à irregularidade localizada no último andar e o caso B2 corresponde à mesma irregularidade localizada também nos andares restantes.



(a) Modelos B1, B2.

Figura 6.37 – Modelos analisados considerando descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P), vista em planta.

Os momentos fletores obtidos são comparados com os da estrutura simplificada ou simétrica, chamada também de caso de referência e os resultados são resumidos na Figura 6.38. Nessa figura pode-se observar o número de elementos que apresentaram inversão de sinal nos momentos fletores e variação da magnitude dos mesmos mantendo o

mesmo sinal (variação percentual) cada caso analisado considerando descontinuidades no diafragma (irregularidade no plano 2P).

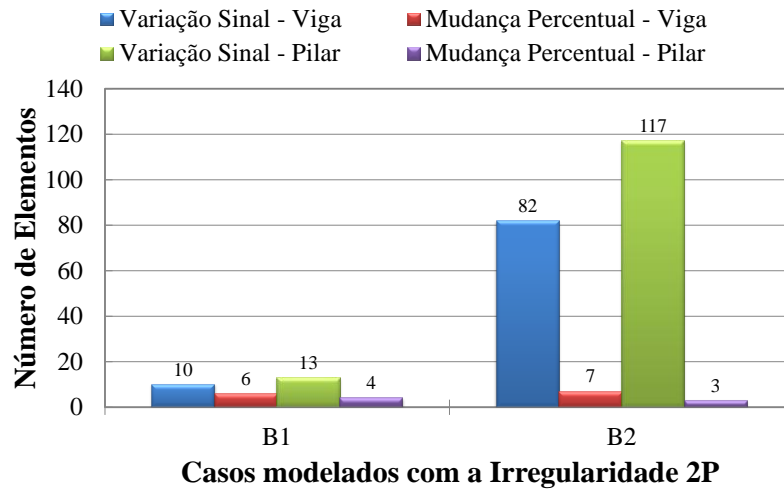


Figura 6.38 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P).

- Modelo B1

Neste caso é analisada a estrutura de referência na qual é introduzida uma descontinuidade no diafragma conforme indicado na Figura 6.37 e localizada apenas no último andar da estrutura. Nos resultados obtidos observaram-se inversões dos sinais dos momentos fletores nas vigas (Figuras 6.39 (a)) e nos pilares (Figuras 6.39 (b)). Como as magnitudes das mudanças percentuais foram pequenas em relação aos outros modelos, não são apresentadas as figuras com que ilustram as magnitudes dessas variações.

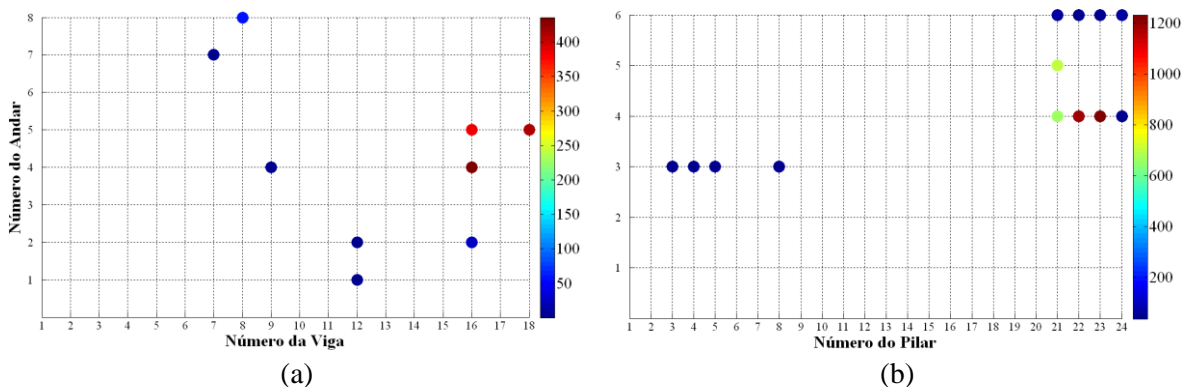


Figura 6.39– Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo B1 – CMV.

Pode-se observar nas figuras anteriores que os elementos que apresentaram inversões dos sinais dos momentos fletores foram poucos e que as variações mais

importantes se apresentaram nos elementos do ultimo pórtilo, ou seja, nas vigas 16, 17 e 18 e nos pilares 21, 22, 23 e 24. É importante ressaltar que estes elementos apresentaram variações em todos os casos analisados contendo recortes nos cantos (irregularidade chamada 1P).

Foram encontrados poucos caos com alterações na magnitude dos momentos fletores sendo que o mais crítico se apresentou na viga 8 do oitavo andar da estrutura com uma variação de 4.97 KN.m. Nos pilares, estas variações não foram significativas.

- Modelo B2

Este caso é semelhante ao anterior, porém considerando que o retrocesso no canto inferior se apresenta em todos os andares. Foram observadas inversões dos sinais dos momentos fletores em 82 vigas de um total de 136 (Figura 6.40 (a)) e em 117 pilares de um total de 192 (Figura 6.41 (b)). Houve vigas que apresentaram variação em todo o vão do elemento e poucas variações pequenas. Nos pilares as variações mais críticas se apresentaram nas junções com as vigas. Na Figura 6.40 pode-se observar que as maiores magnitudes das inversões de sinal se apresentaram no meio da estrutura, ou seja, perto da zona onde foi introduzida a irregularidade, com valores superiores a 700 KN.m. É importante dizer que a maioria das inversões de sinais nos pilares e nas vigas ocorreram na junção viga-pilar, sendo críticas do segundo até o último andar.

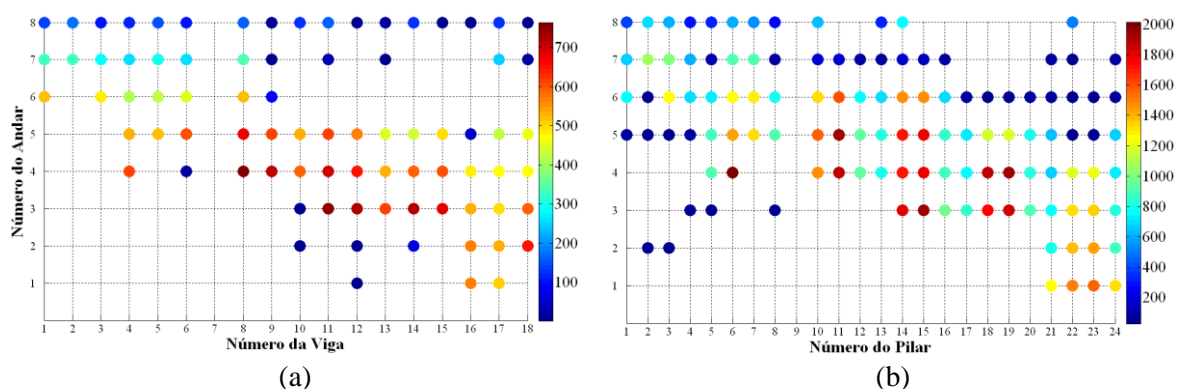


Figura 6.40 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo B2 – CMV.

Como as magnitudes das mudanças de magnitudes dos momentos fletores foram pequenas em relação aos outros modelos, não são apresentadas as figuras que ilustram essas variações.

- Análise estática não linear - *Pushover*

As curvas de capacidade são ilustradas na Figura 6.41. Nessa Figura se pode observar que para o caso B1 a curva apresenta aproximadamente a mesma inclinação em relação ao caso de referência, por conseguinte, pode-se dizer que a rigidez do sistema não é muito alterada nesse caso. Para o caso B2 pode-se observar que a inclinação da curva é menor, por conseguinte, a rigidez é menor em relação ao caso de referência.

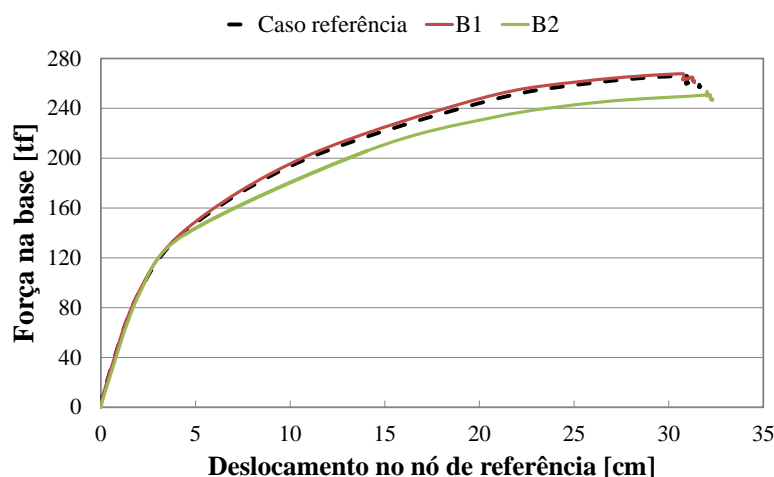


Figura 6.41 – Curvas de capacidade, modelos B1 e B2, irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).

Em todos os casos que foram consideradas descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P) o primeiro elemento em colapsar foi uma viga. A mesma situação se observou em relação aos casos em que foi introduzida a irregularidade 1P. Na Tabela 6.10 são apresentadas as vigas que colapsaram em cada caso numeradas segundo a Figura 6.37 indicando o andar onde se localizam.

Tabela 6.10 – Vigas que colapsaram segundo a análise *pushover*, irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
A1	V4, no terceiro e quarto andar.
A2	V5, terceiro e quarto andar. V6, quarto andar. V7, quarto andar.

Com o objetivo de facilitar o cálculo da ductilidade e o coeficiente de dissipação de energia R de cada modelo, as curvas de capacidade são transformadas em modelos bilineares, conforme a Figura 6.42.

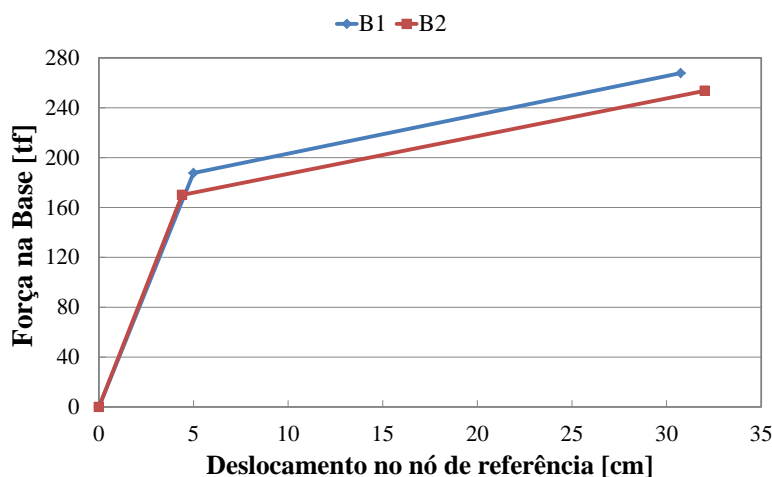


Figura 6.42 – Modelos bilineares para B1 e B2, irregularidade 2P (descontinuidades no diafragma).

Para esses dois casos, os períodos de vibração foram maiores que 0,5 s; conseqüentemente, o valor do coeficiente R será igual ao valor da ductilidade. Na seguinte tabela se indica o valor desse coeficiente para cada caso analisado.

Tabela 6.11 – Coeficiente R para os modelos B1 e B2, irregularidades 2P (descontinuidades no diafragma).

MODELO	Simétrico	2P – B1	2P – B2
$R = \mu$	6,33	6,14	7,28

O coeficiente R do caso B2 ($R = 7,28$) foi maior em relação à estrutura simétrica base ($R = 6,33$), isto acontece porque o deslocamento observado imediatamente antes do colapso é maior que o da estrutura simétrica, e o deslocamento correspondente ao escoamento é menor, como se pode observar na Tabela 6.11.

c. Recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma - Irregularidade 3P

Os modelos que foram analisados nesta etapa são ilustrados na Figura 6.43. Do mesmo modo que nos casos anteriores, os modelos C1, C3, C5 e C7 correspondem à aqueles casos em que a irregularidade está localizada no último andar e C2, C4, C6 e C8 quando a mesma irregularidade está presente em todos os andares.

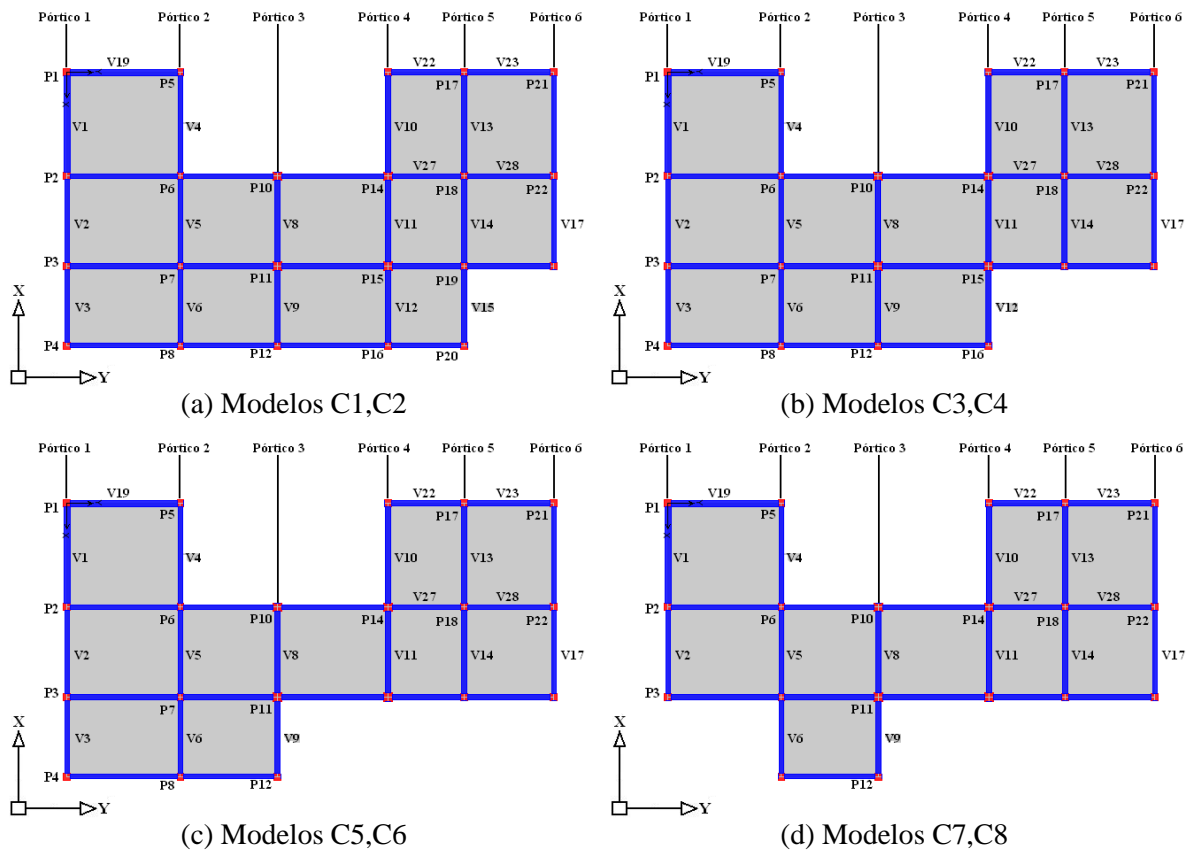


Figura 6.43 – Modelos analisados considerando recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma (irregularidade 3P), vista em planta.

Os resultados dos momentos fletores foram comparados com os momentos obtidos anteriormente considerando a estrutura simétrica e estão resumidos na Figura 6.44.

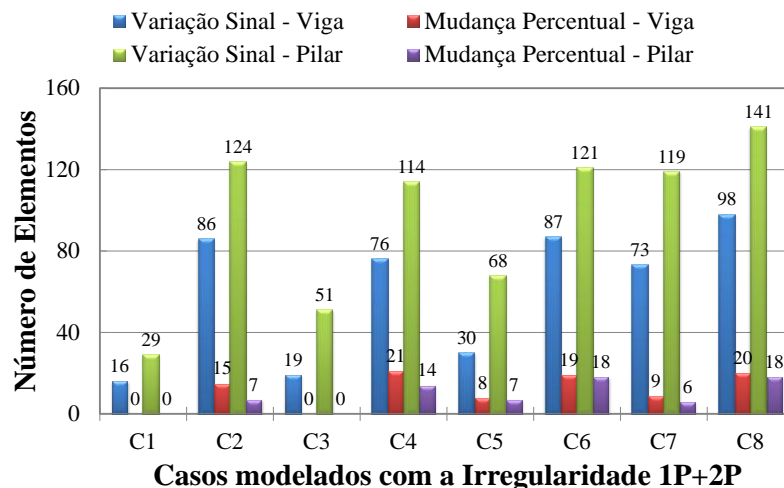


Figura 6.44 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma (irregularidade 3P).

Na figura anterior pode-se observar o número de elementos que apresentaram inversão de sinal dos momentos fletores e variação da magnitude sem mudança de sinal para cada caso analisado. Mais de 50% dos elementos da estrutura, principalmente os pilares, mudaram o sinal dos momentos fletores. Houve também alterações, em geral inferiores a 5%, nas magnitudes dos momentos fletores sem mudanças de sinais (mudanças percentuais). Portanto, são apresentados apenas os resultados correspondentes aos casos em que houve inversão de sinal dos momentos fletores por apresentar o maior número de elementos com variação em relação às mudanças percentuais.

- Modelo C1

Foram analisadas as envoltórias de momento fletor da estrutura do caso de referência e da estrutura com o retrocesso no canto inferior e descontinuidade no diafragma apenas no último andar. Para este modelo foram observadas apenas inversões de sinal dos momentos fletores em relação aos momentos observados na análise do caso de referência.

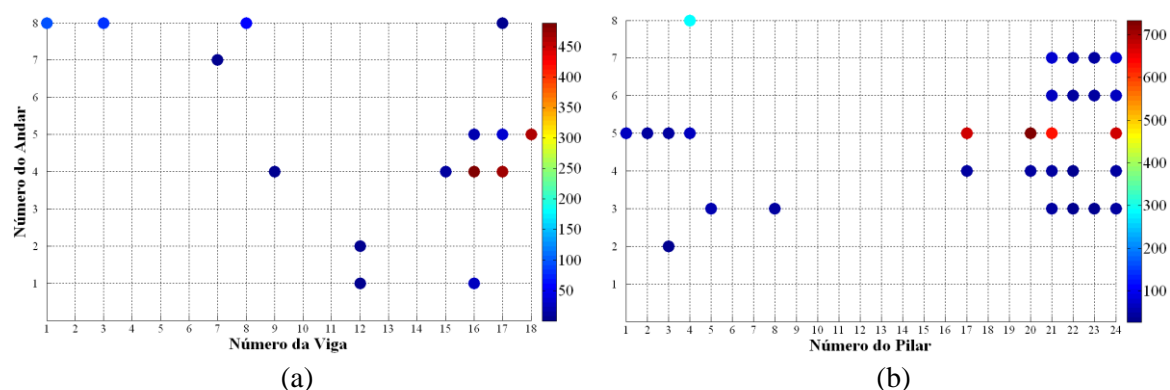


Figura 6.45 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C1 – CMV.

Na Figura 6.45 (a) pode-se observar que as vigas mais críticas resultam a 16, 17 e 18. Nestas vigas, as mudanças de momentos mais importantes se apresentaram no quarto e quinto andar, sendo importante a variação nos extremos. Pode-se observar também que as vigas do quarto andar apresentaram uma magnitude maior em comparação às outras vigas.

Também, pode-se observar que as maiores variações se apresentaram nos últimos pilares da edificação. Houve inversão do sinal dos momentos fletores na junção das vigas com os pilares 21, 21 e 24, localizados no quarto e quinto andar, delimitando uma região de possível formação de rótulas plásticas.

- Modelo C2

Neste caso a irregularidade descrita anteriormente se repete em todos os andares e nos resultados foram observadas inversões de sinal dos momentos fletores nas vigas, em comparação com os obtidos no caso de referência (ver Figura 6.46).

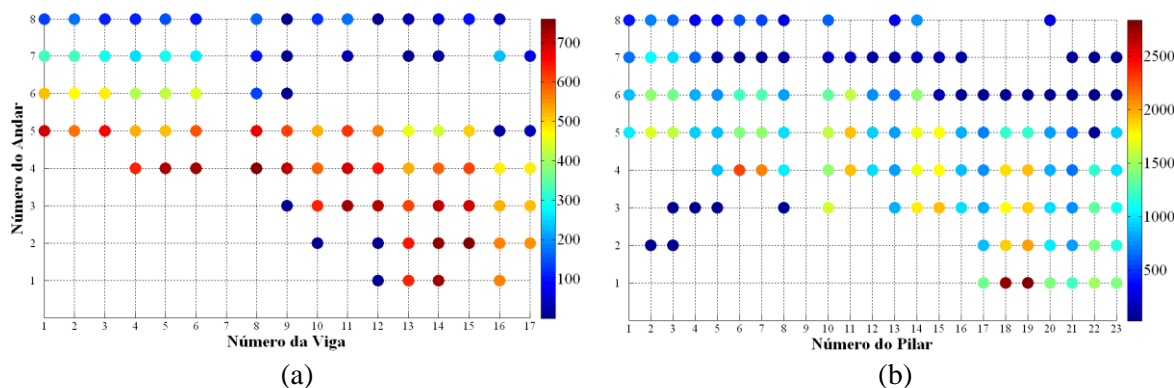


Figura 6.46 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C2 – CMV.

A estrutura com o retrocesso no canto inferior e descontinuidade no diafragma em todos os andares, chamada de modelo C2 tem um total de 128 vigas, das quais 85 apresentaram zonas com inversão de sinal dos momentos fletores, o que representa 66% do total das vigas. Na Figura 6.46 (a) pode-se observar que as maiores magnitudes se apresentaram perto das zonas onde foi localizada a descontinuidade no diafragma, ou seja, na zona central da estrutura. Essa figura mostra que as vigas que apresentaram as maiores magnitudes estão localizadas entre o primeiro e quinto andar. Do mesmo modo, são 176 pilares em total neste modelo e 124 apresentaram esse tipo de variação, o que representa 70% dos pilares. Na Figura 6.46 (b) observar-se que os pilares localizados perto da zona onde há descontinuidade do diafragma apresentaram as maiores magnitudes nas variações.

- Modelo C3

O modelo chamado de C3 é semelhante aos anteriores, porém o recorte no canto inferior é maior e aparece apenas no ultimo andar. Foram analisadas as envoltórias de momento fletor da estrutura considerada caso de referência (simétrica) e do modelo C3 observando-se apenas inversões dos sinais dos momentos fletores (Fig. 6.47).

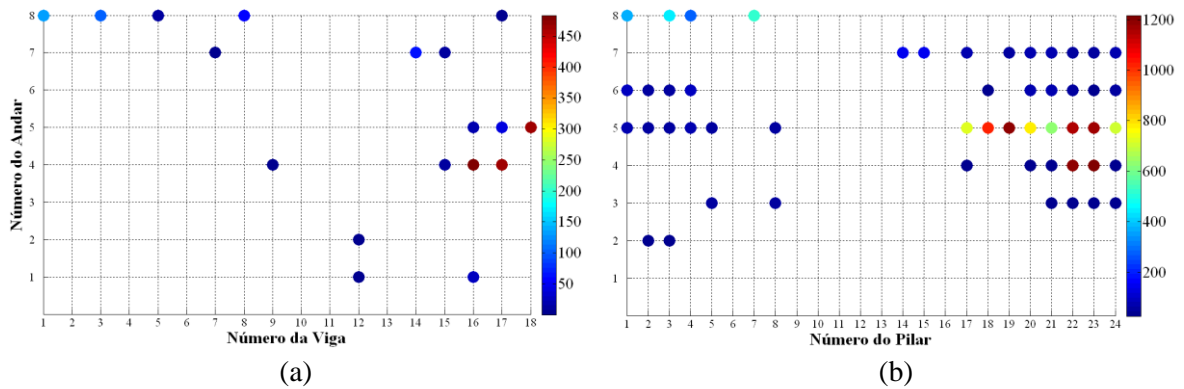


Figura 6.47 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C3 – CMV.

Como no modelo C1, as vigas mais críticas são a 16, 17 e 18 do quarto e quinto andar com magnitudes maiores que 400 KN.m, sendo importante a variação nos extremos das vigas. Também se pode observar que as maiores variações se apresentaram nos últimos pilares da edificação, mas apareceram alguns pilares localizados no pórtico 1 (Figura 6.47 (b)) que apresentaram inversão de sinal dos momentos fletores. Também é crítica a junção das vigas com os pilares neste caso.

- Modelo C4

O modelo C4 é semelhante ao C3, mas com as irregularidades se repetindo em todos os andares. Este modelo tem um total de 120 vigas, das quais 75 apresentaram zonas com inversão de sinal dos momentos fletores, o que representa 63% do total das vigas. Na Figura 6.48 (a) pode-se observar que, como no modelo C2, as maiores magnitudes se apresentaram na zona onde foi localizada a descontinuidade do diafragma (2P), ou seja, na zona central da estrutura.

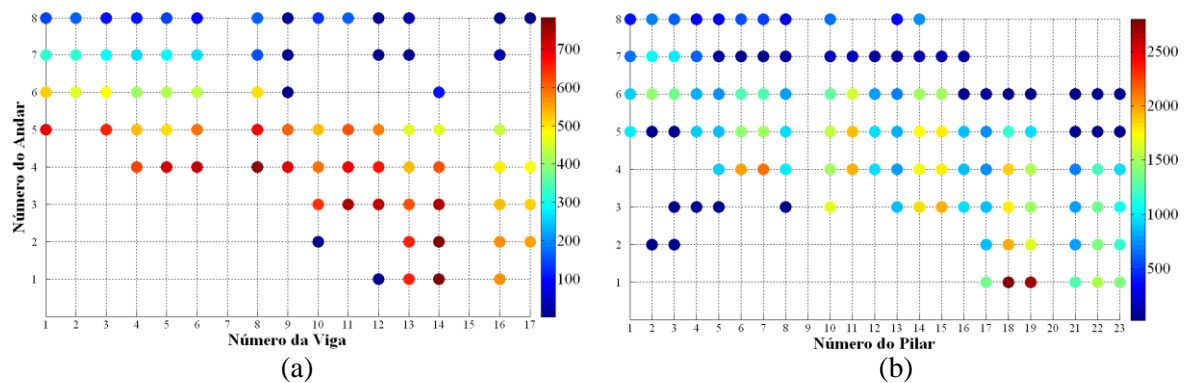


Figura 6.48 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C4 – CMV.

Em relação aos pilares se observa que, de um total de 168, 68% deles, ou seja, 114 elementos apresentaram mudança nos sinais dos momentos fletores em relação aos momentos observados no caso de referência. Na Figura 6.48 (b) observar-se que os pilares da zona onde foi localizada a descontinuidade do diafragma apresentaram as maiores magnitudes. Neste caso, ainda a junção das vigas com os pilares nessa zona é crítica.

- Modelo C5

O modelo C5 apresenta, além da descontinuidade do diafragma, um recorte no canto inferior do ultimo andar ainda maior que o do caso anterior. Neste modelo, apenas 20% das vigas e 36% dos pilares apresentaram inversão de sinal dos momentos fletores em relação aos observados na análise do caso de referência. Observa-se que, como as irregularidades que estão sendo introduzidas em cada caso analisado são cada vez maiores, também há mais elementos apresentando variações significativas nos momentos fletores. Neste caso, e em relação aos modelos C1 e C3, o número de elementos com inversão de sinal dos momentos fletores foi maior, mas ainda são críticos os elementos localizados no último pórtico.

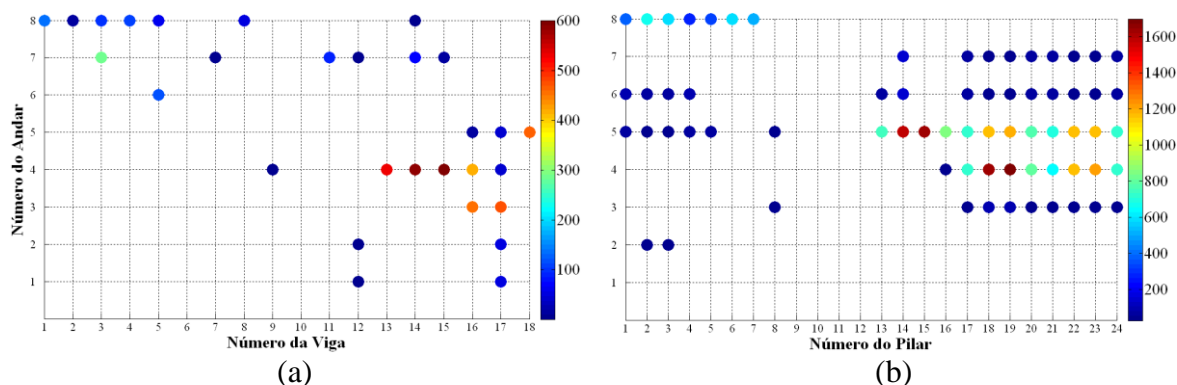


Figura 6.49 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C5 – CMV.

- Modelo C6

Nesta análise (modelo C6) as irregularidades descritas no caso anterior se repetem em todos os andares. De um total de 112 vigas, 86 delas apresentaram zonas com inversão de sinal dos momentos fletores quando comparados os resultados com os do caso de referência o que representa 77% do total das vigas. Na Figura 6.50 (a) pode-se dizer que as alterações maiores se apresentaram na região onde foi localizada a descontinuidade do diafragma (irregularidade 2P), ou seja, na zona central da estrutura, mas em outros

elementos a magnitude da variação aumentou em relação às variações que se apresentaram nos modelos C2 e C4.

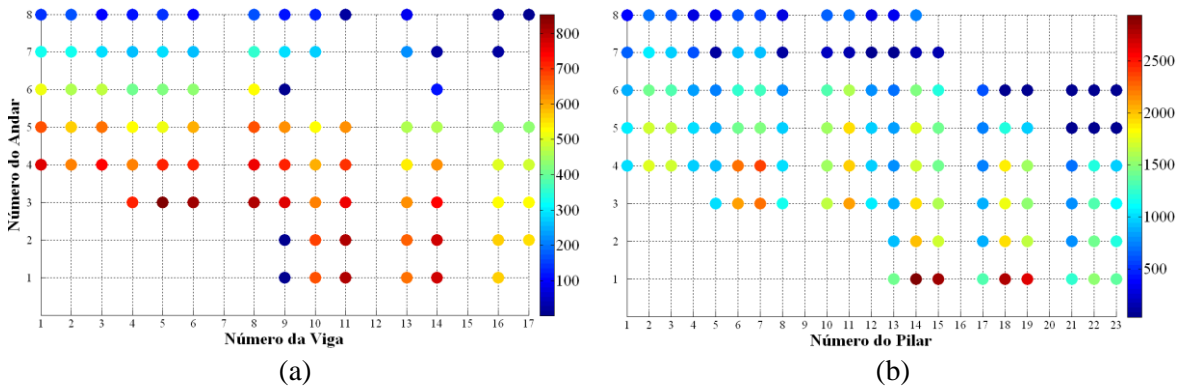


Figura 6.50 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C6 – CMV.

Dos 160 pilares que compõem esse modelo, houve inversão de sinal em 76% deles, ou seja, em 121 elementos, sendo que as maiores alterações se localizam, como nos outros casos estudados, na região que apresenta a descontinuidade do diafragma e nos outros elementos a magnitude da variação dos momentos fletores aumentou em relação às variações que se apresentaram nos casos C2 e C4.

- Modelo C7

O modelo C7 é semelhante ao modelo C5, apresentando descontinuidades do diafragma na zona central da estrutura e recortes no canto inferior direito, mas também no canto inferior esquerdo. Essas irregularidades foram introduzidas apenas no ultimo andar. Nas Figuras 6.51 (a) e 6.51 (b) se ilustram os resultados obtidos das comparações dos momentos fletores.

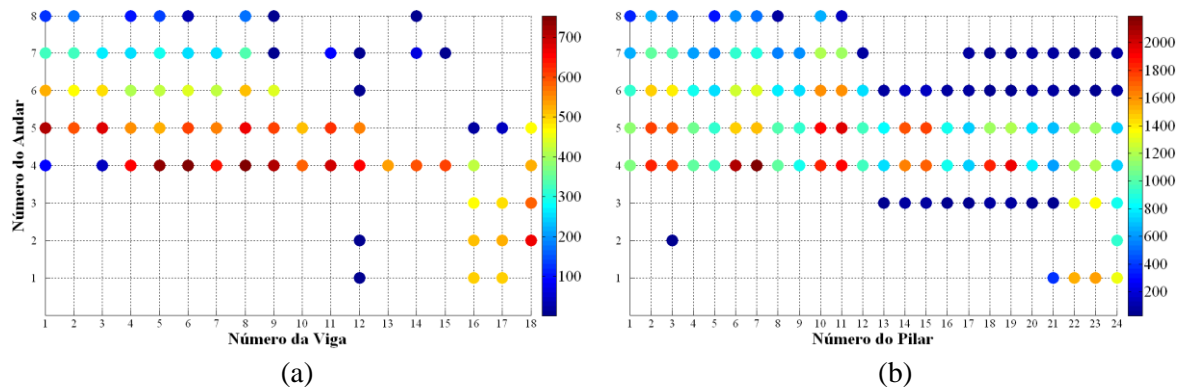


Figura 6.51 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C7 – CMV.

Neste modelo, 51% das vigas e 64% dos pilares apresentaram variações nos valores dos momentos fletores com inversão de sinal quando comparados com a análise do caso de referência. Pode-se observar nas Figuras 6.51 (a) e 6.51 (b) que as variações se concentraram a partir do quarto andar.

- Modelo C8

Neste caso, as irregularidades são semelhantes às descritas na análise anterior (modelo C7), mas se repetem em todos os andares. Nesta análise 94% das vigas da estrutura apresentaram 1509 regiões com inversão dos sinais dos momentos fletores. Como ilustrado na Figura 6.52 (a), os elementos que estão localizados do primeiro até o quinto andar apresentaram as maiores magnitudes.

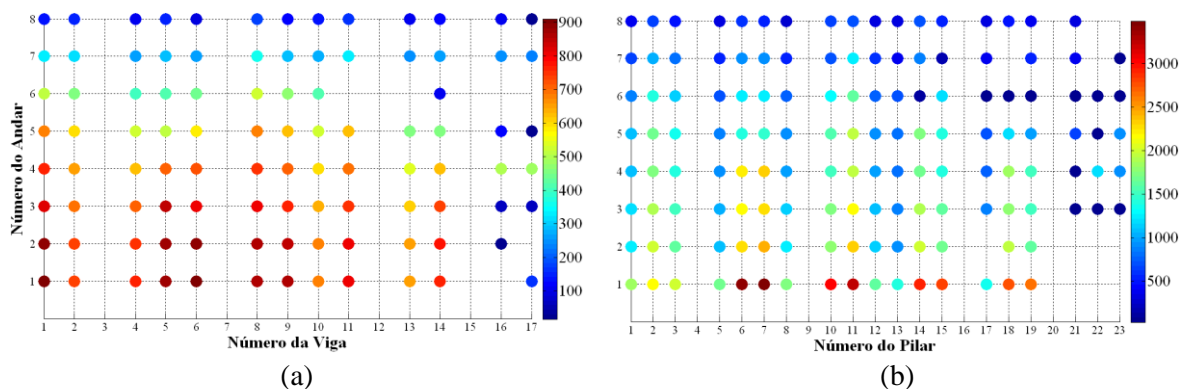


Figura 6.52 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo C8 – CMV.

Também nos pilares (Figura 6.52 (b)), se observa que em 93% desses elementos ocorreram 1339 inversões dos sinais dos momentos fletores. Essas variações se apresentaram na junção com as vigas, indicando que nessas regiões podem acontecer falhas por flexão ou cisalhamento e a formação de rótulas plásticas.

- Análise estática não linear - *Pushover*

As curvas de capacidade para cada modelo analisado são ilustradas nas Figuras 6.53 e 6.54.

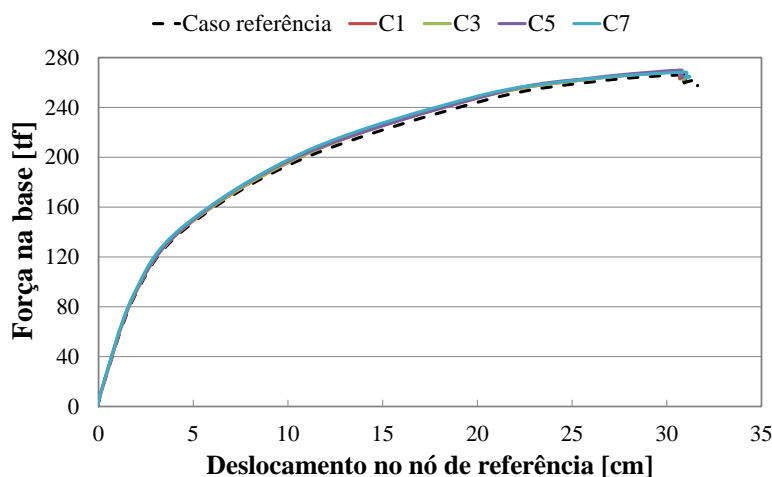


Figura 6.53 – Curvas de capacidade para os modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

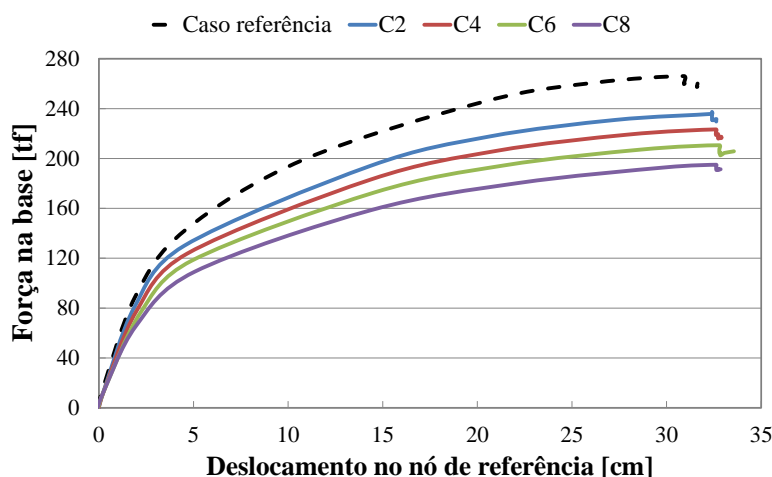


Figura 6.54 – Curvas de capacidade para os modelos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

Na Figura 6.33 pode se perceber que todas as curvas apresentam aproximadamente a mesma inclinação em relação ao caso de referência; por conseguinte, pode-se dizer que a rigidez do sistema não é muito alterada quando as irregularidades aparecem apenas no último andar. À medida que as irregularidades introduzidas no modelo de referência são maiores e se repetem em todos os andares, a inclinação das curvas vai diminuindo e a rigidez do sistema também.

Em todos os casos analisados considerando recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma, sempre o primeiro elemento a colapsar foi uma viga segundo os critérios para avaliar a magnitude do dano ocasionado pelo sismo (índices de desempenho), explicados no item 4.3.2.2 e utilizados pelo ETABS (CSI, 2010). Na Tabela 6.12 são

indicadas as vigas que colapsaram em cada caso numeradas segundo a Figura 6.43 e o andar onde se localizam.

Tabela 6.12 – Vigas que romperam segundo a análise *pushover*, irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
C1, C3, C5 e C7	V4, no terceiro andar.
C2 e C4.	V5, no terceiro e quarto andar.
C6 e C8	V5, no quarto andar. V11, no quarto andar. V14, no quarto andar.

V = viga.

Os modelos bilineares utilizados para o cálculo do coeficiente de dissipação de energia R são ilustrados nas Figuras 6.55 e 6.56.

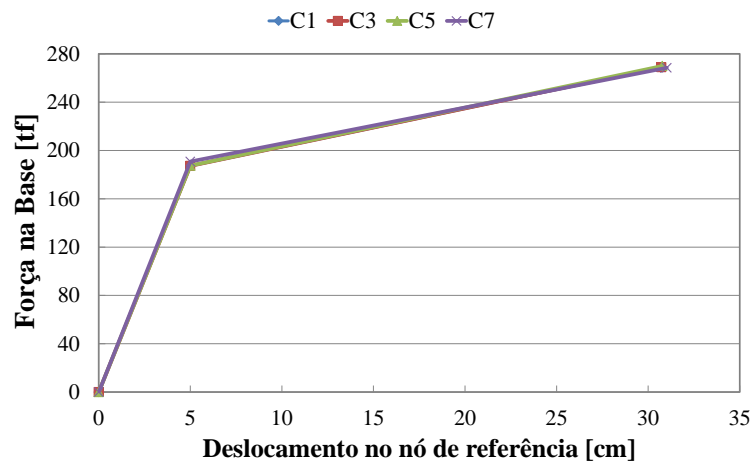


Figura 6.55 – Modelo bilinear, modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

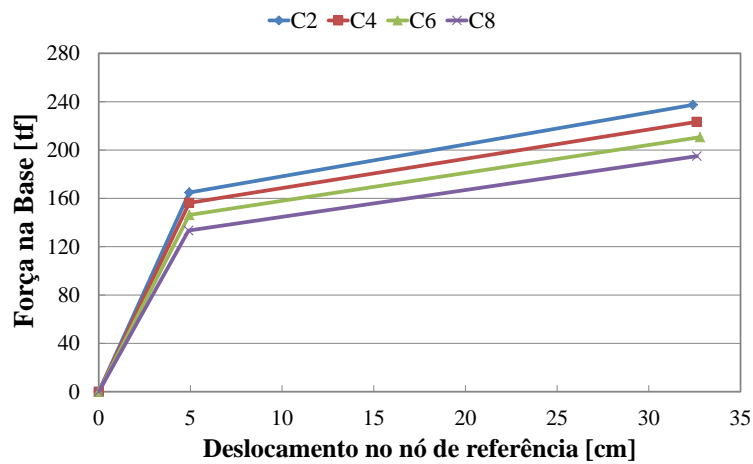


Figura 6.56 – Modelo bilinear, casos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

Para os casos em análise, todos os períodos de vibração foram menores que 0,5 s, por conseguinte o valor do coeficiente R será igual ao valor da ductilidade. Os valores de R são apresentados nas Tabelas 6.13 e 6.14.

Tabela 6.13 – Coeficiente R para os modelos C1, C3, C5 e C7, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

<i>MODELO</i>	<i>Simétrico</i>	<i>3P – C1</i>	<i>3P – C3</i>	<i>3P – C5</i>	<i>3P – C7</i>
$R = \mu$	6,33	6,32	6,30	6,31	6,30

Tabela 6.14 – Coeficiente R para os modelos C2, C4, C6 e C8, Irregularidade 3P (recortes nos cantos e descontinuidades no diafragma).

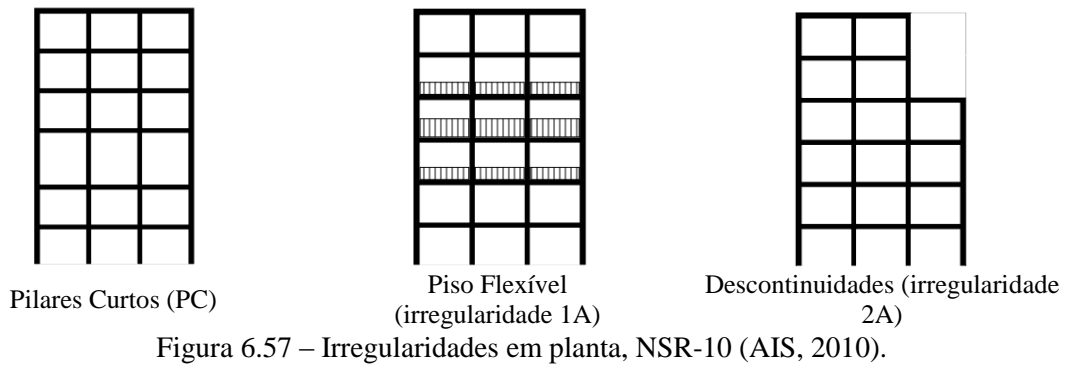
<i>MODELO</i>	<i>Simétrico</i>	<i>3P – C2</i>	<i>3P – C4</i>	<i>3P – C6</i>	<i>3P – C8</i>
$R = \mu$	6,33	6,56	6,60	6,64	6,66

Pode-se observar nas tabelas anteriores que os casos C1, C3, C5 e C7 apresentaram um R muito próximo ao valor R da estrutura de referência ou estrutura simétrica, enquanto nos casos C2, C4, C6 e C8 o coeficiente R mostrou-se mais elevado, correspondente a estruturas com ductilidades maiores, que indicam a possibilidade de danos maiores em relação aos modelos C1, C3, C5 e C7. Nesse sentido, se observa nas Figuras 6.46, 6.48, 6.50 e 6.52, que o número de elementos que apresentaram variações significativas nos valores dos momentos fletores foi muito alto e a maior parte delas ocorreram na junção viga-pilar.

Como era de se esperar, o modelo C8 apresentou o maior número de elementos com inversão de sinal dos momentos fletores em seus extremos causando a rápida formação de rótulas plásticas e diminuindo assim a rigidez e a capacidade resistente para cargas laterais da estrutura. Esse comportamento foi observado inclusive nos pilares o que permite afirmar que, nesses casos, não se cumpre a recomendação de se trabalhar com pilares fortes e vigas fracas, aumentando assim o risco de colapso.

6.4.2.3 – Estrutura com irregularidades na vertical

A norma Brasileira considera apenas dois tipos de irregularidade na vertical, enquanto a norma Colombiana (NSR-2010) considera, além das indicadas pela NBR 15421 (ABNT, 2006), mais uma. Portanto, foram consideradas as irregularidades da norma Colombiana as quais são as seguintes:



a. *Pilares curtos (PC)*

O objetivo básico do projeto sismo-resistente é evitar uma falha frágil que ocasione perda da capacidade de resistir carga da estrutura. A falha frágil em estruturas de concreto armado é a falha por cortante ou cisalhamento. Um exemplo é o ocasionado em pilares e vigas de pouco comprimento devido ao incremento do cortante produto da maior rigidez do elemento em comparação com outros similares de maior comprimento. Conseqüentemente, o uso de pilares ou vigas curtas deve ser evitado para garantir ductilidade à estrutura.

Nesta análise, foram introduzidos no modelo de referência os pilares curtos em cada andar da estrutura. A consideração de esses pilares foi feita paulatinamente, dando lugar a oito modelos que se indicam na Figura 6.58. Os elementos estruturais foram numerados conforme a Figura 6.59.

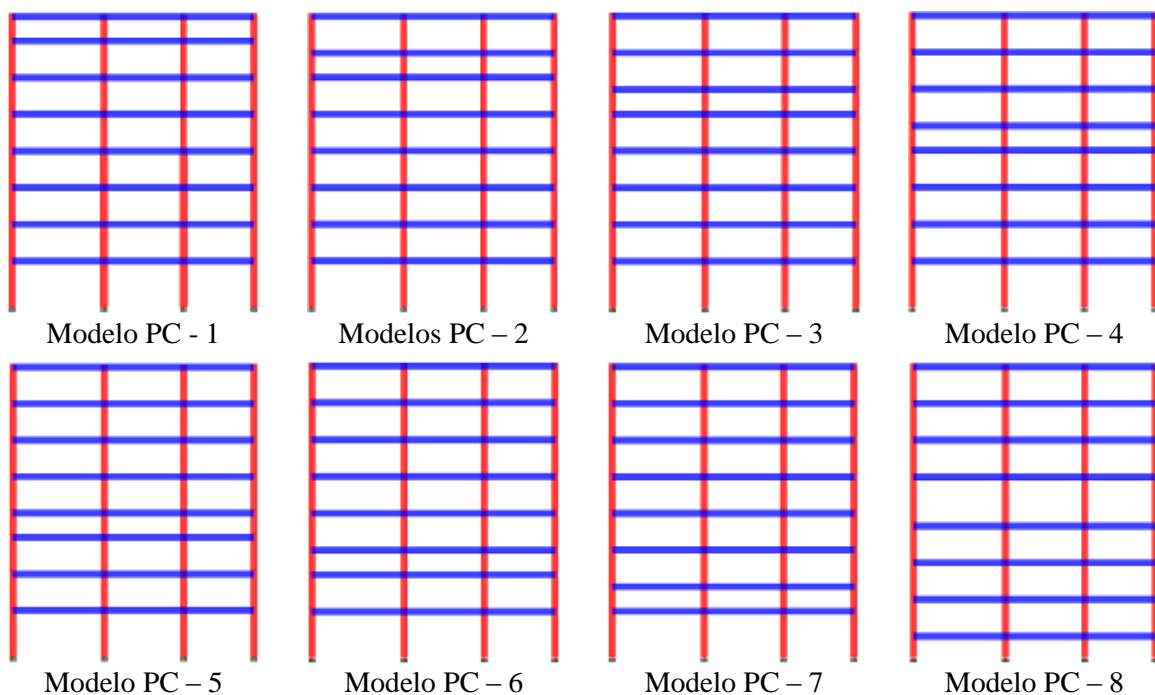


Figura 6.58 – Modelos analisados considerando diferentes casos com pilares curtos (PC).

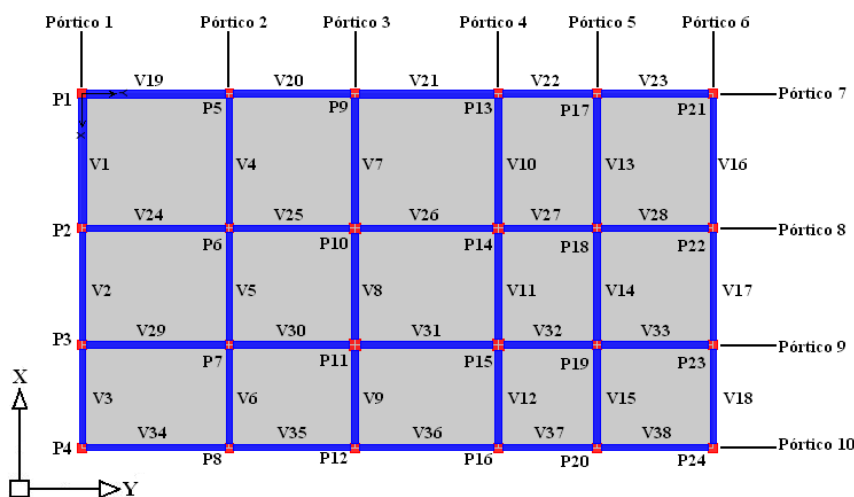


Figura 6.59 – Vista em planta da estrutura sem irregularidades em sua forma com os elementos numerados.

Os resultados da comparação dos momentos fletores obtidos nesta análise com os encontrados no caso da estrutura simétrica estão resumidos na Figura 6.60. Nessa figura pode-se observar o número de elementos que apresentaram inversão de sinal dos momentos fletores e variação dos mesmos conservando o sinal para cada caso analisado.

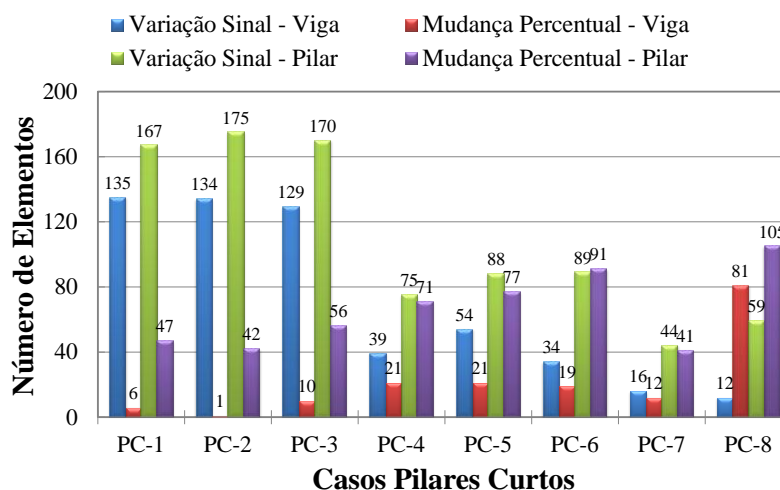


Figura 6.60 – Resultados das variações de momentos fletores nos modelos analisados considerando pilares curtos.

À medida que os pilares curtos vão sendo introduzidos nos andares inferiores da estrutura de referência, observa-se que os momentos fletores das vigas e dos pilares tendem a se modificar em relação ao caso de referência, mas mantendo o mesmo sinal. Os modelos que mais apresentaram variações de sinal dos momentos fletores foram o PC-1 com o 93% das vigas e o 87% dos pilares, o PC-2 com o 92% das vigas e o 91% dos pilares, e PC-3

com 89% das vigas e 89% dos pilares. Já o modelo com maiores variações dos momentos conservando o sinal foi o PC-8 registrando alterações em 57% das vigas e 66% dos pilares. Assim, serão apresentados os gráficos correspondentes a esses casos considerados críticos.

- Modelos com maior número de alterações dos momentos fletores com mudanças de sinal

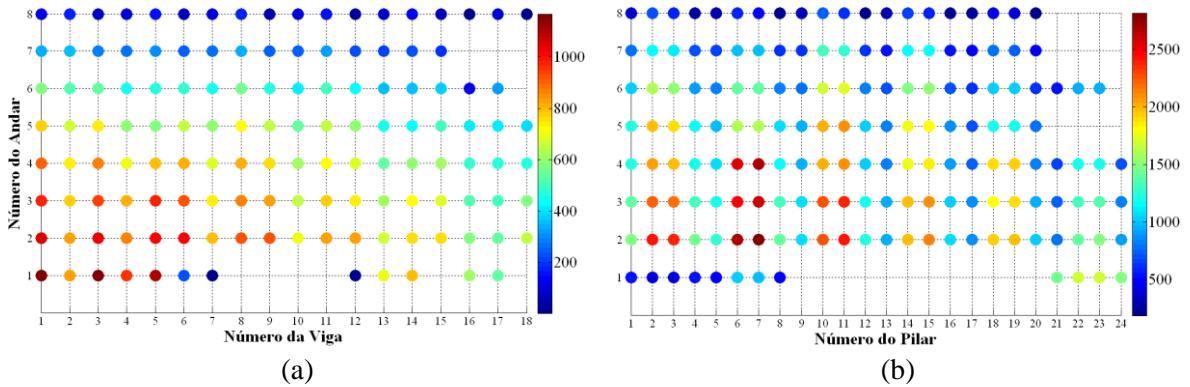


Figura 6.61 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-1 – CMV.

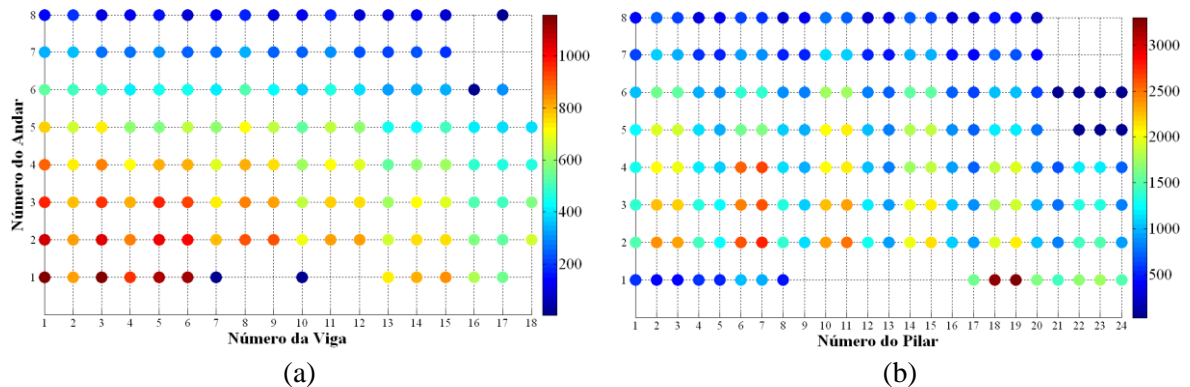


Figura 6.62 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-2 – CMV.

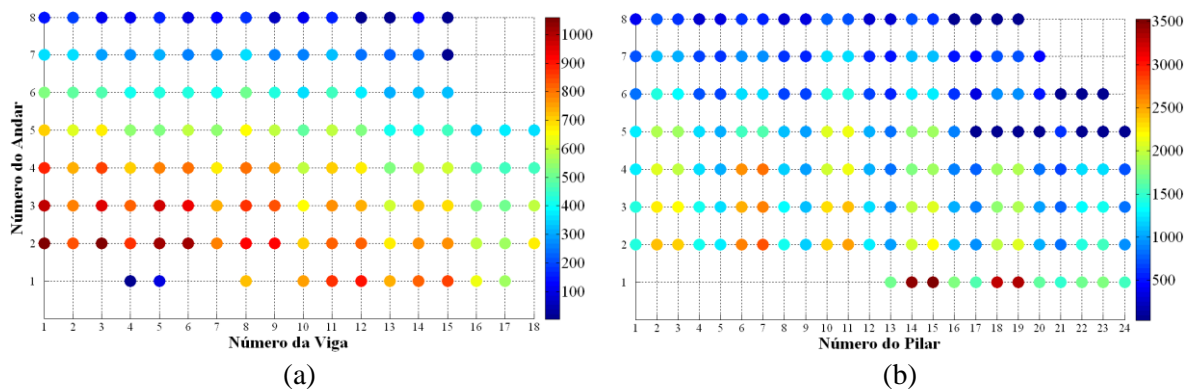


Figura 6.63 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo PC-3 – CMV.

- Modelos com maior número de alterações dos momentos fletores mantendo o mesmo sinal

Neste caso serão apresentadas as alterações dos momentos fletores superiores a 5% do valor do momento da estrutura do caso referência.

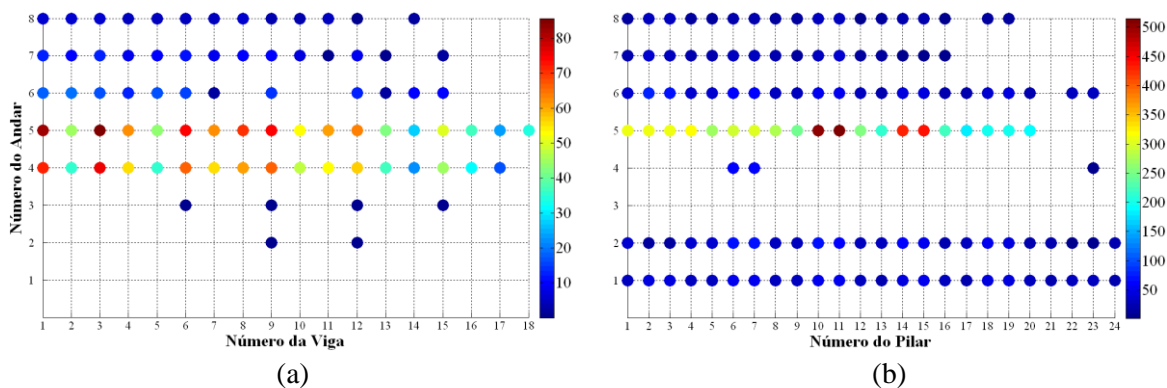


Figura 6.64 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo PC-8 – CMV.

Das Figuras 6.60 a 6.64, observa-se, em geral, que os pilares curtos, quando situados nos últimos andares, provocam mais alterações nos momentos fletores.

As curvas de capacidade obtidas mediante a análise não linear são mostradas nas Figuras 6.65 e 6.67.

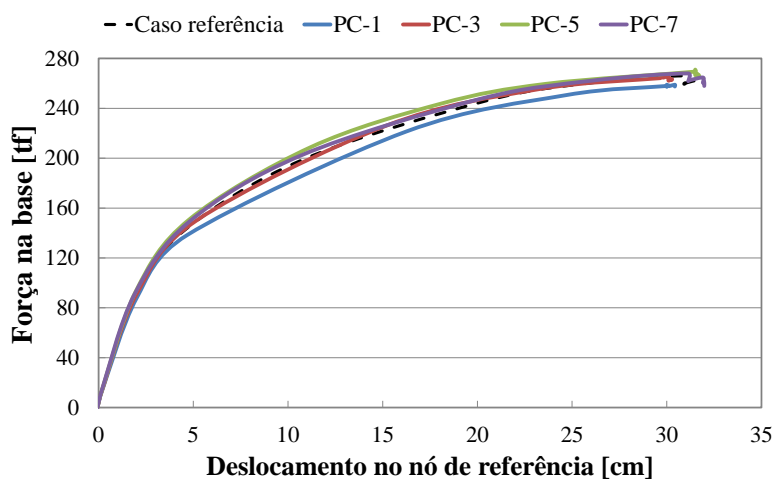


Figura 6.65 – Curvas de capacidade para os modelos PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).

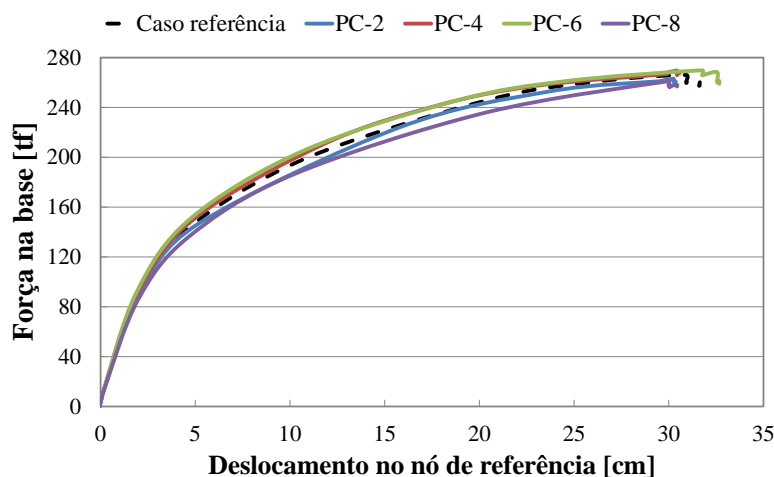


Figura 6.66 – Curvas de capacidade para os modelos PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).

A partir da análise não linear, pode-se observar que a capacidade da estrutura não se altera significativamente com a presença de mais pilares curtos, mas se observa que, após o colapso das vigas, são esses os pilares que apresentam as primeiras rótulas plásticas. As normas ATC-40 (1996) e FEMA 356 (ASCE, 2000) indicam critérios para avaliar a magnitude do dano ocasionado pelo sismo, chamados “Índices de desempenho” e que foram explicados no item 4.3.2.2. Os pilares curtos atingiram até o índice *LS* (segurança para a vida, Fig. 4.16) o que permite a reabilitação desses elementos segundo as normas citadas. Os primeiros elementos em colapsar foram as vigas localizadas perto dos pilares curtos. Na Tabela 6.15 são indicadas as vigas que colapsaram em cada caso numeradas segundo a Figura 6.59 e o andar onde se localizam.

Tabela 6.15 – Vigas que romperam segundo a análise *pushover*, irregularidade PC (pilares curtos).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7	V4, no terceiro andar.
PC-2 e PC-4.	V5, no terceiro e quarto andar.
PC-6 e PC-8	V5, no quarto andar. V11, no quarto andar. V14, no quarto andar.

V = viga.

Os períodos de vibração dos modelos analisados com pilares curtos foram menores que 0,5 s, por conseguinte o valor do coeficiente *R* resulta igual ao valor da

ductilidade (Tabelas 6.16 e 6.17). Os modelos bilineares utilizados são apresentados nas Figuras 6.67 e 6.68.

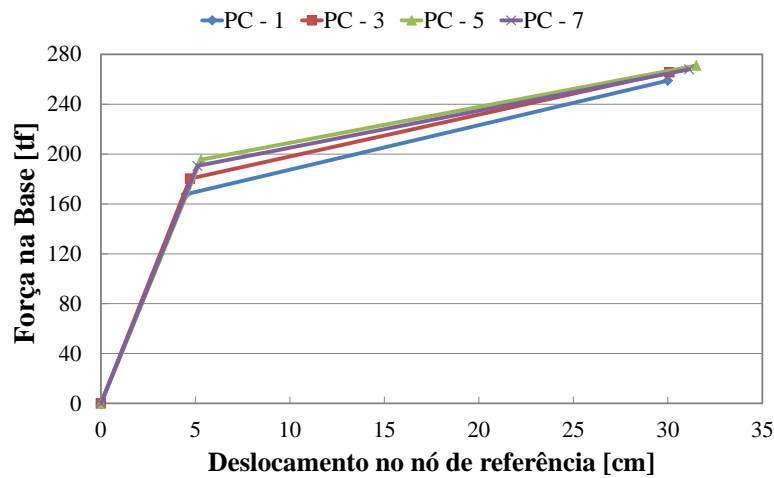


Figura 6.67 – Modelo bilinear, PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).

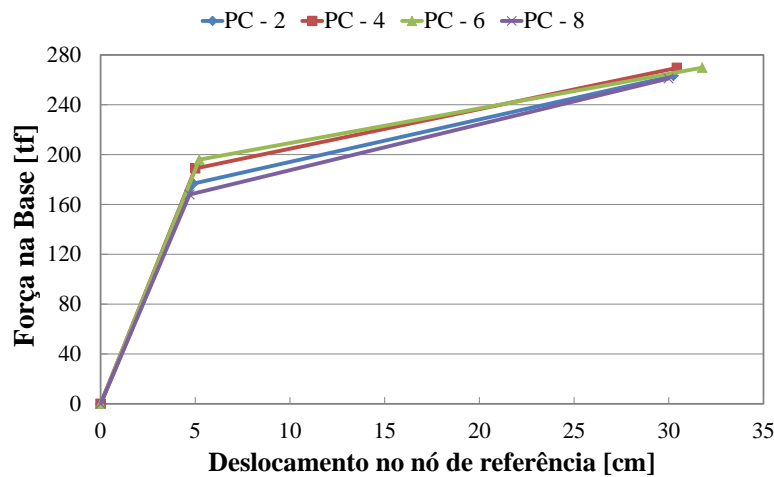


Figura 6.68 – Modelo bilinear, PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).

Tabela 6.16 – Coeficiente R para os modelos PC-1, PC-3, PC-5 e PC-7, irregularidade PC (pilares curtos).

MODELO	Simétrico	PC - 1	PC - 3	PC - 5	PC - 7
$R = \mu$	6,33	6,67	6,37	5,94	6,10

Tabela 6.17 – Coeficiente R para os modelos PC-2, PC-4, PC-6 e PC-8, irregularidade PC (pilares curtos).

MODELO	Simétrico	PC - 2	PC - 4	PC - 6	PC - 8
$R = \mu$	6,33	6,17	6,09	6,10	6,08

O coeficiente R dos modelos PC-1 e PC-2 foram elevados, o que significa uma ductilidade maior em relação ao modelo de referência ou modelo simétrico. Como foi dito no capítulo 4, quanto maior for o valor do R menor será a força que a estrutura poderá suportar assumindo que a energia sísmica é dissipada através da plasticidade dos componentes estruturais o que ocasiona um dano estrutural maior. No modelo PC-2, embora o coeficiente R resultou menor em comparação com o coeficiente R da estrutura de referência (Tabela 6.17), apresentou um número elevado de elementos com inversão de sinal dos momentos fletores devido a influencia dos pilares curtos. Essas inversões se apresentaram nas zonas onde se localizaram esses pilares.

b. Piso flexível - Irregularidade 1A

Neste caso foi modelada a estrutura de referência modificando-a por meio do aumento da altura (pé direito) de um único andar e diminuindo a dos andares imediatamente superior e inferior. Com esse tipo de irregularidade se analisaram seis modelos, apresentados na figura 6.69. Os pilares dos andares nos quais foi diminuída a altura não são considerados como pilares curtos. Para todos os modelos o pavimento que é considerado flexível tem um pé direito de 3,0 m.

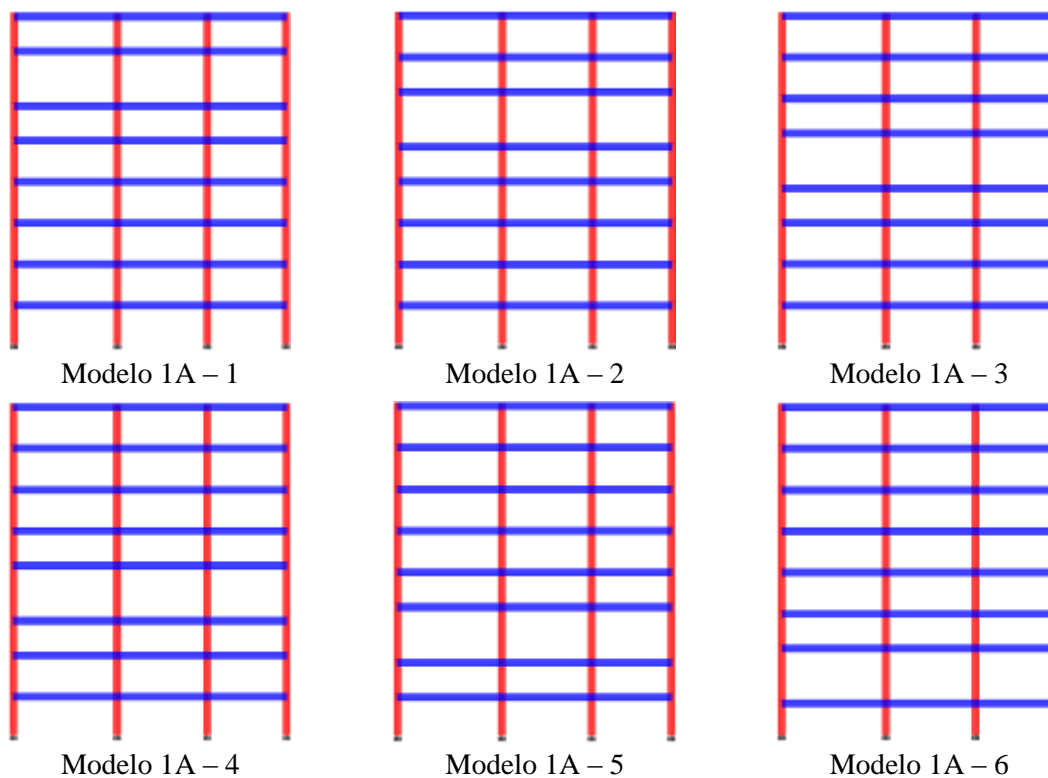


Figura 6.69 – Modelos analisados considerados piso flexível (irregularidade 1A), vista em altura.

Os elementos estruturais foram numerados conforme a Figura 6.70. Essa numeração se repete em todos os andares da estrutura e foi usada ao longo do trabalho para identificar as vigas e pilares.

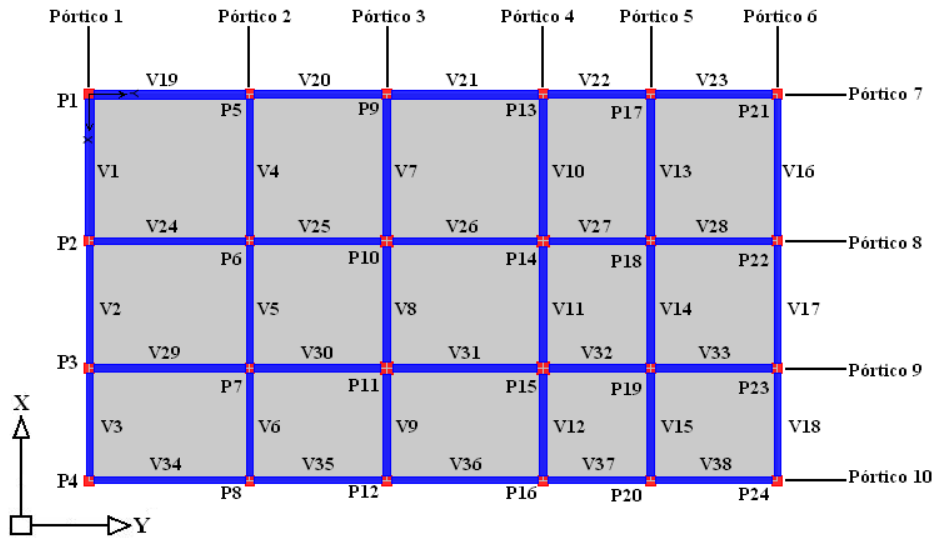


Figura 6.70 – Vista em planta da estrutura sem irregularidades em sua forma com os elementos numerados.

Os resultados obtidos no CMV são ilustrados na Figura 6.71 e as curvas de capacidade são mostradas apenas num gráfico (Figura 6.74) uma vez que não se encontraram diferenças nesse sentido nos distintos casos estudados.

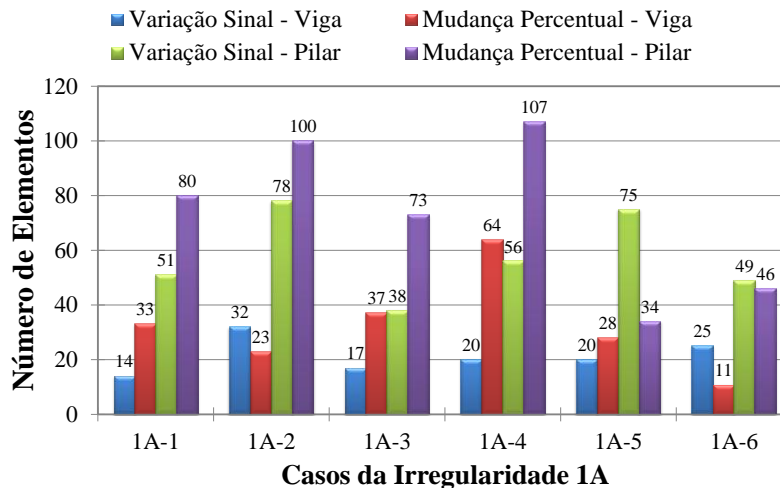


Figura 6.71 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando piso flexível (irregularidade 1A).

Em todos os modelos analisados com este tipo de irregularidade, se observou um numero menor de casos de alterações dos momentos fletores em relação aos observados na estrutura de referência, tanto no que se refere a alterações com mudanças de sinal como a alterações mantendo o sinal original, se comparados com os que se obtiveram ao analisar a influência dos pilares curtos no comportamento estrutural. Essas alterações com inversão de sinal dos momentos fletores se evidenciaram em 24% das vigas e em 41 dos pilares da estrutura.

Analisando os resultados obtidos no CMV, pode-se dizer que os casos mais críticos nos quais houve acréscimos no valor do momento fletor nos extremos dos elementos, são os modelos 1A-2 e 1A-4. Nesses modelos, as variações foram críticas nos pilares em ambos os casos e apenas no 1A-4 essas variações foram importantes nas vigas. As magnitudes dessas variações são ilustradas nas Figuras 6.72 e 6.73.

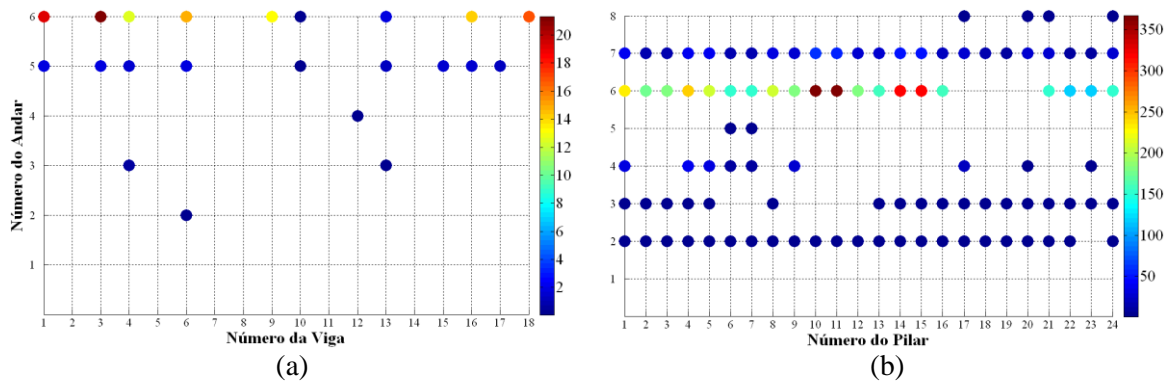


Figura 6.72 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo 1A-2 – CMV.

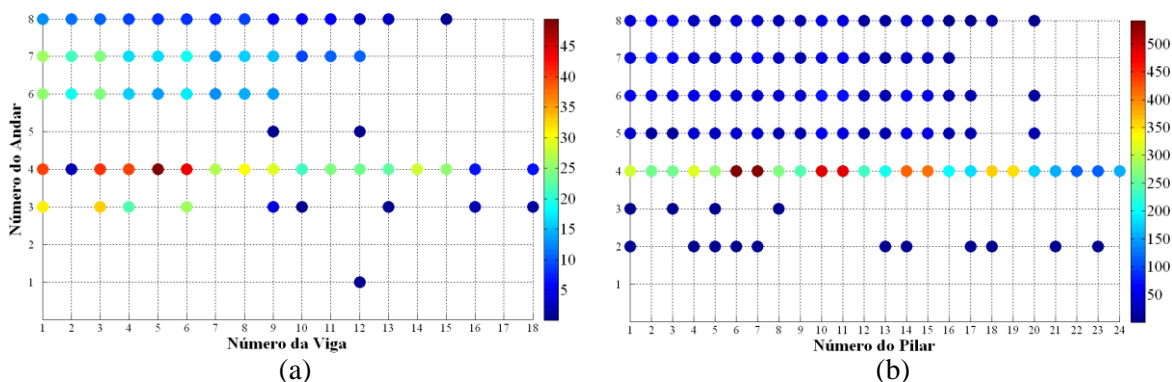


Figura 6.73 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, mudança percentual. Unidades em KN.m, Modelo 1A-4 – CMV.

Além das variações, nas Figuras 6.74 e 6.75 se pode notar que a capacidade da estrutura de referência não é muito influenciada pela introdução da irregularidade e as ductilidades não variaram muito, mas as primeiras rótulas a aparecer, segundo a análise

pushover, estão localizadas como era de se esperar perto da região que contem a irregularidade. As diferenças começam a aparecer após o colapso do primeiro elemento, ou seja, a distribuição das rótulas plásticas e formação de mecanismos são diferentes. Na Tabela 6.18 são indicadas as vigas que colapsaram em cada caso numeradas segundo a Figura 6.70 e o andar onde se localizam.

Tabela 6.18– Vigas que romperam segundo a análise *pushover*, irregularidade 1A (piso flexível).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
1A - 2	V1, no sexto andar.
1A - 4	V3, V4 e V5, no quarto andar.

V = viga.

As curvas de capacidade e o modelo bilinear para cada caso são ilustrados nas Figuras 6.74 e 6.75.

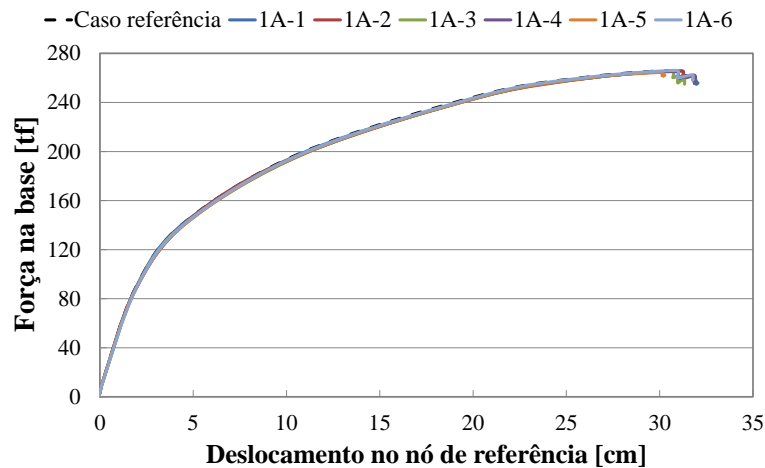


Figura 6.74 – Curvas de capacidade para modelos da irregularidade 1A (piso flexível).

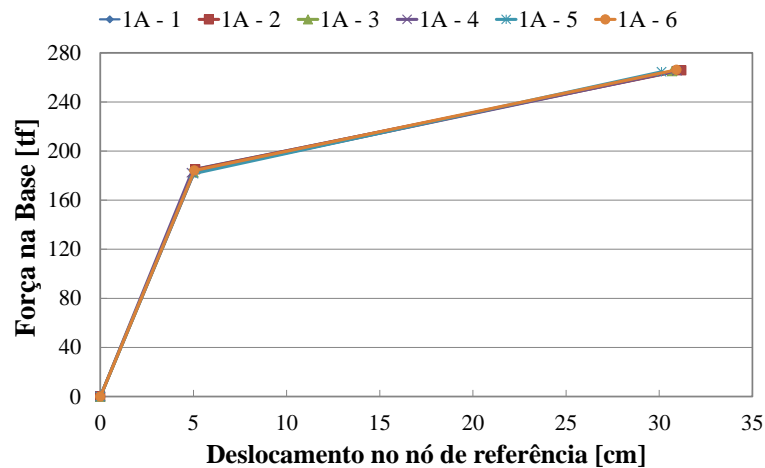


Figura 6.75 – Modelo bilinear para modelos da irregularidade 1A (piso flexível).

Em todas as análises que incluíram piso flexível, os períodos de vibração foram menores que 0,5 s, por conseguinte o valor do coeficiente R será igual ao valor da ductilidade. Os resultados do valor R são apresentados na Tabela 6.19.

Tabela 6.19 – Coeficiente R para os modelos da irregularidade 1A (piso flexível).

MODELO	Simétrico	1A – 1	1A – 2	1A – 3	1A – 4	1A – 5	1A – 6
$R = \mu$	6,33	6,12	6,12	6,14	6,32	6,13	6,12

As diferenças do coeficiente de dissipação de energia e ductilidade de cada modelo foram pouco relevantes como ilustra a Tabela 6.19 e as Figuras 6.74 e 6.75.

c. *Descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais - Irregularidade 2A*

A norma Brasileira (NBR 15421 (ABNT, 2006)) não considera este tipo de irregularidade na vertical, por conseguinte será usado apenas o critério da norma Colombiana (NSR-10 (AIS, 2010)).

A introdução deste tipo de irregularidade no modelo de referência permite gerar modelos semelhantes aos analisados quando foram estudadas as influencias dos recostes nos cantos (irregularidade 1P) e das descontinuidades no diafragma (irregularidade 2P), com a diferença que neste caso a irregularidade foi localizada nos últimos três andares como se ilustra na Figura 6.76. As vistas em planta dos modelos utilizados são apresentadas na Figura 6.77.

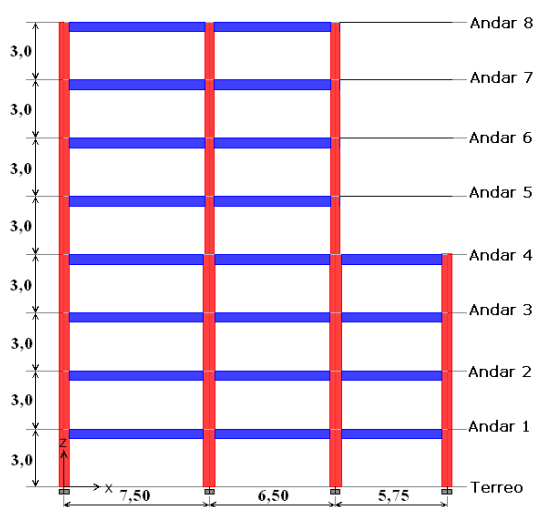


Figura 6.76 – Localização da descontinuidade na trajetória dos elementos (irregularidade 2A), corte transversal.

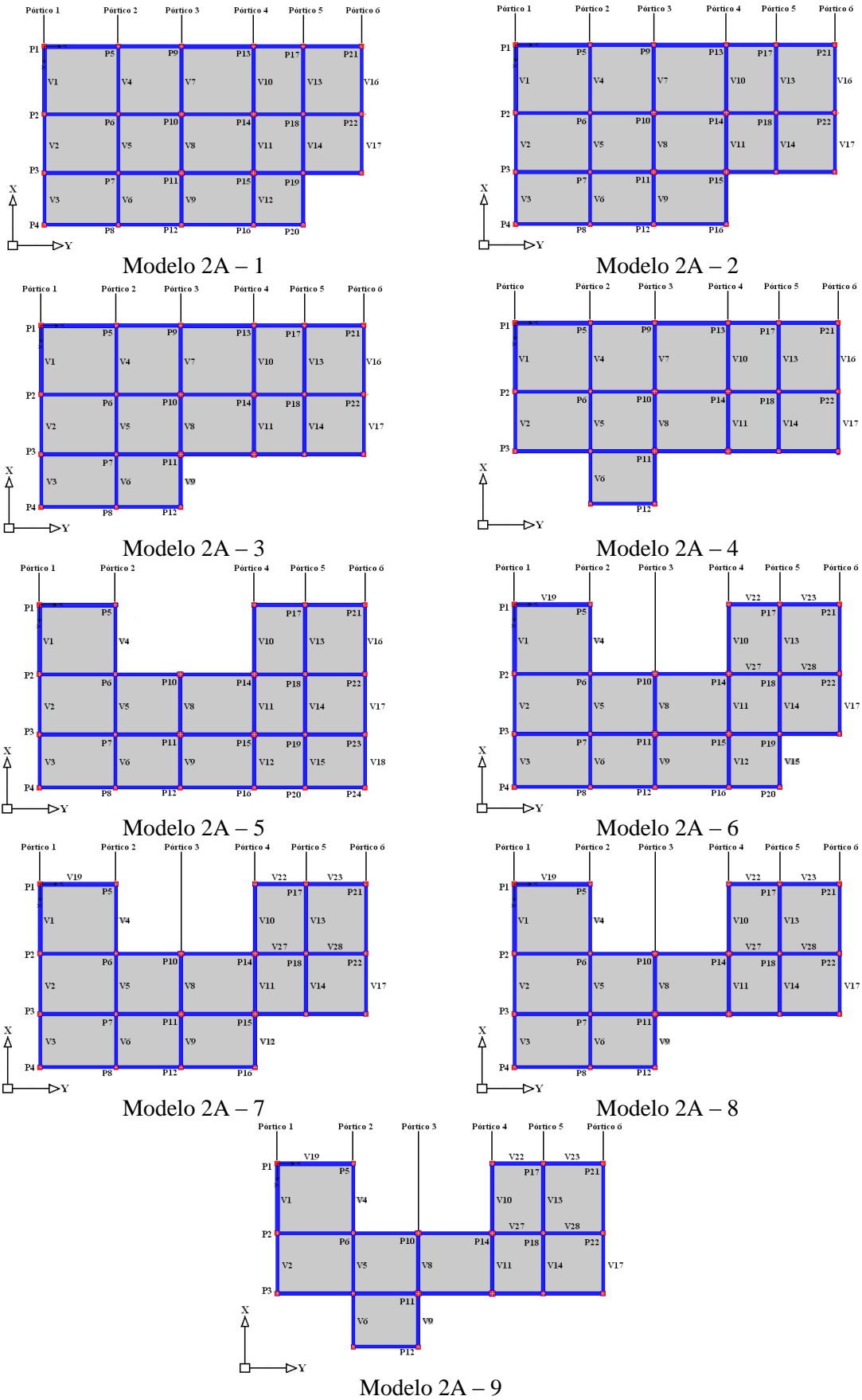


Figura 6.77 – Modelos analisados considerando descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais (irregularidade 2A), vista em planta.

Os resultados obtidos no CMV da comparação dos momentos fletores estão resumidos na Figura 6.78. Nessa figura pode-se observar o número de elementos que apresentaram inversão de sinal e variação mantendo o sinal dos momentos fletores para cada caso analisado.

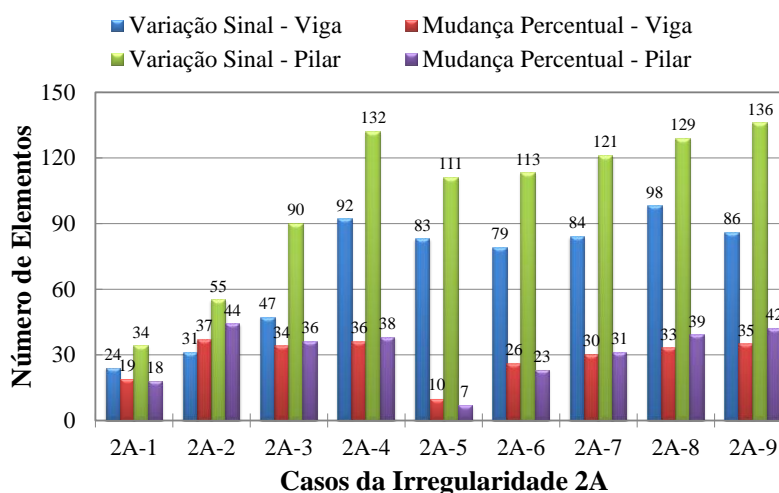


Figura 6.78 – Número de elementos que apresentaram variações de momentos fletores em cada modelo analisado considerando descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais (irregularidade 2A).

Analisando os resultados obtidos no CMV, observa-se na maioria dos modelos estudados que, os elementos localizados entre os pórticos 2 e 4 e entre o terceiro e oitavo andar apresentaram as maiores variações de momento fletor comparados com os da estrutura de referência. Conforme foram sendo introduzidas modificações na estrutura de referência se observou um número crescente de alterações nos momentos fletores. Em todos os casos analisados os pilares apresentaram o maior número de elementos com variação como se pode observar na Figura 6.78. Essas variações aumentaram o nível de solicitação dos elementos alterando o desempenho dos pilares, tal como foi observado por Al-Ali *et al.* (1998), Chintanapakdde *et al.* (2004) e Le-Trung (2010), os quais avaliaram as influências das irregularidades na vertical nas respostas sísmicas em estruturas planas tipo *shear building*. Nas vigas, o número de elementos que apresentaram variações dos momentos fletores resultou inferior aos dos pilares, mas foram as vigas as primeiras a romper segundo se observa na análise *pushover*. É importante ressaltar que nesta análise os pilares e as vigas do último pórtico da estrutura sempre apresentaram variações significativas dos momentos fletores como se pode observar nas Figuras 6.79 a 6.82.

Com base nos resultados obtidos no CMV, os modelos que são considerados críticos e que podem ocasionar efeitos indesejáveis na estrutura são os chamados 2A-4, 2A-5, 2A-6, 2A-7, 2A-8 e 2A-9 cujos resultados se apresentam nas seguintes figuras.

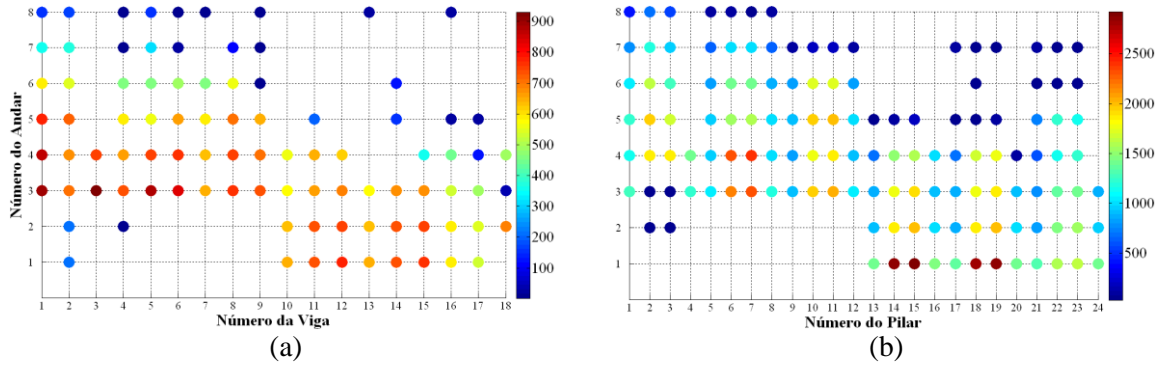


Figura 6.79 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-4 – CMV.

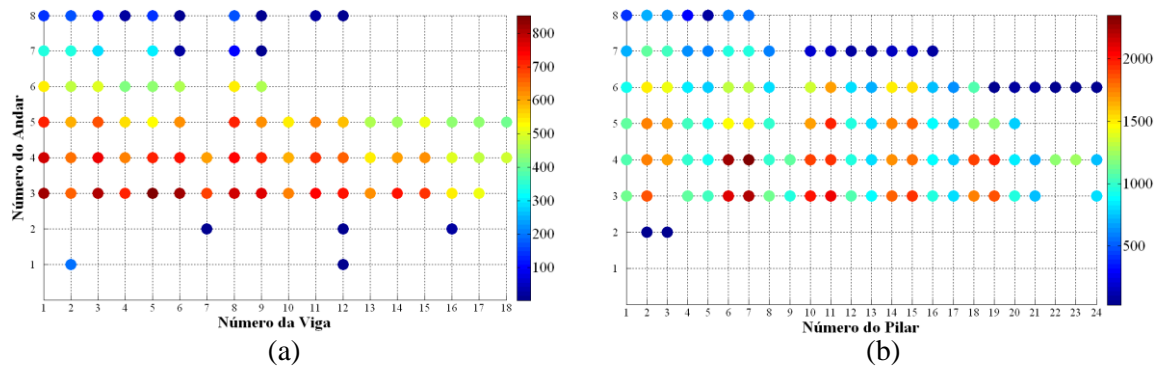


Figura 6.80 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-5 – CMV.

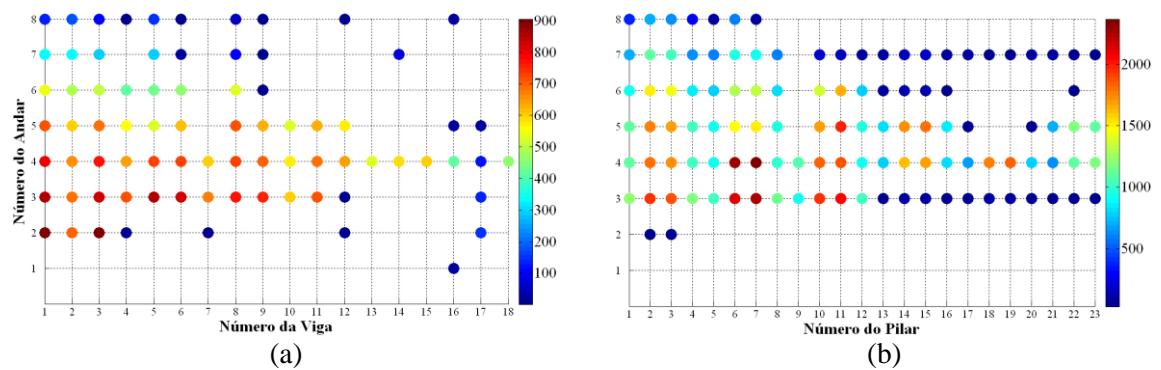


Figura 6.81 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-6 – CMV.

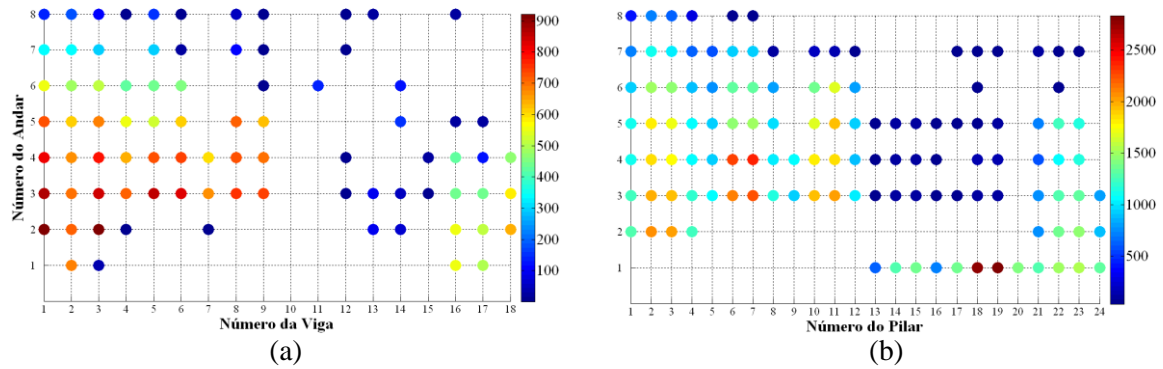


Figura 6.82 – Magnitude da variação dos momentos fletores nos elementos (a) vigas e (b) pilares, inversão de sinal. Unidades em KN.m, Modelo 2A-6 – CMV.

As curvas de capacidade obtidas com a análise não linear são apresentadas nas Figuras 6.83 e 6.84 para todos os modelos acima analisados.

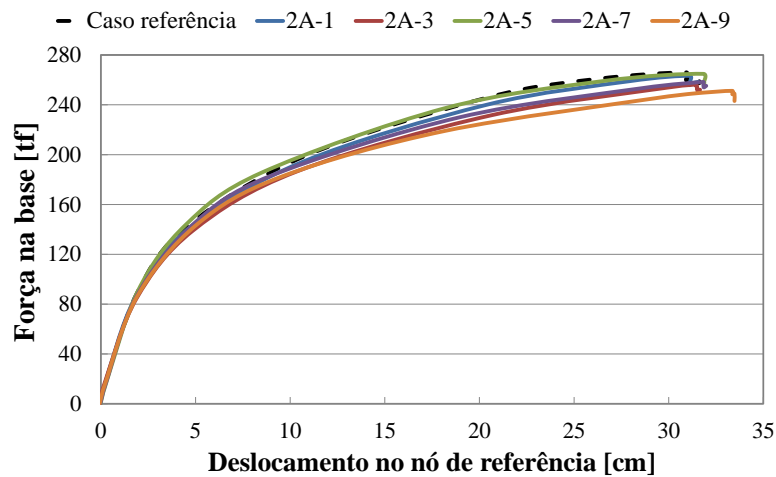


Figura 6.83 – Curvas de capacidade para os modelos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

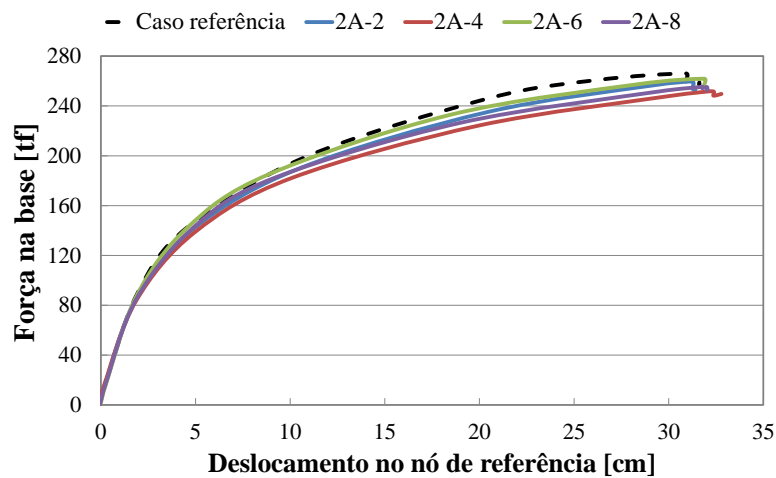


Figura 6.84 – Curvas de capacidade para os modelos 2A-2, 2A-4, 2A-6 e 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

A inclinação em qualquer ponto na curva de capacidade de uma estrutura representa a rigidez dela. Nas Figuras 6.83 e 6.84 pode-se observar que à medida que as irregularidades são introduzidas no caso de referência e se repetem em todos os andares, a inclinação das curvas vai diminuindo, por conseguinte, a rigidez do sistema também. Em todos os casos o primeiro elemento em colapsar foi uma viga. Na Tabela 6.20 são indicadas as vigas que colapsaram em cada caso numeradas segundo a Figura 6.77 e o andar onde se localizam.

Tabela 6.20– Vigas que romperam segundo a análise *pushover*, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

MODELO	ELEMENTO E ANDAR
2A - 1, 2A - 2, 2A - 3 e 2A - 5	V4, no terceiro e quarto andar.
2A - 4, 2A - 6, 2A - 7 e 2A - 8.	V4, no terceiro e quarto andar. V5 no quarto andar. V7 no quarto andar.

V = viga.

Para o cálculo dos coeficientes de dissipação de energias R de cada modelo, as curvas de capacidade são transformadas em modelos bilineares, apresentados nas Figuras 6.85 e 6.86. As Tabelas 6.21 e 6.22 contêm os coeficientes R resultantes.

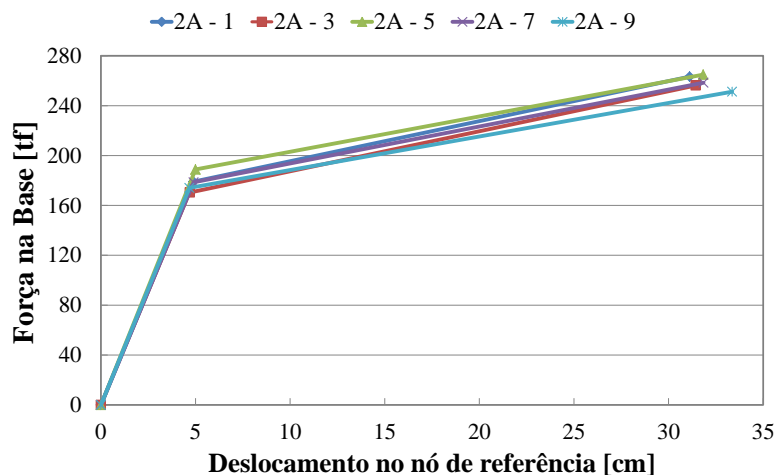


Figura 6.85 – Modelos bilineares, casos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

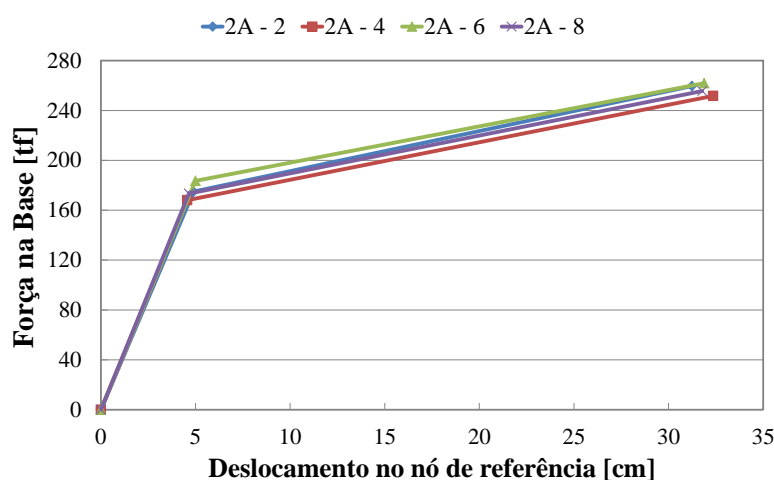


Figura 6.86 – Modelos bilineares, casos 2A-2, 2A-4, 2A-6, 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

Tabela 6.21 – Coeficiente R para os modelos 2A-1, 2A-3, 2A-5, 2A-7 e 2A-9, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

MODELO	Simétrico	2A - 1	2A - 3	2A - 5	2A - 7	2A - 9
$R = \mu$	6,33	6,36	6,37	6,69	6,50	7,14

Tabela 6.22 – Coeficiente R para os modelos 2A-2, 2A-4, 2A-6, 2A-8, irregularidade 2A (descontinuidade na trajetória dos elementos estruturais).

MODELO	Simétrico	2A - 2	2A - 4	2A - 6	2A - 8
$R = \mu$	6,33	6,38	7,10	6,58	6,83

Pode-se observar nas Figuras 6.85 e 6.86 e nas Tabelas 6.21 e 6.22, como a rigidez vai diminuindo à medida que as irregularidades são colocadas na estrutura, mas o coeficiente R aumenta em relação à estrutura simétrica. Os casos mais críticos são 2A-4 ($R=7,10$) e 2A-9 ($R=7,14$). A maior parte das análises indicou a presença de concentrações de tensões na parte central da estrutura entre o terceiro e o oitavo andar e entre os pórticos 2 e 4, ou seja, na região próxima à localização da irregularidade. A capacidade da estrutura para resistir cargas laterais nos modelos 2A-4, 2A-8 e 2A-9 é menor em relação aos outros casos devido ao coeficiente R ser alto, consequentemente a capacidade da estrutura vai depender da plasticidade de seus elementos para não colapsar porque quanto maior for o valor do R menor será a força que a estrutura poderá suportar, assumindo que a energia sísmica é dissipada através da plasticidade dos componentes estruturais.

7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 – CONCLUSÕES

Na presente pesquisa foi analisada a influência das irregularidades estruturais no comportamento e desempenho estrutural. Foram feitos 146 modelos numéricos, dos quais 6 foram da estrutura original para a verificação dos deslocamentos relativos, 71 correspondentes à análise não linear (*pushover*), 18 considerando as irregularidades em planta da estrutura base e 51 com irregularidades na altura da estrutura base.

Na primeira fase, realizaram-se análises estáticas e dinâmicas espectrais no modelo considerado base, Figura 6.10 com o objetivo de calcular os deslocamentos absolutos e relativos e assim obter a rigidez lateral dessa estrutura em suas duas direções ortogonais X e Y . Os métodos de análise e critérios de aceitação utilizados nesta fase foram os fornecidos pelas normas NSR-10 (AIS, 2009) e NBR 15421 (ABNT, 2006). Os resultados dessas análises demonstraram que os deslocamentos relativos não ultrapassaram os máximos permitidos pelas normas, mas os pórticos localizados na direção ortogonal X apresentaram uma baixa rigidez lateral em relação aos localizados na direção Y . Com base no exposto, foram analisados apenas os pórticos nessa direção, pois são os mais propensos ao colapso.

Na segunda fase foi analisada a estrutura base com sete tipos de irregularidades a fim de quantificar os efeitos destas no desempenho estrutural. Os resultados revelaram que a resposta dos modelos foi mais sensível às irregularidades em planta, mas as irregularidades na altura apresentaram o maior número de elementos com inversões de sinal dos momentos fletores. Para os casos em que se considerou a presença de pilares curtos, se observou uma grande variação nos momentos fletores e na curva de capacidade, resultantes da falha frágil dos elementos. Isto acontece porque nas zonas onde se localizam os pilares curtos há uma grande concentração de esforços de cisalhamento, causando uma perda de capacidade portante nessas regiões ocasionando uma falha frágil.

Utilizando o programa CMV e os resultados obtidos das modelagens anteriores, foi possível conhecer, a priori, as zonas dos elementos estruturais onde poderia ocorrer algum tipo de dano. O objetivo dessa análise foi conhecer as possíveis áreas danificadas.

Verificou-se que dentre os sete tipos de irregularidades analisadas, as irregularidades em planta alteraram mais a capacidade resistente da estrutura às cargas laterais, provavelmente devido ao baixo grau de hiperestaticidade, o que ocasionou uma redistribuição de esforços e dissipação da energia sísmica menor.

Nas irregularidades em planta, à medida que os modelos apresentavam descontinuidades na laje ou retrocessos excessivos nos cantos da estrutura, se observaram muitos elementos (aproximadamente 50%) com inversões de sinal dos momentos fletores e um número menor de elementos com alterações nos momentos fletores, porém, conservando o sinal. Quando o modelo teve o maior número de irregularidades deste tipo (modelo 3P – 8) apresentou o maior número de elementos com inversão de sinal nos momentos fletores em seus extremos causando a rápida formação de rótulas plásticas devido ao baixo grau de hiperestaticidade o que ocasiono diminuição da rigidez e da capacidade resistente às cargas laterais da estrutura.

Quando se consideraram as irregularidades na vertical, os resultados indicaram um maior número de elementos com inversão de sinal em relação aos momentos fletores, tendo casos com mais de 96% dos elementos apresentando esse tipo de variação. Apenas os casos dos modelos onde se aumentou a altura dos andares, as variações nos momentos fletores, mas conservando o sinal, foram importantes em relação às alterações com inversões de sinal. Além disso, o coeficiente R foi quase o mesmo para todos os casos e não houve uma demanda alta de ductilidade.

Nos casos dos pilares curtos, as inversões de sinal dos momentos fletores foram predominantes, aproximadamente 95% das vigas e 87 % dos pilares apresentaram esse tipo de variação. O coeficiente R nesses casos foi um pouco elevado em relação à estrutura simétrica o que significa que devido aos pilares curtos a estrutura não conseguiu desenvolver toda a sua capacidade inelástica devido à perda repentina de capacidade nas áreas próximas ao pilar curto.

Para irregularidade 2A foram feitas nove modelagens, das quais os elementos que mais apresentaram variações foram os pilares. Nesta análise foram observados mais casos com alterações nos momentos fletores com modificação de sinal. A maior parte das variações apresentou concentração de tensões na parte central da estrutura, O caso que mais apresentou demanda de ductilidade foi o 2A-9, com um coeficiente $R = 7,14$ o qual foi muito alto em relação ao coeficiente da estrutura simétrica.

Com a análise não-linear (*pushover*) verificou-se que as rótulas plásticas em todos os modelos analisados se formaram nas vigas e não nos pilares. As únicas rótulas plásticas que se formaram nos pilares foram no caso de considerar a presença de pilares curtos, com o qual se pode concluir que todos os modelos atenderam o princípio viga fraca-pilar forte. Os coeficientes R aumentaram à medida que as irregularidades foram colocadas no modelo, apresentando os valores mais altos nas quando houve irregularidades em planta,

isso significa que as estruturas com esse tipo de modificação tiveram deslocamentos absolutos e relativos altos e uma flexibilidade maior em relação às outras. O coeficiente R não depende só do sistema estrutural, também depende de parâmetros tais como zona sísmica, tipos de irregularidades e importância da edificação.

7.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões para possíveis continuações deste trabalho:

- ✓ Estudar e discutir alguns parâmetros da norma brasileira de sismos como as acelerações sísmicas do projeto, a determinação do período da estrutura, a determinação do coeficiente de modificação de resposta e outros que afetaram sensivelmente a capacidade resistente da estrutura;
- ✓ Realizar uma análise dinâmica não linear de estruturas irregulares considerando os efeitos de segunda ordem ou efeitos P-Delta;
- ✓ Analisar a capacidade resistente da estrutura mediante uma análise não linear modal, proposta por Chopra *et al.* (2002), calculando para cada elemento estrutural a relação momento-curvatura a fim de trabalhar com dados mais exatos;
- ✓ Avaliar a capacidade resistente das estruturas em território brasileiro usando como carregamento horizontal o histórico de acelerações de sismos ocorridos no país, a fim de considerar os efeitos locais do solo;
- ✓ Estudar diversas metodologias para o cálculo do coeficiente R , nas quais sejam considerados os efeitos da sobrecarga (Ω);
- ✓ Ampliar o programa CMV para obter mais parâmetros importantes que podem ser usados no estudo das patologias estruturais.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2001 Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421:2006 Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA – AIS (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente – NSR-98. Bogotá, D.C, Colombia, 1998.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA – AIS (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente – NSR2010. Bogotá, D.C, Colombia, 2010.
- ASSUMPCÃO, M. S., NETO, C. M. D. “Sismicidade e estrutura interna da terra”. In: TEIXEIRA, W., TOLEDO, M. C. M., FAIRCHILD, T. R., TAIOLI, F. *Decifrando a Terra* - 1 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2000.
- ALI, A.K., KRAWINKLER, H. Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behavior of Building Structure. PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, U.S.A, 1998.
- AGUIAR, R. Análisis Sísmico de Edificios. Escuela Politécnica del Ecuador, Quito, Ecuador, 2008.
- AGUIAR, R. F. (2006). Dinámica de Estructuras con MatLab. Editorial Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- BALLING, L. (2007). Design of Buckling-restrained Braced Frames Using Nonlinear Time History Analysis and Optimization. Thesis Master os Science. Department of Civil and Environmental Engineering. Brigham Young University.
- BARBAT, A. H., CANET, J. M. Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas – Calculo por ordenador. Editorial CIMNE, Barcelona, España, 1994.
- BENATTO, C. D. Estudo do Efeito de Ações Sísmicas em um Edifício com Estrutura de Aço no Brasil, Trabalho de Conclusão do curso de Engenharia Civil, Universidade Positivo, Curitiba, 2010.

- BENTO, R., FALCÃO, S., RODRIGUES, F. Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com Base em Análises Estáticas Não Lineares. In: *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, p. 865-874, Porto, Portugal.
- BOZZO, L. M., BARBAT, A. H. Diseño Sismorresistente de Edificios: Técnicas convencionales y avanzadas. Editorial Reverté, S.A, Barcelona, España, 2008.
- CARRILLO, J. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño. No. 155, p. 91-102, Medellín, Colombia.
- CHAVES, J. R. F. Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- CHEN, W.F. and LUI, E.M. Earthquake Engineering for Structural Design. Taylor & Francis Group. U.S.A, 2006.
- CHOPRA, A.K. Dynamics of Structure, Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.
- CHOPRA, A.K. e GOEL, R.K. A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings. In: *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 31, p. 561-582, California, U.S.A, 2002.
- CHINTANAPAKDEE, C., CHOPRA, A.K. Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses. In: *International Journal of Structural Engineering* ® ASCE, Vol. 130, No. 8, pp. 1177-1185, U.S.A, 2004.
- CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. Dynamics of Structures, Third Edition. Computers & Structures, Inc. Berkeley, California, USA, 2003.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. SAP2000 Analysis Reference Manual. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, U.S.A, 2002.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. SAP2000 Quick Pushover Analysis Tutorial. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, U.S.A, 2002.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Optimized Modeling and Design of Concrete Structure using ETABS. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, U.S.A, 2002.
- CORBANI, S. Análise Dinâmica Elasto-Plástica de Estruturas Metálicas Sujeitas a Excitação Aleatória de Sismos. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2006.

- DHAKAL, R., FENWICK, R. Detailing of Plastic Hinges in Seismic Design of Concrete Structure, *Structural Journal*. In: *American Concrete Institute*, Vol. 105, No. 6, p. 740-749, U.S.A, 2008.
- ESPEZÚA, C.A. Análise de Edifícios Altos Submetidos a Terremotos pela Técnica do Meio Continuo. Dissertação de mestrado, USP – São Carlos, Brasil, 2009.
- ETABS. Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems - *Nonlinear* v9.7.2, Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- FALCONI, R. A. Verificación del Desempeño en el Diseño Sismo Resistente. In: *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 2, No. 1, p. 41-54. Puerto Rico, 2002.
- FALCONI, R. A. Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado Sin Muros de Corte – Primera Edición. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador, 2007.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), Washington, D.C, U.S.A, 518p, 2000.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. (FEMA 450), Washington, D.C, U.S.A, 712p, 2003.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. (FEMA 440), Washington, D.C, U.S.A, 392p, 2005.
- FERNANDES, C.A. Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análise Lineares e Não Lineares. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2007.
- GALÍNDEZ, N. Desempeño de Pórticos de Acero Resistentes a Momento Diseñados de Acuerdo con la NSR-98. Tesis para optar por el título de Magíster, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia, 2005.
- GARCIA, L.E. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, 1998.
- GHERSI, A., MARINO, E.M., ROSSI, P.P. Static versus Modal Analysis: Influence on Inelastic Response of Multi-Story Asymmetric Buildings. In: *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 4, p. 511-532, U.S.A, 2007.

- GUIMARÃES, A. Análise Sísmica de Estruturas Irregulares. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1989.
- HABIBULLAH, A., PYLE, S. Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis. In: *Wiley Online Library (www.interscience.wiley.com) - Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, U.S.A, 1998.
- HOUSNER, G. W., HUDSON, D. E. Applied Mechanics Dynamics. California Institute of Technology, California, USA, 1980.
- İNAN, T., KORKMAZ, K. Evaluation of Structural Irregularities Based on Architectural Design Consideration in Turkey. In: *Structural Survey - Emerald Group Publishing Limited*, Vol. 29, No. 4, p. 303-319, U.S.A, 2011.
- LE-TRUNG, K., LEE, K., LEE, J., LEE, H. Evaluation of seismic behaviour of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. In: *Wiley Online Library (www.interscience.wiley.com) - Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 3, p. 215-232, U.S.A, 2010.
- LUNA, J.L e TENA, A. Observaciones Sobre Algunos Criterios de Diseño Sísmico de Edificios con Marcos de Concreto Armado. In: *Revista de Ingeniería sísmica*, No. 66, p. 1-43, DF, México, 2002.
- MARTÍNEZ, M.A. Evaluación del Uso de Espectros de Diseño al Análisis del Riesgo Sísmico. Aplicación a Barcelona (España). Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2009.
- MATLAB. Matrix Laboratory - R2009b. MathWorks - MATLAB and Simulink for Technical Computing. Massachusetts, U.S.A, 2009.
- MICHALIS, F., DIMITRIOS, V., MANOLIS, P. Evaluation of the Influence of Vertical Irregularities on the Seismic Performance of a Nine-Story Steel Frame. In: *Wiley Online Library (www.interscience.wiley.com), Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 12, p. 1489-1509, U.S.A, 2006.
- MORENO, R.G. Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis de doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2006.

- MOURA, É. (2011). Análise Sísmica da Estrutura de um Cais. Projeto de Graduação ao curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.
- NAKANO, Y. Ductilidad y Diseño Estructural de los Edificios de Concreto Reforzado. In: *Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)*, p.154-76, México DF, 1990.
- NEWMARK, N., HALL, W. Earthquake Spectra and Design. Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, 3, California, U.S.A, 1982.
- PAZ, M. Dinámica Estructural – Teoría y Cálculo. Editorial Reverté, S.A. Barcelona, España, 1992.
- PARK, R. and PAULAY, T. Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial Limusa, México, 1980.
- PAULAY, T. and PRIESTLY, M. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. JohnWiley & Sons, New York, U.S.A, 1992.
- PEÑA, M. A. M. Análisis “push-over” de edificios con pórticos de acero en Bogotá. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2010.
- REBOREDO, A. El Análisis Dinámico de Construcciones Sismo Resistentes, Conceptos Básicos y Limitaciones. Mendoza, Argentina, 1996.
- SANTOS, S. H. C., SOUZA LIMA, S., SILVA, F. C. M. Risco sísmico na região Nordeste do Brasil. In: *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, Vol. 3, No. 3, p. 374-389, Brasil, 2010.
- SAMPAIO, A. Estudo Comparativo de Normas de Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes da América Latina, Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil, 1998.
- SAP2000. Integrated Software for Structural Analysis & Design, V14.2.4. Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- SEARER, G.R., FREEMAN, S.A. Design Drift Requeriments for Long-Period Structures. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*, No. 3292, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS, Technical report, ATC-40, Applied Technology Council. Redwood City, California, U.S.A, 1996.

- SILVA, A.W. Princípios Básicos do Projeto de Estruturas de Concreto Pré-Moldado em Regiões com Risco Sísmico, Monografia de conclusão, Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
- MIRANDA, P. S. T. Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira, Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
- VIERA, L.P. Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Quito, Ecuador, 2004.
- WILSON, E. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structure. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, U.S.A, 2002.
- WHITTAKER, A., MOEHLE, J., HIGASHINO, M. Evolution of Seismic Building Design Practice in Japan. In: *Magazine The Structure Design of Tall Buildings*, Vol. 7, No. 2, p. 93-111, U.S.A , 1998.
- ZÁRATE, G., AYALA, A.G., GARCÍA, O. Método Sísmico Estático para Edificios Asimétricos: Revisión de Enfoques. In: *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 69, pp. 25-44, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, 2003.

ANEXO I – TABELAS DA FEMA 356 (ASCE, 2000)

As seguintes tabelas permitem calcular os diagramas momento-curvatura de cada elemento estrutural em função das quantias de aço, forças de projeto, disposição da armadura e tipo de seção transversal e que representam o comportamento da rótula plástica e que são utilizadas para a análise *pushover*. As tabelas são as seguintes:

Tabela I.1 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear das vigas [Tabela 6-7, FEMA 356 (ASCE, 2000)].

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams											
			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³					
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
Performance Level											
Conditions			a		b	c	IO	Component Type			
								Primary		Secondary	
			a		b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹											
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_n \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04	
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02	
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01	
ii. Beams controlled by shear¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹											
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_p) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabela I.2 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear dos pilares [Tabela 6-8, FEMA 356 (ASCE, 2000)].

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns										
Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			IO	Component Type						
Primary		Secondary								
a	b	c	LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Tabela I.3 – Parâmetros numéricos para modelar o comportamento não linear da junção viga-pilar [Tabela 6-9, FEMA 356 (ASCE, 2000)].

Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beam-Column Joints

Conditions		Modeling Parameters ⁴				Acceptance Criteria ⁴				
		Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
		a	b	c	Component Type					
Primary					Secondary					
						LS	CP	LS	CP	
i. Interior joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$ ³								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
ii. Other joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at ≤ $h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
- V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

ANEXO II – MODELAGEM NUMÉRICA NO ETABS (CSI, 2000)

II.1 – ANÁLISE ESTÁTICA

Neste trabalho, foram definidos 14 casos de carga estática e foram definidas na interface gráfica *Static Load Cases* do ETABS ilustrada na Figura II.1. Os casos são os seguintes:

- CM é o carregamento permanente;
- CV é o carregamento variável;
- SX e NBR-SX são os sismos que vão ser calculados segundo a máxima aceleração horizontal equivalente S_a definida em cada norma e na direção ortogonal X (Figura 5.6);
- SY e NBR-SY são os sismos que vão ser calculados segundo a máxima aceleração horizontal equivalente S_a definida em cada norma e na direção ortogonal Y ;
- (SXEP, SYEN) e (NBR-SXEP, NBR-SXEN), são os sismos que vão ser calculados segundo a máxima aceleração horizontal equivalente S_a e considerando uma excentricidade acidental negativa e positiva definida em cada norma e na direção ortogonal X ;
- (SXEP, SYEN) e (NBR-SXEP, NBR-SXEN), são os sismos que vão ser calculados segundo a máxima aceleração horizontal equivalente S_a e considerando uma excentricidade acidental negativa e positiva definida em cada norma e na direção ortogonal Y .

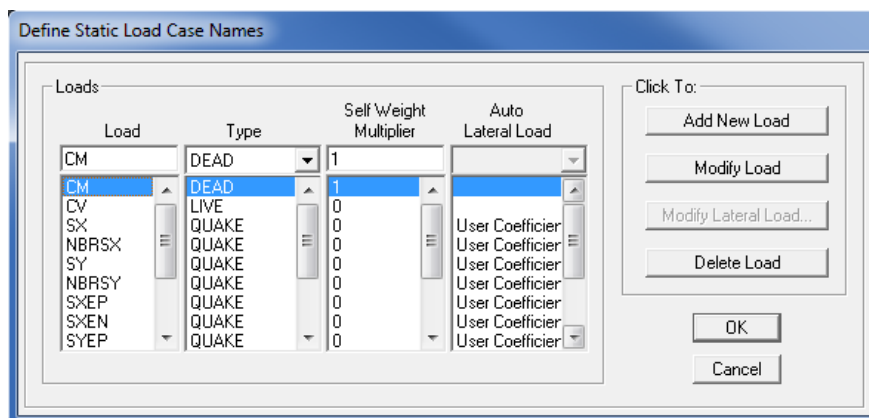


Figura II.1 – Static Load Cases, ETABS.

Em seguida, calculado o valor do coeficiente sísmico segundo os métodos da norma colombiana ou brasileira, é inserido esse valor na interface gráfica *Defined Seismic Loading* do ETABS, Figura II.2.

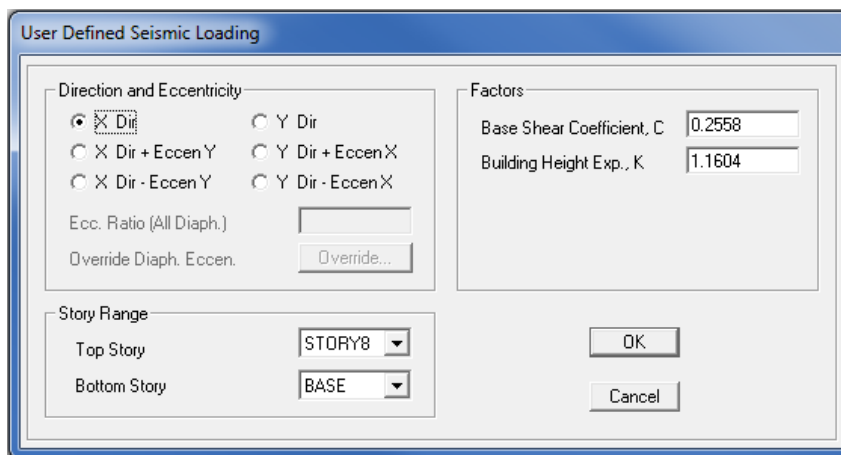


Figura II.2 – Defined Seismic Loading – ETABS.

Inserido o valor do coeficiente sísmico, é executado o programa e os resultados são apresentados em tabelas ou de forma gráfica.

II.2 – ANÁLISE MODAL

As propriedades dinâmicas representadas pelos modos de vibração e frequências naturais foram determinadas utilizando a interface gráfica *Dynamic Analysis Parameters* do ETABS, ilustrada na Figura II.3.

No ETABS (CSI, 2010), pode-se optar por dois tipos de análise para o cálculo dos modos de vibração e frequências naturais:

- Autovetores (*Eigen Vectors*): determinam os modos de vibração e as frequências naturais através da solução da equação do equilíbrio dinâmico;
- Vetores de Ritz (*Ritz Vectors*): procuram encontrar os modos que são excitados por um carregamento particular.

Neste trabalho, foi criado um caso chamado MODAL e foi usado o tipo de análise autovetores (*Eigen Vecotrs*) com tolerância de 10^{-9} . Além disso, foram obtidos 24 modos de vibração, considerando-se três modos por andar.

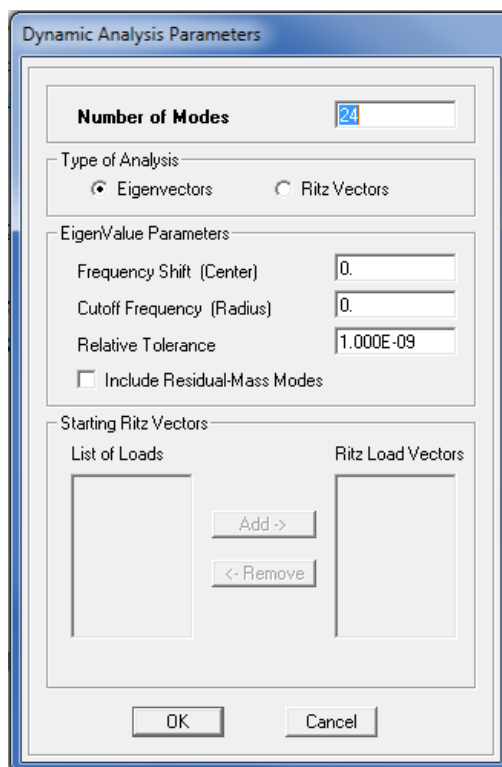


Figura II.3 – Dynamic Analysis Parameters – ETABS.

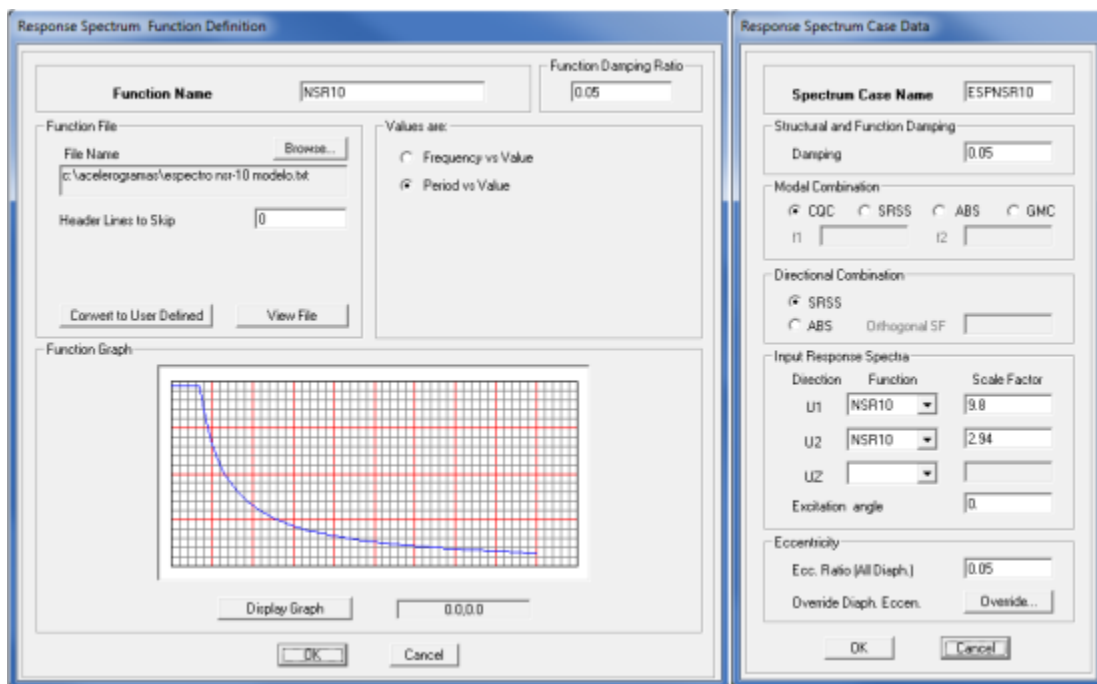
II.3 – ANÁLISE DINÂMICA ESPECTRAL

No ETABS é possível fazer uma análise espectral, mas para cada análise é necessário configurar um caso espectral, indicando o nome do caso, uma função espectral e indicar o fator de escala dessa função. Além disso, é importante definir o coeficiente de amortecimento e o tipo de combinação modal.

A função espectral corresponde ao espectro elástico de projeto com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, sendo calculado de acordo com as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2006). A função espectral pode ser definida no ETABS (CSI, 2010) em qualquer das seguintes maneiras:

- Usando um documento de texto que contem os dados da função espectral, em que, para o programa ler o arquivo com a função espectral, é necessário definir o número de linhas e, se a função é composta de períodos ou frequências;
- Inserção da função espectral através do teclado;
- Selecionando um espectro disponível no programa correspondente a um das seguintes normas: UBC94, UBC97, Eurocode 8, IBC2000, NBCC95, NEHRP97, Chinese 2010, Italian 3274, AS1170-2007, NZ1170-2004, BOCA96;

A função espectral foi inserida no ETABS usando um documento de texto com os valores de período (T) e os valores de aceleração espectral S_a . O espectro elástico com um fator de amortecimento de 5% foi definido na interface gráfica *Response Spectrum Function Definition* (Figura II.4(a)). Além disso, foram criados quatro casos de análise espectral, ESPNSR10X, ESPNSR10Y, ESPNBRX e ESPNBRY usando a aceleração da gravidade como fator de escala para obter as respostas sísmicas. Os dados desse caso foram definidos na interface gráfica *Response Spectrum Case Data* (Figura II.4(b)).



(a)

(b)

Figura II.4 – Interfaces gráficas usadas para a análise dinâmica espectral.

Por último, é executado o programa e os resultados são apresentados em tabelas ou de forma gráfica.

II.4 – ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO (*TIME-HISTORY*)

A análise dinâmica no domínio no tempo realizada foi do tipo linear e utilizando os modos de vibração obtidos no caso MODAL, sendo usualmente mais preciso e eficiente.

O programa ETABS pode realizar dois tipos diferentes de análise no domínio no tempo. O primeiro corresponde ao caso de um edifício submetido a uma aceleração na base (*sismo*) e o segundo, os casos de cargas estáticas são multiplicados por valores da função tempo-história para se tornar um conjunto de cargas externas variando no tempo. Neste caso, foi usado o primeiro método.

Para a simulação do sismo foram utilizados os dados de aceleração das componentes norte-sul, Leste-Oeste e vertical do sismo El Centro. Estes arquivos de dados contêm os valores das acelerações do sismo em relação à aceleração da gravidade e com espaços de tempo $\Delta_t = 0,01$. Para definir essas componentes no ETABS, foi usada a interface gráfica *Define Time History Function*, ilustrada na Figura II.5. Foram então definidas três funções tempo-história THX, THY e THZ, e os registros foram carregados desde arquivos de texto

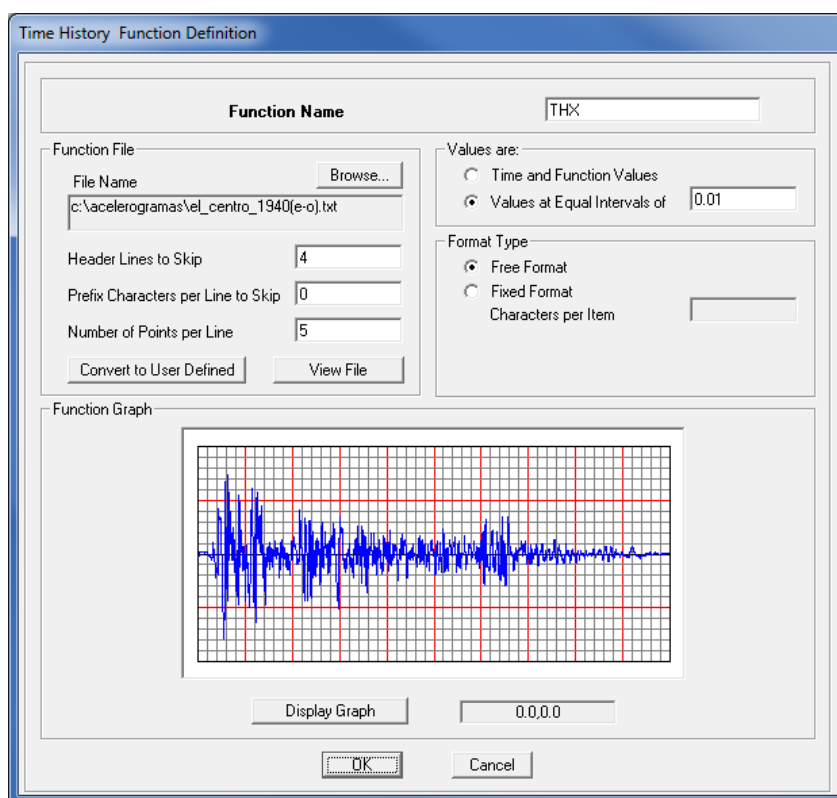


Figura II.5 – Define Time History Function, ETABS.

Logo após inseridos os dados das componentes, um caso de carga foi definido na interface gráfica *Time History Case Data* do ETABS, conforme a Figura II.6, e chamado ELCENTRO. Em *Load* é selecionado *Accel* junto com o eixo 1, 2 e Z representando X, Y e

Z respectivamente. Em *Function* é selecionada, segundo o eixo escolhido, a função tempo história definida na interface gráfica da Figura II.5.

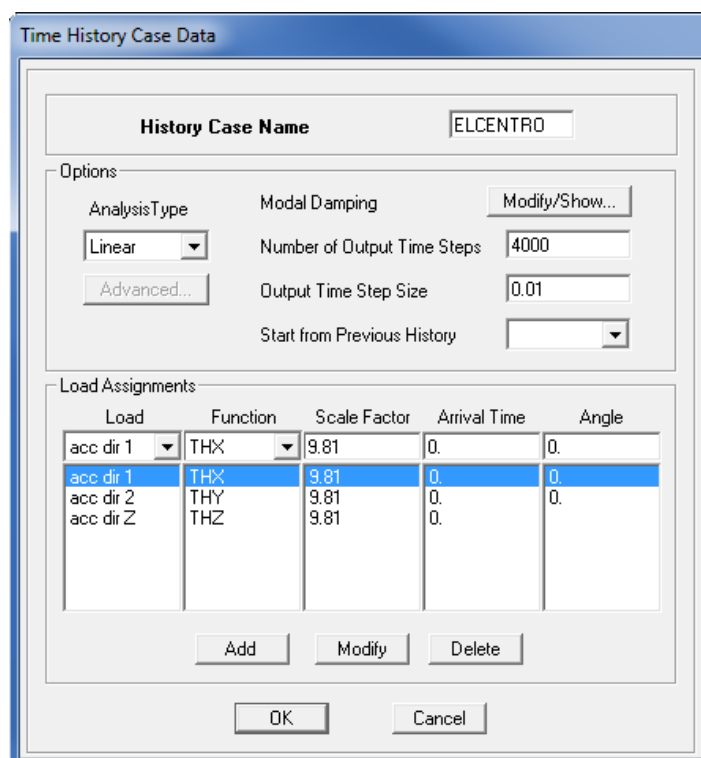


Figura II.6 – Time History Case Data, ETABS.

As simulações em passo de tempo foram realizadas com espaço de tempo de 0,01 segundos sendo um total de 4.000 passos-tempo representando 40 segundos, para analisar a resposta ao sismo de El Centro. O programa resolve a equação de equilíbrio dinâmico somente nos passos de tempo definidos no campo *Output Time Steps Size*. A utilização de um fator de escala (*Scale Factor*) de 9,81 para o caso ELCENTRO é devido aos dados da aceleração do sismo estar em termos da aceleração da gravidade.

II.5 – ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR - PUSHOVER

O comportamento não linear de um elemento (viga ou pilar) é representado por rótulas no ETABS. Neste caso, foram utilizadas propriedades definidas por defeito do programa e que são definidas na interface gráfica *Define Frame Hinge Properties*, Figura II.7.

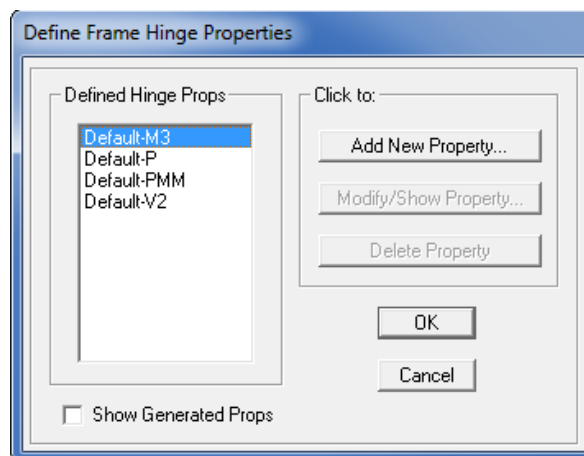


Figura II.7 – Define Frame Hinge Properties, ETABS.

O programa gera automaticamente diferentes rótulas para cada seção de acordo com as suas características como a geometria dos elementos estruturais, da quantidade da armadura de reforço, das propriedades dos materiais, entre outras. Segundo as propriedades e as cargas aplicadas, o programa calcula a resistência de fluência ou escoamento e a resistência última do elemento para definir a curva momento-curvatura normalizada que vai representar o comportamento da rótula plástica.

Além disso, o programa baseia-se nos critérios do FEMA-356 (ASCE, 2000) para definir as constantes a , b , e c , descritas no item 4.3.2.2. As propriedades geradas pelo ETABS para vigas e pilares foram utilizadas neste trabalho. Na Figura II.8 é apresentada uma rótula plástica calculada pelo programa para a viga $35 \times 45 \text{ cm}^2$ (ver figura 5.7(f)).

Na Figura II.8, os pontos E-, D-, C-, B-, A-, A, B, C, D, E referem-se aos explicados no item 3.3.2.2. No ETABS, o deslocamento no ponto B da Figura 4.16 é sempre zero, ou seja, o programa assume um comportamento rígido-plástico sem considerar a fissuração do elemento no estágio I (Aguiar, 2003).

O ETABS define os critérios de aceitação do comportamento da rótula segundo as tabelas da FEMA-356 (ASCE, 2000), para saber o nível de desempenho de todas essas na hora da análise.

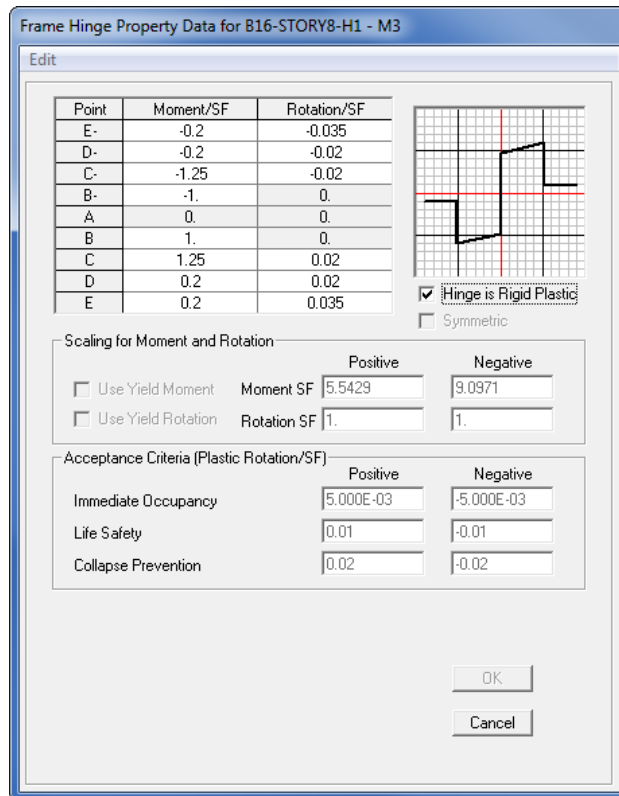


Figura II.8 – Propriedades da rótula plástica calculada pelo ETABS, V35x45.

O objetivo é atribuir “Default PMM” para as extremidades dos pilares e “Default M3” para as extremidades das vigas. São selecionados os elementos no ETABS e usando a interface gráfica *Assign Frame Hinges* (Figura II.9) são atribuídas essas rótulas.

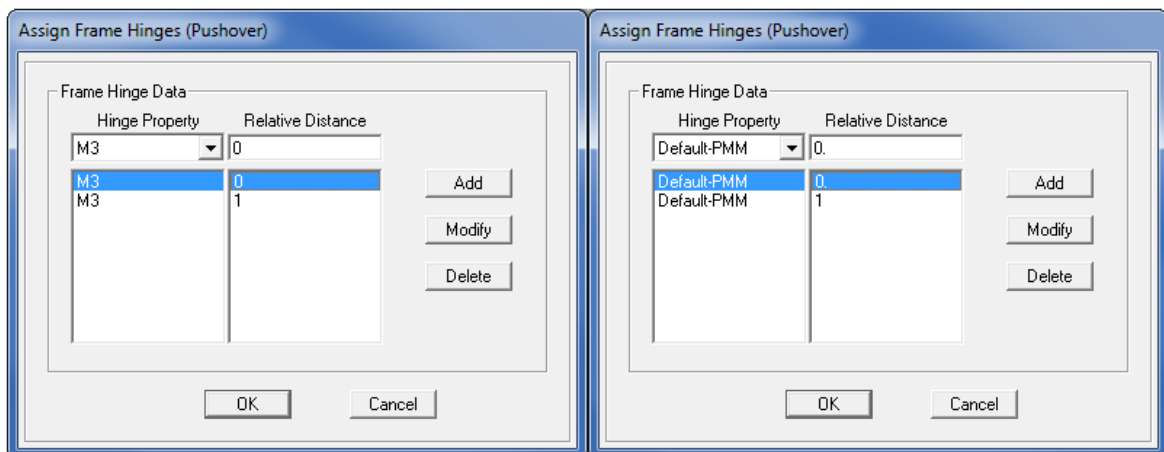


Figura II.9 – Assign Frame Hinges, ETABS.

O mesmo procedimento foi feito para os demais elementos estruturais usando a interface gráfica da Figura II.9.

O ETABS permite aplicar três tipos de cargas laterais monotônicas: a partir de um estado de carga estático, um padrão modal ou um padrão de acelerações (CSI, 2002). Uma maneira de obter uma avaliação mais realista do desempenho de estruturas sob cargas monotônicas crescentes é considerando o efeito das cargas verticais ou gravitacionais na hora da análise. Assim, a FEMA-356 (ASCE, 2000) permite a utilização da seguinte equação:

$$Q_G = 1,1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (\text{II.1})$$

onde,

- Q_D é o carregamento permanente;
- Q_L é o carregamento variável efetivo, igual ao 25% dos carregamentos variáveis de projeto não reduzidas;
- Q_S é o carregamento produzido pela neve. Nosso caso $Q_D = 0$.

Assim, a combinação acima descrita é utilizada para definir um estado de carga estático não linear e serve como uma condição inicial do estado de cargas laterais monotônicas incrementais. Para efeitos do presente trabalho, o estado das cargas estáticas foi definido CGX, porque foram analisados os pórticos localizados na direção X.

O padrão de carga lateral incremental aplicado sobre a estrutura foi triangular e foram aplicadas nos centro de massa de cada pavimento usando o fator de distribuição vertical das forças sísmicas (C_{vx}) e calculado segundo a Equação (4.11). A escolha desse padrão de carga baseia-se na base que as estruturas de períodos curtos (cerca de um segundo) tendem a deformar-se sob excitações dinâmicas para o modo fundamental de vibração, portanto, esse padrão é uma aproximação desse modo. Por conseguinte, foi usado como padrão de carga lateral o caso SX definido para o cálculo da força horizontal equivalente segundo a NSR-10 (item II.1), porque as forças calculadas neste caso cumprem com a condição acima mencionada e são forças não reduzidas em relação às forças obtidas com a NBR-15421 (ABNT, 2006).

E finalmente, é definido um caso de carga estático não linear chamado PUSHX na interface gráfica *Static Nonlinear Case Data* do ETABS (Figura II.10) e são inseridos os casos de carga acima definidos.

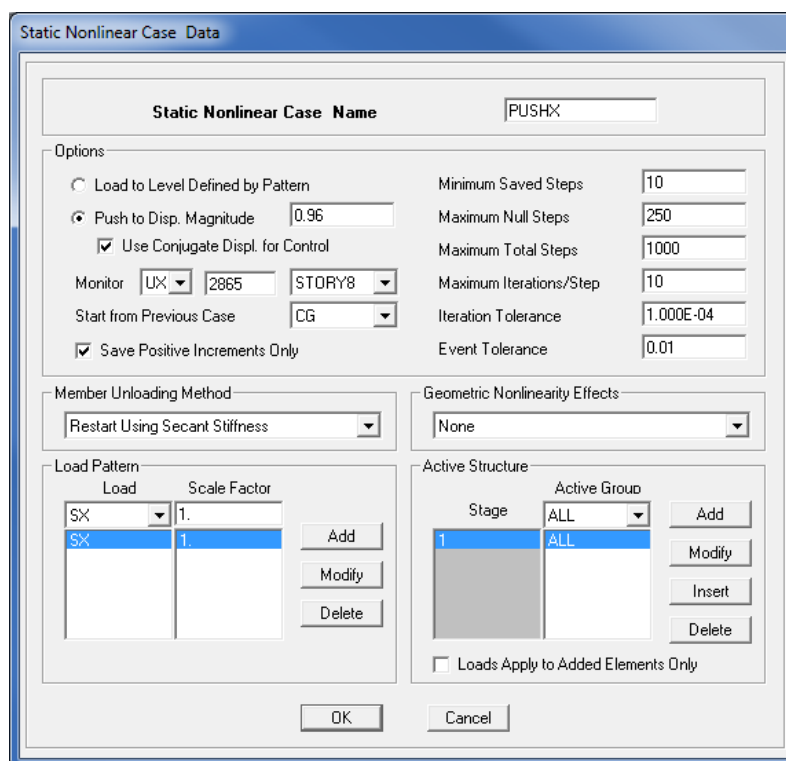


Figura II.10 – Static Nonlinear Case Data, ETABS.

A estrutura será submetida a cargas monotônicas laterais incrementais controladas pelo deslocamento. O nó de referencia corresponde ao centro de massa do último pavimento da estrutura e o deslocamento máximo pode-se calcular de acordo com a equação 4.20 ou pode ser assumido como 4% da altura da estrutura. Foi assumido o segundo critério como se pode observar na figura 6.26 (*Push to Disp Magnitude* – $4\% * 24m = 0,96m$), porque na maioria de pesquisas e trabalhos sobre o assunto é o valor médio utilizado e resulta em boas aproximações.

Quando numa rótula há uma redução de capacidade portante, é porque a rótula atingiu uma parte negativa de sua curva força-deslocamento durante a análise pushover (Figura 4.16). Tal redução ao longo de uma inclinação negativa (linha C-D) é instável em uma análise estática não linear e, o ETABS fornece três métodos diferentes para remover a carga que a rótula estava resistindo e redistribuir para o restante da estrutura. No trabalho, foi usado o método *Restart Using Secant Stiffness* (reiniciar usando rigidez secante), Figura II.9, pois é o mais estável, embora seja o menos eficiente.

Neste método, se uma rótula atinge o ponto C na curva força-deslocamento (Figura 4.16), todas as rótulas redefinem sua não linearidade usando propriedades de

rigidez secante, e a análise é reiniciada. A rigidez secante para cada rótula é definida como a secante desde o ponto da curva onde houve a perda de capacidade até o ponto a partir do qual iniciou a análise pushover (Figura II.11).

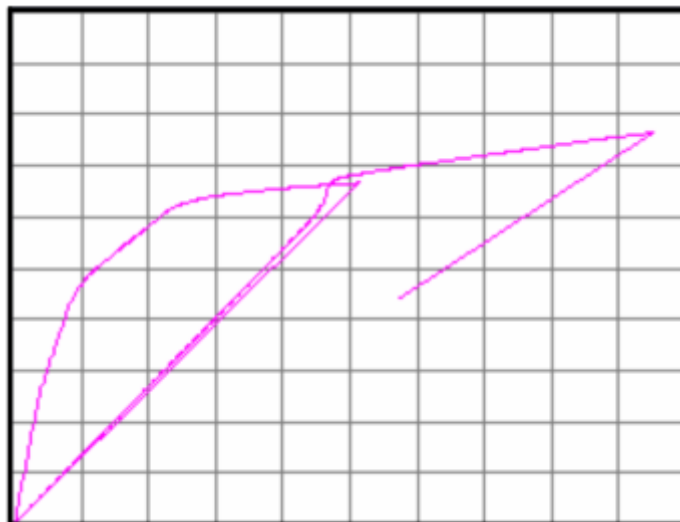


Figura II.11 – Curva de capacidade usando método da rigidez secante.

O resultado dessa análise é a curva de capacidade resistente que representa a resposta não linear da estrutura.