

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS SCHREIBER MOEHLECKE

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO DE AÇO SUBMETIDO A
FORÇA SÍSMICA ATRAVÉS DO MÉTODO DA FORÇA LATERAL EQUIVALENTE**

São Leopoldo
2018

LUCAS SCHREIBER MOEHLECKE

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO DE AÇO SUBMETIDO A
FORÇA SÍSMICA ATRAVÉS DO MÉTODO DA FORÇA LATERAL EQUIVALENTE**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Ms. Diego Schneider

São Leopoldo

2018

RESUMO

O presente trabalho consiste na análise comparativa de dois modelos estruturais em aço, um com pórticos a momento especiais (SMF) e outro com contraventos excêntricos (EBF), frente as ações sísmicas através do método da força lateral equivalente. Tem por objetivo avaliar a influência da escolha do sistema estrutural metálico sobre o projeto em zonas de elevada sismicidade. Foi adotado o método da força lateral equivalente para determinação dos esforços e deslocamentos provenientes da ação sísmica em ambos modelos estruturais. Toda a análise e dimensionamento foram feitos dentro do software de cálculo *RAM Structural System* da Bentley. Os principais parâmetros comparados foram o consumo de aço dos perfis metálicos dimensionados e os deslocamentos horizontais, oriundos da carga sísmica, de cada um dos modelos propostos. O modelo com contraventos excêntricos se mostrou muito mais econômico e estável, tendo uma redução de cerca de 15% no consumo de aço e reduzindo os deslocamentos para valores três vezes menores que a opção com pórticos a momento. Além disso o método da força lateral equivalente se mostrou adequado e de fácil aplicação em ambos modelos estruturais.

Palavras-chave: Análise sísmica. Edifício em aço. Método da força lateral equivalente.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Torre Titanium La Portada: (a) Vista do edifício, (b) dissipadores de energia utilizados no projeto.....	18
Figura 2 – Vista do empreendimento WTorre Morumbi.....	20
Figura 3 – Pórticos momento-resistentes: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada	21
Figura 4 – Vista de uma estrutura com pórticos a momento	22
Figura 5 – Pórticos com contraventos concêntricos: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada.....	23
Figura 6 – Vista de uma estrutura com contraventos concêntricos	24
Figura 7 – Pórticos com contraventos excêntricos: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada	25
Figura 8 – Vista de uma estrutura com contraventos excêntricos	25
Figura 9 – Contraventos de flambagem restringida.....	26
Figura 10 – Vista de uma estrutura com contraventos de flambagem restringida.....	26
Figura 11 – Muros de corte com placas de aço: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada	27
Figura 12 – Vista de uma estrutura com muros de corte com placas de aço	28
Figura 13 – Sistema de um grau de liberdade.....	31
Figura 14 – Vibrações livres em sistemas com amortecimento supercrítico, crítico e subcrítico.....	32
Figura 15 – Espectro elástico de resposta, em função da aceleração, correspondente ao terremoto da Turquia, 17/08/1999, registro YPT	33
Figura 16 – Espectro de cálculo segundo a norma ASCE/SEI 7-05.....	34
Figura 17 – Resposta global do sistema	35
Figura 18 – Deslocamento relativo entre pisos (<i>story drift</i>)	36
Figura 19 – Direções da carga sísmica	37
Figura 20 – Fluxograma geral do trabalho	38
Figura 21 – Planta baixa pavimento tipo	40
Figura 22 – Elevação do eixo C	41
Figura 23 – Elevação do eixo 3	41
Figura 24 – Imagem do Google Maps de David - Panamá	42
Figura 25 – Planta de cargas vivas: (a) pavimentos 2 a 4, (b) cobertura	44
Figura 26 – Planta de locação dos pórticos especiais a momento.....	47

Figura 27 – Isométrico dos pórticos especiais a momento.....	48
Figura 28 – Planta de locação dos contraventos excêntricos.....	49
Figura 29 – Isométrico dos contraventos excêntricos	49
Figura 30 – Características da forma W3 FORMLOK.	59
Figura 31 – Características do concreto da laje.	59
Figura 32 – Tabela de vão máximo da forma W3 FORMLOK sem escoramento para laje de 150mm.....	60
Figura 33 – Tabela de carga máxima sobreposta da forma W3 FORMLOK para laje de 150mm.	60
Figura 34 – Viga secundária adotada no pré-dimensionamento.	62
Figura 35 – Viga principal adotada no pré-dimensionamento.	64
Figura 36 – Modelo de cálculo (SMF)	69
Figura 37 – Sistema de estabilização (SMF).....	69
Figura 38 – Vigas secundárias adotadas: (a) percentual de capacidade, (b) percentual de deformação.....	70
Figura 39 – Espectro de acelerações totais (SMF)	73
Figura 40 – Perfis adotados sujeitos ao carregamento sísmico (SMF)	74
Figura 41 – Perfis redimensionamos para atender aos esforços (SMF)	75
Figura 42 – Modelo de cálculo (EBF)	80
Figura 43 – Sistema de estabilização (EBF)	80
Figura 43 – Espectro de acelerações totais (EBF)	82
Figura 45 – Perfis adotados sujeitos ao carregamento sísmico (EBF).....	83
Figura 46 – Perfis redimensionamos para atender aos esforços (EBF)	84
Figura 47 – Gráfico comparativo do consumo de aço de ambos sistemas	88
Figura 48 – Gráfico comparativo de deslocamentos: (a) deslocamento absoluto, (b) <i>drift</i>	90
Figura 49 – Primeiro modo de vibração (X) no modelo EBF	91
Figura 50 – Primeiro modo de vibração (X) no modelo SMF	92
Figura 51 – Força acumulada x altura.....	92
Figura 52 – Pórtico sobre o eixo 2, modelo SMF	93
Figura 52 – Viga do piso 2, modelo SMF	94
Figura 53 – Pórtico sobre o eixo 1, modelo EBF	94
Figura 54 – Viga do piso 3, modelo EBF	95
Figura 55 – Verificação da viga fora do conector, modelo EBF	95

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Escala de intensidade Mercalli modificada	12
Quadro 2 – Dados do projeto Torre Titanium La Portada	19
Quadro 3 – Dados do projeto WTorre Morumbi	19
Quadro 4 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de estabilização metálicos....	28
Quadro 5 – Irregularidades Estruturais Horizontais, conforme ASCE/SEI 7-05	53
Quadro 6 – Irregularidades Estruturais Verticais, conforme ASCE/SEI 7-05	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Importações de construções pré-fabricadas ¹	16
Tabela 2 – Cargas permanentes adotadas para o projeto	43
Tabela 3 – Cargas acidentais adotadas para o projeto	44
Tabela 4 – Acelerações Espectrais S_S e S_1 conforme REP-2014	46
Tabela 5 – Peso efetivo estimado por pavimento.....	55
Tabela 6 – Sistema resistente a forças sísmicas: Pórticos Especiais a Momento, conforme ASCE/SEI 7-05.....	55
Tabela 7 – Sistema resistente a forças sísmicas: Contraventos Excêntricos, conforme ASCE/SEI 7-05.....	56
Tabela 8 – Cargas de pré-dimensionamento das colunas	65
Tabela 9 – Seção das colunas no pré-dimensionamento.....	66
Tabela 10 – Tabela de espessuras dos perfis soldados	68
Tabela 11 – Seção das colunas (SMF) (cargas gravitacionais)	71
Tabela 12 – Peso efetivo do modelo (SMF)	71
Tabela 13 – Força lateral equivalente para edificação nas direções X e Y (SMF)	74
Tabela 14 – Irregularidade a torção na direção X (SMF)	76
Tabela 15 – Irregularidade a torção na direção Y (SMF)	76
Tabela 16 – Drift na direção X (SMF).....	77
Tabela 17 – Drift na direção Y (SMF).....	77
Tabela 18 – Verificação do coeficiente θ (SMF).....	78
Tabela 19 – Força lateral equivalente final (SMF).....	79
Tabela 20 – Drift na direção X final (SMF)	79
Tabela 21 – Drift na direção Y final (SMF)	79
Tabela 22 – Consumo de aço (SMF)	80
Tabela 23 – Peso efetivo do modelo (EBF).....	81
Tabela 24 – Força lateral equivalente para edificação nas direções X e Y (EBF).....	83
Tabela 25 – Irregularidade a torção na direção X (EBF)	85
Tabela 26 – Irregularidade a torção na direção Y (EBF)	85
Tabela 27 – Drift na direção X (EBF)	85
Tabela 28 – Drift na direção Y (EBF)	86
Tabela 29 – Verificação do coeficiente θ (EBF)	86
Tabela 30 – Força lateral equivalente final (EBF)	87

Tabela 31 – Drift na direção X final (EBF)	87
Tabela 32 – Drift na direção Y final (EBF)	87
Tabela 33 – Consumo de aço (EBF)	88

LISTA DE SIGLAS

REP	Reglamento Estructural de Panamá
ASCE	American Society of Civil Engineers
SEI	Structural Engineering Institute
ANSI	American National Standards Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ITC	International Trade Centre
ITEA	Instituto Técnico de la Estructura en Acero

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo Geral	14
1.2.2 Objetivos Específicos	14
1.3 JUSTIFICATIVA	15
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 UTILIZAÇÃO DO AÇO EM EDÍFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS	17
2.1.1 Sistemas de Estabilização Metálicos	20
2.1.1.1 Pórticos momento-resistentes (OMF, IMF, SMF e STMF)	21
2.1.1.2 Pórticos com contraventos concêntricos (OCBF e SCBF)	23
2.1.1.3 Pórticos com contraventos excêntricos (EBF).....	24
2.1.1.4 Pórticos com contraventos de flambagem restringida (BRBF)	26
2.1.1.5 Muros de corte com placas de aço (SPSW).....	27
2.1.1.6 Outros sistemas	28
2.2 CONCEITOS BÁSICOS DA DINÂMICA E PARÂMETROS APLICADOS À ANÁLISE SÍSMICA	29
2.2.1 Sistemas de um grau de liberdade	30
2.2.2 Amortecimento	31
2.2.3 Espectro de resposta	33
2.2.4 Deslocamento relativo entre pisos (<i>story drift</i>)	36
2.2.5 Aplicação da carga sísmica	37
3 METODOLOGIA	38
3.1 DESCRIÇÃO DO PROJETO.....	40
3.1.1 Considerações de carga	42
3.1.1.1 Carga Permanente (<i>Dead Load</i>)	42
3.1.1.2 Carga Acidental (<i>Live Load</i>)	44
3.1.1.3 Carga de Vento (<i>Wind Load</i>).....	45
3.1.1.4 Carga de Sismo (<i>Earthquake Load</i>)	46
3.1.1.5 Combinações de Cálculo.....	46
3.1.2 Modelos estruturais propostos	47

3.1.2.1 Modelo com pórticos especiais a momento (SMF).....	47
3.1.2.2 Modelo com contraventos excêntricos (EBF)	48
3.2 ESCOPO DA NORMA.....	50
3.3 REQUISITOS BÁSICOS	50
3.4 PROJETO ESTRUTURAL.....	51
3.4.1 Classificação do Diafragma.....	52
3.4.2 Irregularidades Horizontais	52
3.4.3 Irregularidades Verticais.....	54
3.4.4 Pórticos Especiais a Momento (SMF).....	55
3.4.5 Contraventos Excêntricos (EBF)	56
3.4.6 Combinações Especiais para Sismo	56
3.4.7 Validação da aplicação do método de análise.....	57
3.5 FATOR DE REDUNDÂNCIA	58
4 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS DE CÁLCULO	59
4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO MODELO.....	59
4.1.1 Laje mista tipo Steel Deck	59
4.1.2 Vigas secundárias	61
4.1.3 Vigas principais	62
4.1.4 Colunas	64
4.1.5 Contraventos	66
4.2 APLICAÇÃO DO MÉTODO DA FORÇA LATERAL EQUIVALENTE	67
4.2.1 Condições gerais de análise	67
4.2.2 Modelo com SMF	68
4.2.2.1 Vigas secundárias	69
4.2.2.2 Vigas principais	70
4.2.2.3 Colunas	71
4.2.2.4 Carga sísmica	71
4.2.2.5 Resumo SMF	79
4.2.3 Modelo com EBF	80
4.2.3.1 Vigas secundárias	81
4.2.3.2 Vigas principais	81
4.2.3.3 Colunas	81
4.2.3.4 Carga sísmica	81
4.2.3.5 Resumo EBF	87

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	88
5.1 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS.....	88
5.1.1 Consumo de aço	88
5.1.2 Deslocamentos	89
5.1.3 Período fundamental e distribuição de forças.....	91
5.1.4 Aproveitamento dos perfis	93
5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS	96
5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	96
REFERÊNCIAS	98
ANEXO A – CHART 1.1, OVERALL SUMMARY OF FLOW	101
ANEXO B – CHART 1.2, SCOPE OF COVERAGE	102
ANEXO C – CHART 1.4, BASIC REQUIREMENTS	103
ANEXO D – CHART 1.6, STRUCTURAL DESIGN	104
ANEXO E – CHART 1.7, REDUNDANCY FACTOR	105
ANEXO F – CHART 1.9, EQUIVALENT LATERAL FORCE (ELF) ANALYSIS	106
ANEXO G – CHART 1.15, DEFORMATION REQUIREMENTS	107
ANEXO H – CHART 1.17, STEEL STRUCTURES	108

1 INTRODUÇÃO

O terremoto que arrasou a cidade de Lisboa, em novembro de 1755, está entre os primeiros a ser estudado e observado através da ótica da ciência. O fenômeno e seus impactos na capital portuguesa atraíram a atenção da comunidade científica europeia, que começou a dedicar esforços na tentativa de conceber estruturas de edifícios capazes de resistir a este tipo de fenômeno. (MOLINA; RIBEIRO, 2012).

Os sismos sempre representam um enorme risco a sociedade, causando a perda de vidas humanas, severos impactos prejudiciais na infraestrutura local e por consequência um grande prejuízo econômico. (CRISAFULLI, 2018).

É comum ouvirmos o termo magnitude para indicar a quantidade de energia que um sismo libera durante sua ação, porém tal medida não indica a sua capacidade de causar dano as estruturas locais. Para indicar esta capacidade surgiu a medida de *intensidade* em 1883 por *Rossi e Forel*. (LIMA; SANTOS, 2008).

Aperfeiçoada por *Giuseppe Mercalli* no ano de 1901, a escala de intensidade de terremotos de *Rossi-Forel* deu origem à escala de *intensidade* de *Mercalli*, que após diversas modificações é utilizada ainda hoje. (MOLINA; RIBEIRO, 2012).

Quadro 1 – Escala de intensidade Mercalli modificada

Escala de intensidade Mercalli modificada (abreviada)	
I	Não sentido por pessoas.
II	Sentido por pessoas em repouso ou em andares superiores.
III	Objetos pendurados são balançados um pouco. Vibração leve.
IV	Vibração como a causada pela passagem de caminhões pesados. Chacoalhar de janelas e louças. Carros parados são balançados.
V	Sentido fora de casa. Acorda pessoas. Objetos pequenos tombados. Quadros são movidos.
VI	Sentido por todos. Deslocamento de mobília. Danos: louça e vidraria quebradas, queda de mercadorias. Rachadura no reboco.
VII	Percebido por motoristas que estão dirigindo. Dificuldade em manter-se em pé. Sinos tocam (igrejas, capelas etc.). Rachaduras consideráveis em reboco e alvenaria.
VIII	Galhos e troncos quebrados. Rachaduras em solo molhado. Destruição: torres d'água elevadas, monumentos, casas frágeis.
IX	Solo conspicuamente rachado ("crateras de areia"). Alvenaria de tijolo não armado desabam, estruturas de concreto frágeis e tubulações subterrâneas sofrem danos.
X	Desabamentos e solo rachado muito espalhados. Destruição de pontes, túneis e algumas estruturas de concreto armado. Danos na maioria das estruturas.
XI	Distúrbios permanentes no solo.
XII	Danos quase totais.

Fonte: Adaptado de MOLINA e RIBEIRO (2012, p. 5).

Porém, conforme Lima e Santos (2008, p. 129), “No projeto de estruturas resistentes a sismos, *magnitude* e *intensidade* fornecem pouca informação utilizável”.

Para a engenharia o parâmetro mais relevante atrelado ao fenômeno sísmico é o histórico no tempo de suas acelerações. Tais acelerações são comumente medidas em três direções, Norte-Sul, Leste-Oeste e vertical. (LIMA; SANTOS, 2008).

Estas acelerações podem ser obtidas através de medições de sismos reais ou geradas artificialmente com o uso de modelos matemáticos computacionais que respeitem diversos requisitos de modelagem. (CRISAFULLI, 2018).

Um dos principais problemas enfrentados por profissionais não habituados ao dimensionamento em zonas de considerável sismicidade está em interpretar os gráficos destas acelerações e então determinar as forças sísmicas atuantes na estrutura para que se torne possível o dimensionamento e a verificação das peças submetidas a tais esforços.

Mesmo que o sismo tenha carácter de um problema dinâmico, os primeiros métodos para sua avaliação têm base em diversos conceitos estáticos. Desta forma teve o surgimento do método da força lateral equivalente, que segue sendo aplicado a estruturas conceitualmente simples e regulares. O efeito dinâmico do sismo é substituído por forças horizontais aplicadas a lateral do edifício que em sua maioria acabam seguindo uma distribuição crescente ao longo de sua altura. (CRISAFULLI, 2018).

O método da força lateral equivalente está entre os métodos mais difundidos e utilizados para a obtenção das cargas sísmicas em estruturas de edifícios. O sismo é modelado através de uma carga lateral aplicada a base, comumente chamada de cortante basal, esta acaba gerando forças internas na estrutura que geram as solicitações de cálculo. (ECUADOR, 2016a).

1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Grande parte dos países da América Latina e Caribe possuem normativas que se espelham nas normas americanas, revisando apenas parâmetros característicos atrelados ao local. (CRISAFULLI, 2018). O Panamá não é diferente, o Regulamento Estrutural do Panamá, REP-2014, utiliza todas as premissas da ASCE/SEI 7-05, alterando apenas os parâmetros locais.

O local adotado para estudo do projeto será na República do Panamá, já que as normativas locais remetem diretamente as normas americanas, as quais guiarão o desenvolvimento do trabalho.

Apesar de se tratar de um tema importante, não serão abordados os aspectos relacionados as ligações e aos demais componentes do edifício metálico neste trabalho, como materiais de fachada, alvenarias, revestimentos, esquadrias, escadas, instalações, etc.

Todas as normas americanas utilizadas serão as datadas de 2005, como sugere a REP-2014, não serão abordadas alterações e premissas de revisões posteriores, como as de 2010 ou 2016.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a influência do sistema estrutural metálico adotado, pórtico momento-resistente ou pórtico com contravento excêntrico, para resistir aos esforços oriundos do carregamento sísmico sobre o dimensionamento da estrutura metálica de um edifício de múltiplos pavimentos utilizando-se do método da força lateral equivalente para obtenção dos esforços solicitantes de cálculo.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Analisar o comportamento da estrutura metálica frente as ações sísmicas através do método da força lateral equivalente, obtendo assim esforços, tensões e deslocamentos para os dois sistemas estruturais propostos;
- b) Avaliar a influência da escolha do sistema resistente a cargas laterais quando solicitado com os esforços provenientes do carregamento sísmico sobre o dimensionamento da estrutura metálica do edifício, tendo como principais parâmetros o consumo de aço e os deslocamentos horizontais de cada modelo.

1.3 JUSTIFICATIVA

Atualmente existem diversas soluções capazes de reduzir o risco sísmicos através do emprego de diferentes materiais estruturais, tipologias construtivas, aparelhos para atenuar vibrações, especificações normativas de cálculo e modelos de análises fundamentados e seguros. (CRISAFULLI, 2018).

Porém, cabe salientar, que estas soluções não são empregadas plenamente em uma escala mundial, seja por razões técnicas, sociais, culturais ou econômicas. Especialmente na América Latina é ainda mais difícil ver postas em prática estas opções desenvolvidas pela engenharia sísmo resistente, o que torna ainda mais desafiadora sua aplicação. (CRISAFULLI, 2018).

No Brasil a análise de cargas dinâmicas, como são as cargas sísmicas, não costuma ser discutida e exposta durante os cursos de graduação em engenharia civil. (LIMA; SANTOS, 2008). Conforme Brasil e Silva (2013, p. 13), “Nós, engenheiros civis, temos sido geralmente formados dentro de uma concepção estática da configuração de nossas estruturas”.

Com a aprovação da nova Norma Brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a NBR 15421:2006, o uso dos conhecimentos de dinâmica estrutural aplicados a análise sísmica tem atraído o interesse de profissionais brasileiros. (LIMA; SANTOS, 2008).

Outro aspecto importante se dá na contínua expansão do mercado de trabalho cada vez mais globalizado, o que leva as empresas, calculistas e projetistas a se deparem com o desafio de se construir em países onde as cargas sísmicas são predominantes sobre a ação do vento, exigindo destes profissionais uma série de conhecimentos que até então não pareciam ser necessários. (LIMA; SANTOS, 2008).

Ao analisarmos a Tabela 1 podemos ver uma grande tendência de aumento das importações de construções pré-fabricadas, onde se enquadram as estruturas metálicas, em alguns países da América Latina e Caribe.

Tabela 1 – Importações de construções pré-fabricadas¹

País Importador	Valor Importado em 2014 ²	Valor Importado em 2015 ²	Valor Importado em 2016 ²
Argentina	12.743	13.786	17.047
Bolívia	8.345	6.056	7.943
Chile	37.648	40.172	48.549
México	162.872	152.700	181.638
Paraguai	3.408	5.616	7.810
Peru	15.796	18.630	25.865
República Dominicana	6.003	8.030	11.220

¹ Produtos sob NCM 940600.

² Unidade em mil dólares americanos.

Cálculos do International Trade Centre (ITC) baseados em estatísticas do próprio ITC e do UM COMTRADE.

Os dados de 2017 não foram incluídos por serem oriundos de parceiros do ITC.

Fonte: International Trade Centre (2018).

Desta forma o presente trabalho apresenta definições e conceitos de um dos métodos mais conhecidos para verificação das estruturas frente as ações sísmicas, visando expor os principais aspectos que afetam o modelo estrutural de um edifício metálico e seus impactos no dimensionamento das peças estruturais.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No primeiro capítulo são apresentados a Introdução, o objetivo geral e os objetivos específicos do presente trabalho.

No segundo capítulo aborda-se a fundamentação teórica, dando um breve retrospecto da utilização do aço em edifícios de múltiplos pavimentos metálicos, trazendo conceitos básicos fundamentais da dinâmica aplicados à análise sísmica e abordando os principais aspectos relacionados ao método da força lateral equivalente.

No terceiro capítulo é apresentada a metodologia aplicada no trabalho para o devido cumprimento das normativas adotadas.

No quarto capítulo são expostos os dois modelos estruturais, são apresentados também todos os conceitos e aspectos adotados, trazendo todas as prerrogativas de norma utilizadas no projeto, indicando o dimensionamento das peças estruturais e os deslocamentos resultantes dos esforços horizontais.

No quinto capítulo são feitos os comparativos dos dados obtidos no capítulo quatro, são apresentadas as considerações finais e possíveis investigações futuras.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico será abordada a utilização das estruturas de aço em edifícios de múltiplos pavimentos e seus principais sistemas estruturais. Assim como fundamentos básicos da dinâmica e os principais parâmetros aplicados a estruturas sismo resistentes.

2.1 UTILIZAÇÃO DO AÇO EM EDÍFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

Embora a produção de aço remeta a Idade Média, o uso do aço na engenharia estrutural é de certa forma recente, já que faz um pouco mais de um século que se iniciou sua utilização para este fim. (ITEA, 2008a).

Segundo o ITEA (2008a, p. 4) dentre as razões para a escolha do aço como material principal da estrutura de um edifício na fase de projeto atualmente se destacam:

- a) Excelente relação entre a resistência e a área de seção transversal dos elementos;
- b) Padronização e disponibilidade de diversas peças produzidas pelas usinas;
- c) Garantia, qualidade e segurança das propriedades mecânicas e químicas informadas do produto;
- d) Possibilidade de se projetar seções com variação de resistência proporcionais as solicitações internas,
- e) Capacidade enorme de dar forma a quase qualquer desejo arquitetônico;
- f) Sistemas modernos de proteção a corrosão, garantem com pouca manutenção, vida útil extensa as estruturas.

Durante a fase de obra o ITEA (2008a, p. 10) destaca ainda como vantagens dos edifícios metálicos:

- a) Pré-fabricação das peças em indústrias modernas e rigorosas com grande nível de precisão;
- b) Grande velocidade de montagem;
- c) Escadas pré-fabricadas garantem acesso imediato e seguro aos diferentes níveis do edifício;
- d) As chapas de Steel Deck já servem de piso e cobertura para os montadores, aumentando a segurança dos funcionários durante a etapa de montagem.

Apesar do custo de material ser bem superior, um dos maiores obstáculos para a implementação das estruturas de aço em edifícios de múltiplos pavimentos eram o tempo e os custos adicionais com proteções contra incêndio. Porém, com o desenvolvimento de novas técnicas e materiais de proteção para as estruturas de aço os custos com esta proteção se reduziram consideravelmente. (ITEA, 2008a).

As relações entre os envolvidos no setor da construção civil têm se alterado constantemente. Grande parte do trabalho em obra é executado por empresas subcontratadas e de menor porte, com certo grau de informalidade e sem capacidade de investir em formação e treinamento de mão de obra. Somado a isto vemos o contínuo esforço das empresas maiores em reduzir seus custos, diminuindo muitas vezes o nível de supervisão em campo. Neste ambiente conturbado é tarefa árdua manter a qualidade da construção. (ITEA, 2008a).

Os edifícios metálicos ganham força ao oferecer um produto de qualidade, preciso e produzido em ambiente fabril através de mão de obra estável e bem treinada. Na obra é realizada apenas a montagem das peças, um processo bem mais simples e facilmente supervisionado. (ITEA, 2008a).

Figura 1 – Torre Titanium La Portada: (a) Vista do edifício, (b) dissipadores de energia utilizados no projeto



(a)



(b)

Fonte: arquitectura en acero (PFENNIGER, 2009).

Quadro 2 – Dados do projeto Torre Titanium La Portada

Dados Torre Titanium La Portada	
Obra	Torre Titanium La Portada
Arquitetura	Abraham Senerman Lamas. Projeto Arquitetônico: Senarq S.A., Arquiteto chefe: Andrés Weil Parodi
Construtora	Senarco S.A.
Localização	Santiago de Chile - Chile
Engenharia	Alfonso Larraín Vial. Cálculo estrutural: ALV Ingenieros
Período	2007-2009
Consultoria	Joseph Colacos – CMB Engineers, Inc., Houston, Texas, U.S.A
Sup. terreno	6.944m ²
Sup. construída	132.736m ²
Estrutura	Estrutura mista de concreto armado e aço

Fonte: arquitetura em acero (PFENNIGER, 2009).

Um dos aspectos importantes deste projeto está na consideração de dissipadores de energia a cada 3 pavimentos, conforme Figura 1b, tal sistema fora posto à prova poucos dias antes da inauguração do edifício, quando manteve um excelente comportamento frente ao sismo registrado em 27 de fevereiro de 2010. (PFENNIGER, 2009).

Quadro 3 – Dados do projeto WTorre Morumbi

Dados WTorre Morumbi	
Obra	WTorre Morumbi
Arquitetura	Aflalo/Gasperini Arquitetos
Construtora	WTorre Engenharia
Localização	São Paulo - Brasil
Engenharia	Alfonso Larraín Vial. Cálculo estrutural: ALV Ingenieros
Período	2011-2013
Área locável	94.000m ²
Área construída	170.428m ²
Estrutura	Núcleo de concreto com vigas e pilares em estrutura mista de concreto armado e aço

Fonte: Portal Metálica (2018).

Figura 2 – Vista do empreendimento WTorre Morumbi



Fonte: Portal Metálica (2018).

No Brasil, já consolidada nos segmentos de galpões, shoppings, hangares, aeroportos, a construção metálica começa a surgir como opção viável para edifícios de múltiplos pavimentos, sejam eles comerciais ou residenciais. (CBCA, 2008).

2.1.1 Sistemas de Estabilização Metálicos

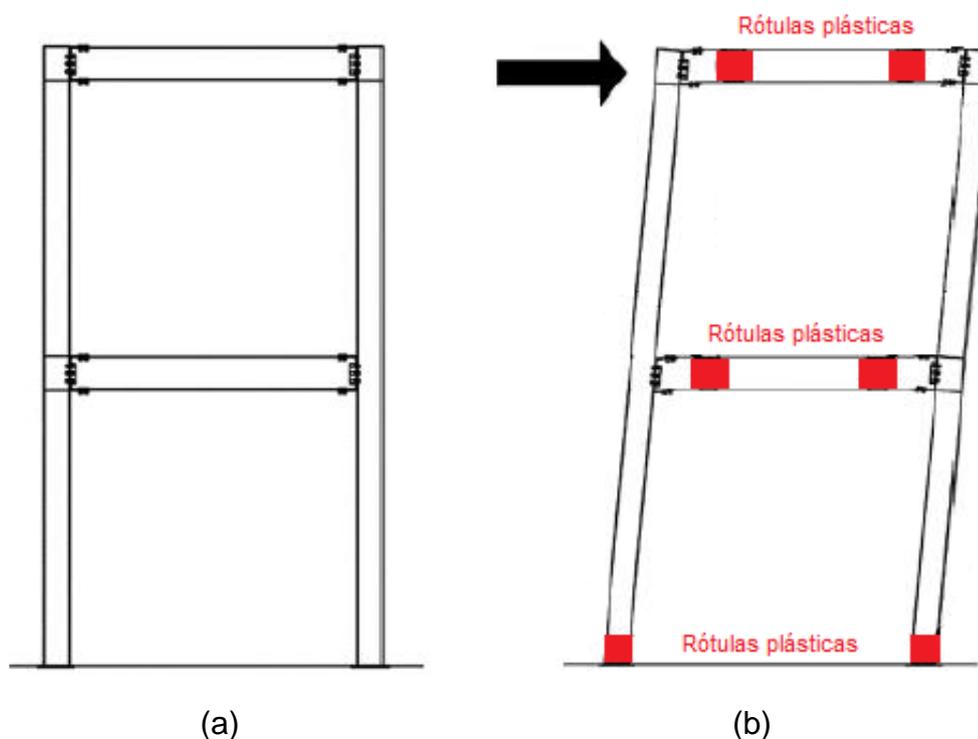
Podemos definir estrutura como o grupo de elementos devidamente vinculados entre si, seja através de uma forma monolítica ou através dos mais variados tipos de conexões, com o propósito de resistir as ações externas provocadas pelos carregamentos ao longo de toda a vida útil do projeto. (CRISAFULLI, 2018).

O avanço da indústria da construção metálica permite hoje o uso dos mais variados sistemas estruturais sismo resistentes, oferecendo variações não só em seu comportamento estrutural, mas também diferentes aspectos construtivos e econômicos. (CRISAFULLI, 2018).

2.1.1.1 Pórticos momento-resistentes (OMF, IMF, SMF e STMF)¹

Trata-se de um pórtico momento-resistente capaz de resistir aos esforços de flexão, onde a conexão entre a viga e o pilar é rígida, restringindo o giro entre ambos elementos estruturais. Nesta solução a estabilização lateral se dá através da resistência a flexão e cisalhamento das vigas e pilares pela ação de pórtico. A principal fonte de ductilidade e dissipação de energia provem da formação de rótulas plásticas nas vigas. (ECUADOR, 2016a).

Figura 3 – Pórticos momento-resistentes: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada



Fonte: Adaptado de ECUADOR (2016a, p. 29).

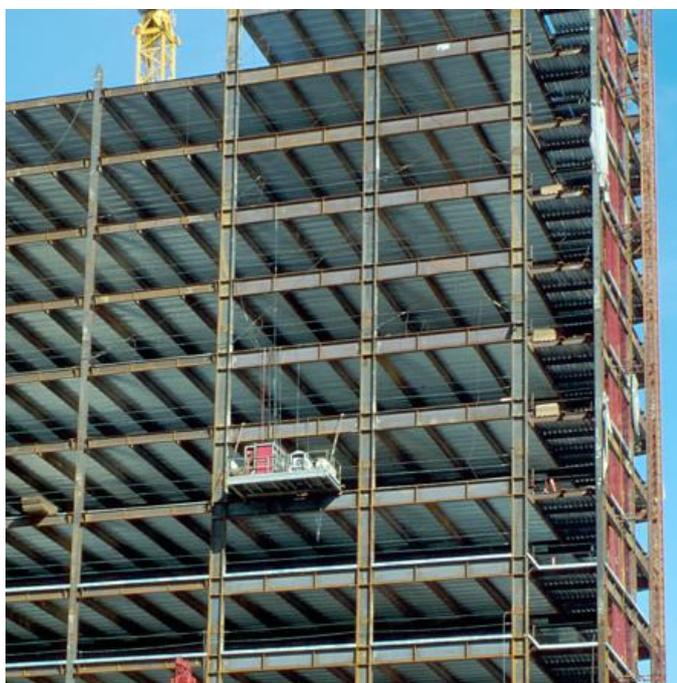
As rótulas plásticas devem-se formar primeiramente nas vigas de forma sequencial, e por último na base dos pilares, projetados para se manterem em regime elástico. (ECUADOR, 2016a).

¹ As siglas OMF, IMF, SMF e STMF referem-se respectivamente aos seguintes termos em inglês: Ordinary Moment Frames, Intermediate Moment Frames, Special Moment Frames e Special Truss Moment Frames.

A ANSI/AISC 341-05 classifica os sistemas de pórtico momento-resistente em três níveis, de acordo com sua capacidade de dissipar energia:

- a) pórtico momento-resistente ordinário (OMF), baixa capacidade de dissipar energia;
- b) pórtico momento-resistente intermediário (IMF), intermediária capacidade de dissipar energia;
- c) pórtico momento-resistente especial (SMF), alta capacidade de dissipar energia.

Figura 4 – Vista de uma estrutura com pórticos a momento



Fonte: Adaptado de ENGELHARDT (2007a, p. 7).

Fazem parte do sistema de estabilização os seguintes componentes:

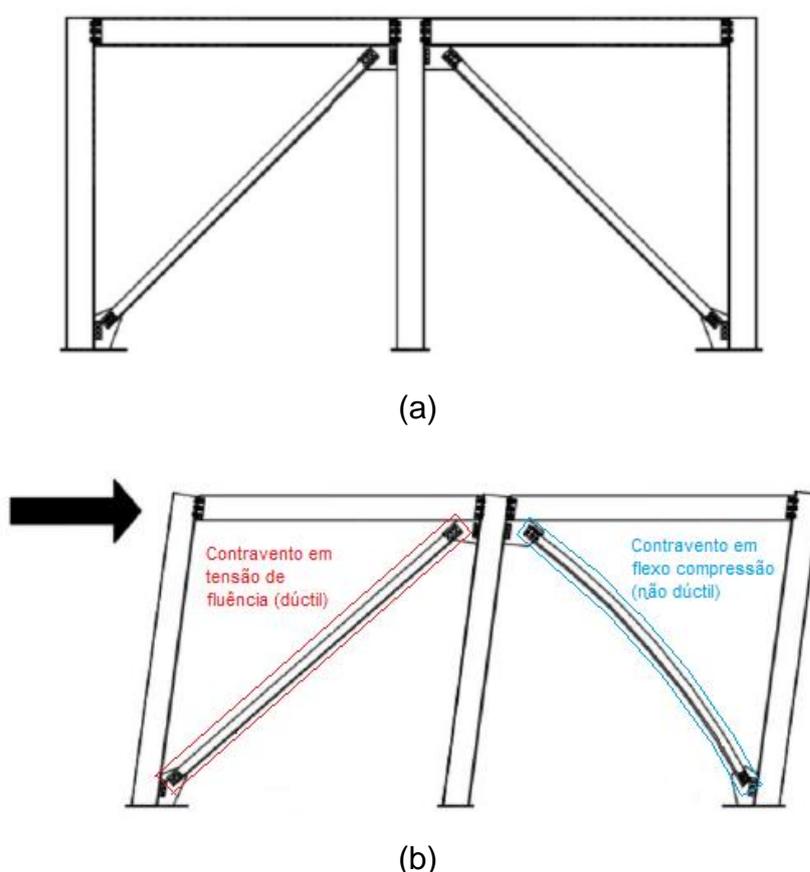
- Vigas;
- Pilares;
- Conexões vigas-pilares;
- Painéis nodais;
- Emendas de pilares;
- Bases.

Um outro tipo de pórtico é contemplado também pela ANSI/AISC 341-05, os pórticos momento-resistentes com vigas treliçadas (STMF).

2.1.1.2 Pórticos com contraventos concêntricos (OCBF e SCBF)²

Neste sistema as barras diagonais, os contraventos, são responsáveis por prover a resistência lateral necessária ao sistema. O que diferem os contraventos concêntricos dos excêntricos, como o próprio nome sugere, é o fato destes convergirem a um mesmo ponto em comum, sobre o eixo principal de uma viga/pilar. A estabilização lateral se dá através da resistência a tração da barra tracionada, devido aos sismos se tratarem de cargas bidirecionais, quando inverte seu sentido as diagonais têm seus esforços também invertidos. As conexões são na maioria das vezes rotuladas e a principal fonte de ductilidade e dissipação de energia provem da fluência dos contraventos tracionados. (ECUADOR, 2016a).

Figura 5 – Pórticos com contraventos concêntricos: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada



Fonte: Adaptado de ECUADOR (2016a, p. 32).

² As siglas OCBF e SCBF referem-se respectivamente aos seguintes termos em inglês: Ordinary Concentrically Braced Frames e Special Concentrically Braced Frames.

Diferente da classificação dos pórticos a momento, segundo a ANSI/AISC 341-05, os pórticos com contraventos concêntricos possuem apenas dois níveis de desempenho: pórticos com contraventos concêntricos ordinários (OCBF) e pórticos com contraventos concêntricos especiais (SCBF).

Figura 6 – Vista de uma estrutura com contraventos concêntricos



Fonte: Adaptado de ENGELHARDT (2007b, p. 13).

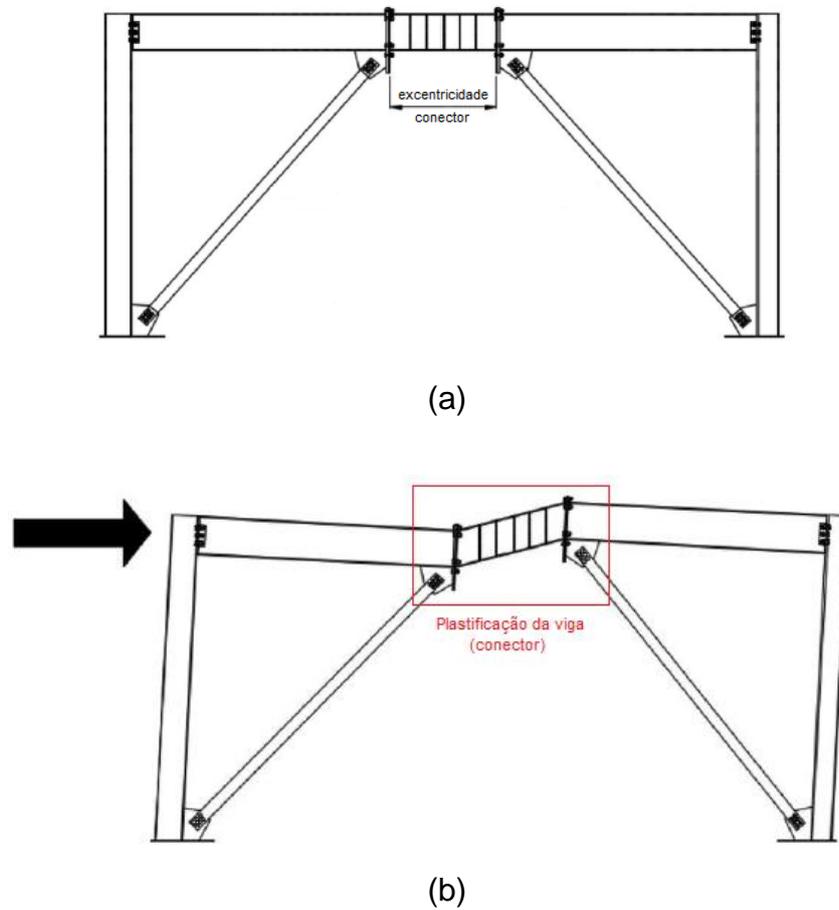
2.1.1.3 Pórticos com contraventos excêntricos (EBF)³

A principal particularidade do sistema está no fato das linhas de eixo dos contraventos não interceptarem as linhas de eixo de vigas e pilares em um único ponto. Uma das características principais do sistema é a excentricidade entre o eixo do contravento e os eixos de conexão do pórtico. O trecho de viga contido dentro da excentricidade (chamado de conector⁴) prove toda a ductilidade do sistema, sendo responsável por dissipar energia através da plastificação da seção devido aos elevados esforços de cisalhamento e flexão ou da combinação destes. Pode ser tido como um sistema híbrido das duas soluções anteriores. (ECUADOR, 2016a).

³ A sigla EBF refere-se ao seguinte termo em inglês: Eccentrically Braced Frames.

⁴ Refere-se ao termo em inglês: link.

Figura 7 – Pórticos com contraventos excêntricos: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada



Fonte: Adaptado de ECUADOR (2016a, p. 33).

Figura 8 – Vista de uma estrutura com contraventos excêntricos

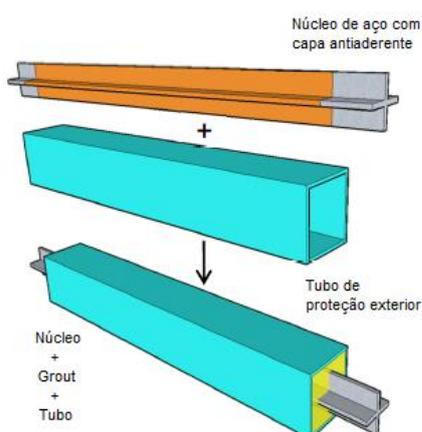


Fonte: Adaptado de ENGELHARDT (2007c, p. 12).

2.1.1.4 Pórticos com contraventos de flambagem restringida (BRBF)⁵

O comportamento deste sistema difere do comportamento do sistema com contraventos concêntricos somente em um aspecto, a resistência do sistema não mais é dada exclusivamente pela diagonal tracionada, mas leva em conta também a resistência da diagonal comprimida. (ECUADOR, 2016a).

Figura 9 – Contraventos de flambagem restringida



Fonte: Adaptado de CRISAFULLI (2018, p. 75).

São elementos formados por um núcleo de aço coberto com uma capa deslizante e antiaderente, inserido no interior de um tubo de aço posteriormente preenchido com um grout de cimento, restringindo assim a flambagem do núcleo de aço quando submetido aos esforços de compressão. (CRISAFULLI, 2018).

Figura 10 – Vista de uma estrutura com contraventos de flambagem restringida



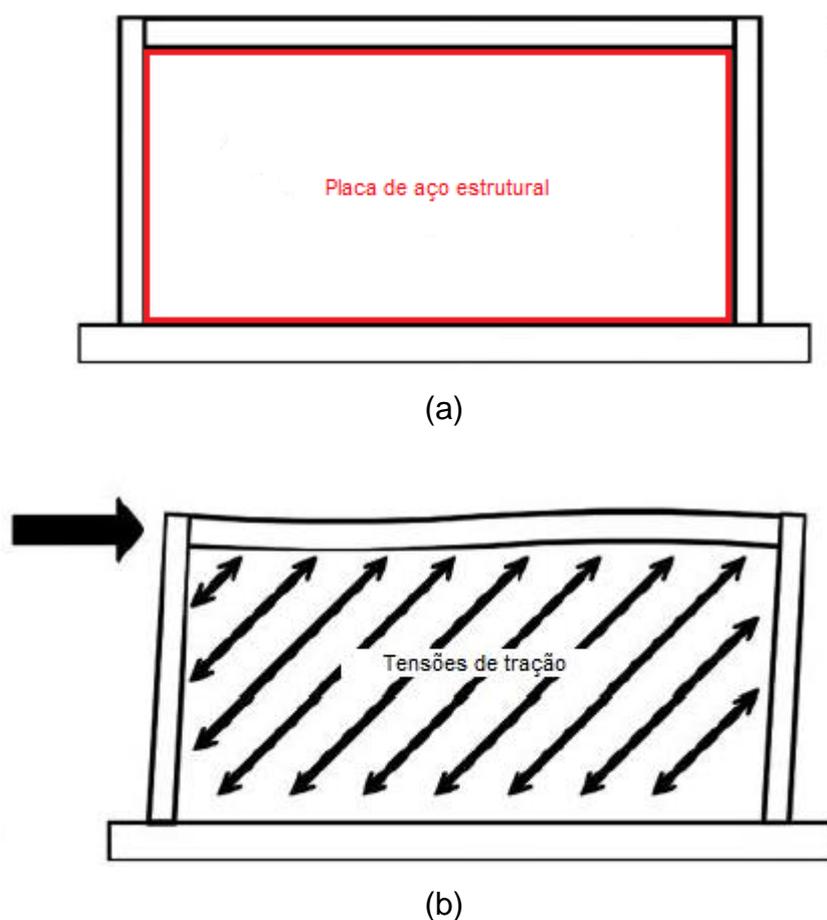
Fonte: Adaptado de ENGELHARDT (2007d, p. 13).

⁵ A sigla BRBF refere-se ao seguinte termo em inglês: Buckling-Restrained Braced Frames.

2.1.1.5 Muros de corte com placas de aço (SPSW)⁶

Placas de aço conectadas a elementos de borda verticais e horizontais constituem o sistema. As placas de aço são dimensionadas para fluência e flambagem quando submetidas as ações sísmicas, enquanto os elementos de borda seguem em regime elástico. (CRISAFULLI, 2018).

Figura 11 – Muros de corte com placas de aço: (a) estrutura sem deformação, (b) estrutura deformada



Fonte: Adaptado de ECUADOR (2016, p. 37).

Estas placas de aço são responsáveis por dissipar energia através de sua deformação plástica. (CRISAFULLI, 2018).

⁶ A sigla SPSW refere-se ao seguinte termo em inglês: Special Plate Shear Walls.

Figura 12 – Vista de uma estrutura com muros de corte com placas de aço



Fonte: Adaptado de ENGELHARDT (2007e, p. 6).

2.1.1.6 Outros sistemas

Todos os sistemas descritos anteriormente possuem requisitos segundo ANSI/AISC 341-05. Existem ainda outros sistemas resistentes desenvolvidos para resistir aos esforços sísmicos, muitos dos quais foram inseridos a norma na revisão do ano de 2016, que não serão descritos neste capítulo.

Quadro 4 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de estabilização metálicos

Sistema	Vantagens	Desvantagens
Pórticos momento-resistentes	- Versatilidade arquitetônica; - Alta ductilidade.	- Baixa rigidez lateral; - Deslocamentos elevados.
Pórticos com contraventos concêntricos	- Alta rigidez lateral; - Pequenos deslocamentos; - Conexões mais simples.	- Dificuldades arquitetônicas; - Obstrução de vãos.
Pórticos com contraventos excêntricos	- Alta ductilidade; - Pequenos deslocamentos; - Alta rigidez lateral.	- Dificuldades arquitetônicas; - Complexidade do conector.
Pórticos com contraventos de flambagem restringida	- Alta rigidez lateral; - Pequenos deslocamentos; - Resistência superior as diagonais simples.	- Dificuldades arquitetônicas; - Obstrução de vãos; - Produtos patenteados.
Muros de corte com placas de aço	- Alta ductilidade; - Pequenos deslocamentos.	- Custo elevado; - Montagem lenta; - Dificuldades arquitetônicas.

Fonte: Elaborado pelo autor.

2.2 CONCEITOS BÁSICOS DA DINÂMICA E PARÂMETROS APLICADOS À ANÁLISE SÍSMICA

A definição de dinâmica mais clássica é dada por Newton em seu *Principia* e citada por Brasil e Silva (2013, p. 16), “[...], estuda os movimentos dos corpos provocados por forças a eles aplicadas e as forças que provocam esses movimentos.”

Desta forma a dinâmica das estruturas se encarrega de estabelecer deslocamentos, velocidades e acelerações dos elementos que compõem a estrutura sujeita a forças dinâmicas, sendo estas forças aquelas que mostram variação ao longo do tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição. (LIMA; SANTOS, 2008).

São assim características básicas da análise dinâmica segundo Brasil e Silva (2013, p. 17):

- cargas, reações, esforços internos, tensões, deslocamentos e deformações variam com o tempo, com velocidades não desprezíveis;
- além das cargas aplicadas, reações e esforços internos (que se equilibram em uma situação estática) participam também do equilíbrio as forças de inércia (relacionadas com a massa da estrutura) e forças que dissipam energia (amortecimento);
- as análises não levam, via de regra, a um resultado único (estático), mas a um histórico de resposta.

A elaboração de um conjunto de hipóteses é parte fundamental da análise estrutural e permite traduzir fenômenos complexos da natureza, como são os sismos, em formas compreensíveis a nós seres humanos. Desta maneira, a primeira etapa se dá na criação de um modelo estrutural simplificado, onde os elementos da estrutura podem ser descritos através de barras (pilares, vigas, etc.), placas (lajes, alvenaria, etc.), apoios planejados (apoios e vínculos), comportamento simplificado dos materiais (aço, concreto, vidro, etc.), etc. Na etapa seguinte elabora-se um único modelo matemático correlacionando os aspectos e parâmetros da estrutura e inserindo os princípios da mecânica. Por último, deseja-se encontrar soluções para este modelo matemático através de vários meios analíticos ou numéricos. (BRASIL; SILVA, 2013).

2.2.1 Sistemas de um grau de liberdade

Ainda que sistemas de um grau de liberdade não atendam as expectativas de uma análise estrutural, eles são fundamentais para o entendimento da dinâmica e possibilitam uma excelente interpretação das soluções fundamentais e características aplicadas a sistemas estruturais. (BRASIL; SILVA, 2013).

Segundo Chopra (2006, p. 43),

O número de deslocamentos independentes requeridos para definir a posição deslocada de todas as massas em relação a posição original é chamado de grau de liberdade para análises dinâmicas.

Logo, sistemas com um único grau de liberdade tem a configuração de todo sistema em qualquer instante de tempo dada apenas por uma coordenada. (BRASIL; SILVA, 2013).

Um exemplo prático e simples pode ser visualizado na Figura 13a, onde um corpo de massa M se eleva sobre uma barra de rigidez K . O único deslocamento u possível se dá no sentido horizontal uma vez que a massa está impedida de rotacionar. (BRASIL; SILVA, 2013).

Empregada uma força horizontal $P(t)$ à massa M , a barra então reage fazendo surgir uma força horizontal de sentido contrário proporcional ao deslocamento $f_e = Ku$ (modelo linear). Em estruturais reais, devido ao atrito interno, surge ainda uma força de dissipação (amortecimento), que em um modelo linear, observa-se proporcional à velocidade $f_d = C\dot{u}$ (sendo \dot{u} a derivada primeira do deslocamento em função do tempo). De acordo com a segunda Lei de Newton, temos ainda a força de inércia, dada pelo produto da massa M pela aceleração \ddot{u} , logo, $f_i = M\ddot{u}$ (sendo \ddot{u} a derivada segunda do deslocamento em função do tempo). Organizando os fatores é possível chegarmos a forma da Equação do Movimento de um sistema de um grau de liberdade, a equação diferencial ordinária (EDO), linear, de coeficientes constantes: (BRASIL; SILVA, 2013).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = P(t)$$

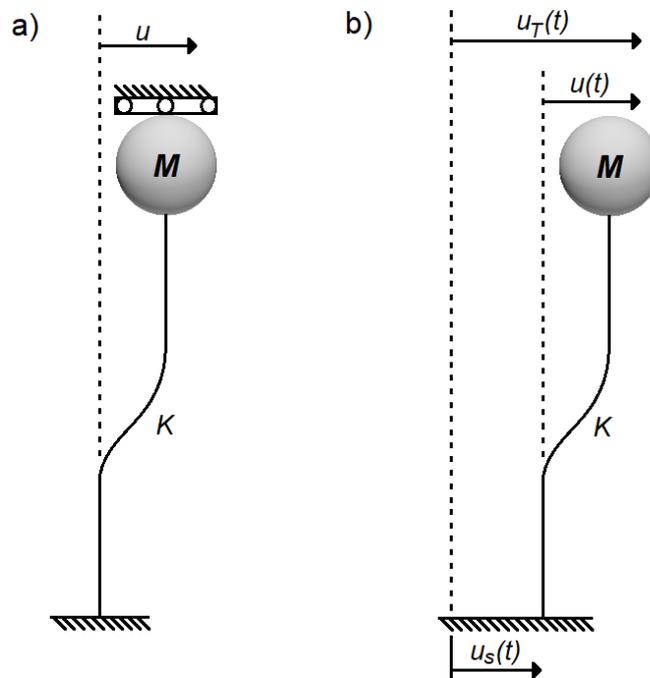
No caso específico de sismos, assunto de interesse deste trabalho, onde o movimento se dá na base da barra, conforme Figura 13b, o deslocamento total se dá na soma do deslocamento da base com o deslocamento relativo da massa M em

relação ao solo, sem mais forças atuando sobre o sistema, a EDO fica: (BRASIL; SILVA, 2013).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_s$$

Desta forma, todo o sistema funciona como se houvesse uma força aplicada a massa M de valor igual ao produto da própria massa M com as acelerações do solo. (BRASIL; SILVA, 2013).

Figura 13 – Sistema de um grau de liberdade



Fonte: Adaptado de BRASIL e SILVA (2013, p. 22 e 23).

Mesmo em sistemas de um grau de liberdade a resolução da EDO não é obtida de forma simples, uma vez que a força aplicada pode variar ao longo do tempo ou o sistema se comportar de forma não linear. Nestes casos a resolução pode ser obtida através de diversos métodos numéricos conhecidos, como o é o caso da *Integral de Duhamel*. (CHOPRA, 2006).

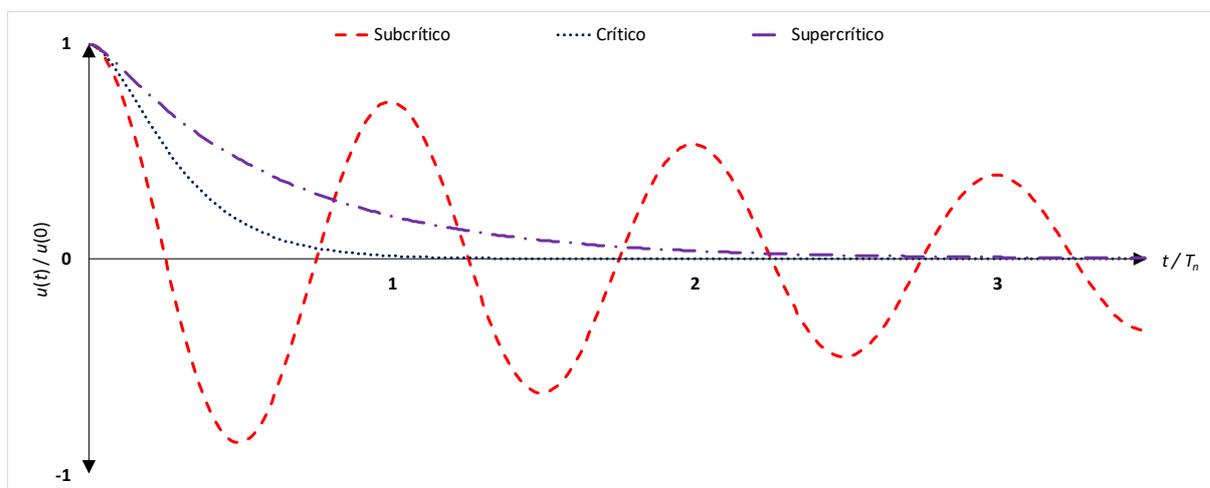
2.2.2 Amortecimento

O amortecimento, segundo Chopra (2006), pode ser representado pelo processo contínuo responsável por reduzir a vibração, em amplitude, ao longo do tempo. A energia provida pela vibração do sistema é dissipada através de distintos e simultâneos mecanismos, dentre os quais se destacam:

- a) Aquecimento do material devido ao ciclo de carga/descarga em regime elástico e do atrito interno das partículas do sólido quando submetido a deformações;
- b) Atrito entre os elementos estruturais proveniente das conexões metálicas;
- c) Fissuração dos elementos em concreto armado;
- d) Atrito entre os elementos componentes da estrutura e os demais componentes da edificação.

Devido à grande complexidade, e na maioria dos casos impossibilidade de se discriminar matematicamente cada um destes mecanismos é comum adotar um único mecanismo que represente todos os outros, sendo adotado usualmente e de forma satisfatória um mecanismo visco elástico linear, o qual é chamado de amortecimento viscoso equivalente. (CHOPRA, 2006).

Figura 14 – Vibrações livres em sistemas com amortecimento supercrítico, crítico e subcrítico



Fonte: Adaptado de Chopra (2006, p. 85).

Este amortecimento é representado através de um fator, chamado fator de amortecimento e representado pela letra grega ζ , que correlaciona o amortecimento presente em um ciclo do sistema, dado por c , com o amortecimento crítico do sistema, representado por c_{cr} . Segundo Chopra (2006, p. 84 e 85) existem 3 tipos de movimentos quando se trata de amortecimento:

$c = c_{cr} \therefore \zeta = 1$, o sistema retorna à posição de equilíbrio sem oscilações (amortecimento crítico);

$c > c_{cr} \therefore \zeta > 1$, o sistema retorna à posição de equilíbrio sem oscilações, porém de forma mais lenta (amortecimento supercrítico);

$c < c_{cr} \therefore \zeta < 1$, o sistema retorna à posição de equilíbrio com oscilações progressivas reduzindo a amplitude da vibração (amortecimento subcrítico).

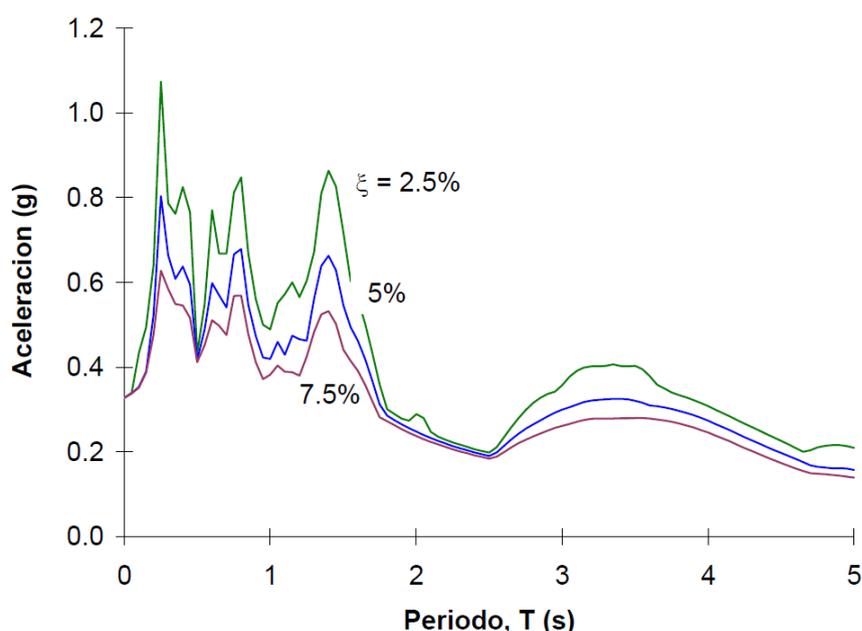
Praticamente todas as edificações possuem amortecimento subcrítico, com fator de amortecimento não maior que 10%. (CHOPRA, 2006). A ASCE/SEI 7-05 premissa um fator de amortecimento de 5% para a construção do espectro de aceleração sísmica utilizado para o dimensionamento estrutural.

2.2.3 Espectro de resposta

Segundo Chopra (2006, p. 63), “O termo resposta é utilizado para indicar a inclusão de qualquer resposta quantitativa, seja ela um deslocamento, uma velocidade ou uma aceleração pertencente a massa.”

Desta forma, o espectro de resposta representa graficamente estes valores máximos obtidos frente a uma excitação dinâmica a qual um sistema de um grau de liberdade é submetido. O período natural da estrutura é indicado na abscissa, enquanto que a resposta máxima, geralmente em termos de aceleração e para diversos fatores de amortecimento, é descrita nas ordenadas. (CRISAFULLI, 2018).

Figura 15 – Espectro elástico de resposta, em função da aceleração, correspondente ao terremoto da Turquia, 17/08/1999, registro YPT



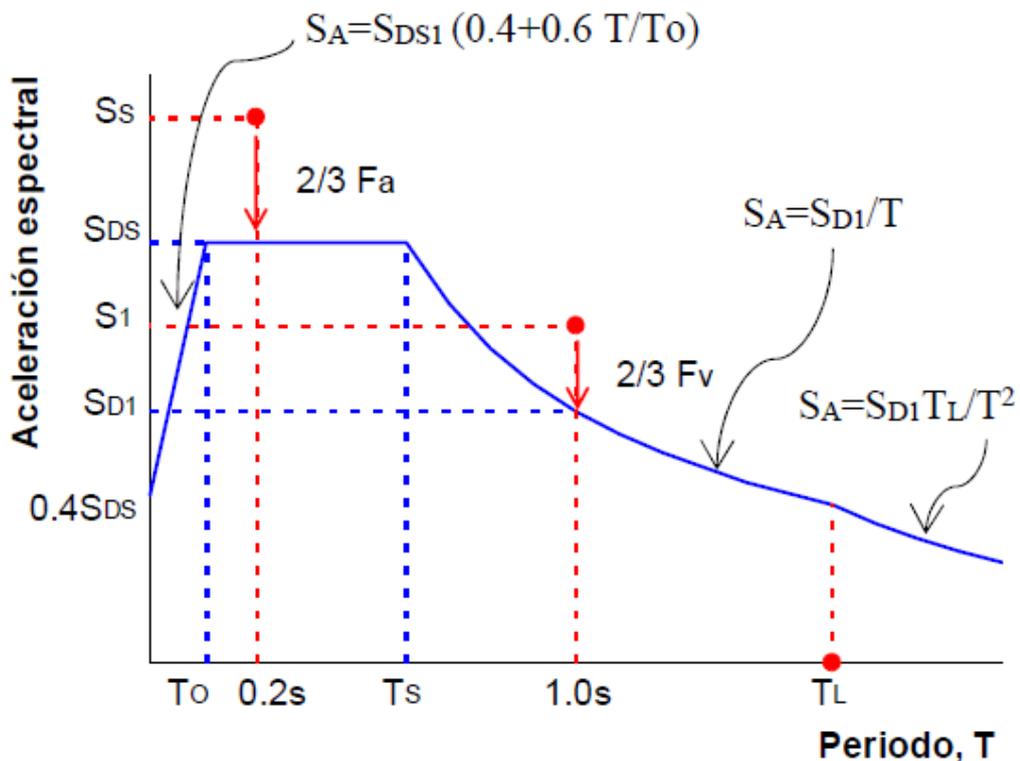
Fonte: CRISAFULLI (2018, p. 47).

Um espectro de resposta retrata exclusivamente um único evento sísmico, logo seu uso, em termos de cálculo e projeto, não possui nenhuma representatividade e não deve ser utilizado. O que ocorre é que as normativas sísmicas indicam a construção do chamado espectro de cálculo, que leva em consideração o risco sísmico em cada região e não apresenta oscilações bruscas, presentes no espectro de resposta. (CRISAFULLI, 2018).

A norma americana ASCE/SEI 7-05 possui um procedimento para se definir o espectro de cálculo com base no que ela considera o terremoto máximo considerado, que não deve ser interpretado com o máximo terremoto possível de acontecer naquela região. Com uma probabilidade de 2% de ser excedido em 50 anos, resultando em um período de retorno equivalente de 2.475 anos, segundo Crisafulli (2018), o terremoto indicado em norma possui três características principais:

- Aceleração para períodos curtos ($T=0,2s$), S_s ;
- Aceleração para um período $T=1,0s$, S_1 ;
- Período de transição para períodos longos, T_L .

Figura 16 – Espectro de cálculo segundo a norma ASCE/SEI 7-05



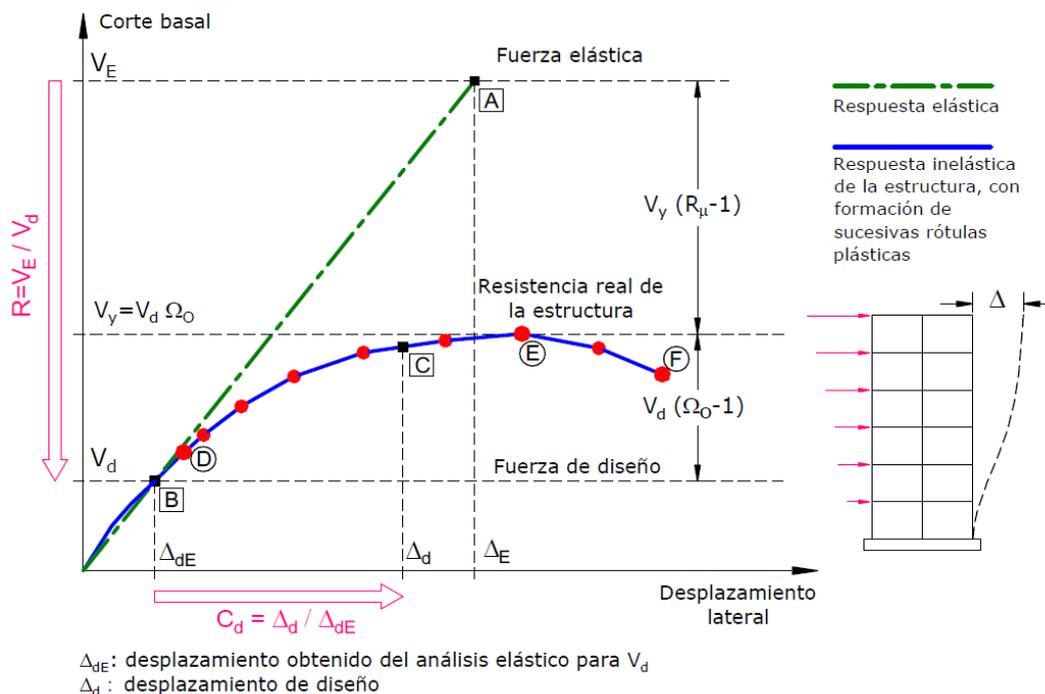
Fonte: CRISAFULLI (2018, p. 48).

Todos os parâmetros relacionados ao espectro de cálculo são descritos no capítulo 11 da norma ASCE/SEI 7-05, sendo S_S e S_I parâmetros relacionados a região sísmica, F_a e F_v relacionados ao tipo de solo e T referente ao período da estrutura.

Existem ainda outros três parâmetros importantes relacionados ao espectro de cálculo, são eles:

- Fator de modificação de resposta (R): o fator R permite uma aproximação do espectro inelástico mediante a redução de um espectro elástico, segundo Crisafulli (2018, p. 49), “Destá forma se podem reduzir as sollicitaciones sísmicas de cálculo, obtidas a partir de um espectro elástico, considerando a capacidade de dissipación de energia da estrutura em regime inelástico”;
- Fator de amplificación dos deslocamentos (C_d): este fator amplifica os deslocamentos obtidos através da análise simplificada com a utilização do fator R , uma vez que os deslocamentos no regime inelástico são muito superiores aos obtidos em uma análise elástica;
- Fator de sobre resistência (Ω_0): o fator de sobre resistência surge da “reserva” de resistência entre a força de cálculo e a resistência real da estrutura. Leva em consideração a sobre resistência de cálculo, de material e de sistema incorporadas ao modelo.

Figura 17 – Resposta global do sistema

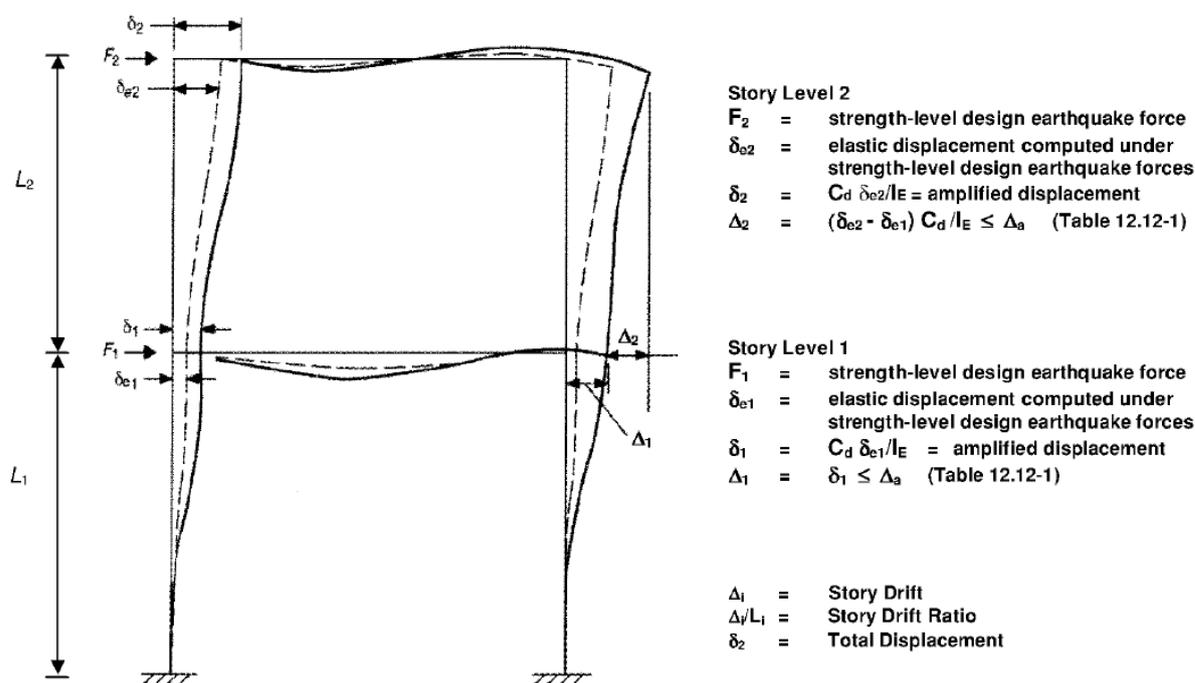


Fonte: CRISAFULLI (2018, p. 51).

2.2.4 Deslocamento relativo entre pisos (*story drift*)

A própria ASCE/SEI 7-05 traz em seu item 12.8.6 uma breve e direta definição quanto ao significado do termo *story drift*, que pode ser traduzido como deslocamento relativo entre pisos, "...é a diferença entre os deslocamentos dos centros de massa entre o topo e a base do pavimento considerado."

Figura 18 – Deslocamento relativo entre pisos (*story drift*)



Fonte: Adaptado de ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 131).

O deslocamento relativo entre pisos oriundo das cargas sísmicas é um dos principais fatores a serem controlados durante o dimensionamento de estruturas sismo resistentes. Por mais que a estrutura dimensionada possa suportar elevados deslocamentos, os elementos não estruturais, como as fachadas por exemplo, não suportam tamanha deformação, o que poderia ocasionar desprendimento destes elementos trazendo risco aos ocupantes e transeuntes no entorno da edificação. (ECUADOR, 2016a).

A ASCE/SEI 7-05 limita o *drift* entre pisos conforme item 12.12 e tabela 12.12-1, levando em conta o tipo de estrutura sismo resistente adotada e a categoria de ocupação da estrutura, para a maioria das estruturas e categorias I e II este valor equivale a 2% da altura entre pisos.

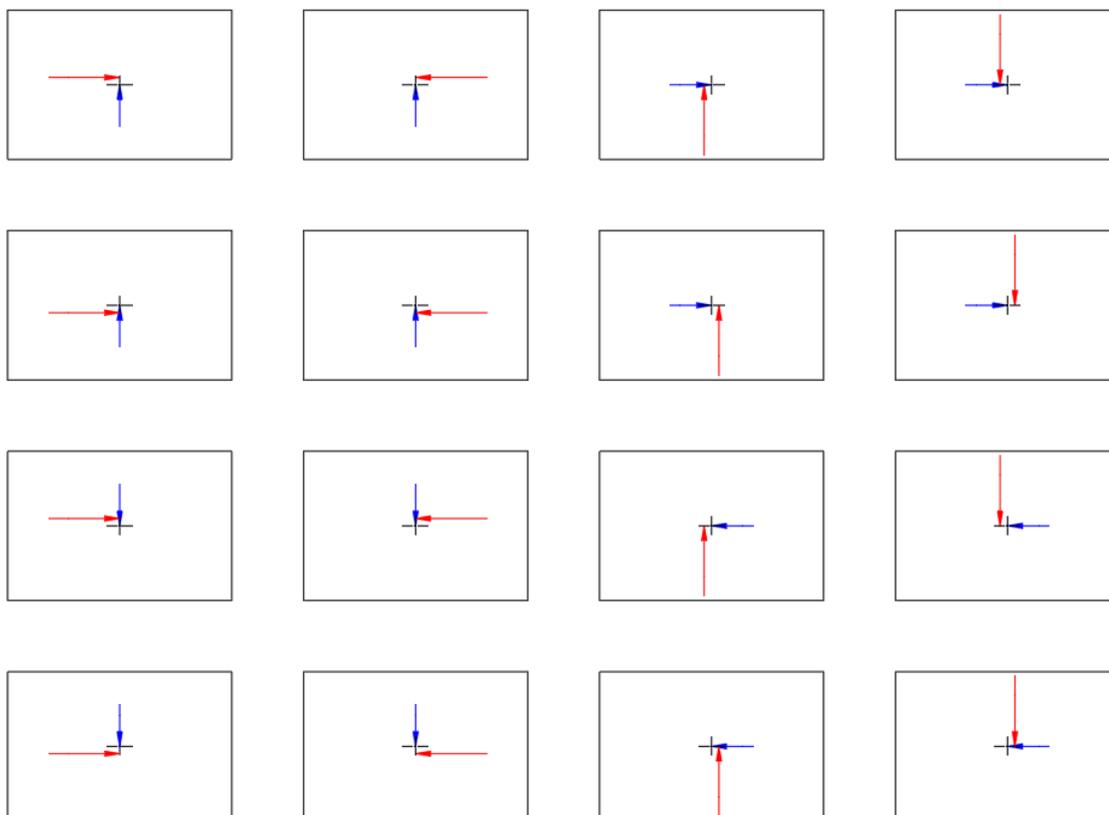
2.2.5 Aplicação da carga sísmica

O cortante basal é distribuído e aplicado ao centro de massa de cada pavimento ao longo da altura da edificação. A força é então aplicada em quatro direções ortogonais (+X, -X, +Y, -Y), quando levado em conta as excentricidades acidentais indicadas em norma, surgem então mais quatro direções de carga (+X+e, +X-e, -X+e, -X-e, +Y+e, +Y-e, -Y+e, -Y-e).

Importante salientar que para estruturas com Categoria Sísmica C, D, E e F a norma indica ainda, segundo item 12.5.3, que seja levando em conta a aplicação da carga em ambos eixos ortogonais simultaneamente, utilizando 100% da carga em uma direção e 30% na outra, de maneira que se produzam os efeitos mais danosos a estrutura. Neste caso a excentricidade acidental é aplicada apenas sobre um dos eixos ortogonais, aquele que resultar nos maiores esforços a estrutura.

A Figura 20 indica as possibilidades de aplicação das cargas sísmicas para edificações com categorias sísmicas superiores a C.

Figura 19 – Direções da carga sísmica

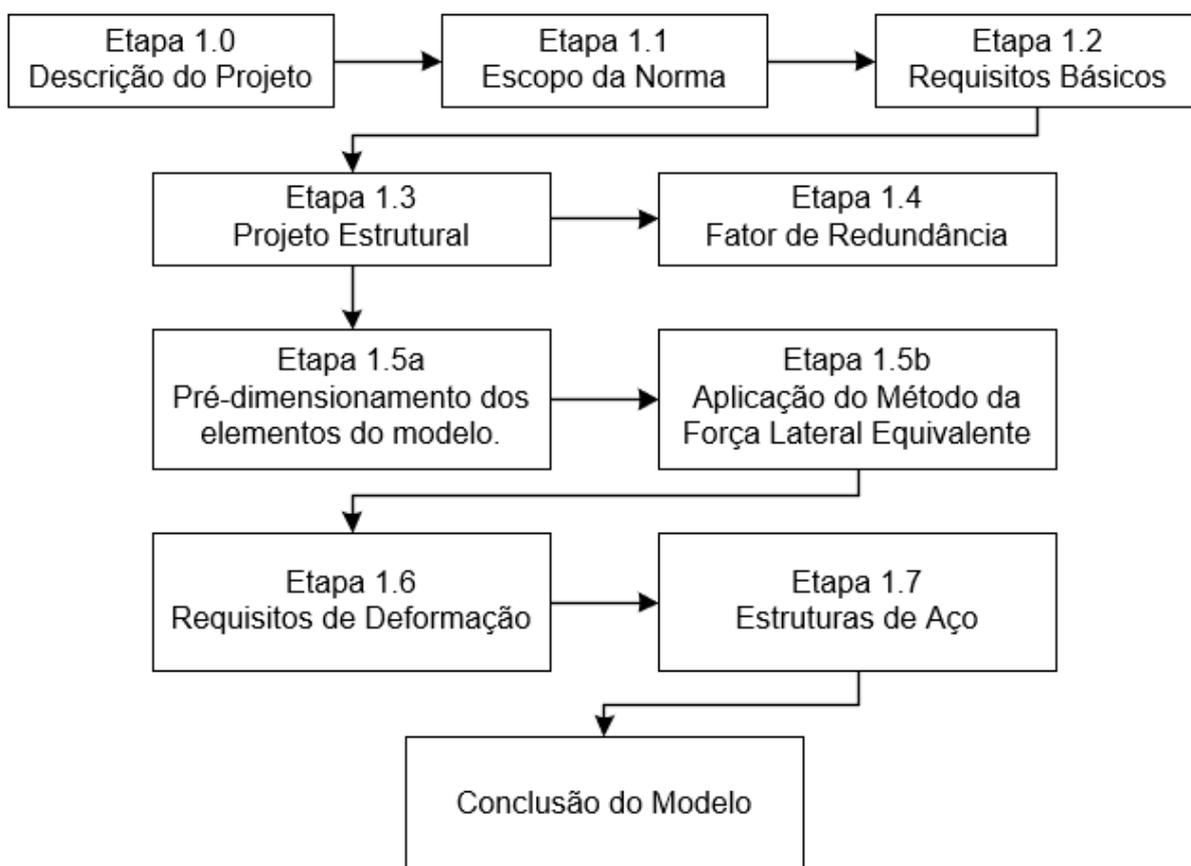


Fonte: Elaborado pelo autor.

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada para se atingir todos os objetivos deste trabalho foram definidas em 9 etapas principais. Para facilitar a visualização do processo metodológico a Figura 20 exibe o fluxograma no qual estão apresentadas de forma simplificada as etapas deste trabalho.

Figura 20 – Fluxograma geral do trabalho



Fonte: Adaptado de FEMA P-751 (2012, p. 13). Conforme Anexo A.

Etapa 1.0 – Descrição do Projeto:

Serão fornecidas todas as informações acerca do projeto o qual é objeto de estudo. Localização, dimensões, níveis e características de uso serão mantidas em ambos os modelos, alternando apenas o sistema estrutural responsável por estabilizar o edifício. Além disso serão informadas as demais cargas consideradas no dimensionamento das estruturas do projeto.

Etapa 1.1 – Escopo da Norma:

Será verificado o enquadramento básico da estrutura segundo os primeiros parâmetros de classificação da norma ASCE/SEI 7-05, validando ou não a aplicação da norma.

Etapa 1.2 – Requisitos Básicos:

Para se prosseguir com o projeto estrutural serão determinados a categoria de ocupação e o fator de importância correspondente, parâmetros básicos relacionados ao solo do projeto e as acelerações espectrais do sismo considerado. Ainda nesta etapa será calculado o espectro de resposta do projeto e a estrutura será classificada dentro de uma das categorias de projeto sísmico.

Etapa 1.3 – Projeto Estrutural:

Nesta etapa serão descritos todos os parâmetros sísmicos relacionados aos dois sistemas de estabilização que compõem o estudo, verificando se cumprem as exigências da categoria de projeto sísmico adotada. Além disso serão determinadas as características do diafragma da laje, as direções das cargas sísmicas e combinações de cálculo e a massa efetiva do projeto. Por fim será verificado se é permitida a aplicação do Método da Força Lateral Equivalente para a análise e determinação dos esforços solicitantes de cálculo.

Etapa 1.4 – Fator de Redundância:

Serão verificadas as condições para a determinação do fator de redundância a ser utilizado em ambos modelos.

Etapa 1.5a – Pré-dimensionamento dos elementos do modelo:

Se dará o pré-dimensionamento dos elementos do modelo, como laje Steel Deck, as vigas secundárias e principais e os elementos que compõem o sistema de estabilização.

Etapa 1.5b – Aplicação do Método da Força Lateral Equivalente:

Nesta etapa se dará a análise do modelo estrutural, utilizando-se do Método da Força Lateral Equivalente para determinação dos esforços na estrutura provenientes do carregamento sísmico.

Etapa 1.6 – Requisitos de Deformação:

Todos os parâmetros de deformação serão verificados nesta etapa visando garantir a compatibilidade com os limites especificados na categoria de projeto sísmico na qual se enquadra o projeto.

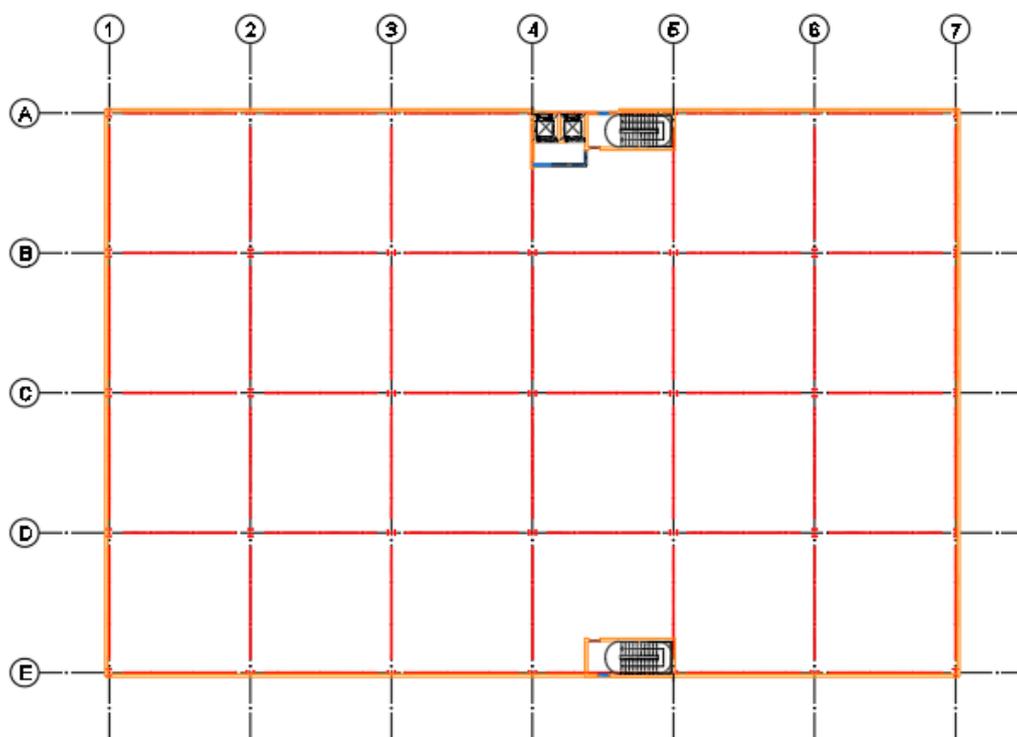
Etapa 1.7 – Estruturas de Aço:

Na última etapa se verificam as premissas de cálculo e detalhamento específicas das estruturas metálicas segundo normas ANSI/AISC 341 e ANSI/AISC 360.

3.1 DESCRIÇÃO DO PROJETO

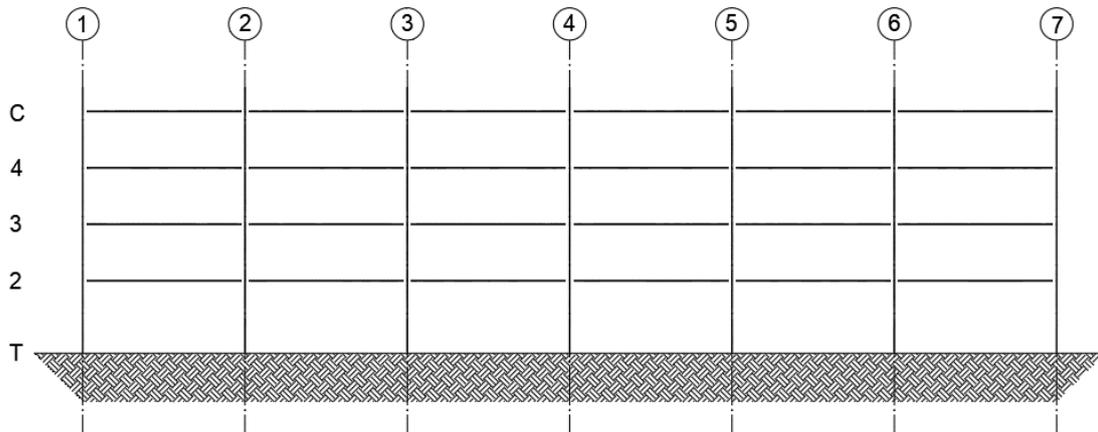
O projeto adotado corresponde a um edifício para escritórios de 4 pavimentos, sendo 3 para escritórios e 1 para terraço acessível ao público. Os eixos no sentido X serão numerados de 1 a 7, com 6 vãos idênticos de 10,00m e no sentido Y denominados de E à A, com 4 vãos idênticos de 10,00m, medidos sempre entre os eixos das colunas. A altura do piso acabado do térreo até o piso acabado do 1º pavimento é de 4,00m, entre os demais pavimentos esta altura é constante e igual a 3,50m.

Figura 21 – Planta baixa pavimento tipo



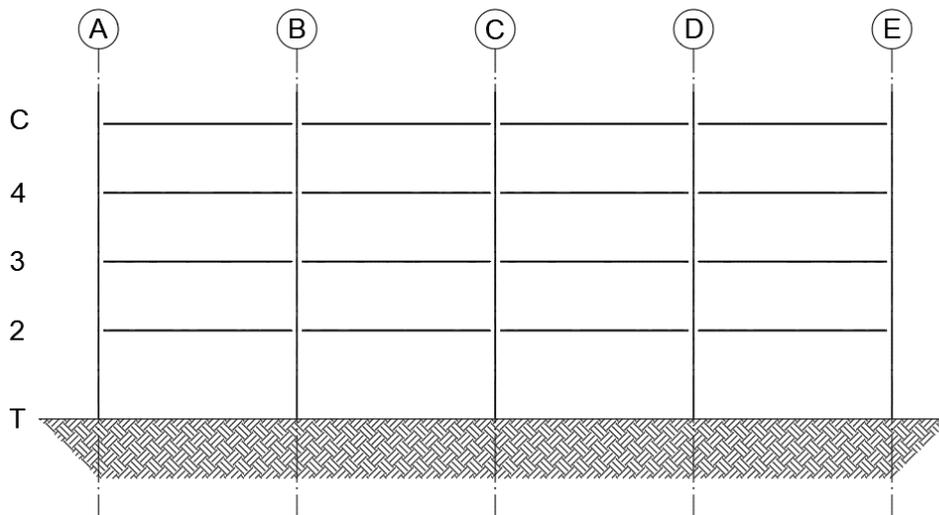
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 22 – Elevação do eixo C



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 23 – Elevação do eixo 3



Fonte: Elaborado pelo autor.

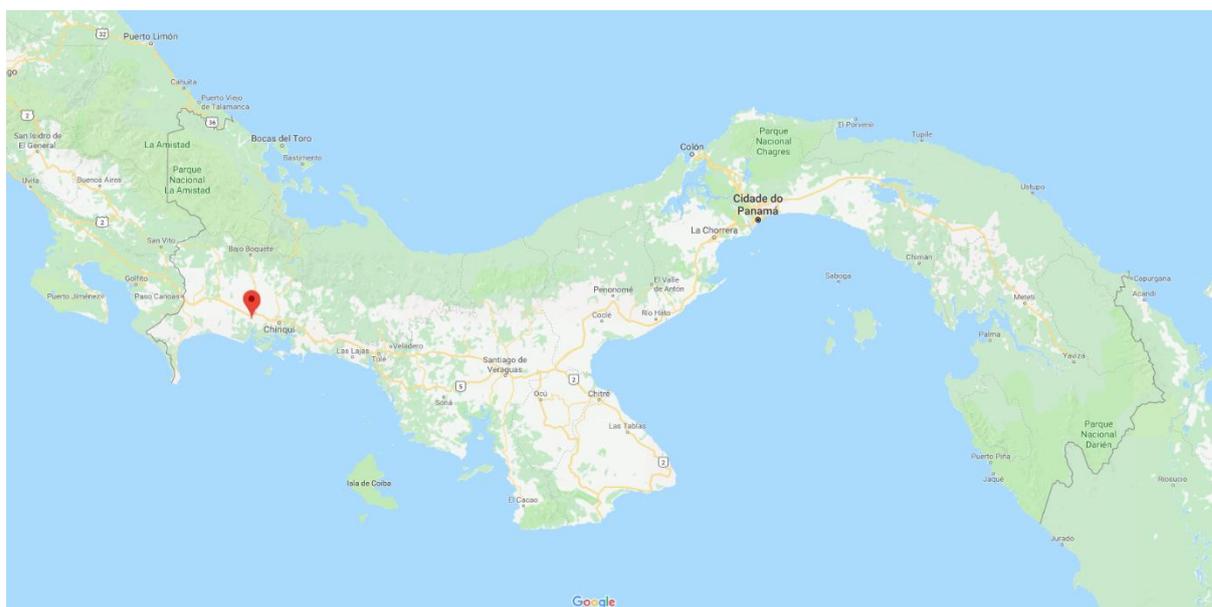
As fachadas serão em alvenaria de blocos de concreto com revestimento argamassado em ambos os lados do bloco, internamente serão consideradas divisórias leves. Cada pavimento possui aproximadamente 2.400m² de área de laje, tendo o empreendimento todo cerca de 9.600m² de área construída.

Todos os pavimentos possuem duas aberturas de 2,35x3,60m na laje para instalação de escadas de emergência, localizadas próximas aos eixos A e E. Além disso, com exceção da cobertura, os pavimentos possuem também duas aberturas de 1,60x1,80m para passagem dos elevadores.

A localização adotada para o projeto foi a cidade de David, na província de Chiriquí, no Panamá. A escolha pelo Panamá se justifica em dois principais aspectos:

- a) o Panamá em sua normativa, a REP-2014, indica o uso praticamente integral da norma americana, ASCE/SEI 7-05, em todos os seus capítulos, alterando apenas fatores locais, como velocidades básicas de vento e acelerações sísmicas;
- b) as acelerações sísmicas encontradas no Panamá são elevadas, tornando a carga de sismo muito superior as cargas oriundas do carregamento de vento, por exemplo.

Figura 24 – Imagem do Google Maps de David - Panamá



Fonte: David... (2018).

Os modelos de cálculo serão desenvolvidos dentro do *software* de cálculo *RAM Structural System*, optou-se por utilizar as tabelas de perfis laminados americanos e uma série de perfis soldados do tipo I com variações de espessuras, alturas e larguras de mesa, visando assim otimizar ao máximo o consumo de aço no projeto.

3.1.1 Considerações de carga

3.1.1.1 Carga Permanente (*Dead Load*)

A REP-2014 indica que sejam adotadas as considerações presentes no Capítulo 3 da ASCE/SEI 7-05. São consideradas cargas permanentes todas as cargas oriundas do peso dos materiais incorporados a edificação, além do peso dos equipamentos fixos indicados em projeto.

Tabela 2 – Cargas permanentes adotadas para o projeto

Material	Carga [unidade]
Concreto armado, incluindo agregados.	23,6 [kN/m ³]
Aço.	77,3 [kN/m ³]
Alvenaria de blocos vazados de concreto, densidade de 16.49kN/m ³ , espessura de 152mm, com argamassa de assentamento. Grout de preenchimento a cada 1016mm.	1,58 [kN/m ²]
Reboco argamassado de gesso, espessura de 20mm.	0,24 [kN/m ²]
Forro em perfis metálicos suspensos com placa de gesso.	0,48 [kN/m ²]
Acabamento de piso em concreto fino, espessura de 30mm.	0,69 [kN/m ²]
Manta asfáltica 3mm para impermeabilização.	0,05 [kN/m ²]
Steel Deck 0.95mm.	0,12 [kN/m ²]

Fonte: Adaptado da tabela C3-2, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 266).

Para todos os pavimentos serão consideradas as cargas próprias da laje com 150mm de altura, concreto armado e *Steel Deck*, somadas as cargas de forro. Nos pavimentos intermediários o acabamento será feito com camada de concreto leve, enquanto que na cobertura este acabamento será aplicado sobre manta asfáltica.

Nos fechamentos externos serão adotadas as cargas lineares referentes a 3,32m de alvenaria de blocos, com revestimento argamassado em ambos os lados. Não serão descontadas as áreas de esquadrias. Sobre a cobertura será considerada mureta perimetral com 1,50m de altura.

a) Pavimentos 2 a 4:

- Laje - 0,12kN/m² (*Steel Deck*) + 2,60kN/m² (Concreto) + 0,69kN/m² (Acabamento) + 0,48kN/m² (Forro) = 3,89kN/m²
- Fechamento Externo - 1,58kN/m² (Alvenaria) + 0,48kN/m² (Reboco) = 2,06kN/m² x 3,32m = 6,84kN/m

b) Cobertura:

- Laje - 0,12kN/m² (*Steel Deck*) + 2,60kN/m² (Concreto) + 0,69kN/m² (Acabamento) + 0,05kN/m² (Manta) + 0,48kN/m² (Forro) = 3,94kN/m²
- Fechamento Externo - 1,58kN/m² (Alvenaria) + 0,48kN/m² (Reboco) = 2,06kN/m² x 1,50m = 3,09kN/m

3.1.1.2 Carga Acidental (*Live Load*)

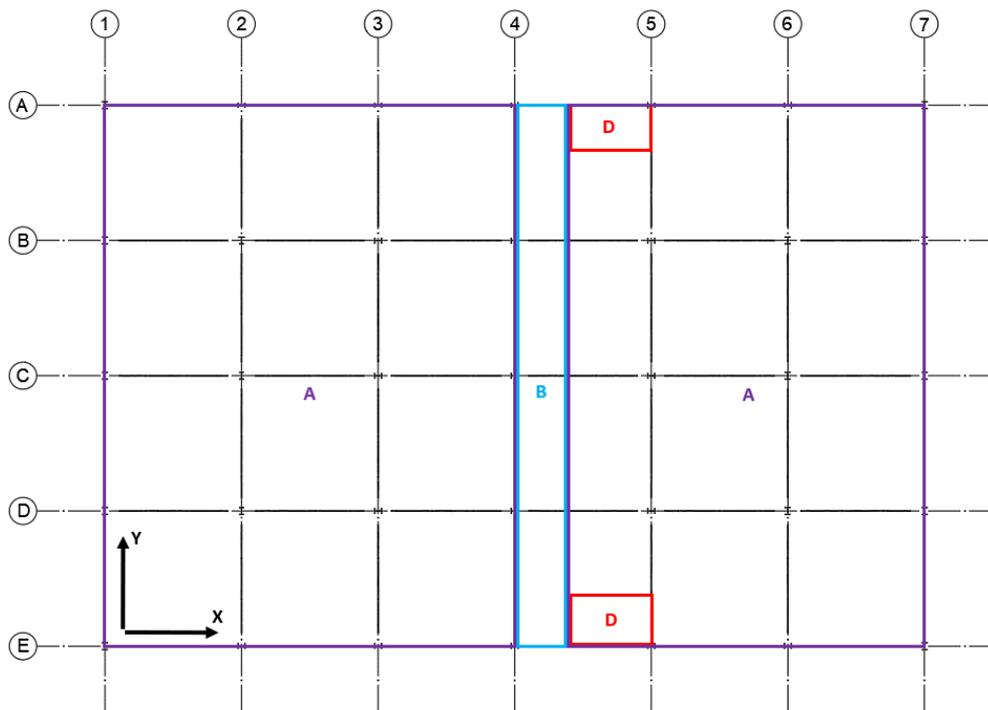
A REP-2014 indica que sejam adotadas as considerações presentes no Capítulo 4 da ASCE/SEI 7-05. São consideradas cargas acidentais aquelas oriundas do uso e da ocupação da edificação.

Tabela 3 – Cargas acidentais adotadas para o projeto

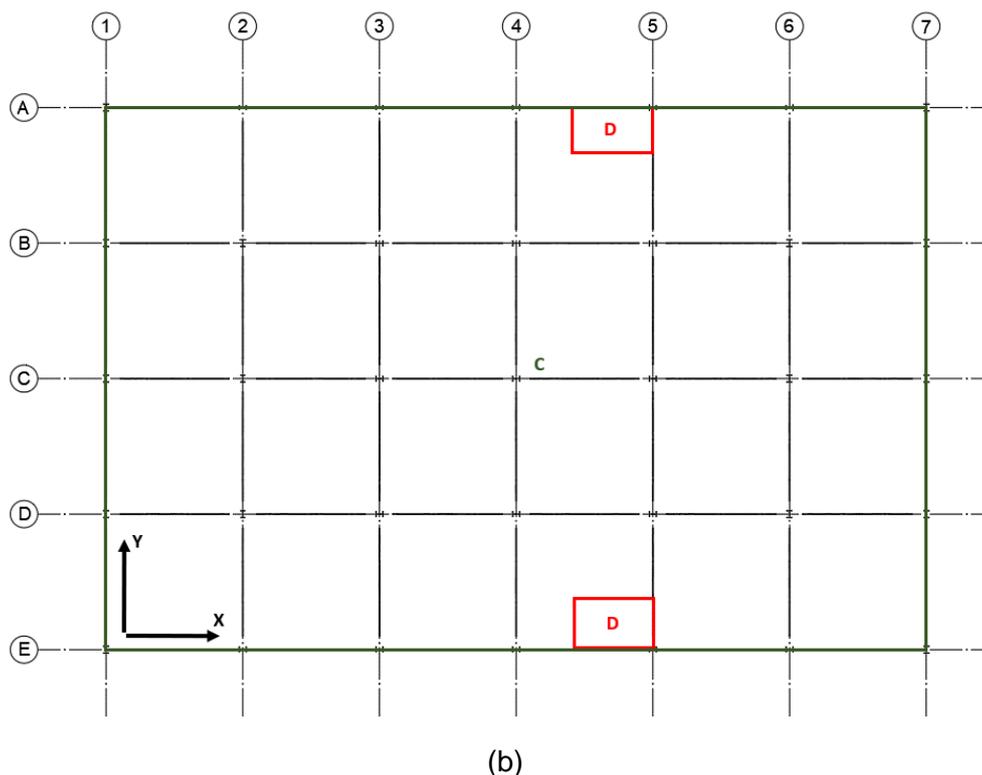
Item	Ocupação ou Uso	Carga [unidade]
A	Escritórios.	2,40 [kN/m ²]
B	Corredores acima do primeiro pavimento.	3,83 [kN/m ²]
C	Terraço com acesso ao público.	2,87 [kN/m ²]
D	Escadas.	4,79 [kN/m ²]

Fonte: Adaptado da tabela 4.1, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 13).

Figura 25 – Planta de cargas vivas: (a) pavimentos 2 a 4, (b) cobertura



(a)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Ainda segundo item 4.2.2 da ASCE/SEI 7-05 serão previstos $0,75\text{kN/m}^2$ para divisórias leves nas zonas de escritórios, indicadas pela letra A na Figura 25(a).

Na cobertura serão previstas 4 cargas pontuais de $1,33\text{kN}$ e 2 de $2,66\text{kN}$ para as máquinas dos elevadores, conforme indicado na tabela 4.1 da ASCE/SEI 7-05 (Quarto de máquinas do elevador).

3.1.1.3 Carga de Vento (*Wind Load*)

A REP-2014 indica que sejam adotadas as considerações presentes no Capítulo 6 da ASCE/SEI 7-05, a exceção das velocidades básicas e parâmetros de deformação informados pela normativa panamenha:

- c) Velocidade básica: $115,0\text{km}$ para região do Oceano Pacífico. Duração da rajada considerada de 3 segundos, medida a 10m sobre o nível do solo em categoria de exposição C, com probabilidade de ocorrência anual de 2%, período de retorno estimado de 50 anos.
- d) Deformação máxima na parte superior do edifício: $h/400$.
- e) Deformação relativa entre pisos (*drift*): $h/300$.

3.1.1.4 Carga de Sismo (*Earthquake Load*)

A REP-2014 em seu Capítulo 5 indica que sejam adotadas as considerações presentes nos Capítulos 11 a 23, a exceção do Capítulo 22, da ASCE/SEI 7-05, capítulo esse que indica através de mapas as acelerações sísmicas locais. A normativa panamenha indica os seguintes critérios em seu item 5.12, correspondente ao Capítulo 22 da normativa americana:

- a) Fator S_S : Aceleração espectral de 0,20 segundos (5% de fator de amortecimento), Classe de Solo B, conforme Tabela 4.
- b) Fator S_1 : Aceleração espectral de 1,00 segundos (5% de fator de amortecimento), Classe de Solo B, conforme Tabela 4.
- c) Período Longo: Para a República do Panamá $T_L=10$ segundos.

Tabela 4 – Acelerações Espectrais S_S e S_1 conforme REP-2014

Cidade	Província	S_S	S_1
Aguadulce	Coclé	0.720	0.304
Concepción	Chiriquí	1.500	0.607
Coronado	Coclé	0.596	0.258
David	Chiriquí	1.500	0.564
Jaqué	Darién	0.940	0.380
Las Tablas	Los Santos	0.836	0.390
Soná	Veraguas	0.800	0.368

Fonte: Adaptado da tabela 5.12, REP-2014 (2015, p. 22).

3.1.1.5 Combinações de Cálculo

Será utilizado o método LRFD (método dos estados limites) para obtenção dos esforços de cálculo, conforme item 2.3.2 da ASCE/SEI 7-05:

1. 1.4P
2. 1.2P + 1.6A
3. 1.2P + 0.8V
4. 1.2P + 1.6V + 1.0A
5. 1.2P + 1.0S + 1.0A
6. 0.9P + 1.6V
7. 0.9P + 1.0S

Exceção: para as combinações (4) e (5) é permitido o uso do fator 0.5 para as cargas acidentais (A) para todas as ocupações em que a carga é igual ou inferior a 4,79 kN/m².

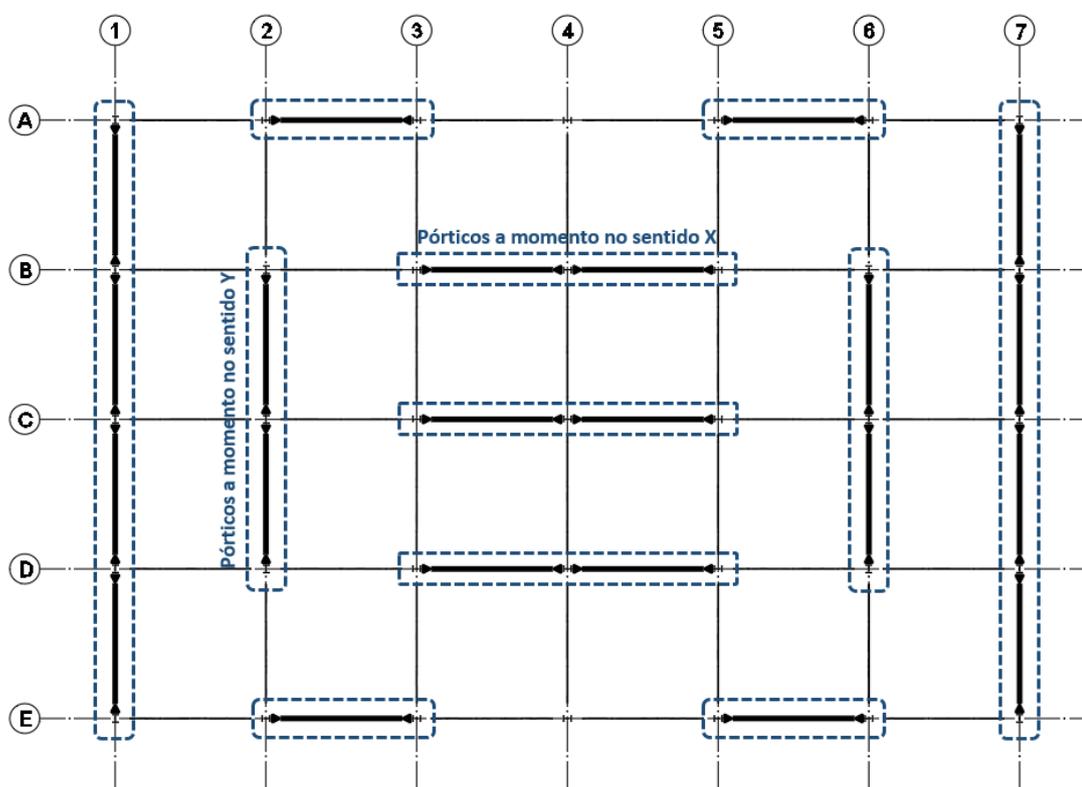
3.1.2 Modelos estruturais propostos

3.1.2.1 Modelo com pórticos especiais a momento (SMF)

Para otimizar a estrutura metálica e facilitar a concepção estrutural do modelo, este será dividido em duas partes principais:

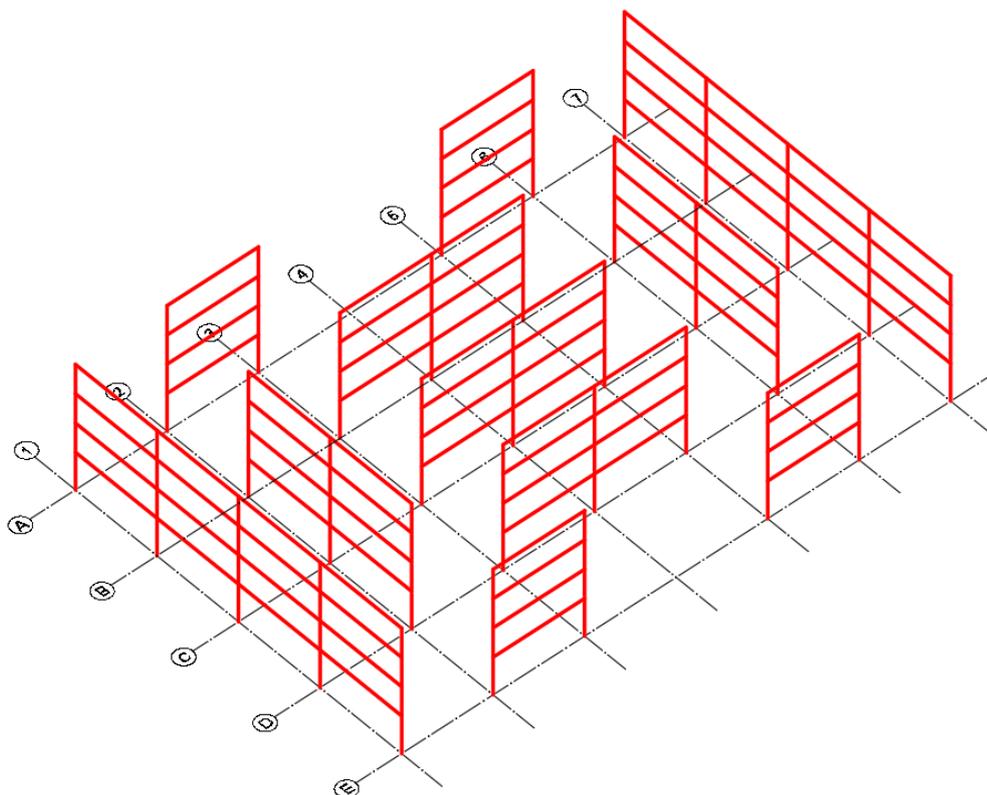
- a) **Sistema gravitacional:** estes elementos serão verificados e dimensionados para receberem todas as cargas gravitacionais que atuam sobre a estrutura, são elas as cargas mortas e as cargas vivas. Todas as conexões de elementos gravitacionais serão consideradas rotuladas.
- b) **Sistema de estabilização:** o sistema de estabilização será composto pelos elementos dimensionados a suportarem além das cargas gravitacionais, também as cargas horizontais oriundas das cargas de vento e sismo.

Figura 26 – Planta de localização dos pórticos especiais a momento



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 27 – Isométrico dos pórticos especiais a momento



Fonte: Elaborado pelo autor.

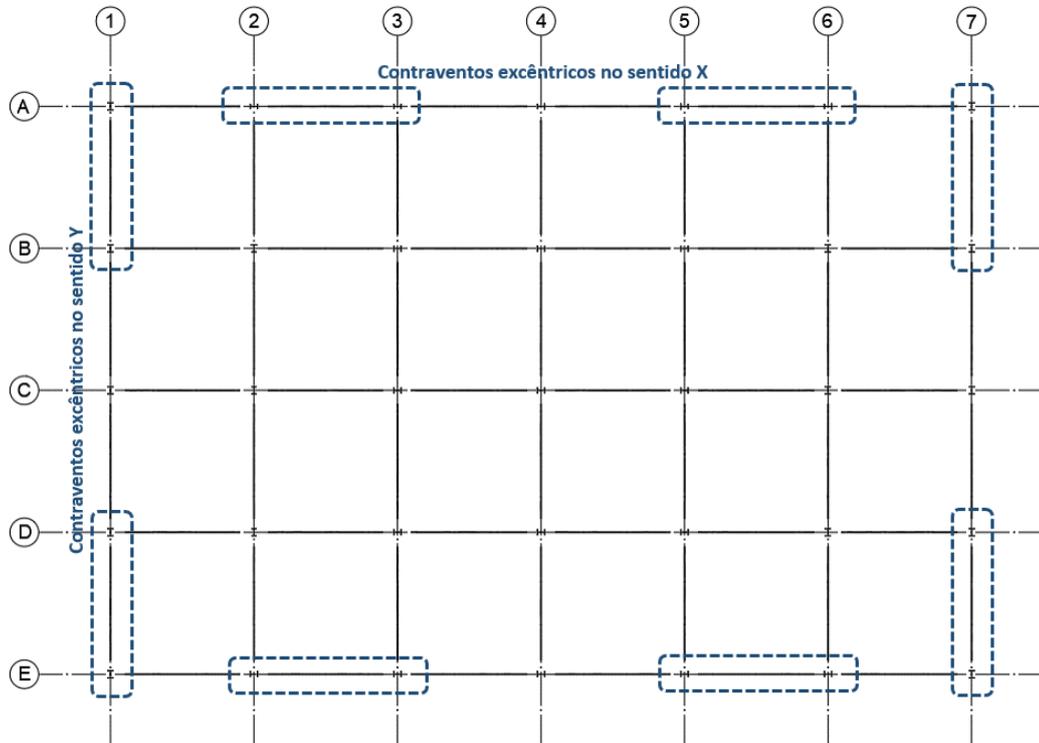
As conexões pertencentes ao sistema de estabilização serão todas engastadas no sistema com pórticos especiais a momento.

3.1.2.2 Modelo com contraventos excêntricos (EBF)

O modelo com contraventos excêntricos segue ainda as premissas da divisão da estrutura em dois sistemas, o sistema gravitacional e o sistema de estabilização. Como podemos ver no Quadro 4 o sistema de estabilização com contraventos excêntricos possui uma rigidez lateral muito superior ao sistema com pórticos a momento, desta forma não se fazem necessários que tantos elementos façam parte do sistema de estabilização.

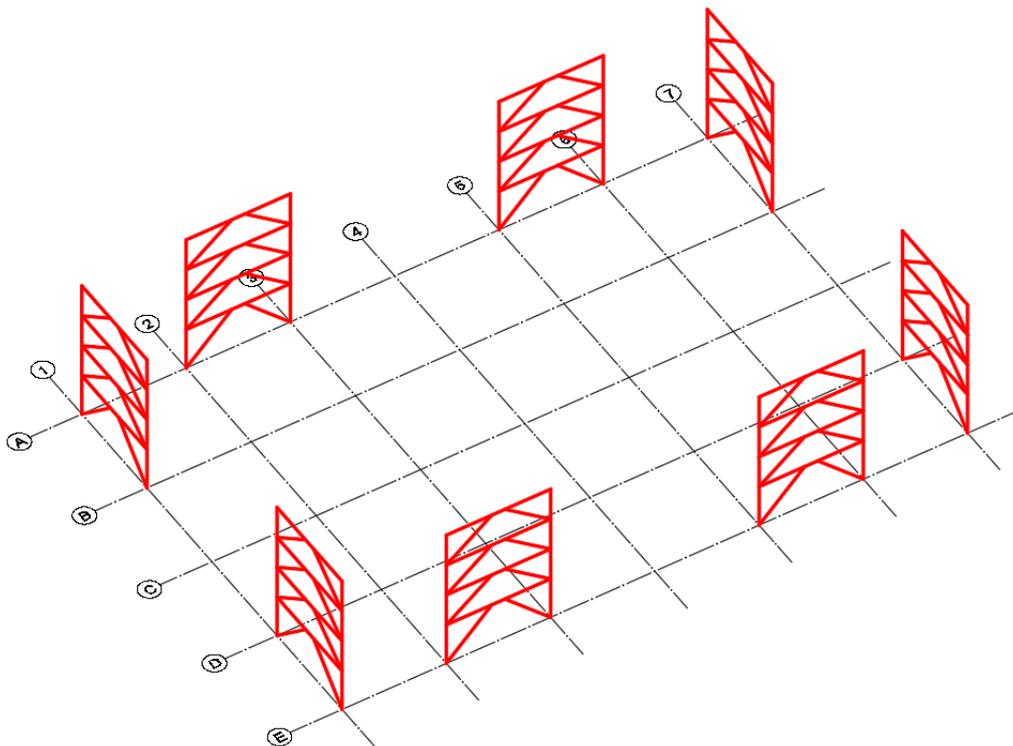
Enquanto que no modelo com pórticos a momento 33 colunas da estrutura faziam parte do sistema de estabilização, no modelo com contraventos excêntricos apenas 16 colunas integram este sistema.

Figura 28 – Planta de localização dos contraventos excêntricos



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 29 – Isométrico dos contraventos excêntricos



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2 ESCOPO DA NORMA

Neste item se verifica a aplicabilidade da norma e se determina os valores de S_s e S_1 a serem utilizados em projeto. Conforme REP-2014 os valores de S_s e S_1 podem ser extraídos da tabela 5.12 da norma, Tabela 4 do presente trabalho:

a) Acelerações Espectrais de Projeto, David, Chiriquí, República do Panamá:

S_s : 1,500

S_1 : 0,564

A norma se aplica ao presente projeto, conforme item 11.1.2 da normativa ASCE/SEI 7-05.

3.3 REQUISITOS BÁSICOS

O primeiro requisito a ser verificado é a categoria de ocupação da estrutura, o que irá indicar o fator de importância aplicado as cargas de vento e sismo. A norma ASCE/SEI 7-05 indica em sua tabela 1-1 quatro categorias de ocupação, sendo a Categoria I a que menos representa risco a vida humana em caso de colapso e a Categoria IV representada por estruturas essenciais, como hospitais, estações de energia, etc.

O projeto de estudo pode ser enquadrado como Categoria II, uma vez que não se enquadra nos requisitos das Categorias I e III. Segundo a tabela 11.5-1 da ASCE/SEI 7-05 o fator de importância atribuído a estruturas de Categoria II é 1,0.

O segundo passo é a classificação do solo no qual o projeto será construído, segundo item 20.1 da ASCE/SEI 7-05 quando não se possui informações sobre o solo suficientes para a classificação do terreno poderá ser adotada Categoria D. A classificação do solo possui 6 categorias, da letra A à F, sendo A representado por solos rochosos de alta resistência e F por solos de baixíssima resistência.

De posse dos fatores S_s e S_1 e da categoria do solo, categoria D, se calculam os fatores S_{MS} , S_{M1} , S_{DS} e S_{D1} , com o uso dos coeficientes F_a e F_v que corrigem as acelerações espectrais, indicadas para um solo com categoria B, para a categoria de solo de projeto.

Conforme tabela 11.4-1 da ASCE/SEI 7-05 o coeficiente F_a atribuído a Categoria de solo D e com parâmetro $S_s \geq 1,25$ é 1,0. O parâmetro F_v é obtido da tabela 11.4-2, e para $S_1 \geq 0,50$ equivale a 1,5.

O item 11.4.3 indica as fórmulas utilizadas para o cálculo dos fatores S_{MS} e S_{M1} :

$$S_{MS} = F_a S_S = 1,0 \times 1,500 = 1,500$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1,5 \times 0,564 = 0,846$$

Ao observarmos as tabelas 11.4-1 e 11.4-2 podemos verificar que a classificação do solo influencia consideravelmente as acelerações espectrais de projeto, e por consequência as cargas sísmicas. No caso em estudo se amplificou a aceleração espectral S_1 em 50% e se manteve S_S .

Com os valores de S_{MS} e S_{M1} calculados se calculam os valores dos parâmetros S_{DS} e S_{D1} conforme fórmulas indicadas no item 11.4.4 da normativa americana.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,500 = \mathbf{1,000}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,846 = \mathbf{0,564}$$

O sismo de cálculo equivale a dois terços do sismo máximo considerado na região do projeto.

Por fim se classifica o projeto em uma das 6 categorias sísmicas existentes, sendo a Categoria A à menos severa e com menos requisitos e Categoria F a mais severa e restritiva delas.

Existem 2 tabelas para a classificação segundo a categoria sísmica, 11.6-1 e 11.6-2, a primeira leva em conta o parâmetro S_{DS} e a segunda o S_{D1} , o item 11.6 da norma americana indica a utilização da classificação mais severa de ambas tabelas.

Para Categoria de Ocupação II e $0,50 \leq S_{DS}$ a tabela 11.6-1 indica Categoria Sísmica D, o mesmo segundo a tabela 11.6-2 para $0,20 \leq S_{D1}$, desta forma a Categoria Sísmica D será adotada para o projeto.

3.4 PROJETO ESTRUTURAL

Com a Categoria Sísmica determinada se seleciona o sistema estrutural resistente e se verificam todos os parâmetros sísmicos atrelados ao sistema adotado. Neste item serão indicados todos os parâmetros aplicados a ambos sistemas estruturais adotados para estudo: pórticos a momento e contraventos excêntricos. Ambos sistemas podem ser encontrados na tabela 12.2-1 da ASCE/SEI 7-05.

3.4.1 Classificação do Diafragma

O primeiro passo consiste em classificar o diafragma de projeto, que pode ser flexível, rígido ou até mesmo semirrígido. Segundo item 12.3.1, para diafragmas que não se enquadrem nos itens 12.3.1.1, condições para diafragma flexível, e 12.3.1.2, condições para diafragmas rígidos, e que tenham sua rigidez explicitamente incluída no modelo de análise, podem ser enquadrados como semirrígido. Para ambos modelos serão considerados diafragmas semirrígidos, modelados juntamente com a estrutura, já que não se enquadram como flexíveis ou rígidos.

3.4.2 Irregularidades Horizontais

Existem 6 possíveis Irregularidades Horizontais que devem ser verificadas, a existência de irregularidades no projeto traz consigo requisitos mais severos para o cálculo estrutural, e podem até mesmo proibir a utilização de dado sistema estrutural se mantidas, conforme descrito no item 12.3.2.1 da ASCE/SEI 7-05.

É essencial que o engenheiro projetista e/ou arquiteto tenham em mente que quanto mais simétricas e simples forem as estruturas do edifício, menos suscetíveis elas serão aos eventos sísmicos, demandando um menor consumo de aço/concreto nos sistemas de estabilização, resultando em construções que necessitam de menos recursos financeiros para serem construídas. Desta forma a fase de projetos em estruturas sismo-resistentes é uma das etapas mais importantes do empreendimento, uma vez que devem ser previstas zonas dedicadas aos sistemas de estabilização e que irregularidades sejam evitadas a fim de evitar impactos significativos no dimensionamento estrutural do edifício.

As irregularidades do tipo 1a e 1b só podem ser verificadas após a execução do modelo completo da estrutura do edifício, para que seja possível identificar os deslocamentos relativos entre pisos (*drift*) indicados nestes itens. Estas serão confirmadas durante a modelagem de ambas estruturas com o auxílio do software de análise estrutural *RAM Structural System*.

O edifício não possui reentrâncias nas esquinas o que implica na não existência de irregularidade do tipo 2 em nenhum dos sistemas. Em ambos modelos de sistemas de estabilização não existem deslocamentos do plano vertical de estabilização ou

sistemas não paralelos e simétricos entre si, confirmando assim a ausência de irregularidades horizontais do tipo 4 e 5.

Sendo assim verifica-se a possibilidade da existência de irregularidade horizontal do tipo 3, verificação válida para ambos modelos estruturais. Uma vez que todos os pavimentos possuem diafragmas de rigidez efetiva idênticas, resta verificar apenas as aberturas nos pavimentos. A área de aberturas nos pavimentos internos é de 21,27m² e na cobertura de 15,51m², o que representa na pior das situações menos de 1% de área aberta em relação a área bruta do diafragma, logo não existem irregularidades do tipo 3.

Quadro 5 – Irregularidades Estruturais Horizontais, conforme ASCE/SEI 7-05

	Descrição	Item de Referência ⁷
1a.	Irregularidade a Torção: o <i>drift</i> medido no extremo da estrutura, calculado incluindo a torção acidental e medido perpendicularmente a um determinado eixo, é maior que 1.2 vezes o <i>drift</i> médio dos dois extremos da estrutura, medido no mesmo eixo de referência.	12.3.3.4 12.8.4.3 12.7.3 12.12.1 Tabela 12.6-1 16.2.2
1b.	Irregularidade a Torção Extrema: o <i>drift</i> medido no extremo da estrutura, calculado incluindo a torção acidental e medido perpendicularmente a um determinado eixo, é maior que 1.4 vezes o <i>drift</i> médio dos dois extremos da estrutura, medido no mesmo eixo de referência.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Tabela 12.6-1 16.2.2
2.	Irregularidade de Reentrância de Esquina: a projeção da estrutura, em ambos os lados da reentrância, é maior que 15% da dimensão em planta da estrutura na direção da reentrância.	12.3.3.4 Tabela 12.6-1
3.	Irregularidade de Descontinuidade do Diafragma: o diafragma tem descontinuidades consideráveis ou variações em sua rigidez, incluindo as causadas por aberturas, entradas, reentrâncias ou buracos com áreas maiores que 50% da área bruta do diafragma ou existem mudanças de rigidez efetiva do diafragma superiores a 50%, entre níveis consecutivos.	12.3.3.4 Tabela 12.6-1
4.	Irregularidade de Deslocamento do Plano Vertical de Estabilização: existem descontinuidades no sistema de resistência a forças laterais, tal como quando se cria um novo plano contendo elementos verticais do sistema de estabilização em direção perpendicular ao plano existente.	12.3.3.4 12.3.3.3 12.7.3 Tabela 12.6-1 16.2.2
5.	Irregularidade de Sistemas não Paralelos: a direção das ações horizontais dos elementos verticais do sistema de estabilização não é paralela ou simétrica em relação aos eixos ortogonais horizontais principais do sistema.	12.5.3 12.7.3 Tabela 12.6-1 16.2.2

Fonte: Adaptado da tabela 12.3-1, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 125).

⁷ Itens encontrados na normativa americana ASCE/SEI 7-05.

Resumindo, as irregularidades do tipo 1a e 1b serão verificadas durante a fase de modelagem, as demais não se aplicam ao projeto.

3.4.3 Irregularidades Verticais

As irregularidades verticais devem ser verificadas conforme descrito no item 12.3.2.2 da ASCE/SEI 7-05.

Quadro 6 – Irregularidades Estruturais Verticais, conforme ASCE/SEI 7-05

	Descrição	Item de Referência ⁸
1a.	Irregularidade de Piso “Flexível” : o piso possui rigidez lateral inferior a 70% da rigidez lateral do piso superior ou menor que 80% da rigidez lateral média dos três pavimentos superiores.	Tabela 12.6-1
1b.	Irregularidade de Piso “Flexível” extrema : o piso possui rigidez lateral inferior a 60% da rigidez lateral do piso superior ou menor que 70% da rigidez lateral média dos três pavimentos superiores.	Tabela 12.6-1
2.	Irregularidade de Peso : o peso efetivo de qualquer pavimento é superior a 150% do peso efetivo de um pavimento adjacente. Coberturas mais leves que o piso inferior não são consideradas.	Tabela 12.6-1
3.	Irregularidade Geométrica : a dimensão horizontal do plano de estabilização em qualquer pavimento é maior que 130% do piso adjacente.	Tabela 12.6-1
4.	Irregularidade de Descontinuidade no Plano : existem descontinuidades no plano de estabilização com distância entre os elementos superior a dimensão dos mesmos ou existe uma redução na rigidez do elemento no pavimento abaixo.	12.3.3.3 12.3.3.4 Tabela 12.6-1
5a.	Irregularidade de Piso “Fraco” : o piso possui menos de 80% da resistência lateral do piso imediatamente superior. A resistência do piso é a soma da resistência de todos os elementos que resistem aos esforços cortantes do piso na direção considerada.	Tabela 12.6-1
5b.	Irregularidade de Piso “Fraco” extrema : o piso possui menos de 65% da resistência lateral do piso imediatamente superior. A resistência do piso é a soma da resistência de todos os elementos que resistem aos esforços cortantes do piso na direção considerada.	12.3.3.1 12.3.3.2 Tabela 12.6-1

Fonte: Adaptado da tabela 12.3-2, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 125).

Neste trabalho as irregularidades verticais do tipo 1a, 1b, 5a e 5b serão verificadas durante a fase de modelagem da estrutura completa, uma vez que sua verificação nas etapas iniciais é de elevada complexidade.

Uma vez que os elementos que fazem parte do sistema de estabilização são “contínuos” da base até a cobertura do edifício, não se caracterizam as irregularidades do tipo 3 e 4.

⁸ Itens encontrados na normativa americana ASCE/SEI 7-05.

Para a irregularidade do tipo 2 pode-se estimar o peso efetivo de cada pavimento, somando a carga morta com 25% da carga viva que atua sobre o mesmo.

Tabela 5 – Peso efetivo estimado por pavimento

Pavimento	Área total (m ²)	Carga morta total (kN)	Carga viva total (kN)	Peso Total ⁹ (t)
2	2.400,00	12.550	1.970	1.480,00
3	2.400,00	12.550	1.970	1.480,00
4	2.400,00	12.550	1.970	1.480,00
C	2.400,00	11.880	1.790	1.394,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo não se aplica a irregularidade do tipo 2, ficando a estrutura sujeita apenas as irregularidades do tipo 1a, 1b, 5a e 5b.

3.4.4 Pórticos Especiais a Momento (SMF)

Serão indicados todos os parâmetros atribuídos a estrutura com Pórticos a Momento informados na tabela 12.2-1.

Tabela 6 – Sistema resistente a forças sísmicas: Pórticos Especiais a Momento, conforme ASCE/SEI 7-05

Sistema	Requisitos de Detalhes	Fator de Modificação de Resposta, R	Fator de Sobre resistência, Ω_0	Fator de Amplificação de Deslocamentos, C_d	Limitações do Sistema, Categoria Sísmica D
Pórticos Especiais a Momento	14.1 e 12.2.5.5	8	3	3	Sem limites

Fonte: Adaptado da tabela 12.2-1, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 121).

⁹ Além das cargas descritas no item 3.1.1 foram acrescentadas as cargas referentes ao peso próprio da estrutura, estimada em 0,50kN/m².

3.4.5 Contraventos Excêntricos (EBF)

Serão indicados todos os parâmetros atribuídos a estrutura com Contraventos Excêntricos informados na tabela 12.2-1.

Tabela 7 – Sistema resistente a forças sísmicas: Contraventos Excêntricos, conforme ASCE/SEI 7-05

Sistema	Requisitos de Detalhes	Fator de Modificação de Resposta, R	Fator de Sobre resistência, Ω_0	Fator de Amplificação de Deslocamentos, C_d	Limitações do Sistema, Categoria Sísmica D
Contraventos Excêntricos com conexões a momento.	14.1	8	2	4	48,8m de altura total

Fonte: Adaptado da tabela 12.2-1, ASCE/SEI 7-05 (2006, p. 120).

3.4.6 Combinações Especiais para Sismo

Conforme descrito no item 3.1.1.5 do presente trabalho, as combinações com sismo são as seguintes:

$$5. 1.2P + 1.0S + 1.0A$$

$$7. 0.9P + 1.0S$$

Os efeitos da carga sísmica S são descritos conforme item 12.4 da norma americana. Para a combinação 5 e 7, S pode ser determinado respectivamente como:

$$S = S_h + S_v$$

$$S = S_h - S_v$$

Sendo S_h os efeitos horizontais da carga sísmica e S_v os verticais.

$$S_h = \rho Q_S$$

$$S_v = 0.2S_{DS}P$$

Sendo ρ referente ao fator de redundância, Q_S o efeito horizontal da força sísmica V , S_{DS} o parâmetro de aceleração para períodos curtos calculado anteriormente e P o efeito das cargas permanentes.

As combinações passam a ser as seguintes:

$$5. (1.2 + 0.2S_{DS})P + \rho Q_S + A$$

$$7. (0.9 - 0.2S_{DS})P + \rho Q_S$$

É permitido usar $0.5A$ na combinação 5 para todas ocupações em que a carga accidental seja menor ou igual a $4,79\text{kN/m}^2$.

Quando especificada a inclusão do fator de sobre resistência no dimensionamento do elemento, os efeitos da carga sísmica passam a ser os seguintes:

$$S_m = S_{mh} + S_v$$

$$S_m = S_{mh} - S_v$$

Onde S_m representa os efeitos da carga sísmica incluindo o fator de sobre resistência e S_{mh} os efeitos da carga sísmica horizontal incluso o mesmo fator.

$$S_{mh} = \Omega_0 Q_S$$

O fator de sobre resistência é obtido da tabela 12.2-1 da norma americana levando em consideração o sistema de estabilização adotado. Logo, as combinações com sobre resistência são as seguintes:

$$5. (1.2 + 0.2S_{DS})P + \Omega_0 Q_S + A$$

$$7. (0.9 - 0.2S_{DS})P + \Omega_0 Q_S$$

Para as direções de carga o item 12.5 da norma ASCE/SEI 7-05 especifica que sejam aplicadas as cargas em ambos eixos ortogonais separadamente, além disso para a categoria sísmica D, na qual se enquadra o projeto de estudo, a norma solicita que sejam verificadas ainda situações em que se aplicam as cargas em ambos sentidos ortogonais, com uma relação percentual de 100%/30%.

3.4.7 Validação da aplicação do método de análise

O item 12.6 da norma americana restringe os métodos de análise que podem ser utilizados levando em conta a categoria sísmica, a categoria de ocupação, o período fundamental e as irregularidades atribuídas ao projeto. A tabela 12.6.-1 da normativa indica os métodos de análise permitidos e não permitidos.

Ao verificar a tabela nos deparamos com as seguintes condições para validar a aplicação do método da força lateral equivalente para obter as cargas sísmicas do projeto de estudo:

- a) Estrutura regular (sem nenhuma irregularidade) com $T < 3.5T_s$;

- b) Estrutura irregular com $T < 3.5 T_s$ e que não possua irregularidades horizontais do tipo 1a e 1b ou verticais do tipo 1a, 1b, 2 e 3.

Desta forma, se durante o processo de modelagem e análise de ambos os modelos se verificar a existência de irregularidades horizontais do tipo 1a ou 1b, estas invalidariam a aplicação do método da força lateral equivalente ao projeto de estudo, o mesmo ocorre para irregularidades verticais do tipo 1a e 1b.

Sendo assim, estas irregularidades serão verificadas e caso ocorram, serão propostas alterações nos sistemas de estabilização, seja em dimensionamento ou posição, para que tais irregularidades deixem de existir, validando assim a aplicação do método da força lateral equivalente.

3.5 FATOR DE REDUNDÂNCIA

O fator de redundância ρ segundo item 12.3.4 da norma americana pode possuir apenas dois valores, 1 ou 1,3. Ele leva em conta a quantidade de elementos que compõem o sistema de estabilização frente as ações sísmicas, uma vez que a falha de um elemento em uma estrutura com poucos componentes do sistema de estabilização pode representar o colapso da estrutura, e por outro lado, causar poucos impactos a sistemas com vários elementos.

Em ambos modelos de estudo as condições para se utilizar um fator de redundância igual a 1 serão verificadas depois da elaboração do modelo estrutural completo.

4 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS DE CÁLCULO

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO MODELO

Nesta primeira etapa serão pré-dimensionados os elementos que farão parte de ambos modelos estruturais propostos. Para os perfis metálicos será adotado por padrão a referência do aço ASTM A572/Gr.50 e para os tubos ASTM A500/GrC.

4.1.1 Laje mista tipo Steel Deck

Para a laje Steel Deck se usará as características próprias da forma metálica da Verco Decking, INC. modelo W3 FORMLOK, já presente no software de cálculo da Bentley e de fácil compra no mercado externo.

Figura 30 – Características da forma W3 FORMLOK.

Deck Section Properties

Gage	Weight		I_d for Deflection		Moment	
	Galv (psf)	Painted (psf)	Single Span (in. ⁴ /ft)	Multi Span (in. ⁴ /ft)	+ S_{eff} (in. ³ /ft)	- S_{eff} (in. ³ /ft)
22	1.9	1.8	0.736	0.736	0.393	0.410
21	2.1	2.0	0.824	0.824	0.453	0.470
20	2.3	2.2	0.907	0.907	0.510	0.528
19	2.7	2.6	1.067	1.067	0.636	0.652
18	2.9	2.8	1.213	1.213	0.752	0.768
16	3.5	3.4	1.516	1.516	0.968	0.966

Notes:

1. Section properties are based on $F_y = 50,000$ psi.
2. I_d is for deflection due to uniform loads.
3. S_{eff} (+ or -) is the effective section modulus.

Fonte: Adaptado de Catálogo VERCO DECKING, INC. (2018, p. 68).

Figura 31 – Características do concreto da laje.

Concrete Properties

Density (pcf)	Uniform Weight (psf)	Uniform Volume (yd ³ /100 ft ²)	Compressive Strength, f'_c (psi)
145	54.4	1.389	3000

Fonte: Catálogo VERCO DECKING, INC. (2018, p. 72).

Figura 32 – Tabela de vão máximo da forma W3 FORMLOK sem escoramento para laje de 150mm.

Maximum Unshored Clear Span (ft-in.)

Deck Gage	Number of Deck Spans		
	1	2	3
22	9'-2"	9'-0"	10'-3"
21	10'-0"	10'-9"	11'-2"
20	10'-8"	11'-5"	11'-10"
19	11'-5"	12'-8"	13'-1"
18	11'-9"	13'-8"	13'-9"
16	12'-5"	15'-4"	14'-6"

Fonte: Catálogo VERCO DECKING, INC. (2018, p. 72).

Figura 33 – Tabela de carga máxima sobreposta da forma W3 FORMLOK para laje de 150mm.

Allowable Superimposed Loads (psf)

Deck Gage	Number of Deck Spans	Span (ft-in.)															
		8'-0"	8'-6"	9'-0"	9'-6"	10'-0"	10'-6"	11'-0"	11'-6"	12'-0"	12'-6"	13'-0"	13'-6"	14'-0"	15'-0"	16'-0"	
22	1	304	274	250	176	158	141	127	114	103	93	83	75	68	55	44	
	2	304	274	250	176	158	141	127	114	103	93	83	75	68	55	44	
	3	304	274	250	176	158	141	127	114	103	93	83	75	68	55	44	
21	1	328	296	269	246	226	157	141	127	115	104	94	85	77	63	51	
	2	328	296	269	246	226	208	141	127	115	104	94	85	77	63	51	
	3	328	296	269	246	226	208	193	127	115	104	94	85	77	63	51	
20	1	350	317	288	263	241	223	154	139	126	114	104	94	86	71	58	
	2	350	317	288	263	241	223	206	139	126	114	104	94	86	71	58	
	3	350	317	288	263	241	223	206	191	126	114	104	94	86	71	58	
19	1	396	358	325	297	273	252	233	164	149	136	124	113	104	87	72	
	2	396	358	325	297	273	252	233	216	201	188	124	113	104	87	72	
	3	396	358	325	297	273	252	233	216	201	188	176	113	104	87	72	
18	1	400	396	360	329	302	278	258	239	170	156	142	131	120	101	85	
	2	400	396	360	329	302	278	258	239	223	208	195	183	120	101	85	
	3	400	396	360	329	302	278	258	239	223	208	195	183	120	101	85	
16	1	400	400	400	392	360	332	307	285	266	195	179	165	152	130	111	
	2	400	400	400	392	360	332	307	285	266	248	233	218	206	176	111	
	3	400	400	400	392	360	332	307	285	266	248	233	218	206	130	111	

See footnotes on page 69.

Shoring required in shaded areas to right of heavy line.

Fonte: Catálogo VERCO DECKING, INC. (2018, p. 72).

Optou-se por adotar a forma com 0,836mm de espessura (Gage 21) para se reduzir ao máximo o número de vigas secundárias. Como o projeto possui distância entre vigas principais de 10m em ambos os eixos ortogonais:

$$\frac{10,00m}{3} = 3,33m$$

Consultando a tabela é possível verificar que a folha metálica suporta até 3,40m de vão sem escoramento antes da cura e após a cura, com espaçamento de 3,33m suporta até 9,24kN/m² de carga sobreposta, o que supera com folga os 7,04kN/m² presente nas lajes dos pavimentos tipo.

4.1.2 Vigas secundárias

Para as vigas secundárias se considera que suas conexões de extremidade serão simplesmente apoiadas. A efeito de pré-dimensionamento será adotada uma seção de perfil I laminado americano e posteriormente se indicara uma seção I soldada equivalente, já que desta forma se otimiza o peso da peça além de propiciar a disponibilidade de tal perfil em qualquer país.

Os valores de carga a serem utilizados no pré-dimensionamento das vigas secundárias são os seguintes:

Cargas antes da cura:

$$\text{Carga Permanente} = 2,77\text{kN/m}^2$$

$$\text{Carga Acidental}^1 = 1,00\text{kN/m}^2$$

A carga distribuída sobre as vigas secundárias será:

$$w_p = 3,33\text{m} * 2,77\text{kN/m}^2 = 9,24\text{kN/m} + 0,50\text{kN/m} (pp_{viga}) = 9,74\text{kN/m}$$

$$w_A = 3,33\text{m} * 1,00\text{kN/m}^2 = 3,34\text{kN/m}$$

Com a segunda combinação de cálculo LRFD temos:

$$w_u = 1.2 * (9,74\text{kN/m}) + 1.6 * (3,34\text{kN/m}) = 17,01\text{kN/m}$$

O momento máximo para uma viga simplesmente apoiada pode ser obtido facilmente:

$$M_u = \frac{17,01\text{kN/m} * (10,0\text{m})^2}{8} = 212,67\text{kN.m}$$

De posse do momento máximo e considerando que a fixação do Steel Deck garante adequado travamento a mesa superior do perfil, pode-se estimar o módulo plástico requerido da seção:

$$Z_{x,min} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y} = \frac{212,67}{0,90 * 345,0} = 684,92\text{cm}^3$$

Consultando a tabela de perfis laminados americanos chegamos ao perfil W18x35, com inércia em torno do eixo principal de 21.228cm⁴. Estima-se então a flecha que o perfil irá atingir durante a fase de pré-cura do concreto sujeito a carga morta:

$$\Delta_{nc} = \frac{5w_D L^4}{384EI} = \frac{5 * 9,74 * 10^4}{384 * 2000000 * 21228} = 30,4\text{mm}$$

¹ Carga acidental de montagem durante o processo de instalação e concretagem do Steel Deck.

O AISC Design Guide 3 (WEST; FISHER, 2003) recomenda uma flecha máxima de $L/360$ ou 1 polegada, o que for menor.

$$\frac{10,00}{360} = 27,8\text{mm} > 25,4\text{mm} \therefore 25,4\text{mm}$$

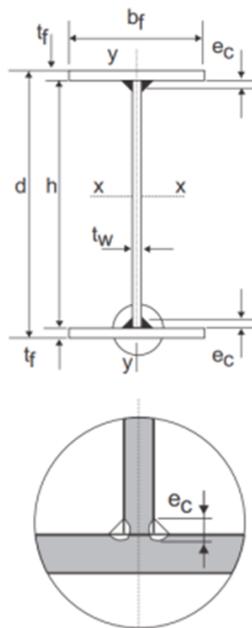
Ainda segundo West e Fisher, é possível adotar uma contra flecha de até 80% da flecha inicial resultante das cargas mortas:

$$\Delta_0 = 0,80 \cdot 30,40 = 24,35\text{mm} \therefore \Delta_0 = 25\text{mm}$$

Desta forma se adota para as vigas secundárias a efeito de pré-dimensionamento o seguinte perfil soldado:

Figura 34 – Viga secundária adotada no pré-dimensionamento.

PERFIL SOLDADO EQUIVALENTE:



$$d := 500 \text{ mm} \quad t_w := 6,35 \text{ mm} \quad h := (d - 2 \cdot t_f) = 484,76 \text{ mm}$$

$$b_f := 150 \text{ mm} \quad t_f := 9,50 \text{ mm}$$

$$I_x := \left(\left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \right) + \left(\frac{d - t_f}{2} \right)^2 \cdot b_f \cdot t_f \right) \cdot 2 + \frac{t_w \cdot h^3}{12} = 23172 \text{ cm}^4$$

$$A := \left((b_f \cdot t_f \cdot 2) + (h \cdot t_w) \right) = 59,2823 \text{ cm}^2$$

$$P_p := \left(A \cdot 7730 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 45,83 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Z_x := b_f \cdot t_f \cdot (d - t_f) + \frac{t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f)^2}{4} = 1066,25 \text{ cm}^3$$

Fonte: Elaborado pelo autor.

As condições pós cura do concreto com a viga mista já estabelecida serão verificadas diretamente no modelo de cálculo final.

4.1.3 Vigas principais

Nas vigas principais se repetiu o processo anterior para o pré-dimensionamento das vigas secundárias. Os valores de carga a serem utilizados no pré-dimensionamento das vigas secundárias são os seguintes:

Cargas antes da cura:

$$\text{Carga Permanente} = 2,77\text{kN/m}^2$$

$$\text{Carga Acidental} = 1,00\text{kN/m}^2$$

$$\text{Peso Próprio (viga secundária)} = 0,50\text{kN/m}$$

$$\text{Peso Próprio (viga principal)} = 1,00\text{kN/m}$$

As cargas pontuais aplicadas sobre a viga principal serão:

$$P_p = (10,0\text{m} * 3,33\text{m} * 2,77\text{kN/m}^2) + (10,0\text{m} * 0,50\text{kN/m}) = 97,34\text{kN}$$

$$P_A = (10,0\text{m} * 3,33\text{m} * 1,00\text{kN/m}^2) = 33,34\text{kN}$$

Com a segunda combinação de cálculo LRFD temos:

$$P_u = 1.2 * 97,34\text{kN} + 1.6 * 33,34\text{kN} = 170,14\text{kN}$$

$$w_u = 1.2 * (1,00\text{kN/m}) = 1,20\text{kN/m}$$

Por simplificação se considerou que a viga principal recebe as cargas pontuais transmitidas pelas vigas secundárias, além de seu peso próprio e que estará simplesmente apoiada nas colunas. Esta simplificação não representa a realidade das vigas principais que compõem o sistema de estabilização, uma vez que, estas estarão engastadas nas colunas para compor os pórticos resistentes à momento e os pórticos com contraventos excêntricos, mas serve como base para se modelar inicialmente as vigas principais.

O momento máximo para as vigas principais simplesmente apoiadas é de:

$$M_u = (170,14\text{kN} * 3,33\text{m}) + \frac{1,20\text{kN/m} * (10,0\text{m})^2}{8} = 582,12\text{kN.m}$$

De posse do momento máximo, pode-se estimar o módulo plástico requerido da seção, desconsiderando neste primeiro dimensionamento o vão destravado da viga, cerca de 3,33m:

$$Z_{x,\text{mín}} = \frac{M_u}{\phi_b * F_y} = \frac{582,12}{0,90 * 345,0} = 1.874,75\text{cm}^3$$

Consultando a tabela de perfis laminados americanos chegamos ao perfil W24x68, com inércia em torno do eixo principal de 76.170cm^4 . Estima-se então a flecha que o perfil irá atingir durante a fase de pré-cura do concreto sujeito a carga morta:

$$\Delta_{nc} = \left(\frac{97,34 * 10^3}{28 * 2000000 * 76170} \right) + \left(\frac{5 * 1,00 * 10^4}{384 * 2000000 * 76170} \right) = 24,14\text{mm}$$

Verificando a flecha máxima:

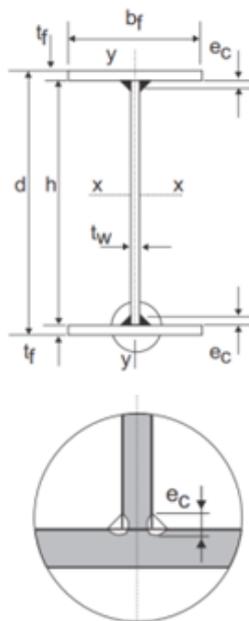
$$\frac{10,00}{360} = 27,8\text{mm} > 25,4\text{mm} \therefore 25,4\text{mm}$$

Logo, não será adotada contra flecha nos perfis principais da estrutura durante o pré-dimensionamento.

Desta forma se adota para as vigas principais a efeito de pré-dimensionamento o seguinte perfil soldado:

Figura 35 – Viga principal adotada no pré-dimensionamento.

PERFIL SOLDADO EQUIVALENTE:



$$d := 600 \text{ mm} \quad t_w := 9,50 \text{ mm} \quad h := (d - 2 \cdot t_f) = 584,76 \text{ mm}$$

$$b_f := 225 \text{ mm} \quad t_f := 12,70 \text{ mm}$$

$$I_x := \left(\left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \right) + \left(\frac{d - t_f}{2} \right)^2 \cdot b_f \cdot t_f \right) \cdot 2 + \frac{t_w \cdot h^3}{12} = 65118 \text{ cm}^4$$

$$A := (b_f \cdot t_f \cdot 2) + (h \cdot t_w) = 112,7022 \text{ cm}^2$$

$$P_P := \left(A \cdot 7730 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 87,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Z_x := b_f \cdot t_f \cdot (d - t_f) + \frac{t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f)^2}{4} = 2462,35 \text{ cm}^3$$

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.1.4 Colunas

Nas colunas como o processo de dimensionamento é iterativo e mais complexo, para efeitos de pré-dimensionamento será adotado um procedimento simples, levando em consideração apenas a carga máxima de compressão suportada pelo perfil.

Cargas totais atuantes na coluna:

$$\text{Carga Perm. (laje)} = 2,77\text{kN/m}^2 + 0,69\text{kN/m}^2 + 0,48\text{kN/m}^2 = 3,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Perm. (PP estrutura)} = 0,50\text{kN/m}^2$$

$$\text{Carga Perm. (Alvenaria)} = 6,84\text{kN/m}$$

$$\text{Carga Acidental} = 3,15\text{kN/m}^2$$

Majorando as cargas para a combinação LRFD:

$$P_u = 1.6 * 3,15kN/m^2 = 5,040kN/m^2$$

$$P_u = 1.2 * 4,44kN/m^2 = 5,328kN/m^2$$

$$P_u = 1.2 * 6,84kN/m = 8,208kN/m$$

Para que o pré-dimensionamento das colunas não se distancie tanto do dimensionamento inicial do modelo, será utilizado um fator de majoração de 1,20 para a carga total aplicada em consequência das excentricidades e dos momentos aplicados as colunas. Multiplicando este valor pela área de influência das colunas e pelo número de pavimentos se chega a Tabela 8, que agrupa as colunas de 2 em 2 pavimentos.

Tabela 8 – Cargas de pré-dimensionamento das colunas

Piso	Grupo de colunas	Área de influência (m ²)	Comprimento de alvenaria (m)	Carga viva acumulada (kN)	Carga morta acumulada (kN)	Carga máxima acumulada (kN)
T-3	Colunas de borda	212,00	30,00	1068,48	1375,78	2444,26
3-C	Colunas de borda	106,00	20,00	534,24	728,93	1263,17
T-3	Colunas de canto	112,40	30,00	566,50	845,11	1411,60
3-C	Colunas de canto	56,20	20,00	283,25	463,59	746,84
T-3	Colunas internas	400,00	0,00	2016,00	2131,20	4147,20
3-C	Colunas internas	200,00	0,00	1008,00	1065,60	2073,60

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por simplificação considerando uma relação de esbeltez da ordem de $KL/r=50$ podemos estimar uma seção para as colunas utilizando as equações para seções comprimidas da ANSI/AISC-360:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50 \leq 112,30$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 7.895,69kgf/cm^2$$

$$F_{cr} = \phi_c \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] = 2.627,54kgf/cm^2$$

Para o primeiro tramo da coluna de borda temos:

$$(249.245,67kgf \times 1,20) = 2.627,54kgf/cm^2 * A_g \therefore A_g = 113,83cm^2$$

Assim se procedeu para determinar a área necessária e as dimensões de seção de todas as colunas:

Tabela 9 – Seção das colunas no pré-dimensionamento

Piso	Grupo de colunas	d (mm)	t_w (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	Peso (kg/m)	Área do Perfil (cm ²)	Área Requerida (cm ²)
T-3	C.B.	320	6,35	300	16,00	88,34	114,29	113,83
3-C	C.B.	300	6,35	225	9,50	46,84	60,60	58,83
T-3	C.C.	300	6,35	200	12,70	52,75	68,24	65,74
3-C	C.C.	300	6,35	150	8,00	32,49	42,04	34,79
T-3	C.I.	400	12,70	400	19,00	153,03	197,97	193,14
3-C	C.I.	300	8,00	300	12,70	75,88	98,17	96,57

¹ C.B.: Colunas de borda;

² C.C.: Colunas de canto;

³ C.I.: Colunas internas;

Fonte: Elaborado pelo autor.

Todas as vigas e colunas pré-dimensionadas serão utilizadas em ambos modelos iniciais dentro do RAM Structural System.

4.1.5 Contraventos

Para o pré-dimensionamento das barras de contravento a serem lançadas no modelo com EBF será necessário determinar a força cortante que atua na base da estrutura e posteriormente distribuí-la ao longo dos pavimentos. Desta forma, se faz necessário avançarmos no Método da Força Lateral Equivalente para estimarmos as cargas horizontais sísmicas que atuarão sobre a estrutura.

Para efeitos de pré-dimensionamento para possibilitar a modelagem inicial do modelo com EBF se adotara uma seção tubular HSS8x8x5/8, posteriormente verificada já dentro do modelo completo da estrutura.

4.2 APLICAÇÃO DO MÉTODO DA FORÇA LATERAL EQUIVALENTE

Nesta etapa serão desenvolvidos ambos os modelos de cálculo, SMF e EBF, para aplicação do Método da Força Lateral Equivalente já dentro do software RAM Structural System.

4.2.1 Condições gerais de análise

Inicialmente é necessário indicar as considerações iniciais que serão adotadas no software de análise RAM Structural System:

- a) Os parâmetros sísmicos imputados no software de análise seguirão conforme descrito no capítulo 3 do presente trabalho;
- b) Materiais:
 - Perfis Soldados: ASTM A572/Gr50;
 - Tubos Laminados: ASTM A500/GrC;
 - Steel Deck: Verco Deck W3 Formlok;
 - Stud Bolt: $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$
 - Concreto: $f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$ $E = 21.525 \text{ N/mm}^2$;
- c) As cargas e massas serão aplicadas em suas respectivas regiões sobre o diafragma do piso, o peso próprio das colunas será distribuído metade para o diafragma superior e metade para o inferior;
- d) Todas as colunas que fazem parte do sistema de estabilização serão engastadas na base, as demais serão rotuladas;
- e) As vigas pertencentes ao sistema de estabilização terão sua conexão com a coluna engastada, as demais serão rotuladas. Todas as vigas secundárias serão duplamente rotuladas;
- f) Os contraventos do modelo com EBF serão rotulados em ambos extremos;
- g) Os perfis do modelo seguirão a seguinte forma de nomenclatura:
 - Perfis Soldados²: $d \times b_f \times t_w \times t_f$
 - Tubos Retangulares: $d \times d \times e$
 - Tubos Quadrados: $d \times e$

² As espessuras serão representadas através de letras, conforme Tabela 10.

Tabela 10 – Tabela de espessuras dos perfis soldados

Letra	Espessura (mm)
Y	4,75
A	6,35
B	8,00
C	9,50
D	12,70
E	16,00
F	19,00
G	22,00
H	25,40
I	31,75
J	38,10
K	44,45
L	50,80
M	63,50
N	76,20

Fonte: Elaborado pelo autor.

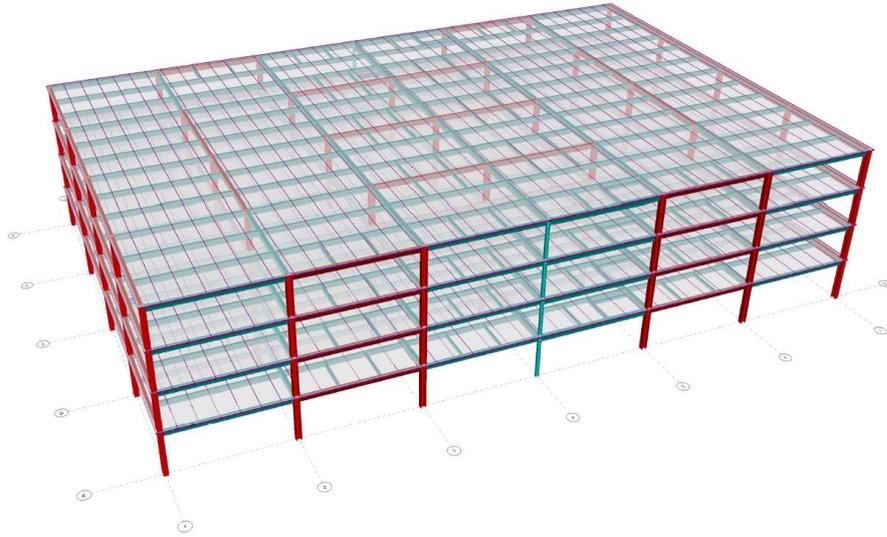
4.2.2 Modelo com SMF

Todos elementos e cargas gravitacionais foram inseridos no modelo. O RAM Structural System trabalha em módulos, tendo um módulo dedicado as vigas gravitacionais, outro para colunas gravitacionais e um terceiro para o sistema de estabilização.

Os elementos em vermelho fazem parte do sistema de estabilização a medida que os azuis recebem apenas cargas gravitacionais.

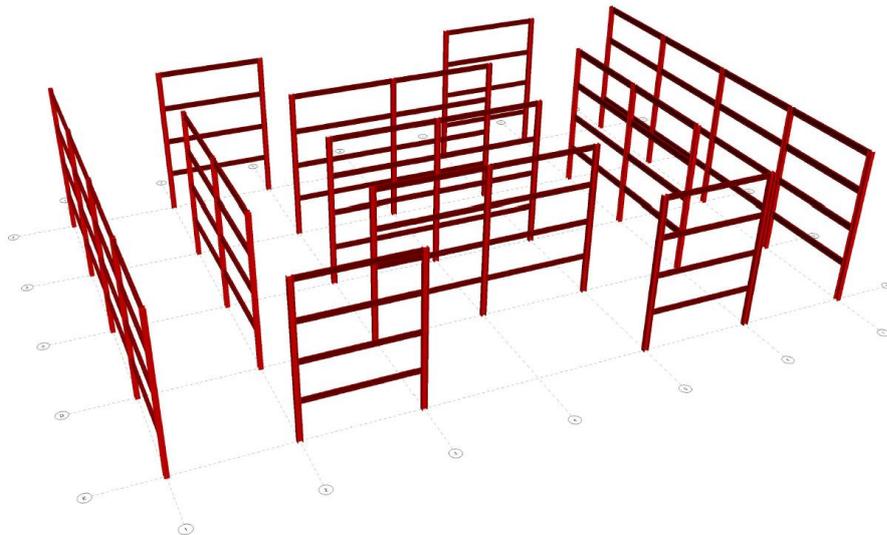
As vigas principais e secundárias serão redimensionadas uma vez que na fase de pré-dimensionamento não se levou em conta as cargas após a cura do concreto quando a viga mista já está formada. Da mesma forma se procede o redimensionamento das colunas levando em conta os momentos oriundos das vigas engastadas.

Figura 36 – Modelo de cálculo (SMF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 37 – Sistema de estabilização (SMF)



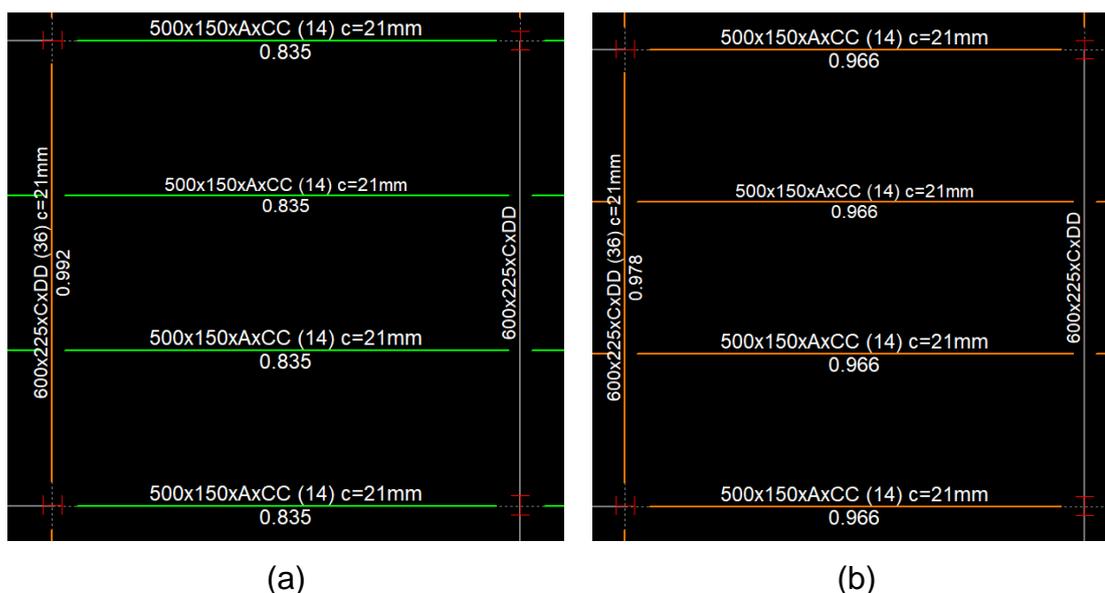
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2.1 Vigas secundárias

O dimensionamento final das vigas secundárias levou em consideração os parâmetros informados no capítulo anterior, no RAM Structural System analisou-se as vigas de piso antes e depois da cura, verificando os parâmetros de resistência e deformação pré-estabelecidos. Entre parenteses é indicado o número de conectores considerado na viga e posteriormente a contra flecha, que foi adotada no dimensionamento.

As vigas secundárias pré-dimensionadas passaram também na situação depois da cura, por isso foram mantidas com o perfil 500x150xAxCC com 14 conectores de corte distribuídos uniformemente e reduziu-se a contra flecha de fábrica de 25mm para 21mm.

Figura 38 – Vigas secundárias adotadas: (a) percentual de capacidade, (b) percentual de deformação



Fonte: Elaborado pelo autor.

Nas vigas secundárias de borda se adotou o perfil 430x150WxBB com 20 conectores de corte e contra flecha de 21mm, somente na zona da escada entre os eixos 4 e 5 a viga de borda foi considerada isolada, sem a contribuição da laje, por isso o perfil adotado foi de 550x225xAxCC com contra flecha de 20mm.

Para as vigas menores de 10,00m utilizadas para travamento e contorno de aberturas se adotou um perfil de 300x125WxAA sem contra flecha.

4.2.2.2 Vigas principais

Nas vigas principais o procedimento foi o mesmo. Verificadas as vigas principais se mantiveram os perfis 600x225xCxDD com 36 conectores de corte, porém foi necessária a aplicação de 21mm de contra flecha.

As vigas ficaram com um percentual de capacidade de 0.992 e de deformação de 0.978. Com os 600mm de altura nas vigas principais a altura livre do pavimento ainda se mantem adequada com aproximadamente 2,70m.

4.2.2.3 Colunas

As colunas foram dimensionadas primeiramente levando em conta apenas as cargas gravitacionais no módulo de colunas do RAM, otimizando ao máximo foi possível reduzir o peso das colunas internas, mas as externas tiveram um pequeno incremento de peso.

Tabela 11 – Seção das colunas (SMF) (cargas gravitacionais)

Piso	Grupo de colunas	d (mm)	t_w (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	Peso (kg/m)	Área do Perfil (cm ²)
T-3	C.B.	310	8,00	330	16,00	98,82	127,84
3-C	C.B.	310	8,00	250	12,70	66,69	86,27
T-3	C.C.	320	6,35	250	12,70	63,55	82,21
3-C	C.C.	320	6,35	225	8,00	42,75	55,31
T-3	C.I.	350	8,00	350	19,00	122,10	157,96
3-C	C.I.	300	6,35	300	12,70	72,38	93,64

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2.4 Carga sísmica

O primeiro parâmetro a ser computado está relacionado ao peso total do modelo e sua distribuição ao longo dos pavimentos. É possível extrair esta informação do modelo.

Tabela 12 – Peso efetivo do modelo (SMF)

Piso	Diafragma	Peso (kN)	Massa (t)	X_m (m)	Y_m (m)
C	1	12.902,63	1.315,25	30,11	20,02
4	1	13.764,96	1.403,16	30,10	20,01
3	1	13.788,38	1.405,54	30,10	20,01
2	1	13.820,91	1.408,86	30,10	20,01
Peso Total		54.276,88			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Estima-se então o período fundamental aproximado da estrutura conforme item 12.8.2.1 da ASCE/SEI 7-05.

$$T_a = C_t h_n^x$$

C_t : coeficiente obtido da tabela 12.8-2 da normativa americana;

h_n : altura total da edificação;

x : coeficiente obtido da tabela 12.8-2 da normativa americana.

$$T_a = 0,0724 * 14,50^{0,8} = 0,61s$$

A norma ainda indica que quando o período fundamental for extraído de análise computacional adequada, levando em conta todos os parâmetros da estrutura, este não deve superar:

$$C_u T_a$$

C_u : coeficiente obtido da tabela 12.8-1 da normativa americana;

$$C_u T_a = 1,4 * 0,61 = 0,854s$$

O cortante basal, máxima força horizontal aplicada a base, é definido pelo item 12.8.1 e leva em consideração o peso total da edificação e o coeficiente de resposta sísmica:

$$V = C_s W$$

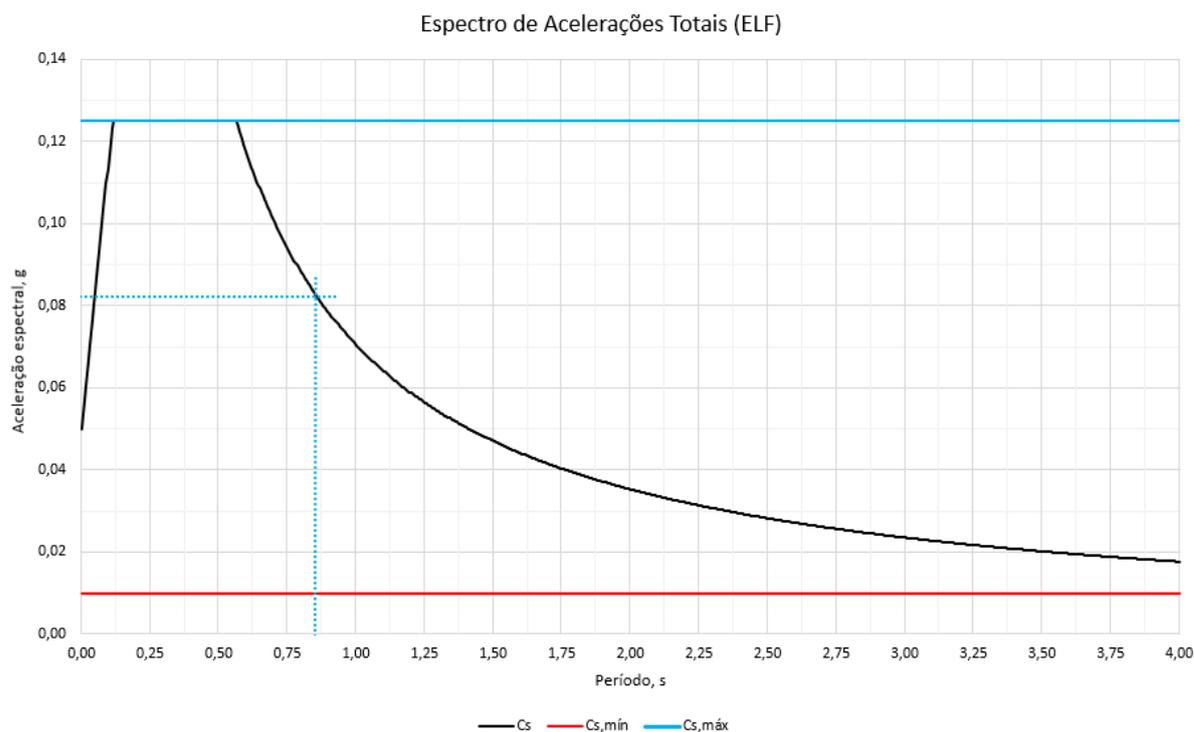
O valor de C_s deve ser calculado conforme item 12.8.1.1 e respeitar os valores mínimos e máximos indicados em norma para este parâmetro. De forma antecipada, uma vez que o período calculado da estrutura certamente irá superar 0,854s, se procederá com o método usando 0,854s como o período fundamental da estrutura, conforme indicado pelo item 12.8.2:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{T} \right)} = \frac{0,564}{0,854 * \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,08255$$

$$C_{s,min} = 0,010$$

$$C_{s,máx} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T} \right)} = \frac{1,000}{\left(\frac{8}{1} \right)} = 0,1250$$

Figura 39 – Espectro de acelerações totais (SMF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Se procede então para determinar o cortante basal oriundo do carregamento sísmico:

$$V = 0,08255 * 54.276,88 = 4.480,56kN$$

O cortante basal calculado é então distribuído ao longo da altura da edificação conforme item 12.8.3 da norma americana. O fator k , atrelado ao período fundamental da estrutura, foi interpolado entre 1 e 2:

$$F_x = C_{vx}V$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

$$k = 1,177$$

A Tabela 13 apresenta as forças que atuam em cada um dos pavimentos e o cortante acumulado. Podemos perceber que 40% da carga sísmica é aplicada ao último pavimento e que o primeiro recebe menos de 10% da carga total.

Tabela 13 – Força lateral equivalente para edificação nas direções X e Y (SMF)

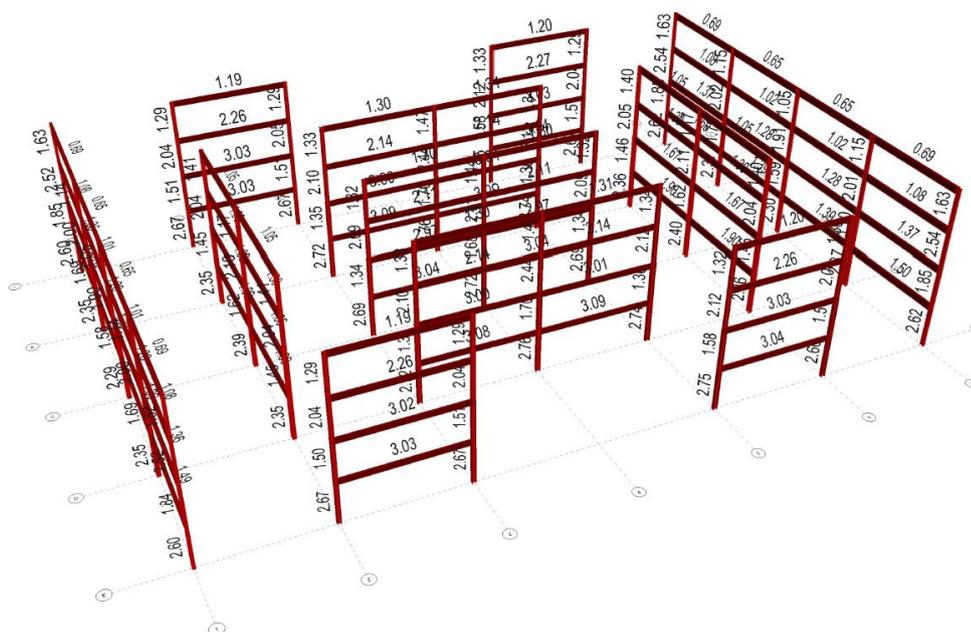
Piso	W_x (kN)	h_x (m)	$W_x h_x^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
C	12.902,63	14,50	300.336,68	0,4003	1.793,78	1.793,78
4	13.764,96	11,00	231.469,70	0,3085	1.382,46	3.176,24
3	13.788,38	7,50	147.727,16	0,1969	882,31	4.058,55
2	<u>13.820,91</u>	4,00	70.657,99	<u>0,0942</u>	422,01	4.480,56
Σ	54.276,88	-	750.191,53	1,00	4.480,56	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Conforme item 12.8.4.2 da norma americana é necessário se levar em conta efeitos de torção acidentais provenientes das incertezas de posicionamento do centro de massa e do centro de rigidez, desaprumo dos elementos verticais e a possibilidade de componentes torcionais no movimento do solo. Desta forma se indica a aplicação de uma excentricidade mínima de 5% na direção perpendicular à aplicação da força em ambos eixos ortogonais. No caso em que aplicam forças em ambos os eixos simultaneamente (100%/30%) os 5% devem ser aplicados apenas na direção que produzir os maiores efeitos.

No item seguinte, item 12.8.4.3, a norma sugere uma amplificação destes 5% para as estruturas com categoria sísmica C, D, E ou F em que existam irregularidades horizontais do tipo 1a ou 1b, logo se faz necessária a avaliação quanto a presença de tais irregularidades.

Figura 40 – Perfis adotados sujeitos ao carregamento sísmico (SMF)

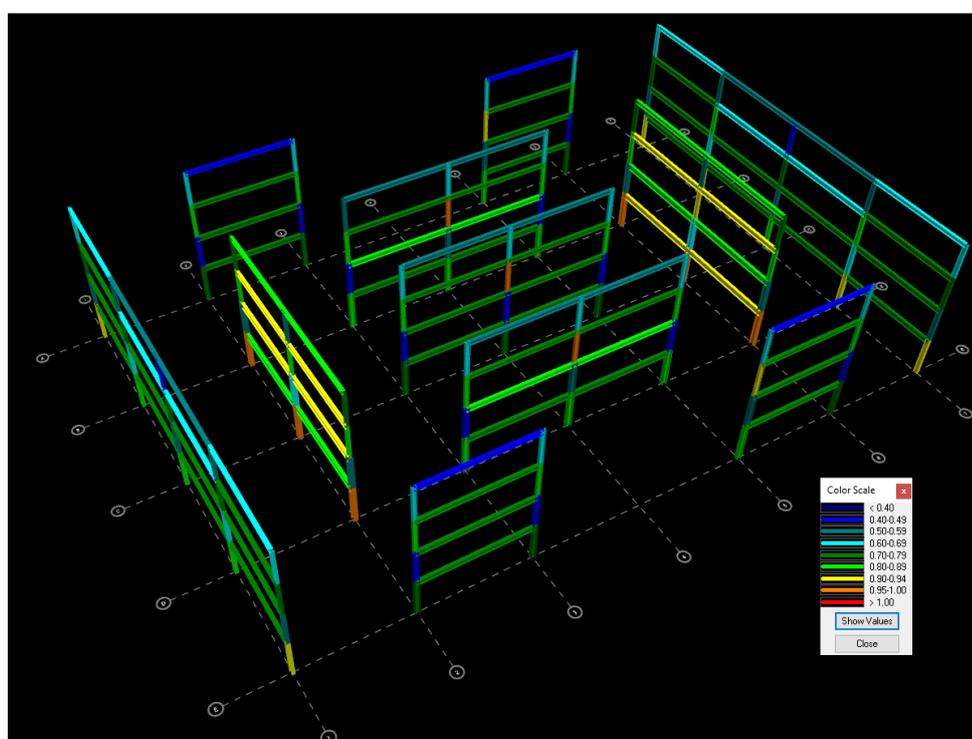


Fonte: Elaborado pelo autor.

Como podemos ver na Figura 40 praticamente nenhum dos perfis adotados previamente atende aos esforços oriundos do carregamento sísmico. A partir deste ponto todos os perfis que fazem parte do sistema de estabilização foram alterados diversas vezes para se atender as especificações de esforços gerada pelas cargas sísmicas em um processo contínuo e iterativo de análise e dimensionamento.

Além disso, a ANSI/AISC-341 estabelece em seu item 8 limites de esbeltez muito mais rigorosos visando garantir a plastificação das seções dos elementos que compõem o sistema de estabilização. Estes limites serão verificados dentro do RAM no módulo de Provisões Sísmicas.

Figura 41 – Perfis redimensionamos para atender aos esforços (SMF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Atendendo aos esforços e aos limites de esbeltez a maioria dos perfis ficou com um percentual de utilização entre 70% a 80% de sua capacidade. Uma informação complementar é que neste ponto o sistema de estabilização possui um consumo total de aço de 196 toneladas, distribuídos em 84 toneladas de colunas e 112 toneladas de vigas.

Tabela 14 – Irregularidade a torção na direção X (SMF)

Piso	δ_A (mm)	δ_B (mm)	$\delta_{méd}$ (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	$\delta_{máx}/\delta_{méd}$	Irregularidade
C	159,17	142,20	150,69	159,17	1,056	Não
4	122,71	109,24	115,98	122,71	1,058	Não
3	71,32	63,03	67,18	71,32	1,062	Não
2	30,58	26,73	28,66	30,58	1,067	Não

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 15 – Irregularidade a torção na direção Y (SMF)

Piso	δ_A (mm)	δ_B (mm)	$\delta_{méd}$ (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	$\delta_{máx}/\delta_{méd}$	Irregularidade
C	140,75	110,09	125,42	140,75	1,122	Não
4	111,50	87,17	99,34	111,5	1,122	Não
3	69,50	54,43	61,97	69,5	1,122	Não
2	32,70	25,79	29,25	32,7	1,118	Não

Fonte: Elaborado pelo autor.

Estes deslocamentos foram obtidos com a aplicação dos 5% de excentricidade sugeridos pela norma e sem a amplificação do fator C_d . Logo, a edificação não possui nenhuma irregularidade horizontal.

Pode-se isentar a verificação das irregularidades verticais do tipo 1a, 1b e 2 caso o *drift* de qualquer pavimento, exceto os dois últimos, não supere 130% o *drift* do pavimento imediatamente superior. Para verificar o drift de cada pavimento não é necessária a aplicação dos efeitos de torção, logo os 5% de excentricidade acidental serão retirados para esta análise. Além disso, segundo item 12.8.6.2, para verificação do drift entre pavimentos é permitido se utilizar o período T obtido na análise da estrutura, mesmo que esse supere $C_u T_a$. O *Ram Structural System* fornece o período da estrutura calculado através dos autovalores da matriz de rigidez da estrutura, os períodos obtidos foram 2,100s em X e 1,945s em Y.

Com 5 modos de vibração se obteve 92% da massa total da estrutura, sendo o primeiro modo em X com 78% da massa modal, o segundo em Y com 82% da massa modal e o terceiro a torção.

Como a edificação não possui irregularidades a torção, o drift pode ser obtido através dos valores médios de deslocamentos de cada pavimento, conforme pode ser observado nas tabelas 16 e 17.

Na coluna 1 estão representados os deslocamentos médios de cada um dos pavimentos, na 2 o *drift* de cada um deles e na terceira o *drift* multiplicado pelo fator de amplificação C_d , representando o *drift* “real” da estrutura.

Tabela 16 – Drift na direção X (SMF)

Piso	1 Drift total (mm)	2 Drift do piso (mm)	3 Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	71,79	16,56	49,68	70,00	0,710
4	55,23	22,97	68,91	70,00	0,984
3	32,26	18,29	54,87	70,00	0,784
2	13,97	13,97	41,91	80,00	0,524

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 17 – Drift na direção Y (SMF)

Piso	1 Drift total (mm)	2 Drift do piso (mm)	3 Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	72,29	16,10	48,30	70,00	0,690
4	56,19	22,02	66,06	70,00	0,944
3	34,17	18,13	54,39	70,00	0,777
2	16,04	16,04	48,12	80,00	0,602

Fonte: Elaborado pelo autor.

É comum que no pavimento de emenda das colunas o drift seja elevado, já que há a redução de seção das colunas e vigas a partir dele.

Como o *drift* foi atendido se isenta a verificação das irregularidades verticais do tipo 1a, 1b e 2.

A verificação das irregularidades verticais do tipo 5a e 5b pode ser feita de forma simplificada através da soma da resistência ao cortante de todos os elementos fazem parte do sistema de estabilização. De qualquer forma, uma vez que em nenhum pavimento há acréscimo de resistência ao cortante em relação ao piso imediatamente inferior devido ao processo de redução das cargas acumuladas nas colunas e nas vigas, não existe a possibilidade da ocorrência destas irregularidades nesta estrutura.

Dito isto, a edificação pode ser caracterizada como regular e o método da força lateral equivalente pode ser aplicado para análise da estrutura, conforme tabela 12.6-1 da norma americana.

A última verificação em termos gerais de análise está na consideração dos efeitos de segunda ordem. A consideração de P-Delta foi feita usando os parâmetros de cargas gravitacionais amplificados com 1,2 para cargas permanentes e 1,4 para cargas acidentais. Mesmo com esta consideração o item 12.8.7 limita o coeficiente de estabilidade (θ) e indica uma amplificação dos esforços e dos deslocamentos caso o coeficiente fique entre 0,10 e seu valor máximo.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

Tabela 18 – Verificação do coeficiente θ (SMF)

Piso	h_x (mm)	Δ (mm)	P_P (kN)	P_A (kN)	P_T (kN)	P_x (kN)	V_x (kN)	θ
C	3.500	48,30	11.313,58	7.140,58	18.454,16	18.454,16	1.140,21	0,069
4	3.500	66,06	11.961,92	7.898,48	19.860,40	38.314,56	1.897,65	0,113
3	3.500	54,39	12.141,99	7.898,48	20.040,47	58.355,03	2.292,14	0,117
2	4.000	48,12	12.186,50	7.898,48	20.084,98	78.440,01	2.426,73	0,115

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 18 indica em suas colunas as respectivas informações, piso, altura do pavimento, *drift*, carga permanente total, carga acidental total, somatório total de cargas por pavimento, somatório acumulado de cargas verticais, cargas horizontais oriundas do carregamento sísmico (considerando o período “real” da estrutura) e o respectivo coeficiente θ (dividido por $1+\theta$, permitido pela norma quando o efeito P-Delta já fora analisado no modelo que originou estes deslocamentos).

$$\theta_{máx} = \frac{0,5}{\beta C_d} = \frac{0,5}{1 * 3} = 0,166$$

β pode ser tomado como 1 de forma conservadora.

Como θ supera 0,10 os esforços e deslocamentos devem ser amplificados. A norma sugere esta amplificação visto que a consideração de P-Delta inicial se dá no regime elástico, onde os deslocamentos são pequenos, porém, quando a estrutura for submetida as forças sísmicas calculadas certamente entrará em regime plástico, onde os deslocamentos são muito superiores, além disso serve de segurança após o evento sísmico quando restará uma deformação residual na estrutura. Esta amplificação pode ser feita através de análise em regime plástico de elevada complexidade, ou através de um fator de amplificação sugerido pela norma.

$$\frac{1,00}{1,00 - \theta} = \frac{1,00}{1 - 0,117} = 1,1325$$

Os esforços e os deslocamentos foram amplificados em 13,25% e alguns perfis tiveram de ser redimensionados para atender aos novas solicitações e deslocamentos.

Foi feita a verificação do fator de redundância e como já era de se esperar devido ao grande número de elementos pertencentes ao sistema de estabilização pode-se manter $\rho = 1$. Verificado isto o modelo foi finalizado.

4.2.2.5 Resumo SMF

Apresenta-se então um resumo final do modelo SMF com a força sísmica total aplicada, o drift final observado e um quadro resumo do consumo de aço do modelo.

Tabela 19 – Força lateral equivalente final (SMF)

Piso	W_x (kN)	h_x (m)	F_x (kN)	V_x (kN)
C	13.033,12	14,50	2.058,12	2.058,12
4	13.956,93	11,00	1.592,22	3.650,34
3	14.047,07	7,50	1.021,00	4.671,34
2	<u>14.153,48</u>	4,00	<u>490,89</u>	5.162,23
Σ	55.190,60	-	5.162,23	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 20 – Drift na direção X final (SMF)

Piso	Drift total (mm)	Drift do piso (mm)	Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	62,71	14,20	49,11	70,00	0,702
4	48,51	19,49	67,40	70,00	0,963
3	29,02	16,14	55,82	70,00	0,797
2	12,88	12,88	44,54	80,00	0,557

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 21 – Drift na direção Y final (SMF)

Piso	Drift total (mm)	Drift do piso (mm)	Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	66,15	13,88	48,00	70,00	0,686
4	52,27	19,63	67,88	70,00	0,970
3	32,64	17,38	60,10	70,00	0,859
2	15,26	15,26	52,77	80,00	0,660

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 22 – Consumo de aço (SMF)

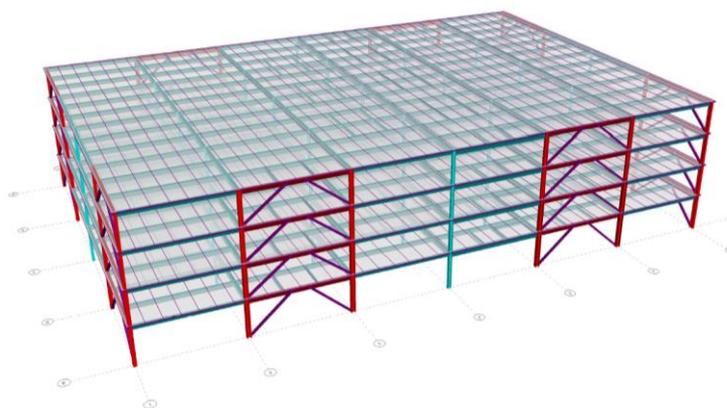
Elemento	Sistema	Peso Total (kg)	Taxa Total (kg/m ²)	% de consumo
Vigas	Gravitacional	192.611,00	20,064	0,481
Colunas	Gravitacional	2.453,00	0,256	0,006
Vigas	Estabilização	117.617,00	12,252	0,294
Colunas	Estabilização	87.433,00	9,108	0,219
Σ		400.114,00	41,679	

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.3 Modelo com EBF

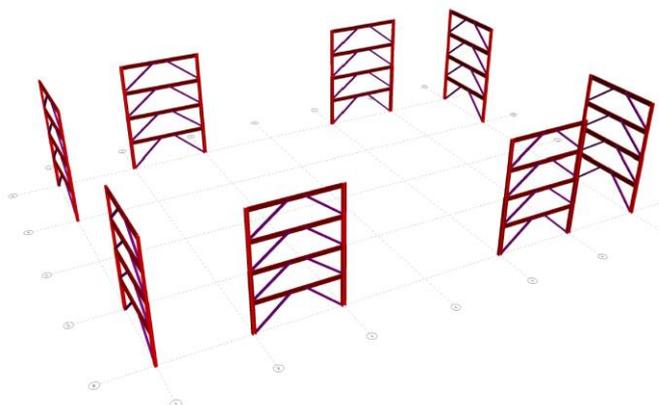
Neste modelo foram utilizadas as seções adotadas nos itens 4.2.2.1 para as vigas secundárias, 4.2.2.2 para as vigas principais, 4.2.2.3 para as colunas e 4.1.5 para os perfis de contravento.

Figura 42 – Modelo de cálculo (EBF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 43 – Sistema de estabilização (EBF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.3.1 Vigas secundárias

As vigas secundárias ficaram idênticas as vigas dimensionadas no modelo SMF. Logo, as vigas secundárias que faziam parte do sistema de estabilização SMF foram substituídas pelo perfil 500x150xAxCC conforme as demais.

4.2.3.2 Vigas principais

Para as vigas principais se manteve o perfil 600x225xCxDD no interior do pavimento, porém para as vigas principais de borda (sobre os eixos 1 e 7) se alterou a seção para 550x225xAxBB devido a redução das cargas nestes elementos.

4.2.3.3 Colunas

As colunas ficaram idênticas ao item 4.2.2.3 do modelo SMF.

4.2.3.4 Carga sísmica

O peso total do modelo variou muito pouco, como podemos ver na Tabela 23 se comparada a Tabela 12, devido a troca dos perfis indicados.

Tabela 23 – Peso efetivo do modelo (EBF)

Piso	Diafragma	Peso (kN)	Massa (t)	X_m (m)	Y_m (m)
C	1	12.877,22	1.312,66	30,11	20,02
4	1	13.739,88	1.400,60	30,10	20,01
3	1	13.762,72	1.402,93	30,10	20,01
2	1	13.794,62	1.406,18	30,10	20,01
Peso Total		54.174,44			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Ao estimar o período fundamental aproximado da estrutura vemos a primeira diferença entre ambos modelos, uma vez que os coeficientes C_t e x são diferentes para o modelo EBF.

$$T_a = 0,0731 * 14,50^{0,75} = 0,54s$$

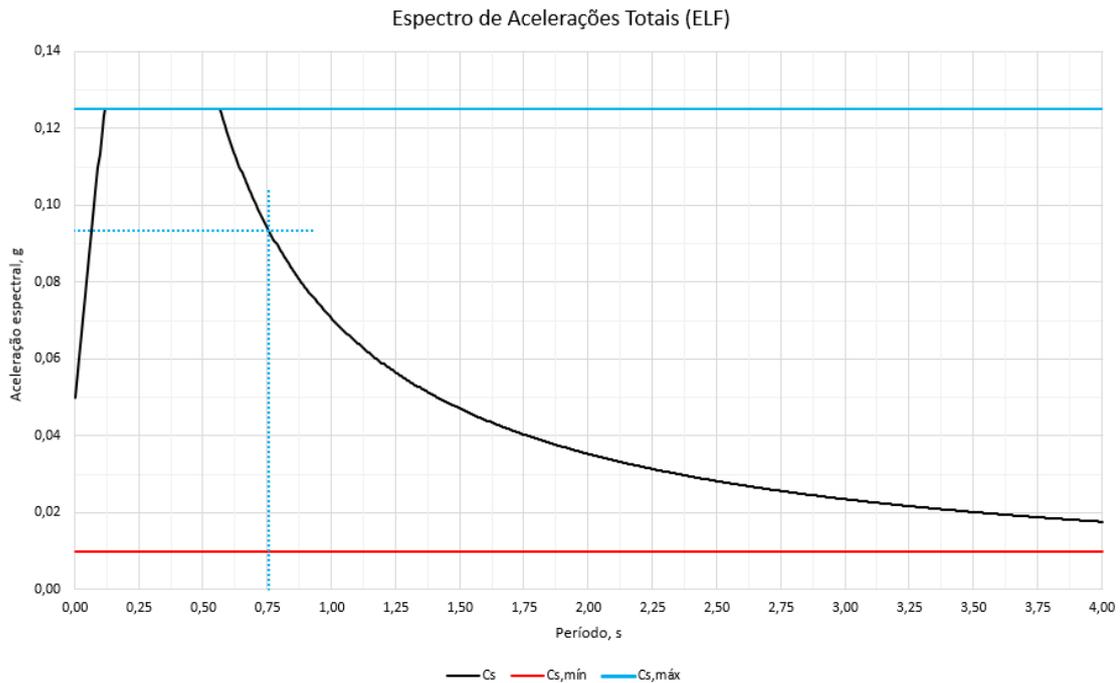
Logo, se calcula o período máximo indicado por norma.

$$C_u T_a = 1,4 * 0,54 = 0,756s$$

O próximo passo é calcular o valor de C_s para se obter o cortante basal aplicado ao modelo:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)} = \frac{0,564}{0,756 * \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,09325$$

Figura 44 – Espectro de acelerações totais (EBF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Uma vez que o fator R se mantém em ambos modelos, o $C_{s,min}$ e o $C_{s,máx}$ permanecem os mesmos. De posse do valor de C_s se calcula o cortante basal.

$$V = 0,09325 * 54.174,44 = 5.051,77kN$$

Se distribui então o cortante basal calculado ao longo da altura da edificação, com o fator k novamente sendo interpolado entre 1 e 2.

$$k = 1,128$$

A Tabela 24 apresenta as forças que atuam em cada um dos pavimentos e o cortante acumulado.

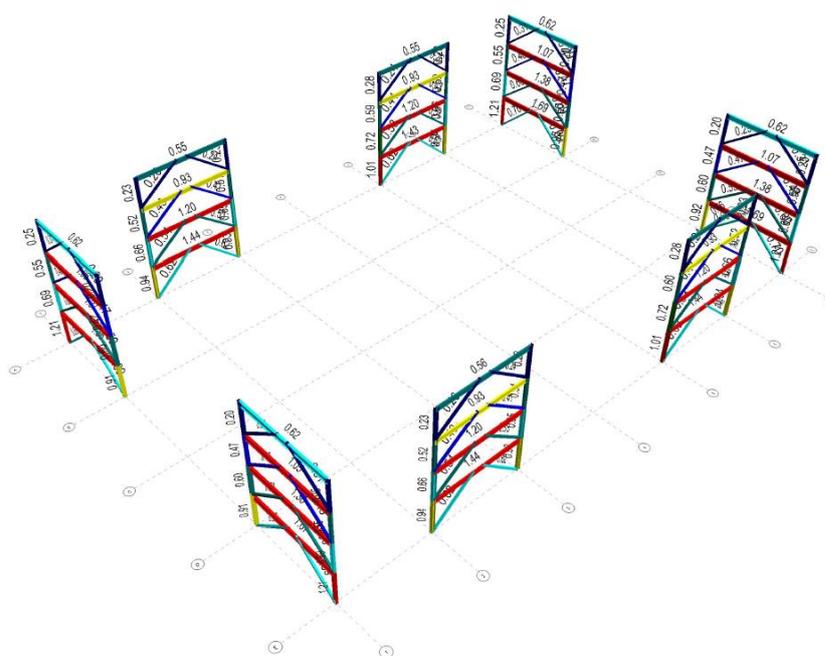
Tabela 24 – Força lateral equivalente para edificação nas direções X e Y (EBF)

Piso	W_x (kN)	h_x (m)	$W_x h_x^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
C	12.877,22	14,50	262.933,08	0,3937	1.988,89	1.988,89
4	13.739,88	11,00	205.434,74	0,3076	1.553,95	3.542,84
3	13.762,72	7,50	133.589,82	0,2000	1.010,50	4.553,34
2	<u>13.794,62</u>	4,00	65.892,11	<u>0,0987</u>	498,42	5.051,77
Σ	54.174,44	-	667.849,75	1,00	5.051,77	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Aplica-se então o mesmo conceito aplicado ao modelo SMF, incluindo 5% de excentricidade acidental em ambos eixos ortogonais e verificando a existência das irregularidades do tipo 1a ou 1b.

Figura 45 – Perfis adotados sujeitos ao carregamento sísmico (EBF)

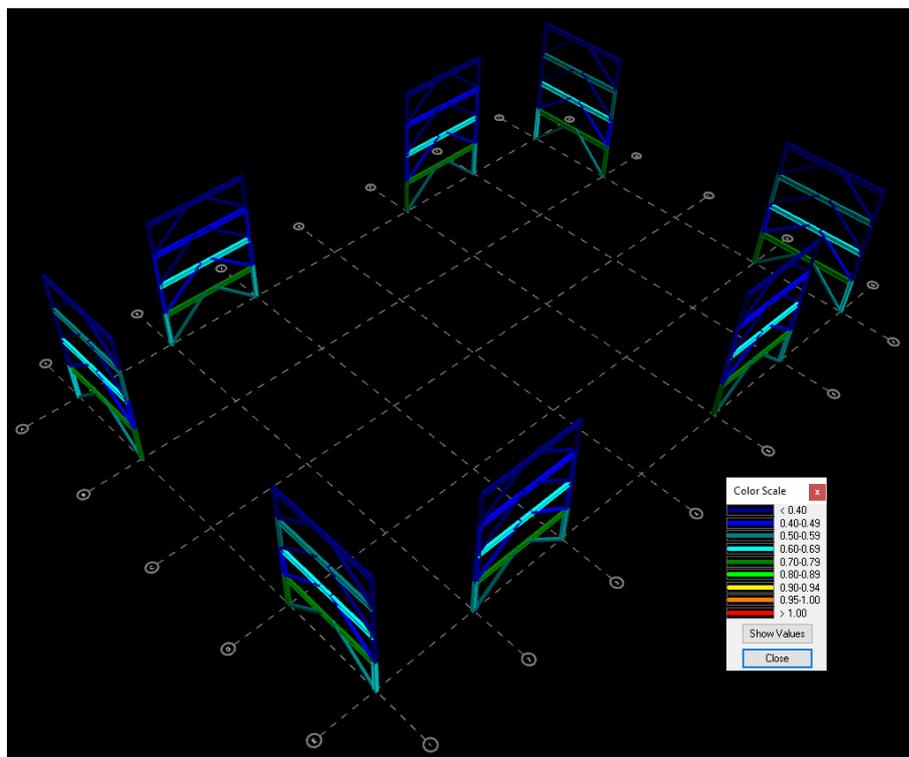


Fonte: Elaborado pelo autor.

Diferentemente do modelo com SMF onde nenhum dos perfis pré dimensionados atendiam ao carregamento sísmico, no modelo EBF a maioria deles atende, salvo algumas vigas e trechos de coluna dos primeiros pavimentos.

A partir deste ponto todos os perfis que fazem parte do sistema de estabilização foram alterados diversas vezes para se atender as especificações de esforços gerada pelas cargas sísmicas em um processo contínuo e iterativo de análise e dimensionamento.

Figura 46 – Perfis redimensionamos para atender aos esforços (EBF)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como podemos ver na Figura 46 a maioria dos perfis ficou com um percentual de utilização entre 40% e 50% de sua capacidade. Este percentual é muito baixo se compararmos aos percentuais obtidos nesta etapa do modelo SMF, porém, como toda a dissipação de energia neste sistema se dá no conector (link) todos elementos devem atender a rigorosas exigências de dimensionamento indicadas pela ANSI/AISC-341. Dentre estas várias exigências se destacam as informadas nos itens 15.6a, 15.6b e 15.8 desta normativa, que exigem basicamente que o trecho de viga fora do conector, os contraventos e as colunas tenham resistência superior a capacidade plástica máxima do conector.

Desta forma, mesmo que o conector entre em regime plástico, este pode desenvolver toda a sua capacidade de dissipação de energia enquanto os demais elementos seguem em regime elástico. Neste ponto o sistema de estabilização possui um consumo total de aço de 91 toneladas, distribuídos em 25 toneladas de colunas, 30 toneladas de vigas e 36 toneladas de contraventos.

Tabela 25 – Irregularidade a torção na direção X (EBF)

Piso	δ_A (mm)	δ_B (mm)	$\delta_{méd}$ (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	$\delta_{máx}/\delta_{méd}$	Irregularidade
C	21,98	19,79	20,89	21,98	1,05	Não
4	18,19	16,41	17,30	18,19	1,05	Não
3	12,85	11,63	12,24	12,85	1,05	Não
2	6,64	6,03	6,34	6,64	1,05	Não

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 26 – Irregularidade a torção na direção Y (EBF)

Piso	δ_A (mm)	δ_B (mm)	$\delta_{méd}$ (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	$\delta_{máx}/\delta_{méd}$	Irregularidade
C	21,87	18,51	20,19	21,87	1,08	Não
4	18,01	15,24	16,62	18,01	1,08	Não
3	12,72	10,77	11,74	12,72	1,08	Não
2	6,60	5,59	6,10	6,60	1,08	Não

Fonte: Elaborado pelo autor.

Estes deslocamentos foram obtidos com a aplicação dos 5% de excentricidade sugeridos pela norma e sem a amplificação do fator C_d . Logo, a edificação não possui nenhuma irregularidade horizontal.

Para se isentar a verificação das irregularidades verticais do tipo 1a, 1b e 2 se verificou o *drift* dos pavimentos do modelo, assim como no modelo SMF se retirou os 5% de excentricidade acidental e se utilizou o período fundamental calculado dentro do software, 0,770s em X e 0,764s em Y.

Com 5 modos de vibração se obteve 97% da massa total da estrutura, sendo o primeiro modo em X com 87% da massa modal, o segundo em Y com 87% da massa modal e o terceiro a torção.

Logo o *drift* pode ser obtido da mesma forma que no modelo com SMF.

Tabela 27 – Drift na direção X (EBF)

Piso	Drift total (mm)	Drift do piso (mm)	Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	20,67	3,59	14,35	70,00	0,205
4	17,08	5,03	20,10	70,00	0,287
3	12,06	5,85	23,39	70,00	0,334
2	6,21	6,21	24,83	80,00	0,310

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 28 – Drift na direção Y (EBF)

Piso	1 Drift total (mm)	2 Drift do piso (mm)	3 Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	21,00	3,87	15,48	70,00	0,221
4	17,13	5,21	20,83	70,00	0,298
3	11,92	5,88	23,54	70,00	0,336
2	6,04	6,04	24,14	80,00	0,302

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como já era de se esperar o *drift* é facilmente atendido no modelo com EBF, não sendo necessário nenhum incremento de seção/rigidez nos elementos que compõem o sistema de estabilização.

Como o *drift* foi atendido se isenta a verificação das irregularidades verticais do tipo 1a, 1b e 2.

As irregularidades verticais do tipo 5a e 5b seguem não sendo aplicadas ao modelo EBF assim como não se aplicavam ao modelo SMF, validando assim a aplicação do método da força lateral equivalente.

Verifica-se então o coeficiente de estabilidade (θ):

Tabela 29 – Verificação do coeficiente θ (EBF)

Piso	h_x (mm)	Δ (mm)	P_P (kN)	P_A (kN)	P_T (kN)	P_X (kN)	V_X (kN)	θ
C	3,50	15,48	11.175,93	7.140,58	18.316,51	18.316,51	1.976,90	0,010
4	3,50	20,83	11.809,05	7.898,48	19.707,53	38.024,04	3.519,75	0,016
3	3,50	23,54	11.876,31	7.898,48	19.774,79	57.798,83	4.522,21	0,021
2	4,00	24,14	11.898,25	7.898,48	19.796,73	77.595,56	5.015,82	0,023

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 29 indica em suas colunas as respectivas informações, piso, altura do pavimento, drift, carga permanente total, carga acidental total, somatório total de cargas por pavimento, somatório acumulado de cargas verticais, cargas horizontais oriundas do carregamento sísmico (considerando o período “real” da estrutura) e o respectivo coeficiente θ (dividido por $1+\theta$, permitido pela norma quando o efeito P-Delta já fora analisado no modelo que originou estes deslocamentos).

No modelo EBF o θ não supera 0,10, logo, a estrutura é estável e os efeitos de segunda ordem não precisam ser levados em conta para a verificação dos esforços e descolamentos da estrutura sujeita aos carregamentos sísmicos.

Para o fator de redundância a verificação indicou que ρ pode ser tomado como igual à 1, uma vez que em todos pavimentos há no mínimo dois vãos contraventados em cada lado do perímetro da estrutura. Verificado isto o modelo foi finalizado.

4.2.3.5 Resumo EBF

Apresenta-se então um resumo final do modelo EBF com a força sísmica total aplicada, o *drift* final observado e um quadro resumo do consumo de aço do modelo.

Tabela 30 – Força lateral equivalente final (EBF)

Piso	W_x (kN)	h_x (m)	F_x (kN)	V_x (kN)
C	12.911,91	14,50	1.995,87	1.995,87
4	13.777,27	11,00	1.559,45	3.555,32
3	13.810,88	7,50	1.014,87	4.570,19
2	<u>13.855,48</u>	4,00	<u>501,03</u>	5.071,22
Σ	54.355,54	-	5.071,22	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 31 – Drift na direção X final (EBF)

Piso	Drift total (mm)	Drift do piso (mm)	Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	20,67	3,59	14,35	70,00	0,205
4	17,08	5,03	20,10	70,00	0,287
3	12,06	5,85	23,39	70,00	0,334
2	6,21	6,21	24,83	80,00	0,310

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 32 – Drift na direção Y final (EBF)

Piso	Drift total (mm)	Drift do piso (mm)	Drift Inelástico do piso (mm)	Drift permitido (mm)	Drift inelástico/Drift permitido
C	21,00	3,87	15,48	70,00	0,221
4	17,13	5,21	20,83	70,00	0,298
3	11,92	5,88	23,54	70,00	0,336
2	6,04	6,04	24,14	80,00	0,302

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 33 – Consumo de aço (EBF)

Elemento	Sistema	Peso Total (kg)	Taxa Total (kg/m ²)	% de consumo
Vigas	Gravitacional	226.546,00	23,599	0,661
Colunas	Gravitacional	26.310,00	2,741	0,077
Vigas	Estabilização	29.251,00	3,047	0,085
Colunas	Estabilização	24.861,00	2,590	0,073
Contravento	Estabilização	35.718,00	3,721	0,104
Σ		342.686,00	35,696	

Fonte: Elaborado pelo autor.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

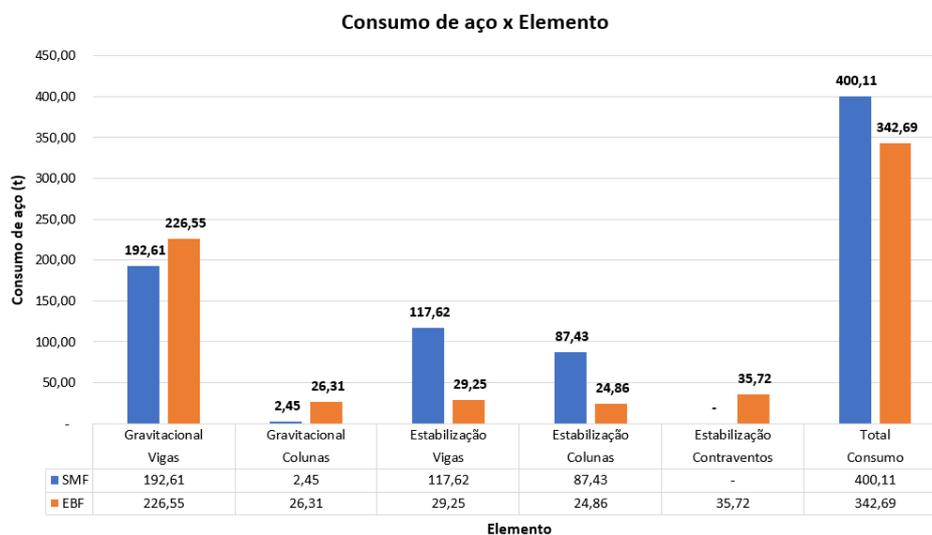
Neste capítulo serão analisados os comparativos relacionando ambos modelos estruturais propostos, serão descritas as considerações finais do presente trabalho e irá se propor possíveis análises futuras.

5.1 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS

5.1.1 Consumo de aço

O primeiro aspecto a ser comparado é o consumo de aço de ambos modelos, o que se reflete diretamente no custo da obra, uma vez que a maioria das fabricantes de estruturas metálicas praticam preços unitários relacionados a peso de projeto.

Figura 47 – Gráfico comparativo do consumo de aço de ambos sistemas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como podemos ver no gráfico da Figura 47 houve uma redução significativa de peso entre ambos modelos, aproximadamente 15% a menos no modelo EBF.

Outro aspecto importante está na distribuição do peso total entre os elementos, uma vez que os elementos gravitacionais possuem conexões simples à medida que os componentes do sistema de estabilização consomem um maior tempo de projeto e de fábrica devido à complexidade de suas ligações. O modelo EBF possui cerca de 74% do seu peso total em elementos gravitacionais, enquanto que no modelo SMF esse valor cai para 49%, o que torna ainda mais favorável em termos de custo a opção com EBF.

Mais uma característica importante para as estruturas metálicas são os pesos das peças, já que influenciam diretamente nos custos de montagem devido a capacidade dos equipamentos de içamento. Se analisarmos as peças de um módulo de ambos modelos temos os seguintes pesos:

a) SMF:

Coluna – 3.115kg;

Viga – 1.819kg.

b) EBF:

Coluna – 1.492kg;

Viga – 1.035kg;

Contravento – 711kg.

Logo, o custo com equipamentos de montagem será superior no modelo SMF, já que de forma simplificada os equipamentos teriam de ter uma capacidade de içamento muito superior para este sistema estrutural, por outro lado, em um módulo de dois pavimentos seriam necessárias a montagem de quatro peças a mais no modelo EBF, o que aumenta os prazos de montagem e o custo com as equipes em campo.

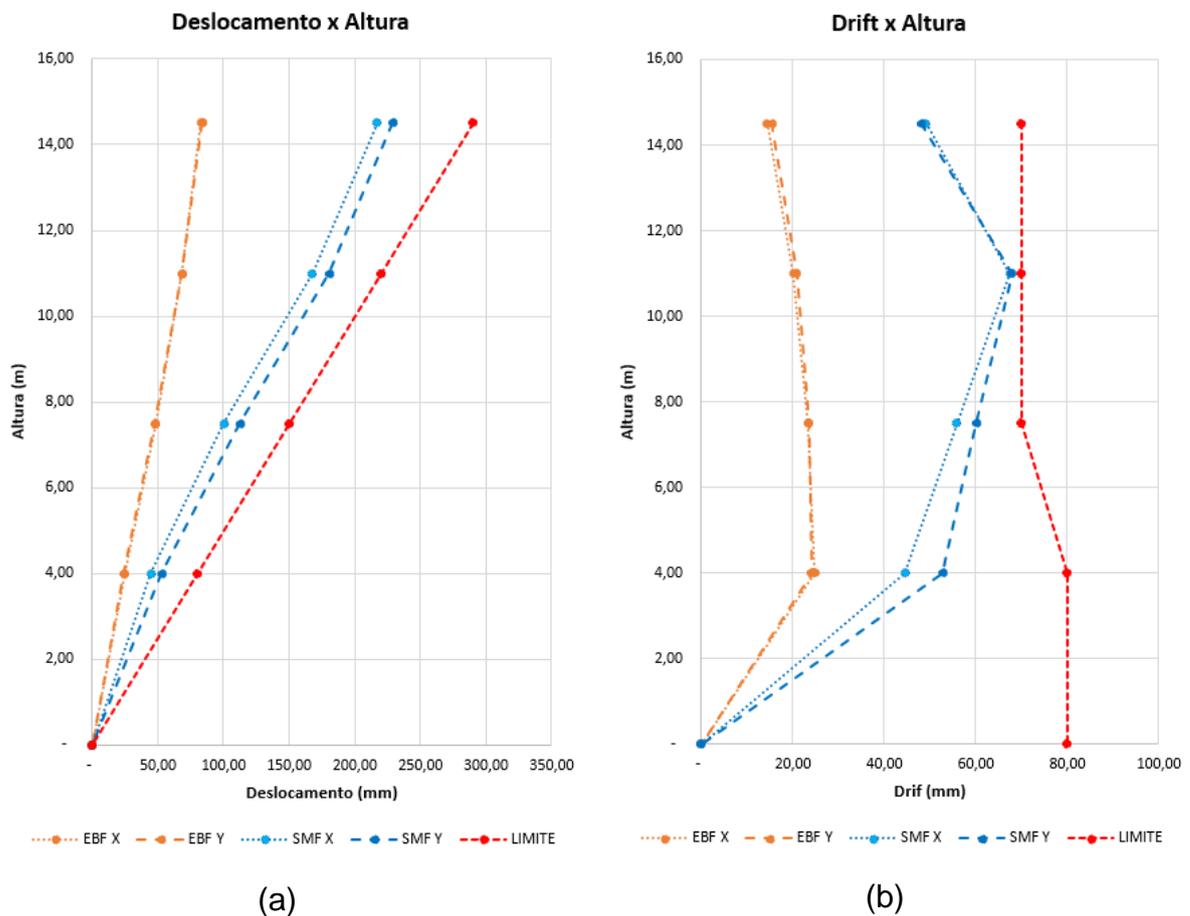
5.1.2 Deslocamentos

Um dos parâmetros mais importantes a serem analisados no projeto e cálculo de estruturas sismo resistentes são os deslocamentos a qual a estrutura estará sujeita quando da ação das cargas sísmicas. Este parâmetro é usado principalmente para que o projetista e/ou calculista tenham a dimensão dos deslocamentos e deformações as quais estará submetida a estrutura do edifício, assim como todos os elementos não

estruturais que incorporam o projeto, como fachadas, instalações, mobília, etc. Altos valores de deslocamentos geram severos impactos durante o evento sísmico, e apesar do edifício não atingir o colapso, seu posterior uso pode ser inviável devido aos danos causados. Da mesma maneira os custos de manutenção após o sismo podem ser astronômicos e injustificáveis.

Além disso, a norma ASCE/SEI 7-05 especifica em seu item 12.12.3 que seja respeitado um afastamento mínimo entre edificações vizinhas, igual ao máximo deslocamento da edificação levando em conta os efeitos de torção, para que se evite o choque entre edificações durante o evento sísmico.

Figura 48 – Gráfico comparativo de deslocamentos: (a) deslocamento absoluto, (b) *drift*



Fonte: Elaborado pelo autor.

Ao observarmos os gráficos da Figura 48 podemos perceber o quão vantajosa a opção com EBF é em relação à SMF em termos de deslocamentos. No modelo EBF o deslocamento máximo da edificação foi de 84mm na cobertura, representando um deslocamento relativo de 0,58% da altura total de projeto, à medida que na opção com

SMF este valor sobe para 229mm, aproximadamente 1,58% da mesma relação anteriormente proposta. Isto é, no modelo com SMF o deslocamento quase que triplica em relação a opção com EBF.

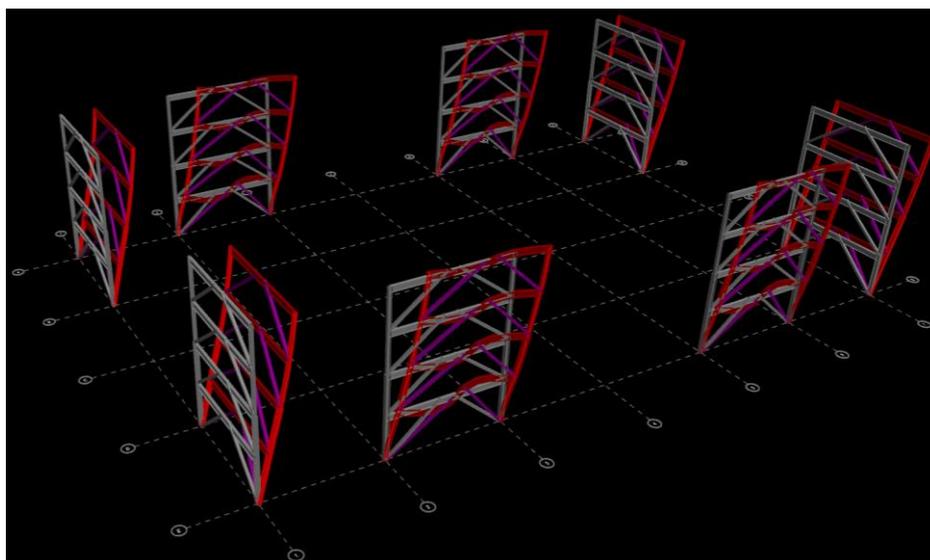
Quanto ao *drift*, podemos afirmar que o modelo com EBF atende facilmente os 2% solicitado por norma, ao passo que a opção com SMF teve de ter seu dimensionamento reajustado diversas vezes para se atender este requisito.

5.1.3 Período fundamental e distribuição de forças

Apesar da análise adotada não levar em conta os modos de vibração da estrutura, estes oferecem informações importantes acerca da estrutura do projeto. Ao analisarmos os períodos estimados por norma, conforme item 12.8.2.1 da ASCE/SEI 7-05, vemos uma grande diferença entre o período estimado e o período calculado da estrutura no modelo SMF.

No modelo EBF o período estimado para se encontrar o cortante basal máximo foi de 0,756s, à medida que os períodos calculados ficaram em 0,770s em X e 0,764 em Y, logo, praticamente não houveram diferenças entre o período estimado e o calculado.

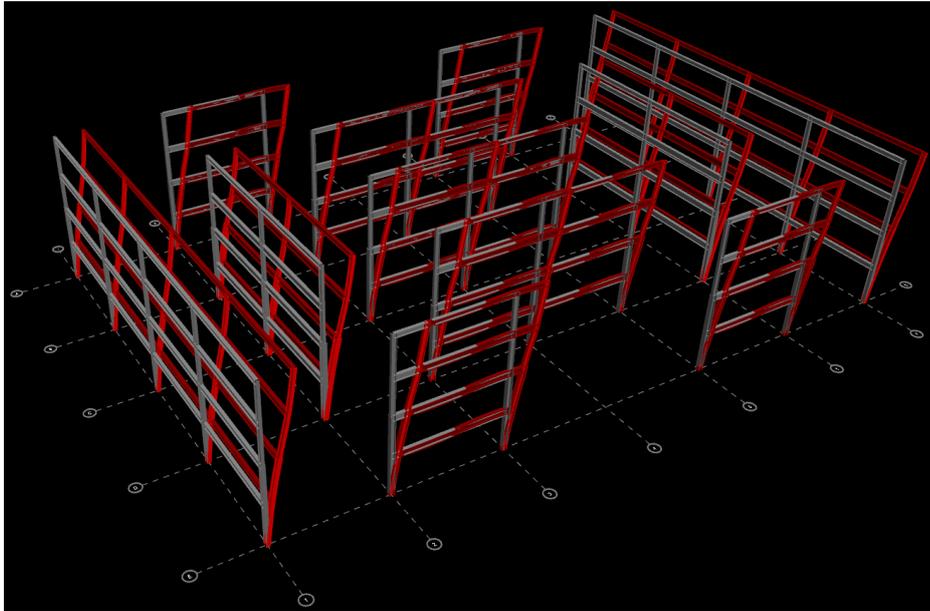
Figura 49 – Primeiro modo de vibração (X) no modelo EBF



Fonte: Elaborado pelo autor.

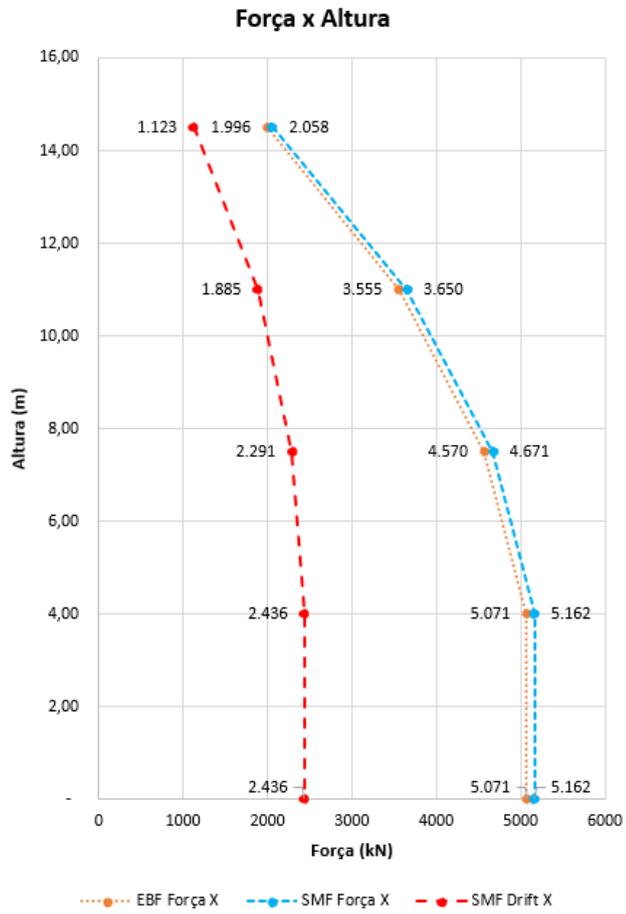
Por outro lado, no modelo SMF o período no qual se baseou o cortante basal foi de 0,854s, enquanto que os períodos calculados para X e Y foram respectivamente 2,100s e 1,945s, demonstrando uma estrutura muito menos rígida.

Figura 50 – Primeiro modo de vibração (X) no modelo SMF



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 51 – Força acumulada x altura



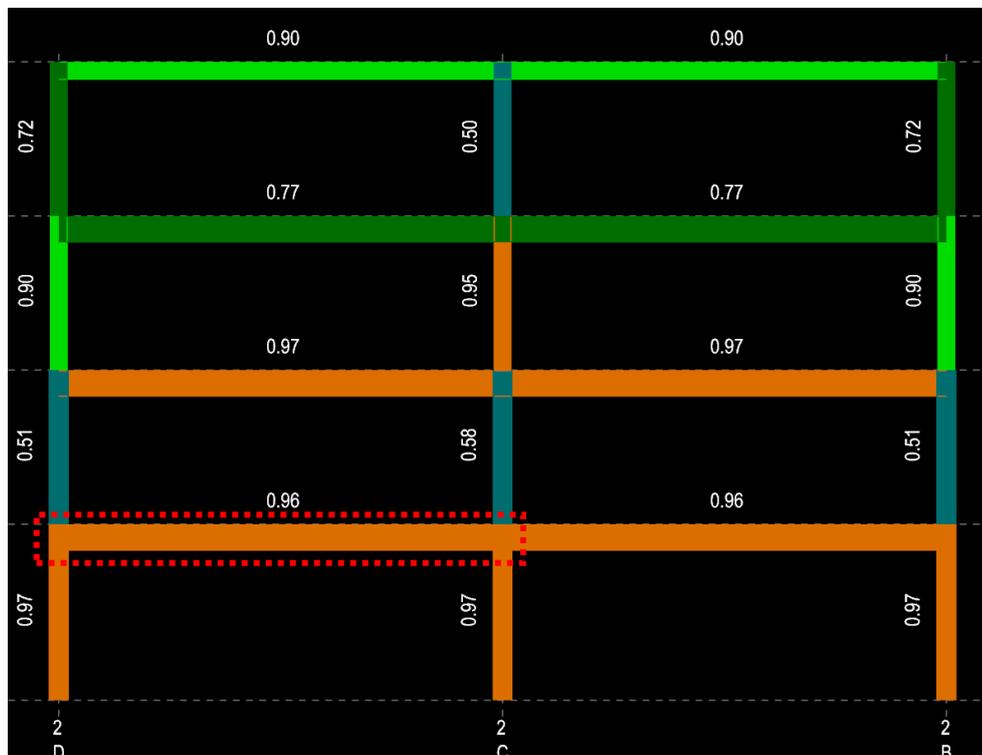
Fonte: Elaborado pelo autor.

Como podemos ver na Figura 51 as forças aplicadas em ambos modelos foram praticamente as mesmas, mesmo com a amplificação das forças no modelo SMF devido a relação do coeficiente θ . Porém, devido ao item 12.8.6.2 da norma americana que permite o uso do período calculado para a verificação do *drift*, mesmo que este supere $C_u T_a$, a força aplicada para a verificação do *drift* no modelo SMF é muito inferior. Este item facilita o atendimento ao *drift* limite informado na tabela 12.12-1 da norma para as estruturas mais flexíveis, como as com pórticos a momento, mas tem pouco impacto em estruturas menos suscetíveis a deslocamentos, como as estruturas com contraventos.

5.1.4 Aproveitamento dos perfis

De forma complementar é interessante visualizarmos o percentual de utilização da capacidade dos perfis em ambos os modelos. A Figura 52 mostra o pórtico interno sobre o eixo 2 no modelo SMF, podemos observar que a exceção dos segundos trechos de colunas, todos os perfis possuem mais de 75% de sua capacidade em termos de força utilizada.

Figura 52 – Pórtico sobre o eixo 2, modelo SMF



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 53 exibe a combinação que resultou no maior esforço de momento sobre a viga destacada na Figura 52, sendo esta utilizada para a verificação do percentual de utilização do perfil.

Figura 53 – Viga do piso 2, modelo SMF

CONTROLLING BEAM SEGMENT FORCES - FLEXURE

Load Combination: 1.400 D + 0.402 ND1 + 1.341 ND2 + 0.500 Lp + 0.144 NL1 + 0.479 NL2 + 1.000 E17

Segment distance (m) i - end	6.67
j - end	10.00

CALCULATED PARAMETERS:

Pu (kN) =	-15.92	0.90Pn (kN) =	6279.86
Mux (kNm) =	-1490.25	0.90Mnx (kNm) =	1562.10
Muy(kNm) =	-0.32	0.90Mny (kNm) =	353.16

INTERACTION EQUATION:

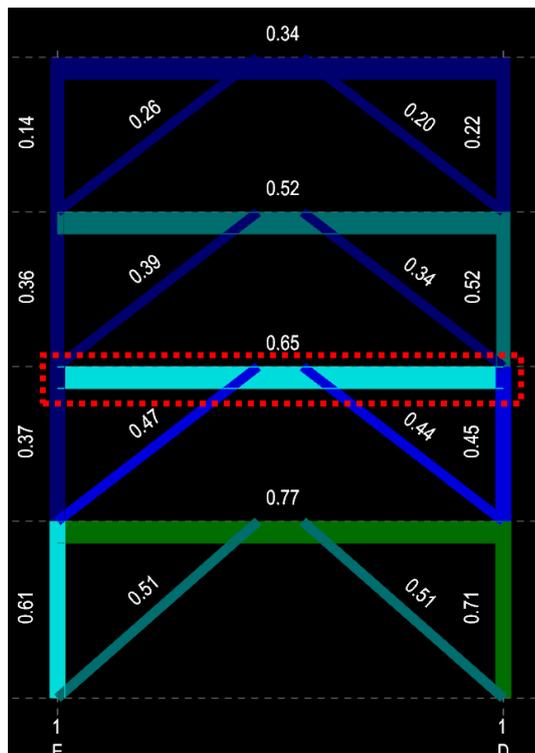
Pu/φPn=,0.003

Eq H1-1b: 0.001 + 0.954 + 0.001 = 0.956

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nesta combinação D refere-se a carga permanente (Dead), ND a carga nocional permanente (Notional Dead), Lp a carga acidental reduzida (Live), NL a carga nocional acidental (Notional Live) e E a carga sísmica (Earthquake), sendo E17 relativo a situação de aplicação de carga de 30% em X e 100% em Y com 5% de excentricidade no eixo Y.

Figura 54 – Pórtico sobre o eixo 1, modelo EBF



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Figura 54 podemos observar o pórtico externo sobre o eixo 1 no modelo EBF, ao contrário do pórtico exibido do modelo SMF podemos notar que poucos perfis possuem percentual de utilização superior a 60% da capacidade do perfil, o que em um primeiro momento sugere que os perfis estão subaproveitados no modelo EBF.

Figura 55 – Viga do piso 3, modelo EBF

CONTROLLING BEAM SEGMENT FORCES - SHEAR

Load Combination: 1.400 D - 0.402 ND1 - 1.341 ND2 + 0.500 Lp - 0.144 NL1 - 0.479 NL2 - 1.000 E17

Segment distance (m) i - end	4.50
j - end	5.50

SHEAR CHECK:

V _{ux} (kN) = 578.10	0.90V _{nx} (kN) = 884.92	V _{ux} /0.90V _{nx} = 0.653
V _{uy} (kN) = -5.06	0.90V _{ny} (kN) = 1341.36	V _{uy} /0.90V _{ny} = 0.004

Fonte: Elaborado pelo autor.

Podemos ver na Figura 55 que a mesma combinação que resultou nos maiores esforços de momento para o modelo SMF, gerou os maiores esforços cortantes do modelo EBF, sendo este o maior esforço sobre o perfil.

Porém, quando entramos no módulo de provisões sísmicas e passamos a avaliar os perfis também segundo requisitos da ANSI/AISC 341-05, vemos que ao atender o item 15.6b temos um percentual de utilização da capacidade do perfil de 100%.

Figura 56 – Verificação da viga fora do conector, modelo EBF

15.6b Beam Strength Outside Link --- OK

Max shear in link (kN) = 414.39 from load case E17
 Link Capacity 1.1 R_y V_n (kN) = 1113.59
 Link Capacity / Max Link Shear = 2.44

CONTROLLING BEAM SEGMENT FORCES - FLEXURE

Load Combination: 1.40 D - 0.40 ND1 - 1.34 ND2 + 0.50 Lp - 0.14 NL1 - 0.48 NL2 - 2.44

E17

Segment distance (m) i - end	3.33
j - end	4.50

CALCULATED PARAMETERS:

P _u (kN) = -677.01	0.90P _n (kN) = 3616.08
M _{ux} (kNm) = -624.61	0.90M _{nx} (kNm) = 702.53
M _{uy} (kNm) = -1.88	0.90M _{ny} (kNm) = 129.03

INTERACTION EQUATION:

P_u/φP_n=0.187
 Eq H1-1b: 0.094 + 0.889 + 0.015 = 0.997

Fonte: Elaborado pelo autor.

A norma indica que o segmento de viga fora do conector (*link*) tenha capacidade de se manter em regime elástico mesmo quando o conector atingir seu limite de esforço cortante.

Uma vez que neste modelo toda a capacidade de dissipação de energia é atribuída ao conector é fundamental que este possa desenvolver plenamente esta capacidade sem impactos nos demais elementos do sistema estrutural.

5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

São evidentes as vantagens do sistema EBF em relação ao sistema SMF, seja em consumo de aço ou em valores de deslocamentos, o que ressalta a importância da previsão de pontos contraventados durante a fase de projeto de edifícios metálicos. O conceito de contraventos é praticamente inexistente em estruturas convencionais de concreto armado onde a estabilização se dá única e exclusivamente pelo efeito de pórtico de todas colunas e vigas. Logo, na maioria das vezes em que o pré-projeto do edifício se origina em concreto, arquitetos se tornam resistentes a inserção de pontos contraventados em uma possível opção metálica do mesmo empreendimento, o que obriga o projetista a adotar a opção com SMF por exemplo.

A primeira opção deve ser sempre a inclusão de pontos de contraventos, já que resulta na solução mais econômica para o projeto em aço, porém, por restrições arquitetônicas ou até mesmo normativas se torna mandatória a escolha da opção com pórticos a momento. É importante ressaltar que o único sistema de estabilização metálico sem restrições de aplicação segundo a tabela 12.2-1 da ASCE/SEI 7-05, independente da categoria sísmica aplicada ao projeto, é o sistema com SMF, tamanha são as pesquisas, estudos e ensaios realizados para esta composição.

Ao se projetar/calcular estruturas em zonas de alta sismicidade é imprescindível que os profissionais tenham conhecimento de todas as normas relacionadas ao tema, além de compreenderem a ideia conceitual do sistema adotado, respeitando assim todos os aspectos que garantem a segurança estrutural do projeto.

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Um aspecto importante que não faz parte deste trabalho, mas possui campo para ser melhor explorado em pesquisas futuras, são as ligações de ambos modelos. Sabe-se que as conexões dos sistemas de estabilização são parte fundamental para se atingir o comportamento adequado frente as ações sísmicas e que uma falha não prevista nelas pode trazer consequências desastrosas ao edifício e a seus ocupantes.

A ANSI/AISC 358-05 traz algumas conexões pré-qualificadas para uso em estruturas sísmo resistentes, o que demonstra a importância e a base de estudos já existente sobre este aspecto fundamental das estruturas metálicas.

Outro assunto importante, dada a limitação da aplicação do método da força lateral equivalente a estruturas conceitualmente simples e regulares, é a análise modal do espectro de resposta, segundo método indicado pela ASCE/SEI 7-05 permitido para todos os tipos de estruturas. Este método é mais avançado e leva em conta o comportamento frente ao espectro sísmico de resposta de cada um dos modos de vibração da estrutura, posteriormente combinando-os entre si. Seria interessante aplicar este método ao mesmo projeto em ambos modelos de estabilização para verificar e comparar os resultados finais em termos de dimensionamento e deslocamentos das estruturas.

REFERÊNCIAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15421:2006: Projeto de estruturas resistentes a sismos: procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 26p.
- AISC, American Institute of Steel Construction, INC. **AISC 341-05: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**. Chicago, Illinois: AISC, 2005. 310p.
- AISC, American Institute of Steel Construction, INC. **AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, Illinois: AISC, 2005. 460p.
- ASCE, American Society of Civil Engineers. **ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Reston, Virginia: ASCE, 2006. 388p.
- BRASIL, Reyolando M.L.R.F.; SILVA, Marcelo Araújo da. **Introdução a Dinâmica das Estruturas para engenharia civil**. São Paulo: Blucher, 2013. 268p.
- CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Aplicação de estruturas metálicas em edifícios de múltiplos andares**. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=3074>>. Acesso em: 29 de jun. 2018. ABCEM, Revista Construção Metálica – n°. 88, 2008.
- CHOPRA, Anil K., **Dynamics of Structures** – Theory and Applications to Earthquake Engineering. Third Edition. India: Pearson Education, Inc., 2006. 912p.
- COLOMBIA, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial; Comision Asesora Permanente para el Regimen de Construcciones Sismo Resistentes. **NSR-10: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente**. Colombia: Diario Oficial, Enero de 2010. 1.621p.
- CRISAFULLI, Francisco Javier. **Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero**. 5. ed. Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero (alacero), 2018. 213p.
- DAVID. In: GOOGLE MAPS. Google, 2018. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/David,+Panam%C3%A1/@8.5261244,-80.4640745,8z/data=!4m5!3m4!1s0x8fa59d9ff655a4c9:0xed61fb3a96949112!8m2!3d8.4007278!4d-82.4427769>>. Acesso em: 11 de agosto de 2018.
- ECUADOR, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Secretaría de Gestión de Riesgos (SGR). **Guía de Diseño 3: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero**. Quito: Imprenta Activa, 2016a. 67p.
- ECUADOR, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Secretaría de Gestión de Riesgos (SGR). **Guía de Diseño 5: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras**. Quito: Imprenta Activa, 2016b. 182p.
- ENGELHARDT, Michael D., **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures** – Moment Resisting Frames. Version 1. University of Texas at Austin, with support of the AISC, 2007a. 231p.

ENGELHARDT, Michael D., **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures – Centrally Braced Frames**. Version 1. University of Texas at Austin, with support of the AISC, 2007b. 129p.

ENGELHARDT, Michael D., **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures – Eccentrically Braced Frames**. Version 1. University of Texas at Austin, with support of the AISC, 2007c. 134p.

ENGELHARDT, Michael D., **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures – Buckling Restrained Braced Frames**. Version 1. University of Texas at Austin, with support of the AISC, 2007d. 59p.

ENGELHARDT, Michael D., **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures – Special Plate Shear Walls**. Version 1. University of Texas at Austin, with support of the AISC, 2007e. 97p.

FEMA, Federal Emergency Management Agency of the Department of Homeland Security. **FEMA P-751 - 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples**. Washington, DC: National Institute of Building Sciences – Building Seismic Safety Council, 2012. 916p.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO (ITEA). **Tomo 1: Construcción em acero**. Espanha, 2008a. 100p.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO (ITEA). **Tomo 21: Diseño Sísmico**. Espanha, 2008b. 135p.

INTERNATIONAL TRADE CENTRE (ITC). **Lista de importadores na América Latina e Caribe – Construções Pré-fabricadas sob NCM 9406**. Disponível em: <https://www.trademap.org/tradestat/Country_SelProduct_TS.aspx?nvpm=1|15||9406||4|1|1|1|2|1|3|1|1>. Acesso em: 16 de jun. 2018.

JTIA, Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura; SPIA, Sociedad Panamenã de Ingenieros y Arquitectos; COICI, Colegio de Ingenieros Civiles. **REP-2014: Reglamento Estructural de Panamá**. Panamá: Gaceta Oficial, 2015. 134p.

LIMA, Silvio de Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. **Análise Dinâmica das Estruturas**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2008. 171p.

MOLINA, Eder Cassola; RIBEIRO, Fernando Brenha. **Sismologia: Tópico 1 – Breve história da sismologia até 1960**. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, 2012. 17p. Disponível em: <http://www.iag.usp.br/~eder/EAD/apostilas/Geofisica_top01.pdf>. Acesso em: 17 de julho de 2018.

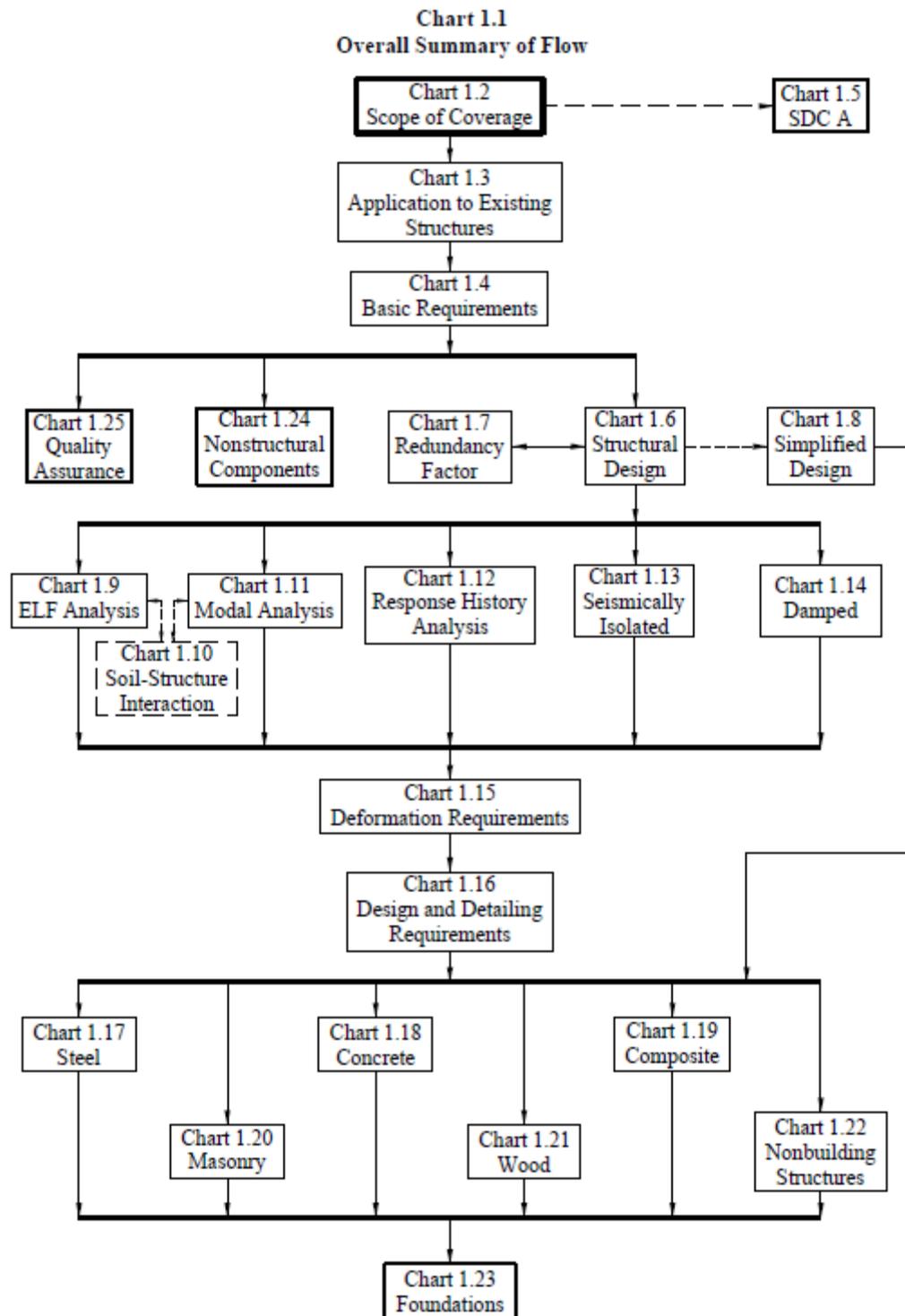
PFENNIGER, Francis. **Torre Titanium La Portada**. Disponível em: <<http://www.arquitecturaenacero.org/proyectos/edificios-en-altura/torre-titanium-la-portada>>. Acesso em: 29 de jun. 2018. ALACERO, arquitectura en acero, 2009.

Portal Metálica, WTorre Morumbi, São Paulo, 23/04/2015. Disponível em: <http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=167>. Acesso em: 29 de jun. 2018.

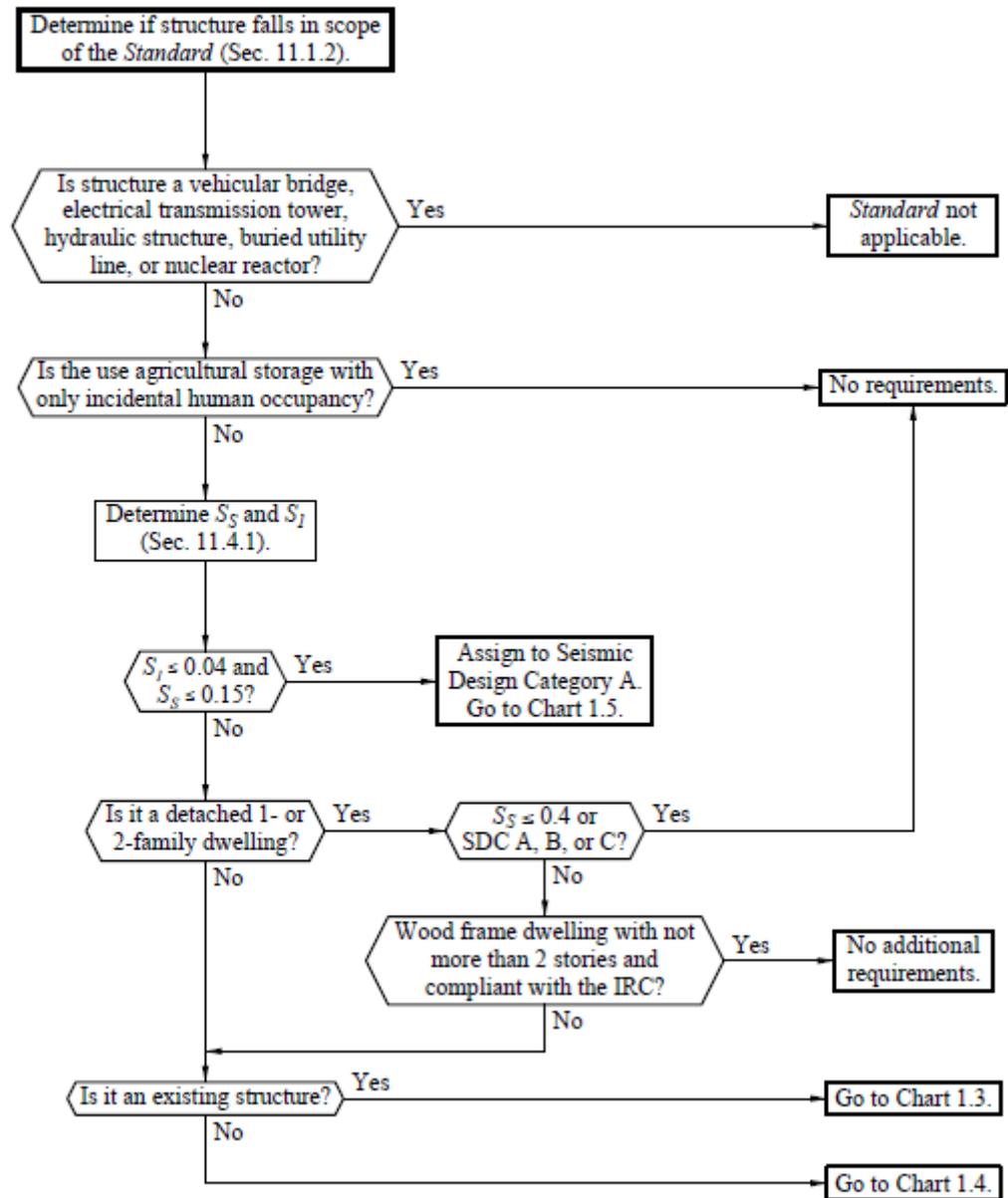
VERCO DECKING, INC., **Steel Floor Deck Catalog VF5**, julho de 2018. 146p.
Disponível em:
<http://www.vercodeck.com/images/stories/documents/VF5_Catalog_080818.pdf>.
Acesso em: 07 de agosto de 2018.

WEST, Michael; FISHER, James. **AISC Steel Design Guide 3: Serviceability Design Considerations for Steel Buildings**. Milwaukee, Wisconsin: AISC, Second Edition, 2003. 42p.

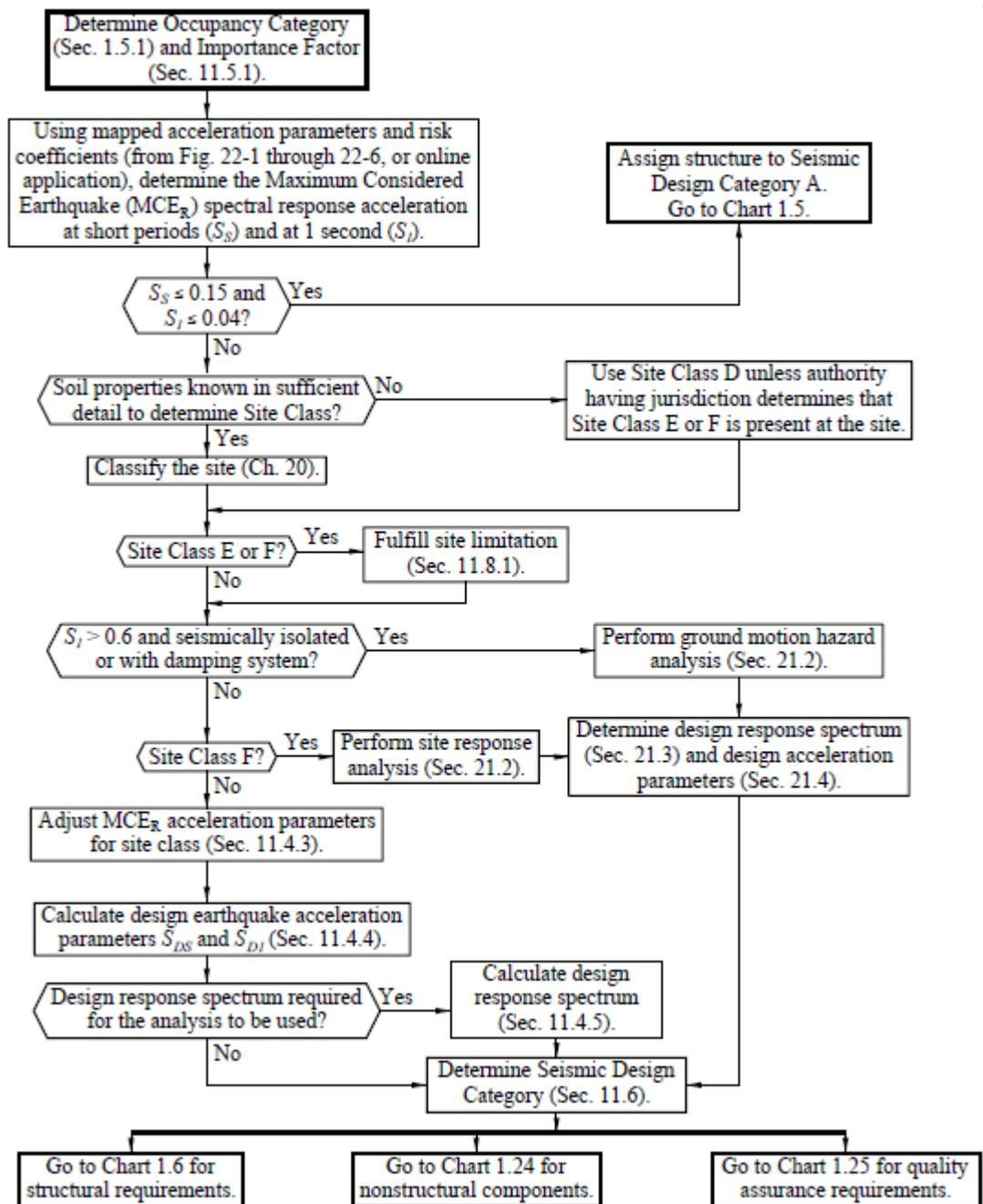
ANEXO A – CHART 1.1, OVERALL SUMMARY OF FLOW



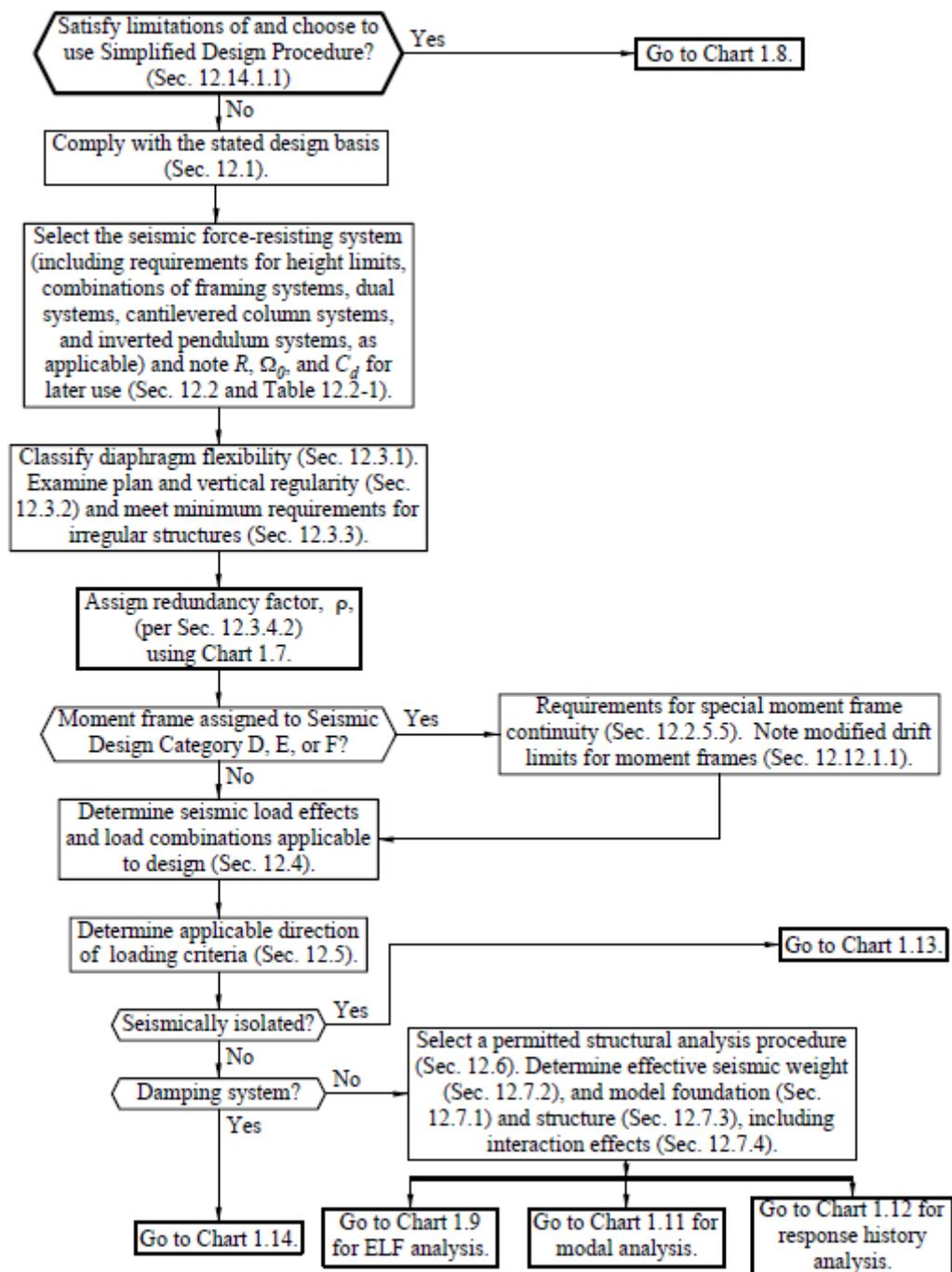
ANEXO B – CHART 1.2, SCOPE OF COVERAGE



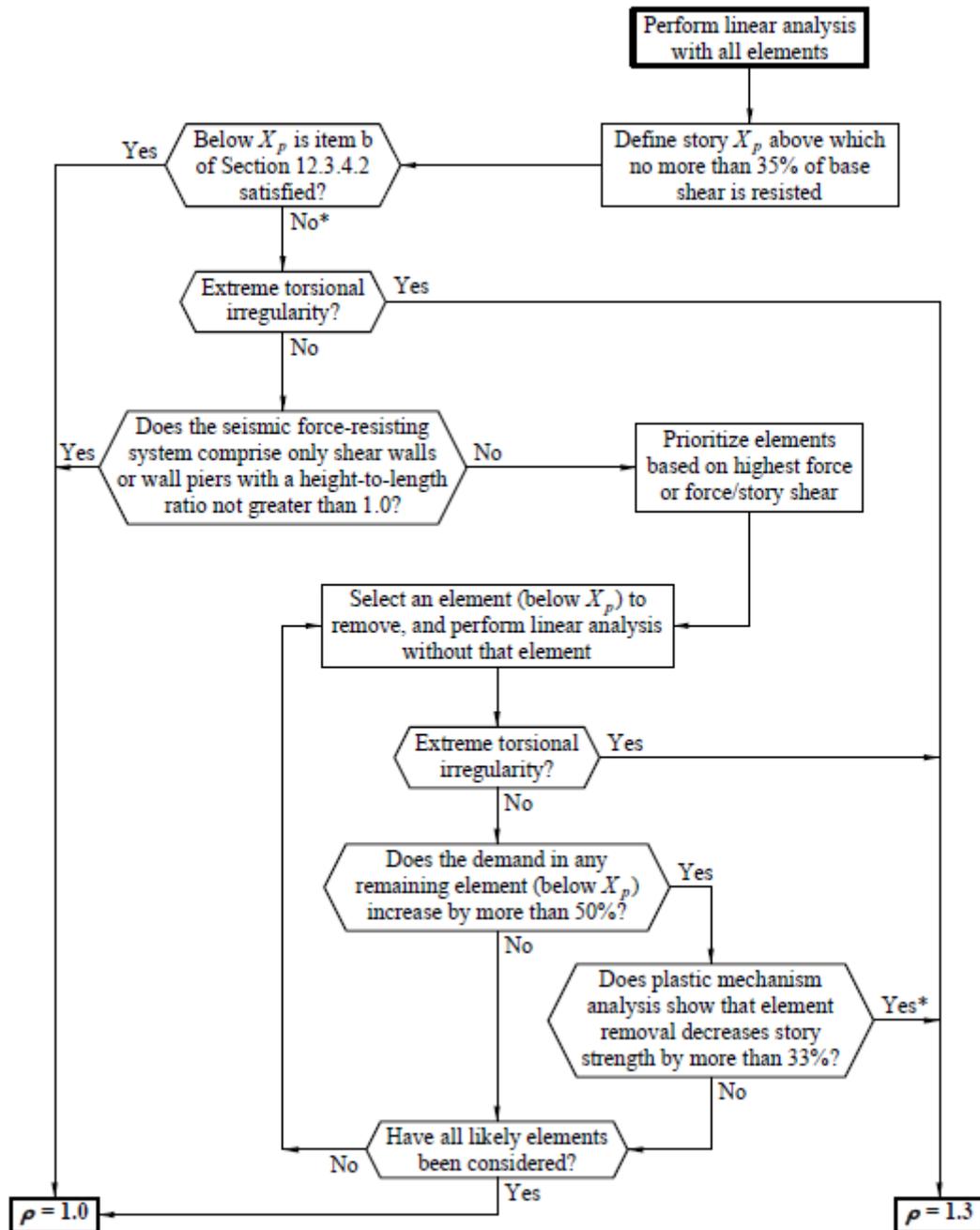
ANEXO C – CHART 1.4, BASIC REQUIREMENTS



ANEXO D – CHART 1.6, STRUCTURAL DESIGN

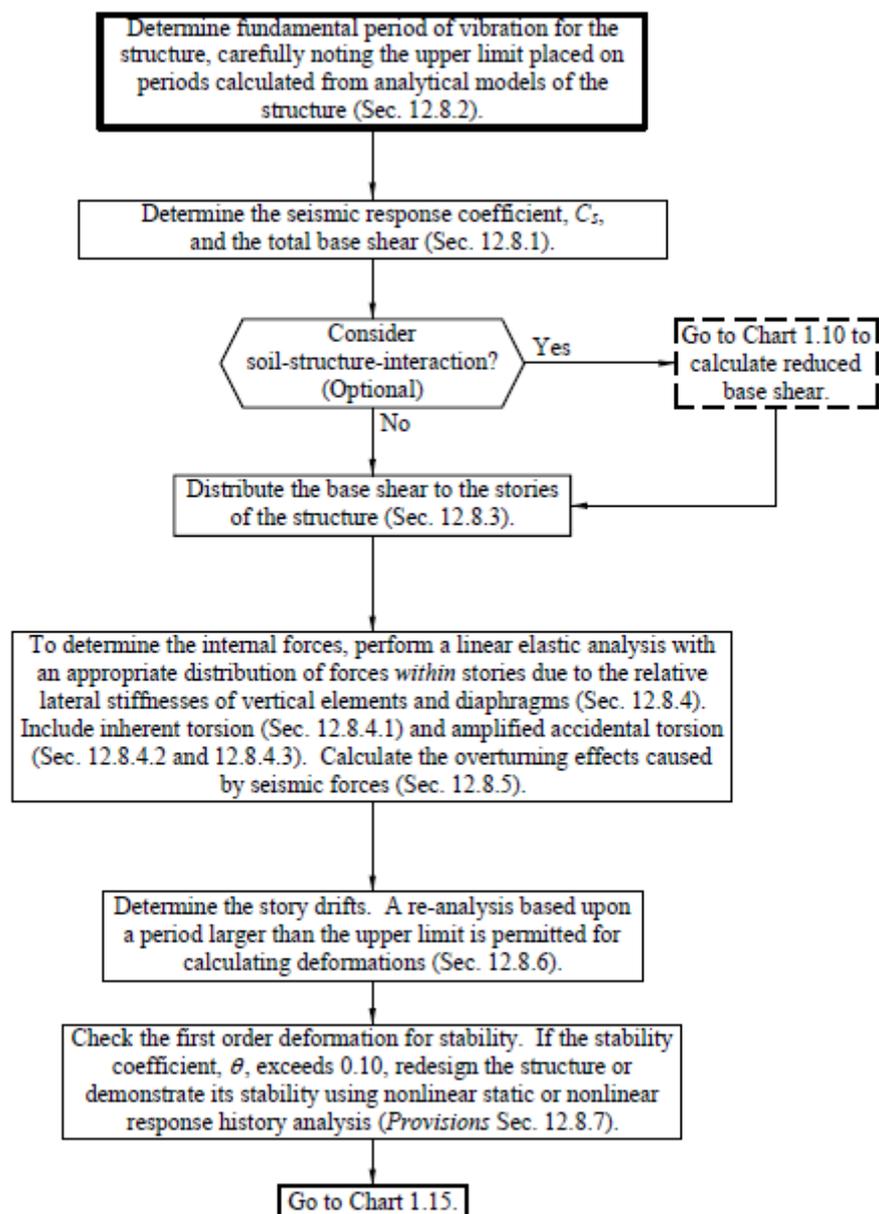


ANEXO E – CHART 1.7, REDUNDANCY FACTOR

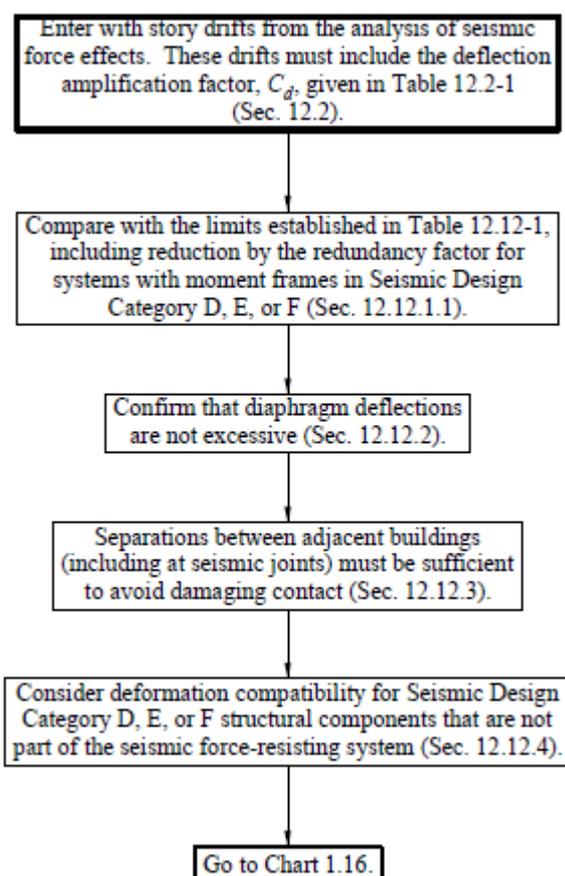


* or not considered

ANEXO F – CHART 1.9, EQUIVALENT LATERAL FORCE (ELF) ANALYSIS



ANEXO G – CHART 1.15, DEFORMATION REQUIREMENTS



ANEXO H – CHART 1.17, STEEL STRUCTURES

