



**UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO
FACULDADE DE ENGENHARIA E ARQUITETURA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
Área de Concentração: Infraestrutura e Meio Ambiente**

RICARDO FICANHA

**AVALIAÇÃO DA ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM EM
MODELOS TRIDIMENSIONAIS EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO IRREGULARIDADES DE GEOMETRIA**

Passo Fundo

2014

RICARDO FICANHA

AVALIAÇÃO DA ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM EM
MODELOS TRIDIMENSIONAIS EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO IRREGULARIDADES DE GEOMETRIA

Orientador: Professor Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia

Dissertação de mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Passo Fundo

2014

RICARDO FICANHA

AVALIAÇÃO DA ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM EM
MODELOS TRIDIMENSIONAIS EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO IRREGULARIDADES DE GEOMETRIA

Dissertação de mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Data da aprovação: 07 de agosto de 2014.

Professor Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia
Orientador

Professor Dr. Ronald Ziemian
Bucknell University

Professor Dr. Ignacio Iturrioz
Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS

Professor Dr. Moacir Kripka
Universidade de Passo Fundo - UPF

Professor Dr. Gustavo Prates Mezzomo
Universidade de Passo Fundo - UPF

Passo Fundo

2014

“Em relação a todos os atos de iniciativa e de criação, existe uma verdade fundamental cujo desconhecimento mata inúmeras ideias e planos esplêndidos: a de que no momento em que nos comprometemos definitivamente, a providência move-se também. Toda uma corrente de acontecimentos brota da decisão, fazendo surgir a nosso favor toda sorte de incidentes e encontros e assistência material que nenhum homem sonharia que viesse em sua direção. O que quer que você possa fazer ou sonhe que possa, faça. Coragem contém genialidade, poder e magia. Comece agora.”

Johann Goethe

AGRADECIMENTOS

Ao longo do período da realização deste trabalho senti, por vezes, o apoio de algumas pessoas, apoio este, que se tornou fundamental para a realização deste trabalho.

Assim, as linhas que seguem são para expressar de uma forma simples, um agradecimento que não será nunca nestas palavras retribuído.

Ao professor doutor Zacarias pelas valiosas orientações para realização deste e para iniciar o entendimento da natureza, que rege qualquer fenômeno ou comportamento que o ser humano desfruta na vida.

Aos professores do programa PPGEng da Universidade de Passo Fundo, pelo empenho em disseminar o conhecimento para o desenvolvimento dos alunos, sempre com determinação, empenho, compromisso e seriedade.

A minha família, sempre presente, pela consideração dos momentos de estudo e por entender a necessidade do breve afastamento do convívio em família.

A minha esposa, pelo auxílio e compreensão nos momentos difíceis e nos momentos de pressão. Obrigado pelas nossas conversas e planos traçados em conjunto, regados por carinho, consideração e aprendizado contínuo mútuo, exemplo de dedicação e coragem pelas escolhas assumidas e pelas batalhas travadas.

Aos colegas do mestrado, pelas conversas e auxílios sobre assuntos diversos, muito importantes para o desenvolvimento da pesquisa.

E por fim, e o principal, o agradecimento a Deus por possibilitar através da vida e das condições físicas e intelectuais para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

Analisar o modelo teórico de uma estrutura de aço é o ponto de partida para definição dos esforços solicitantes e dos deslocamentos dos elementos e de todo o sistema. Esta análise global possibilita a verificação e o dimensionamento dos elementos individuais. Devem-se levar em consideração a rigidez e resistência do elemento e de todo o sistema estrutural. A concepção de sistemas estruturais de médio e grande porte requer a experiência e o bom senso de profissionais habilitados, com conhecimento dos critérios e requisitos normativos além dos avanços desenvolvidos em estudos específicos pela sociedade científica. O aumento da demanda aliada com as vantagens do uso do aço para estruturas de edificações gera a necessidade de novos métodos e critérios para que os responsáveis técnicos tenham os subsídios necessários para verificação da estrutura para garantir a segurança e o emprego racional de aço, pois a redução do consumo do aço está econômica e ambientalmente vinculada com a viabilização do projeto em aço. O presente trabalho tem como objetivo investigar e apresentar os efeitos da análise de segunda ordem em estruturas irregulares de aço em modelos tridimensionais. Realizou-se diversas investigações, tais como: Os efeitos de segunda ordem em estruturas conceituadas pela sociedade científica; O comportamento destes modelos quando realizada a análise de flambagem elástica, considerando a não linearidade geométrica de estrutura analisadas em modelos tridimensionais; Investigar as influências dos efeitos de segunda ordem nos esforços internos dos elementos. O software utilizado e comercialmente empregado é o SAP2000, pois apresenta resultados gráficos de fácil apresentação e entendimento. Os resultados apresentados demonstram a importância da consideração da análise de segunda ordem em estruturas de aço, além da possibilidade de verificação da sensibilidade da estrutura em estudo à efeitos de segunda ordem pela análise linear de flambagem elástica do modelo. Ressalta a influência dos efeitos de segunda ordem nos momentos fletores resistentes e a não alteração significativa das solicitações axial dos elementos resistentes as solicitações gravitacionais.

Palavras-chave: Flambagem linear elástica. Não linearidade geométrica. Não linearidade do material. Geometria irregular.

ABSTRACT

Analyze the theoretical model of a steel structure is the starting point for defining the internal forces and displacements of the elements and of the whole system. This global analysis enables verification and sizing of individual elements. You should take into consideration the strength and rigidity of the element and the whole structural system. The design of structural systems for medium and large requires experience and good judgment of trained professionals with knowledge of the criteria and regulatory requirements in addition to the advances developed in specific studies by the scientific society. Increased demand combined with the advantages of using steel for building structures generates the need for new methods and criteria for responsible technicians have the necessary support structure to check to ensure the safety and rational use of steel, because the reduce consumption of steel is economical and environmentally linked with the viability of the project in steel. The present study aims to investigate and present the effects of second-order analysis of irregular steel structures in three-dimensional models. We conducted several investigations, such as: The second order effects in structures by reputable scientific society; The behavior of these models when we performed the analysis of elastic buckling, considering the geometric nonlinearity of the structure analyzed in three-dimensional models; To investigate the influence of second order effects in the internal forces of the elements. The software used and commercially utilized is SAP2000, it presents graphical results presentation and easy understanding. The results show the importance of considering the second-order analysis on steel structures, plus the ability to check the sensitivity of the structure under study the effects of second order by linear elastic buckling analysis of the model. Emphasizes the influence of second order effects in the resistant bending moments and no significant change in axial requests resistant elements gravitational requests.

Keywords: Elastic buckling. Geometry irregularity. Material irregularity. 3D Frames.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	15
1.1.	Considerações iniciais.....	15
1.2.	Problema da pesquisa.....	16
1.3.	Justificativa.....	17
1.4.	Objetivos.....	18
1.4.1.	Objetivo geral.....	18
1.4.2.	Objetivos específicos.....	18
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1.	Estabilidade estrutural.....	21
2.1.1.	Instabilidade estrutural.....	22
2.2.	Análise estrutural.....	23
2.2.1.	Comprimento efetivo de flambagem (K).....	25
2.2.2.	Análise de primeira ordem.....	30
2.2.3.	Análise de segunda ordem elástica.....	30
2.2.4.	Análise de flambagem linear elástica.....	32
2.2.5.	Métodos avançados de análise.....	34
2.3.	Prescrições normatizadas para análise estrutural de segunda ordem.....	35
2.3.1.	NORMA BRASILEIRA ABNT NBR8800.....	35
2.3.2.	NORMA AMERICANA AISC 360.....	37
2.3.3.	NORMA EUROPEIA EN 1993-1.....	40
2.4.	Efeitos de segunda ordem na análise elástica.....	40
2.5.	Análise de segunda ordem em edifícios irregulares.....	42
3.	METODOLOGIA.....	43
3.1.	Estudo do comprimento efetivo de flambagem, fator K.....	43
3.2.	Análise linear de flambagem elástica de modelos da literatura.....	43
3.3.	Análise de segunda ordem geométrica e do material.....	44
3.4.	Estudos paramétricos.....	44
3.5.	Imperfeições nos modelos de cálculo.....	45
4.	ESTUDOS NUMÉRICOS.....	46
4.1.	Estudo do fator K.....	46
4.2.	Estudo de modelos regulares (César, 2004).....	49
4.2.1.	Geometria e solicitações.....	49
4.2.2.	Análise linear de flambagem elástica.....	53
4.2.3.	Análise de segunda ordem com cargas fictícias (notional loads).....	56
4.2.4.	Análise de segunda ordem com imperfeições geométricas e de material.....	63

4.2.5.	Resultados para análise de segunda ordem	65
4.3.	Modelos irregulares (César, 2004).....	66
4.3.1.	Geometria e solicitações da estrutura	66
4.3.2.	Análise linear de flambagem elástica	70
4.3.3.	Análise de segunda ordem com cargas fictícias (notional loads).....	73
4.3.4.	Análise de segunda ordem com imperfeições geométricas e de material.....	77
4.4.	Modelos irregulares (edifício industrial).....	79
4.4.1.	Geometria e solicitações da estrutura	79
4.4.2.	Análise linear de flambagem elástica	83
4.4.3.	Análise de segunda ordem com cargas fictícias	84
4.4.4.	Deslocamentos reais da estrutura	89
5.	CONCLUSÕES	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
	APÊNDICE A	101

FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de edifício industrial com irregularidades	17
Figura 2 - Conceito básico de equilíbrio	21
Figura 3 – Trajetórias de equilíbrio da coluna de Euler	22
Figura 4 - Representação gráfica da instabilidade bifurcacional	23
Figura 5 - Limite de flambagem do sistema	23
Figura 6 - Comportamento dos diferentes métodos de análise para estruturas de aço.....	24
Figura 7 – Representação do caminho fundamental para uma estrutura qualquer com irregularidades geométricas que não permitam definir intuitivamente o seu comportamento	25
Figura 8 - Estrutura estudada por Kavanagh (1962).....	26
Figura 9 – Nomograma e subestrutura indeslocável para definição do fator de flambagem K	27
Figura 10 - Nomograma e subestrutura deslocável para definição do fator de flambagem K	27
Figura 11 - Valores característicos de K para algumas combinações de extremidade	29
Figura 12 - Considerações para definição dos momentos e deslocamentos em análise de segunda ordem.....	32
Figura 13 – Efeitos de segunda ordem em coluna comprimida (P- Δ e P- δ).....	37
Figura 14 – Efeitos de segunda ordem em estruturas planas	41
Figura 15 - Sistema estrutural com coluna deslocável em destaque.....	47
Figura 16 – Fator de flambagem K no nomograma de estrutura deslocável	48
Figura 17 - Modos de flambagem da coluna B, HP250X85,0	49
Figura 18 – Modelos regulares com 3 (três) pavimentos, com variações de contraventamento vertical.....	51
Figura 19 - Ações consideradas nos modelos.....	52
Figura 20 - Carga fictícia (notional load) nas duas direções da estrutura.....	58
Figura 21 – Primeiros modos de flambagem global para o modelo com H=5,0 e L=3,5 com diferentes quantidades de contraventamentos verticais.....	63
Figura 22 - Consideração das imperfeições na direção x e y.....	64
Figura 23 – Modos de flambagem para o modelo com L=3,0m e H=4,0 com a consideração de diafragma rígido	66
Figura 24 - Modelo tridimensional sem simetria geométrica	67
Figura 25 – Referencia para colunas em cada pavimento.....	68
Figura 26 - Modos de flambagem do edifício com 5 pavimentos e geometria horizontal irregular	71
Figura 27 - Modos de flambagem do edifício com 5 pavimentos e geometria horizontal irregular sem diafragma rígido nos pavimentos	72
Figura 28 - Cargas fictícias nas direções x e y	73
Figura 29 - Imperfeições consideradas na estrutura nas direções ortogonais x e y	77
Figura 30 - Perspectiva da edificação com irregularidade geométrica	80
Figura 31 - Solicitações dos equipamentos por níveis.....	81
Figura 32 - Cargas fictícias na direção ortogonal x e y	83
Figura 33 - Modos de flambagem do edifício em análise.....	84
Figura 34 - Indicação dos nós verificados na análise de segunda ordem	85

GRÁFICOS

Gráfico 1 - Carga crítica estrutura sem contraventamento	53
Gráfico 2 - Carga crítica estrutura com contraventamento no 1 ^o pavimento	54
Gráfico 3 - Carga crítica para estrutura com contraventamento no 1 ^o e 2 ^o pavimentos.....	55
Gráfico 4 - Carga crítica para estrutura com contraventamento em todos os pavimentos.....	55
Gráfico 5 - Análise segunda ordem modelos com L=3,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	74
Gráfico 6 - Análise segunda ordem modelos com L=4,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	74
Gráfico 7 - Análise segunda ordem modelos com L=5,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	74
Gráfico 8 - Análise segunda ordem modelos com L=6,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	75
Gráfico 9 - Análise segunda ordem modelos com L=7,0m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	75
Gráfico 10 - Análise segunda ordem modelos com L=8,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	75
Gráfico 11 - Análise segunda ordem modelos com L=3,0 m e H=3,0 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	76
Gráfico 12 - Análise segunda ordem modelos com L=4,0 m e H=3,5 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y	76
Gráfico 13 - Análise segunda ordem modelos com L=3,0 m e H=3,0 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y com imperfeição geométrica.....	78
Gráfico 14 - Análise segunda ordem modelos com L=4,0 m e H=3,5 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y com imperfeição geométrica.....	78
Gráfico 15 - Momentos fletores na maior inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 1,0E.....	89
Gráfico 16 - Momentos fletores na menor inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 1,0E.....	90
Gráfico 17 - Momentos fletores na maior inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 0,8E.....	90
Gráfico 18 - Momentos fletores na menor inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 0,8E.....	91

QUADROS

Quadro 1 - Propriedades geométricas das seções	46
Quadro 2 - Propriedades perfil HE300B	50
Quadro 3 - Propriedades perfil UPN80	50

TABELAS

Tabela 1 - Ações do modelo de cálculo.....	56
Tabela 2 – Ações permanentes e acidentais e cargas fictícias utilizadas para os modelos	57
Tabela 3 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos sem contraventamento vertical e carga crítica global	59
Tabela 4 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical no primeiro pavimento e carga crítica global	60
Tabela 5 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical até o segundo pavimento e carga crítica global	61
Tabela 6 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical em todos os pavimentos e carga crítica global	62
Tabela 7 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com imperfeições (H/500) consideradas na análise.....	65
Tabela 8 - Ações consideradas em cada coluna devido à área de influência do piso e a respectiva carga fictícia para cada distância entre colunas.....	69
Tabela 9 - Resultado da análise linear de flambagem elástica para modelos com e sem diafragma rígido com cargas fictícias	70
Tabela 10 - Ações permanentes e acidentais para cada nível	80
Tabela 11 - Cargas fictícias, 0,1 % da combinação 1,2D+1,6L, para as colunas de 1A a 3A	82
Tabela 12 - Cargas fictícias, 0,1 % da combinação 1,2D+1,6L, para as colunas de 3B a 4E.....	82
Tabela 13 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,2 %, 1,0E	85
Tabela 14 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,2 %, 1,0E	86
Tabela 15 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 1,0E	86
Tabela 16 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,3 %, 1,0E	86
Tabela 17 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,2 %, 0,8E	87
Tabela 18 – Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,2 %, 0,8E	88
Tabela 19 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 0,8E	88
Tabela 20 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 0,8E	88
Tabela 21 - Diferença momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento A.....	92
Tabela 22 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento B.....	92
Tabela 23 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento C.....	93
Tabela 24 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento D.....	93
Tabela 25 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e imp. de H/200	94
Tabela 26 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e imp. de H/200	94

LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

SÍMBOLOS

E – módulo de elasticidade do aço

G_A – rigidez da extremidade superior de coluna e das vigas concorrentes neste nó

G_B – rigidez da extremidade inferior de coluna e das vigas concorrentes neste nó

H – altura interpavimento

H – ação horizontal na coluna

I – inércia referente a seção transversal do elemento

K – fator de flambagem

L – vão das vigas analisadas

L – comprimento de elemento (viga ou coluna)

NL – *notional load*, carga fictícia

P – é a ação vertical normal ao eixo do elemento

P- δ – efeito da carga atuante no elemento deformado entre dois pontos extremos do elemento

P- Δ – efeito da carga que atua sobre a posição deformada do elemento da estrutura

P-r – esforço axial resistente à compressão

P-y – esforço axial solicitante à compressão

LETRAS GREGAS

$\alpha_{crítico}$ – fator multiplicador da flambagem elástica

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O considerável desenvolvimento do setor da construção civil impulsiona o uso do aço para edificações comerciais, residenciais, industriais e para projetos de infraestrutura. Com o passar dos anos, a demanda pelo uso de estruturas de aço no Brasil aumenta, devido aos diversos benefícios e particularidades de utilização apresentados em estruturas de aço comparado a outros sistemas estruturais. Entre estes, podem-se citar a redução de resíduos durante a montagem, a redução no cronograma global devido à industrialização dos elementos estruturais em fábricas especializadas, entre outros.

A análise econômica do setor da construção civil apresenta indícios de crescimento natural do uso de estruturas de aço, impulsionado pela ampliação do acesso ao crédito, o crescimento do produto interno bruto (PIB), a necessidade de revisão na infraestrutura, os programas de combate à deficiência habitacional e por projetos relacionados a realização de grandes eventos esportivos (FALEIROS et al., 2012).

O uso de estruturas de aço está diretamente vinculado à construção civil, para os segmentos de perfis e tubos, sendo utilizados para diversos fins, com destaque para construção de pontes, viadutos, torres, pórticos, grandes antenas, edifícios e galpões industriais e comerciais (FALEIROS et al., 2012).

O uso racional de estruturas de aço está cada vez mais presente nos projetos executados. Considera-se uso racional, o uso sem excesso, que mantém as necessidades básicas de resistência e segurança sem o desperdício de recursos. O processo industrial das empresas metalúrgicas, responsáveis pelo processamento dos produtos provenientes de usinas fornecedoras de aço, segundo Faleiros et al. (2012), envolve os estágios de projeto (cálculo e desenhos de detalhamento), corte de chapas e perfis, perfurações, solda, limpeza e acabamento superficial, sem levar em consideração necessidades relacionadas às áreas de venda e logística. Assim, entende-se que o desenvolvimento do projeto de aço apresenta fator de grande influência no processo global da estrutura de aço, pois neste estágio é que são definidas as premissas necessárias para o projeto ser executado, muitas vezes agregando gastos desnecessários devido ao não conhecimento de novas normas e aprimoramento das existentes.

A evolução das normas, que servem como base para profissionais que atuam na área de estruturas de aço, é constante, desenvolvimento normal frente a evolução da tecnologia, tanto

na área dos materiais quanto dos recursos computacionais disponíveis. Cabe ressaltar que esta evolução das normas de cálculo torna o processo de revisão de normas cada vez mais oneroso, devido às particularidades que estas revisões englobam (TRAHAIR, 2012).

A análise estrutural é o ponto de partida para a correta e racional utilização de estruturas de aço. Na análise são definidos os esforços e os deslocamentos simulados a partir das ações e combinações de ações. A resposta do modelo estrutural em serviço depende das considerações adotadas e das prescrições atendidas durante a análise da estrutura. Para a correta análise, é imprescindível o conhecimento do comportamento real do material, dos efeitos evidenciados nos elementos adotados e o método de análise a ser utilizado.

Na escolha do método de análise para representar o comportamento da estrutura, questões como a não linearidade geométrica e de material são consideradas. Para simular numericamente o comportamento real da estrutura, são adotadas simplificações nos modelos de cálculo. Estas simplificações quando possíveis de utilização são adotadas para facilitar e agilizar a fase de análise, todavia devem ser rigorosamente executadas. Para casos particulares e não convencionais, é necessário à utilização de métodos mais apurados e sem simplificações. Sendo necessário em todas as análises realizadas as verificações dos efeitos de segunda ordem (CÉSAR, 2004).

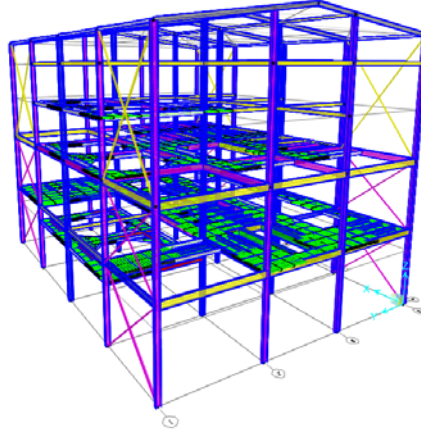
Com o desenvolvimento tecnológico e a facilidade de utilização dos recursos computacionais, a possibilidade do desenvolvimento de análise estrutural está em crescimento no que se refere às considerações das influências das ações de segunda ordem. Desta forma, geram-se modelos que representam o comportamento real da estrutura, como também a possibilidade de análises mais eficientes em uma grande quantidade de sistemas estruturais, por diversas metodologias de cálculo (ALVARENGA; SILVEIRA, 2006).

1.2. Problema da pesquisa

A correta criação do modelo da estrutura para o desenvolvimento preciso de um projeto de estruturas de aço é parte fundamental para garantir a segurança e o emprego consciente de aço. Devido aos deficientes roteiros de cálculo que são base para o profissional desenvolver os projetos, o presente trabalho foi fundamentado na resolução do problema de consideração dos efeitos de segunda ordem em estruturas de aço modeladas em três dimensões (modeladas no espaço), em edificações industriais com geometria irregular, com o correto emprego do aço para manter a segurança e uso dos recursos necessários sem desperdícios.

A Figura 1 apresenta um exemplo de modelo tridimensional para um edifício industrial, com irregularidades geradas pela interface com equipamentos suportados pela estrutura, situação existente na grande maioria de edifícios industriais.

Figura 1 - Exemplo de edifício industrial com irregularidades



Assim, verificou-se a importância de se considerar os efeitos de segunda ordem em edifícios tridimensionais de geometria irregular. A verificação das influências em estruturas dimensionais com geometria irregular foi apresentada de forma detalhada para edifícios com as geometrias e carregamentos apresentados.

1.3. Justificativa

A necessidade de se efetuar uma análise estrutural através de um modelo que representa com fidelidade o comportamento da estrutura quando em serviço, com as devidas resistências necessárias e que apresenta os deslocamentos pertinentes à estabilidade, é fundamental para um bom projeto de estruturas de aço. A análise é de extrema importância, não somente para a estabilidade da estrutura, mas também para o uso racional de aço nos elementos estruturais, visto que durante a análise são definidos os esforços solicitantes, utilizados para a verificação do dimensionamento.

Constata-se nas referências normativas, utilizadas para prescrever os critérios adotados para análise e dimensionamento de estruturas de aço, que os métodos de avaliação dos efeitos da análise de segunda ordem são baseados em estudos realizados em estruturas no plano. Não se consideram cargas fora do plano e também dos respectivos deslocamentos e modos de torção que uma determinada estrutura pode apresentar.

As normas de estruturas de aço tratadas neste trabalho, a brasileira ABNT NBR 8800 e a americana AISC 360 (*American Institute of Steel Construction*), apresentaram, respectivamente, na versão do ano de 2008 e na versão de 2005, a clara necessidade de análise dos efeitos de segunda ordem para sistemas estruturais. A norma americana AISC 360 do ano de 2010 torna padrão o uso da análise dos efeitos de segunda ordem para verificação do comportamento da estrutura e acaba por deixar em segundo plano os métodos de amplificação dos esforços e de análise linear, devido às incertezas geradas no processo de simplificação.

Os critérios de consideração dos efeitos de segunda ordem nos sistemas estruturais são provenientes de estudos de estruturas no plano. Porém, com a necessidade cada vez maior de estruturas irregulares e sem simetria, a alternativa é executar uma análise com modelo tridimensional, que considera o comportamento na estrutura no espaço. As considerações destes comportamentos não estão definidas e não constam nas normas que são empregadas nos projetos de estruturas de aço.

O uso de softwares comerciais é comum, pois facilita o desenvolvimento do projeto devido às rotinas e interface amigável. A redução de tempo no projeto não deve refletir na qualidade e segurança da estrutura. Para atender esta grande utilização, as empresas desenvolvedoras destes realizam atualizações constantes para enquadramento as alterações de cada alteração nas normas de referência. Castelazzi (2012) apresenta resultados comparativos do software SAP2000, utilizado na realização deste trabalho, sendo próximos a resultados de análises em elementos finitos, caracterizando a utilização e aceitação dos resultados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo geral

Avaliar os efeitos da análise de segunda ordem em edifícios não simétricos ou com irregularidades geométricas em modelos de cálculo tridimensionais.

1.4.2. Objetivos específicos

Para cumprir o objetivo deste trabalho, os seguintes objetivos específicos foram tratados:

- a) Conceituar e verificar a funcionalidade e precisão do comprimento efetivo de flambagem (fator K);
- b) Utilizar resultados de modelos comuns na literatura analisados pelo método da análise linear de flambagem e comparar com os resultados de análise de segunda ordem;
- c) Analisar modelos com geometria irregular e apresentar os efeitos na avaliação da sensibilidade da estrutura para deslocamentos horizontais devidos a efeitos de segunda ordem;
- d) Verificar as variações nos esforços de momento fletor para um edifício com irregularidade geométrica e de carregamento, quando esta estrutura apresenta deformações reais;
- e) Utilizar resultados da análise linear de flambagem como medida inicial para interpretação dos efeitos de segunda ordem.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os métodos apresentados em normas de referência são baseados em estudos realizados no plano e dependem da rigidez e da configuração de deslocabilidade da estrutura devido aos contraventamentos utilizados. Esta classificação quanto à rigidez e quanto ao sistema de contraventamento (barras diagonais em quadros retangulares, geralmente trabalha somente a esforços axiais de tração) não é utilizada como base em modelos analisados tridimensionalmente, onde são consideradas as influências das ações em todos os sentidos, inclusive a suscetibilidade à torção do edifício e fica a cargo do engenheiro estrutural a verificação da estabilidade da estrutura (CESÁR e BARROS, 2005).

Os trabalhos desenvolvidos na busca dos efeitos causados em estruturas de aço para edifícios industriais ou de múltiplos pavimentos, modeladas tridimensionalmente são voltados, quase que sua totalidade, para a análise linear de flambagem global, onde a busca da carga crítica da estrutura é o principal objetivo. Não se levam em consideração os deslocamentos e os limites apresentados em normas de referência.

Barros e César (2004) apresentam em seu trabalho a calibração de um software observando a carga elástica de flambagem em estruturas comerciais. Para este fim, utilizam softwares comerciais para calibração e comparação dos resultados. Resultados baseados em formulações com a estrutura no plano podem gerar incertezas nas respostas da estrutura para análise de flambagem elástica. No estudo, os efeitos de análise de segunda ordem para edifícios modelados tridimensionalmente não são apresentados.

Yuan (2004), afirma que os métodos de comprimento efetivos de flambagem para colunas com o uso de fatores de amplificação do comprimento de flambagem é muito conservador e necessita, assim, de um estudo mais apropriado dos elementos, para que o uso racional seja assegurado.

Trahair (2012) conclui em seu trabalho que as normas atuais são baseadas em modelos de análise realizados no plano e ressalta a necessidade de aperfeiçoamento de métodos e de recursos computacionais para a real avaliação do comportamento da estrutura e como a mesma terá no momento que executada e em serviço.

A reduzida quantidade de estudos realizados sobre os efeitos de segunda ordem na análise tridimensional de estruturas de aço de edifícios industriais torna o assunto de suma importância para o correto destino do aço empregado nestas edificações. O uso racional e adequado reduz os índices dos impactos causados ao ambiente, estes resultados estão

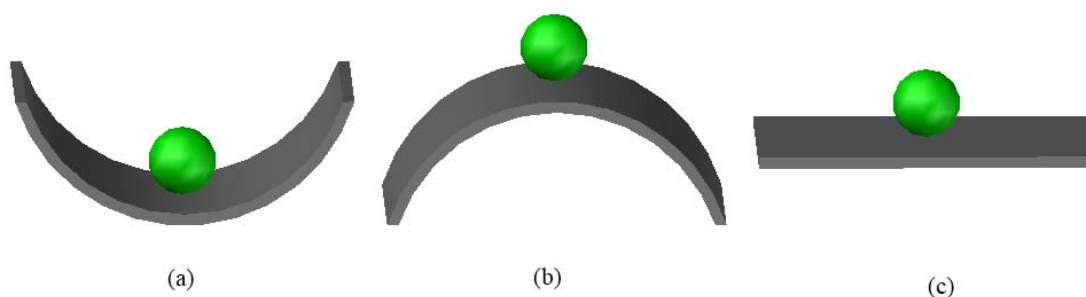
intimamente relacionados e correspondem a uma das principais necessidades de um projeto de estruturas de aço.

2.1. Estabilidade estrutural

A noção de estabilidade estrutural está sempre vinculada ao equilíbrio, onde uma estrutura, submetida a solicitações externas apresenta uma resposta a esta ação, o que caracteriza o equilíbrio estável ou equilíbrio instável.

Na Figura 2, definida como clássica para entendimento dos conceitos de estabilidade, tem-se a existência de uma esfera em três situações. Na Figura 2 (a), a esfera encontra-se sobre uma superfície côncava, onde, se excitada externamente, apresentará um deslocamento que permanecerá até que a excitação seja cessada, retornando assim, à posição inicial. Na Figura 2 (b), a esfera encontra-se sob uma superfície convexa, configuração de equilíbrio instável característico, pois a qualquer excitação externa, a esfera sairá da sua posição inicial e o deslocamento aumentará indefinidamente enquanto a excitação não for cessada. Na Figura 2 (c) a esfera encontra-se em equilíbrio neutro, ou indiferente, e apresenta um comportamento linear devido à existência de excitação externa, não retorna a mesma posição, porém não caracteriza a instabilidade.

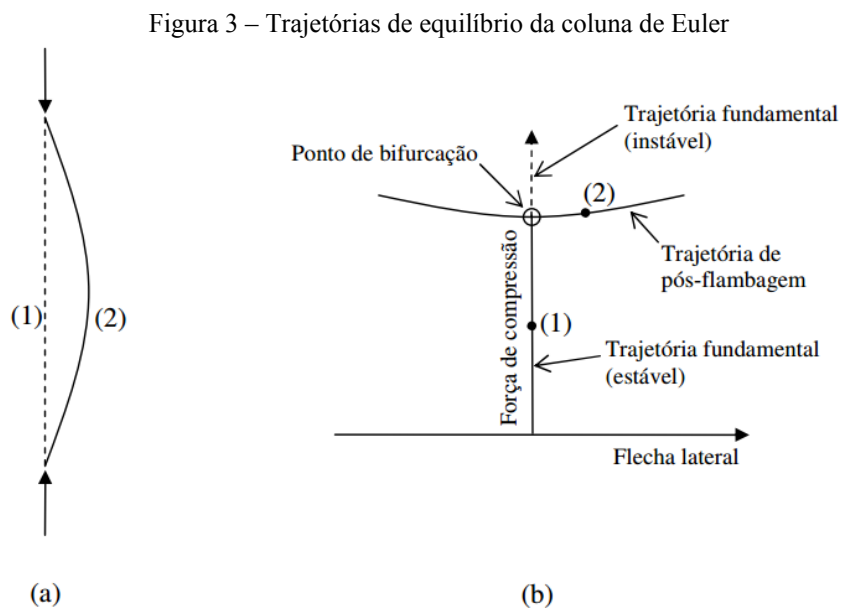
Figura 2 - Conceito básico de equilíbrio



A Figura 3 apresenta 3 estados de equilíbrio de uma coluna, em duas situações, (a) e (b). Na Figura 3 (a), é caracterizado o equilíbrio estável, onde uma perturbação atua sobre a coluna que apresenta o seu estado deformado (2) (compressão inferior à carga crítica de Euler) e após deixar de atuar a coluna retorna ao ponto inicial (1), ou caso permaneça atuando a nova posição da coluna já está definida para aquele nível de carga. Na Figura 3 (b), o ponto de

bifurcação caracteriza a igualdade de carga aplicada com a carga crítica de Euler, onde após este limite a coluna afasta-se da configuração inicial, o que significa dizer que o equilíbrio é instável.

Ainda na Figura 3 (b) pode-se constatar as características do comportamento não linear geométrico da coluna de Euler, com as configurações de equilíbrio estável até o ponto de bifurcação e trajetória de pós-flambagem (linha cheia) e a trajetória instável representada com a linha tracejada.



Fonte: Adaptado de REIS e CAMOTIM (2012)

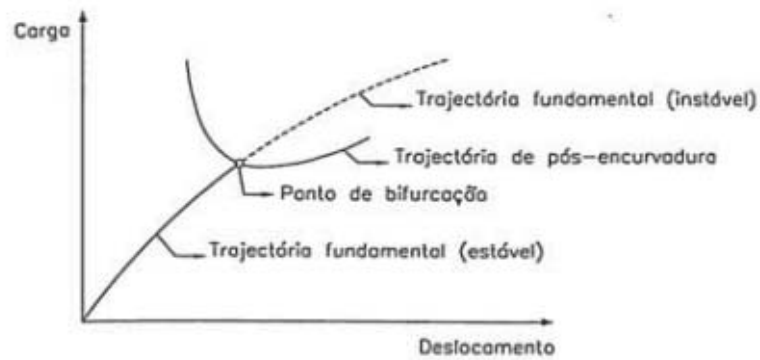
2.1.1. Instabilidade estrutural

O incremento de carga em uma trajetória de equilíbrio desenvolve instabilidade na estrutura ao longo desta trajetória, que caracteriza a transição entre equilíbrio estável para equilíbrio instável. Esta instabilidade está associada à ocorrência de bifurcação ou a ocorrência de um ponto limite (ponto de inflexão na trajetória, derivada nula) passando de forma dinâmica para uma configuração de equilíbrio longe do inicial (*snap-through*) (REIS e CAMOTIM, 2012).

A instabilidade é uma condição em que o sistema estrutural ou um elemento submetido à compressão, com o aumento de solicitações, tem redução da capacidade de suportar as ações externas (ZIEMIAN, 2010).

O diagrama mostrado na Figura 4 ilustra um comportamento genérico de uma estrutura, o que caracteriza um problema de instabilidade bifurcacional, onde é possível perceber uma trajetória de equilíbrio fundamental, uma trajetória de equilíbrio pós flambagem e um ponto de bifurcação que corresponde a intersecção entre a trajetória fundamental e a trajetória pós flambagem.

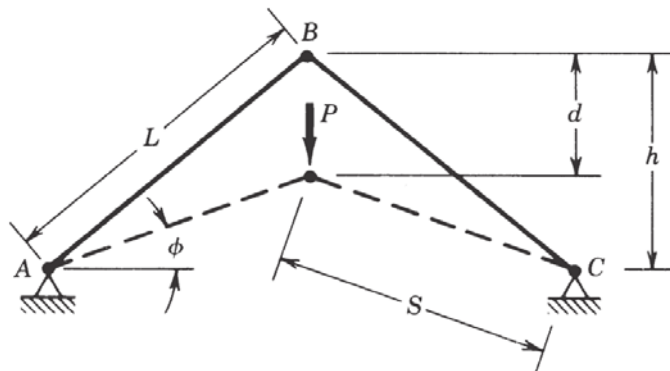
Figura 4 - Representação gráfica da instabilidade bifurcacional



Fonte: REIS e CAMOTIM (2012)

Para situação em que a estrutura passa abruptamente para uma nova posição ao alcançar um determinado nível de carga a Figura 5 apresenta o sistema com a aplicação de uma carga, onde o deslocamento ocorre instantaneamente quando o sistema alcança a carga limite. Este tipo de problema é caracterizado pelo comportamento de equilíbrio não linear da estrutura.

Figura 5 - Limite de flambagem do sistema



Fonte: ZIEMIAN (2010)

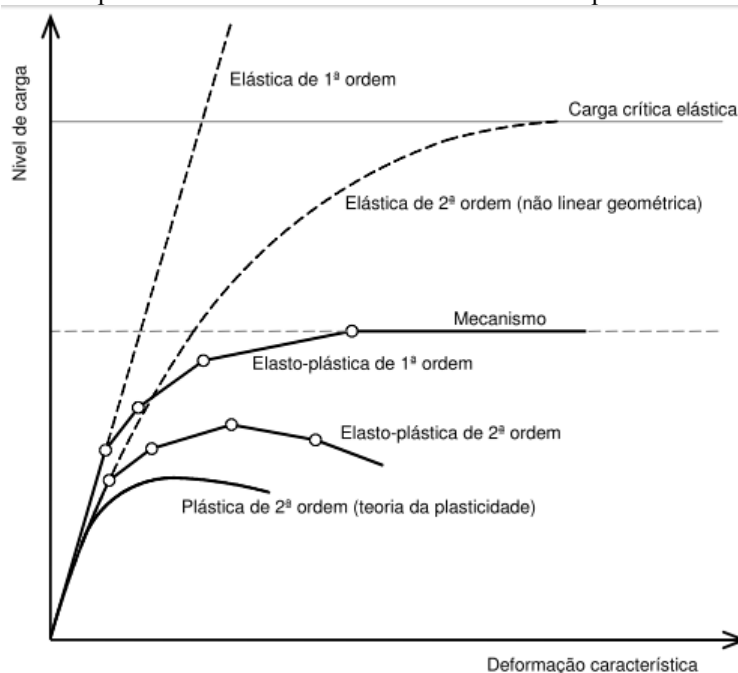
2.2. Análise estrutural

A análise estrutural tem por objetivo definir as forças e os deslocamentos desenvolvidos no sistema devido às ações atuantes. A concepção do arranjo necessário para suportar as solicitações é um dos principais estágios do projeto de estruturas de aço.

A concepção da estrutura define tanto a sensibilidade quanto a estabilidade e esta definição é em função da combinação da análise e das resistências disponíveis dos elementos envolvidos no sistema (ZIEMIAN, 2010). Vários métodos de análise estão disponíveis para utilização em estruturas de aço, conforme apresentado abaixo.

A Figura 6 ilustra os diferentes comportamentos de cada método utilizado para análise de estruturas de aço, desde métodos simplificados como o de primeira ordem elástico até métodos mais requintados e com nível de exigência de conhecimento superior, que é o caso do método de análise plástica de segunda ordem.

Figura 6 - Comportamento dos diferentes métodos de análise para estruturas de aço



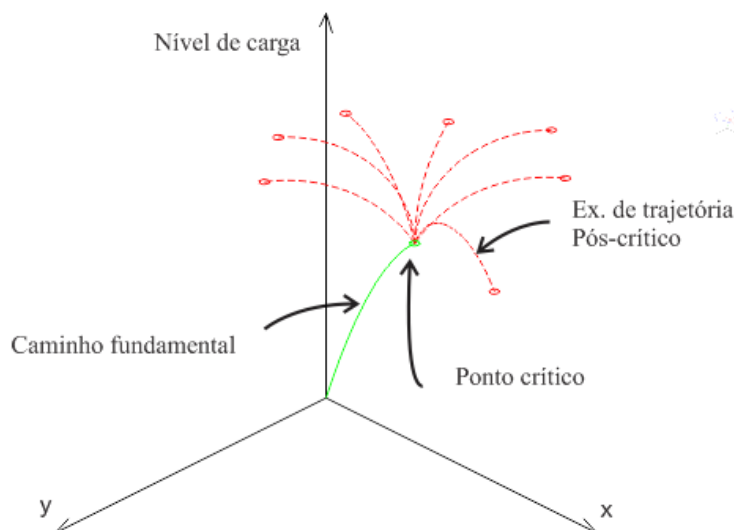
Fonte: Adaptado de REIS e CAMOTIM (2012)

Para melhor apresentação, a Figura 7 ilustra um caminho fundamental que parte do estado inicial do sistema, percorrendo um trajeto de uma função de segundo grau até um determinado ponto crítico. O ponto crítico é influenciado pela irregularidade aparente na estrutura e pelo nível de rigor da análise realizada. O ponto crítico indicado representa um dos inúmeros pontos críticos que a estrutura pode apresentar.

A trajetória após o ponto crítico (bifurcação) não tem relação direta com o caminho fundamental, assim, vários caminhos estão representados, entre vários outros que podem

ocorrer até a completa ruína da estrutura, que ultrapassou o ponto de bifurcação e passa para um estado de instabilidade sem retorno (sem consideração do comportamento plástico), que pode ser estável ou instável.

Figura 7 – Representação do caminho fundamental para uma estrutura qualquer com irregularidades geométricas que não permitam definir intuitivamente o seu comportamento

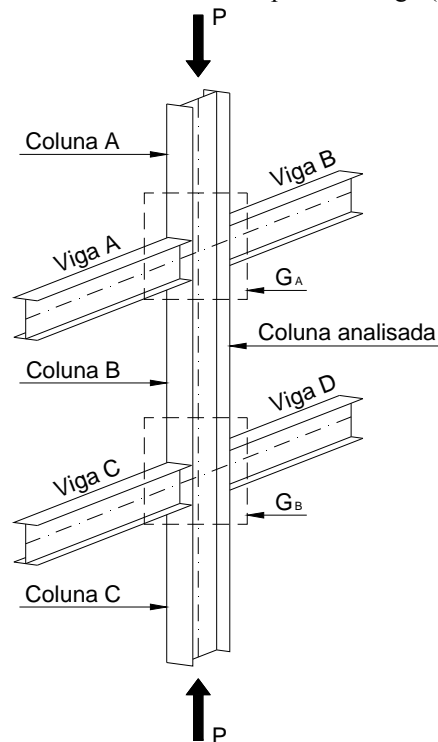


2.2.1. Comprimento efetivo de flambagem (K)

A consideração do comprimento de flambagem de elementos isolados é definida pela consideração do fator K , que relaciona as condições dos vínculos das extremidades do elemento para amplificar ou não o comprimento de flambagem do elemento, logo a resistência de cálculo do elemento é diretamente influenciada por este fator.

O método do fator K , para determinação do comprimento efetivo de flambagem, foi apresentado por Kavanagh (1962) onde o mesmo foi definido através do estudo de estruturas indeslocáveis e estruturas deslocáveis através de uma subestrutura, onde a rigidez relativa de cada elemento é considerada através de equações de iteração, onde a força resistente da coluna pode ser definida em relação à bifurcação do equilíbrio. O modelo estudado por Kavanagh (1962) pode ser visualizado na Figura 8.

Figura 8 - Estrutura estudada por Kavanagh (1962)



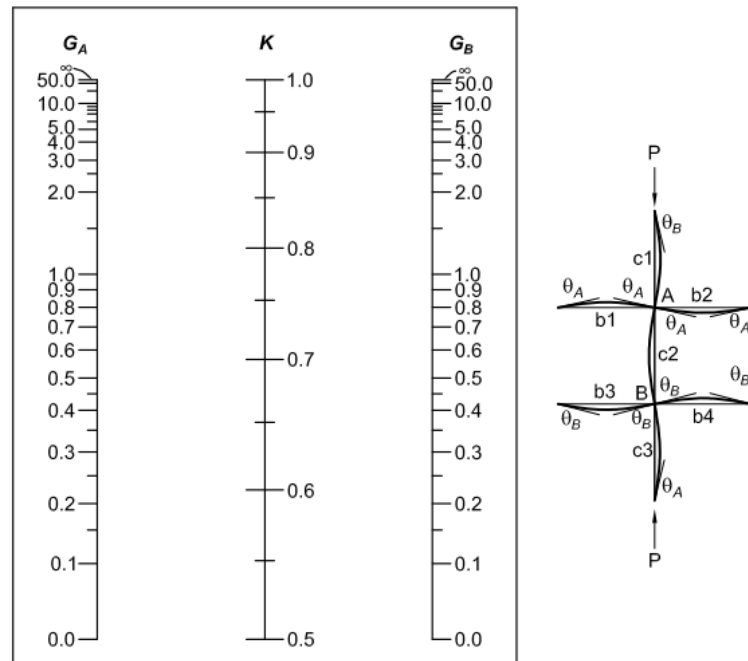
Fonte: Adaptado de YURA (1971)

Para cada respectiva combinação de rigidez entre os elementos envolvidos, destacadas na Figura 8 as regiões G_A e G_B , respectivamente para a intersecção superior e inferior entre as colunas e vigas. Estes fatores de rigidez G_A e G_B levam em consideração os elementos envolvidos, seus comprimentos e características dos vínculos das extremidades. Com os valores de rigidez G_A e G_B é possível determinar os valores do fator K , que multiplicado pelo comprimento real do elemento, define o comprimento efetivo de flambagem e a respectiva resistência à compressão do elemento. Para valores de K de uma estrutura indeslocável o nomograma de referência para escolha do fator K é apresentado na Figura 9.

O nomograma para determinação do fator do comprimento efetivo de flambagem K é definido com o uso da Equação 1, sendo esta uma equação geral que considera os fatores de rigidez G_A e G_B das intersecções entre vigas e colunas.

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} - 1 = 0 \quad (1)$$

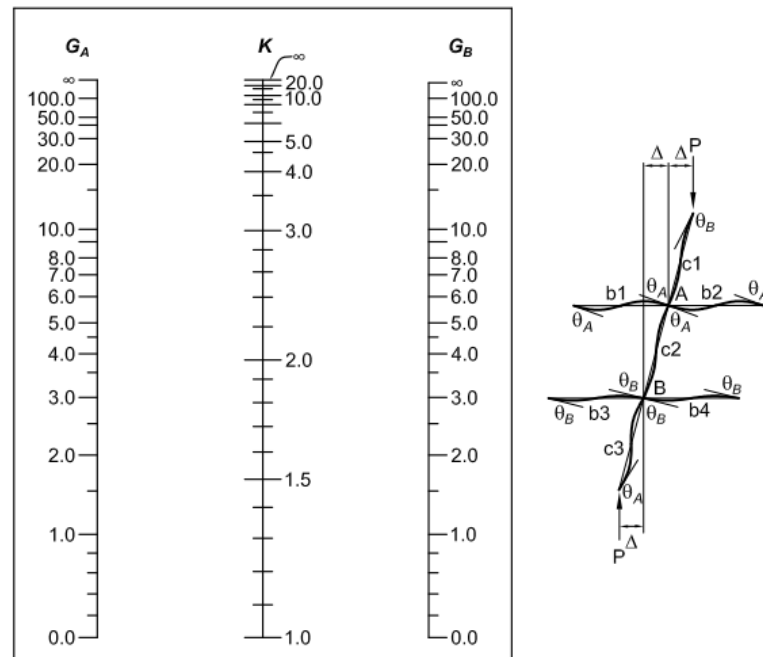
Figura 9 – Nomograma e subestrutura indeslocável para definição do fator de flambagem K



Fonte: AISC (2010)

A Figura 10 ilustra o nomograma para determinação do fator K em estruturas deslocáveis. A Equação 2 representa a consideração de interação entre a rigidez dos elementos envolvidos na análise plana e determinação dos fatores de rigidez G_A e G_B .

Figura 10 - Nomograma e subestrutura deslocável para definição do fator de flambagem K



Fonte: AISC (2010)

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/k)} = 0 \quad (2)$$

O cálculo das resistências de elementos submetidos a solicitações de compressão com o comprimento efetivo de flambagem fator K, foi inicialmente adotado pela norma americana (AISC) no ano de 1963. Porém, o método só é válido se nove condições forem atendidas:

- a) Análise em regime elástico;
- b) Todos os elementos devem ter seção constante;
- c) Todas as conexões devem ser rígidas;
- d) Nas estruturas indeslocáveis, as rotações nas extremidades opostas das vigas rigidamente conectadas são iguais em intensidade, produzindo curvatura de flambagem simples;
- e) Nas estruturas deslocáveis, as rotações nas extremidades opostas das vigas rigidamente conectadas são iguais em intensidade, produzindo curvatura reversa de flambagem;
- f) O parâmetro de rigidez de todos os pilares deve ser idêntico;
- g) A rigidez do nó é distribuída para os pilares imediatamente acima e abaixo do mesmo, na proporção do parâmetro EI/L desses dois pilares;
- h) Todas as colunas atingem a carga crítica de flambagem no mesmo instante;
- i) Vigas com insignificante força normal.

Estas restrições inviabilizam a utilização do método, além disso, para o sistema de estrutura deslocável, quando os vínculos das extremidades das vigas não oferecem restrição a rotação, o fator deve ser multiplicado 0,5.

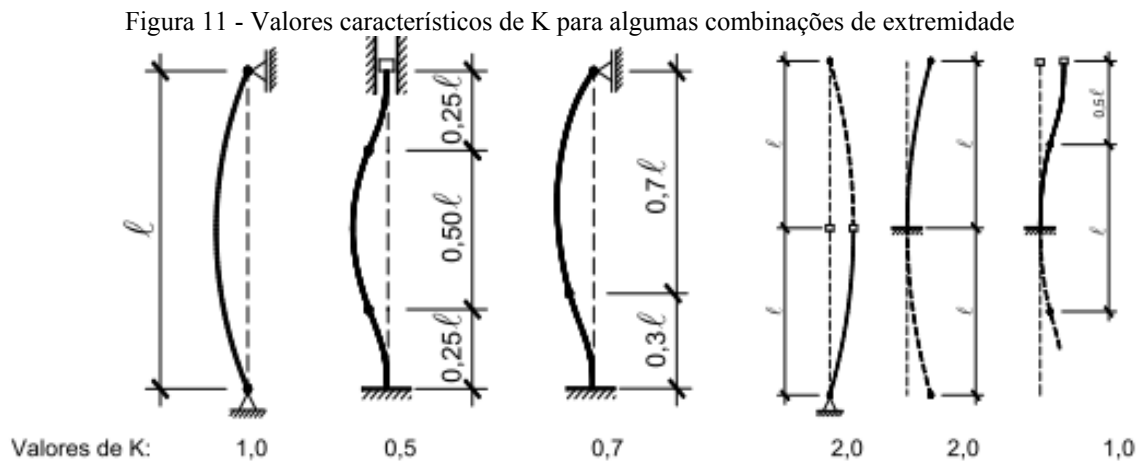
AISC (1963) apresenta pela primeira vez as equações reformuladas com o fator de flambagem K, com o objetivo de minimizar os impactos gerados pela consideração com coeficiente no ano de 1961. Com 6 (seis) tipos seis tipos de combinações das vinculações de extremidades de colunas isoladas no plano consideradas foram assim definidos os fatores correspondentes para cada caso, com ilustração em nomogramas similares aos apresentados nas Figuras 7 e 8. Desta forma, considera o fator K igual a 1,0 para elementos envolvidos em sistemas de treliças, desde que esses apresentem convergência nodal.

Girgin et al., (2006), apresenta vários exemplos estudados com o método do comprimento de flambagem e utiliza o nomograma resultante da flambagem do modelo teórico no plano apresentado nas Figuras 9 e 10, onde o método apresenta divergências ora a favor da segurança ora contra a segurança da estabilidade da estrutura. A proposição do método de

análise baseado em conceito energético com cargas horizontais fictícias que representem a deformação do primeiro modo de flambagem gerou uma redução do erro de 3 % comparado a métodos numéricos exatos, aproxima-se, assim, das tolerâncias admissíveis consideradas nas normas de estruturas de aço.

O coeficiente que representa o comprimento efetivo de flambagem (K) tem o objetivo principal de transformar o comprimento real da coluna em um comprimento de referência. O comprimento de referência de flambagem é a curva característica para um elemento comprimido com plena capacidade de giro nas extremidades.

A Figura 11 apresenta a convenção para determinação do comprimento de flambagem de colunas em diversas condições de contorno.



Fonte: Adaptado de AISC (2010)

A Equação 3 apresenta a equação de Euler, baseada em um comprimento de flambagem completo, entre duas vinculações sem restrição à rotação nas extremidades.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3)$$

A Equação 4 é apresentada com a inclusão do fator K, para utilização em elementos isolados, projetando a curva completa de flambagem de um elemento entre dois vínculos sem restrição a rotação.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (4)$$

2.2.2. Análise de primeira ordem

Admite-se, em análise de primeira ordem, um comportamento linear do material e da geometria do sistema estrutural, mantendo-se a proporcionalidade entre solicitação e deformação, sem a atualização da geometria deformada (ÁLVAREZ et al., 2005).

A lei de Hook, que relaciona as tensões e deformações em cada ponto da estrutura linear, caracteriza corpo elástico como aquele que retorna a seu estado inicial quando cessadas as solicitações externas. Estes problemas de elasticidade linear, conhecidos como análise de primeira ordem, utilizam usualmente as equações de equilíbrio, as equações de compatibilidade e as equações constitutivas, que relacionam, respectivamente, solicitações e esforços internos, deslocamentos e deformações e, tensões com deformações.

As equações foram elaboradas com a estrutura na sua forma indeformada, não considerando distorções ou não linearidade de elementos e material. Este conjunto de equações proporciona o conhecimento dos deslocamentos nodais, possibilita a definição das solicitações nas extremidades das barras, resultados estes da análise de primeira ordem.

2.2.3. Análise de segunda ordem elástica

A análise de segunda ordem diferencia-se da análise de primeira ordem pela consideração das deformações da estrutura devido aos carregamentos gravitacionais para definição das respostas de esforços e deslocamentos devidos à flexão, cisalhamento e esforços normais. Esta iteração é realizada com a atualização da matriz de rigidez, com a utilização dos deslocamentos sofridos pela estrutura até que as formulações das relações cinemáticas e de equilíbrio não tenham incremento entre uma interação e outra. (LOPES et al., 2005).

No momento em que a estrutura de um edifício é solicitada por ações gravitacionais, toda e qualquer estrutura apresenta uma determinada deformação, sendo esta deformação atualizada e considerada nas equações de equilíbrio. O resultado determinado é classificado como uma análise de segunda ordem ou simplesmente P-delta. Os efeitos de segunda ordem são influenciados pelas curvaturas apresentadas pelos elementos estruturais, definidos como

efeitos p- δ . Algumas aproximações deste método foram verificadas durante o passar do tempo nas bibliografias vinculadas ao meio (GESCHWINDNER, 2002).

Analiticamente, o comportamento de segunda ordem no modelo de cálculo é simulado com a adição de parcelas que incrementam os deslocamentos ou momentos fletores para aproximar os resultados do modelo ao comportamento real da estrutura em serviço. Para uma coluna engastada e livre, o momento máximo para a análise de primeira e de segunda ordem elástica podem ser definidos pelas Equações 5 e 6, respectivamente. Para o deslocamento, as Equações 7 e 8, apresentam respectivamente o deslocamento máximo para a coluna em análise de primeira e segunda ordem elástica.

$$M_{m\acute{a}x} = HL \quad (5)$$

$$M_{m\acute{a}x} = HL \left(\frac{\tan\left(\sqrt{\frac{PL^2}{EI}}\right)}{\sqrt{\frac{PL^2}{EI}}} \right) \quad (6)$$

$$y_0 = \frac{HL^3}{3EI} \quad (7)$$

$$y_0 = \frac{HL^3}{3EI} \left(\frac{3 \left(\tan\left(\sqrt{\frac{PL^2}{EI}}\right) - \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \right)}{\left(\sqrt{\frac{PL^2}{EI}}\right)^3} \right) \quad (8)$$

Onde,

H é a ação horizontal;

L é o comprimento da coluna;

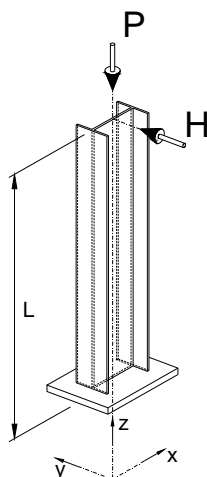
P é a ação vertical normal ao eixo do elemento;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I é a inércia referente à seção transversal.

No caso ilustrado na Figura 12, a inércia adotada é em torno do eixo y , maior inércia do perfil.

Figura 12 - Considerações para definição dos momentos e deslocamentos em análise de segunda ordem



Cosgun e Sayn (2014) apresentam programação numérica para a consideração das imperfeições geométricas e de material nas análises de segunda ordem, onde os modelos analisados são simples modelos com pequenas imperfeições geométricas.

O estudo da influência na resistência de colunas na menor inércia devido à existência mútua de esforço axial de compressão e momento fletor em regime inelástico é apresentado por Zubyan (2011) com formulação com resultados próximos do comportamento real mais simples e menos conservativa que da norma americana AISC 360, que apresenta análises realizadas do plano em modelo simples e não apresenta a referida análise para estruturas mais complexas e no espaço.

2.2.4. Análise de flambagem linear elástica

O resultado de uma análise de flambagem elástica consiste na determinação de uma carga crítica, ou carga de flambagem, que delimita a transição do modo estável para o primeiro modo de instabilidade. Esta carga de flambagem é definida através de considerações de equilíbrio com a configuração indeformada da estrutura. A carga crítica pode ser definida em função da ocorrência de uma instabilidade local ou de toda a estrutura, com equações de autovalores determinados a partir das equações de equilíbrio. A análise de flambagem linear elástica pode proporcionar a carga crítica de instabilidade, porém estes resultados não são válidos para verificações de deslocamentos da estrutura (GALAMBOS e SUROVEK, 2008).

Para a determinação das cargas críticas de flambagem, diversos métodos são conhecidos entre estes os listados abaixo:

- a) Método das equações diferenciais;
- b) Método da energia;
- c) Método do gradiente de deformação modificado;
- d) Método direto;
- e) Método dos elementos finitos.

Um dos métodos mais conhecidos e apresentados nos trabalhos deste método para determinação da carga crítica de flambagem é o método dos elementos finitos, que trata a estrutura subdividindo os elementos, os coeficientes destas funções polinomiais são determinados através dos deslocamentos respectivos nós. O deslocamento resultante da estrutura é definido pelo somatório dos deslocamentos individuais de cada elemento. O incremento na energia potencial será estagnado quando os respectivos deslocamentos cessarem. Assim, para determinação da carga crítica de flambagem, a função de autovalor é apresentada na Equação 9, que relaciona a matriz de rigidez e a matriz geométrica da estrutura (MAHFOUZ, 1999).

$$\lambda_{cri}[K_{CG}] = [K_{CE}] \quad (9)$$

Onde,

λ_{cri} é a carga crítica de flambagem;

K_{CE} é a matriz de rigidez elástica;

K_{CG} é a matriz geométrica;

Os problemas de autovalores são caracterizados pela definição dos modos de deformação da estrutura. Com a solução do problema, é definido o coeficiente associado à capacidade resistente da estrutura de resistir às solicitações de compressão. Para cada modo de flambagem um coeficiente associado é definido, caracterizado o limite crítico de flambagem de cada modo.

Trabalhos como o de Thai e Kim (2011), apresentam formulação para elemento com comportamento inelástico para colunas em estruturas analisadas em três dimensões com comparações inclusive com análises da literatura realizadas no SAP2000 e ABAQUS. São apresentados resultados semelhantes para a análise de flambagem inelástica com os respectivos fatores de carga, todavia não levam em consideração os efeitos de segunda ordem atuantes na estrutura.

2.2.5. Métodos avançados de análise

Yuan (2004) apresenta um estudo sobre métodos avançados de análise, observando diversos métodos utilizados para estruturas no plano para estruturas compostas por elementos com seções não compactas e para estruturas tridimensionais formadas por elementos tubulares. As abordagens feitas nas normas para métodos de análise elástica combinam a capacidade independente de flambagem dos elementos, porém é ineficiente a consideração isolada feita para análise de segunda ordem inelástica. Diversas limitações ainda dificultam a disseminação em meio técnico dos métodos avançados porque, potencialmente, estes métodos são complexos e não apresentam concepção prática e, além disso, não são capazes de considerar os modos de flambagem torsional, o qual é um dos mais críticos em estruturas esbeltas.

Embora a grande maioria de normas sobre estruturas de aço prescrevam o uso de análise de segunda ordem, a verificação é feita isoladamente à cada elemento e a verificação da resistência total da estrutura não é feita. Os métodos de análise avançados apresentam abordagens para que a consideração desta verificação global seja realizada, porém com a falta de subsídios completos para o emprego em estruturas de grande porte. A disponibilidade de recursos e estudos possibilita a utilização de métodos mais robustos de análise, leva-se nestes, o comportamento inelástico de segunda ordem da estrutura (método avançado) e define diretamente a resistência global da estrutura. Além deste método, todo método que represente coerentemente o comportamento global e direto da estrutura é reconhecido como métodos de análise avançados (SUROVEK, 2012).

O uso de coeficientes de estabilidade para determinação dos efeitos de segunda ordem (P- Δ) é apresentado por Black (2011). Em um primeiro estudo o coeficiente elástico de estabilidade é aplicado durante o deslocamento lateral devido a realização da análise do processo de deslocamento da estrutura. O segundo coeficiente apresentado pelo autor, é caracterizado pela análise de regressão, com domínio na análise inelástica e mantém forte relação com o período fundamental elástico e modal da estrutura. Os coeficientes permitem uma correta aproximação do comportamento real de estrutura tipo pórtico regular, simulando o efeito P- Δ com precisão. O uso destes coeficientes facilita a análise, pois substituem as considerações necessárias na análise para o módulo de elasticidade e resistência do material, todavia, estes coeficientes são específicos para modelos regulares apórtico em regime elástico.

Lavall et al., (2013) apresentam um estudo sobre o pórtico de Vogel (1987) através de um método avançado de análise avaliando simultaneamente a resistência e a estabilidade da estrutura com as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008), princípio básico considerado em métodos avançados de análise, dispensando verificações isoladas dos elementos. O trabalho limita-se ao estudo do pórtico de Vogel (1987) no plano, o qual implementa os atributos não lineares na análise e dimensionamento.

2.3. Prescrições normatizadas para análise estrutural de segunda ordem

As normas técnicas de análise e dimensionamento, no que diz respeito aos métodos de análise apresentam diferentes métodos e considerações. Abaixo seguem as considerações em normas empregadas em projetos de estruturas de aço. Especificamente, os requisitos para a norma brasileira de estruturas de aço e mista de aço e concreto ABNT NBR 8800 (2008), que inclui a verificação de segunda ordem como obrigatória, e a norma americana AISC 360 (2010). Também foi apresentada as considerações da norma europeia EN1993-1.

2.3.1. NORMA BRASILEIRA ABNT NBR8800

Na sua versão de 2008 ocorreu a inclusão explícita das considerações da análise de segunda ordem, que na versão anterior do ano de 1986 encontrava-se em um anexo. Este tópico retrata as observações disponíveis na norma no que diz respeito às considerações que devem ser realizadas para análise dos efeitos de segunda ordem.

A consideração dos efeitos de segunda ordem é realizada com avaliação da relação entre a análise de primeira e de segunda ordem em resultado da estrutura com imperfeição inicial. Esta relação possibilita a classificação entre estruturas de pequena, média e grande deslocabilidade com as particularidades respectivas apresentadas a seguir. Os deslocamentos horizontais nos nós, decorrentes dos efeitos de segunda ordem são tratados como efeitos globais e os decorrentes da curva devido à flexão das barras são denominados efeitos locais.

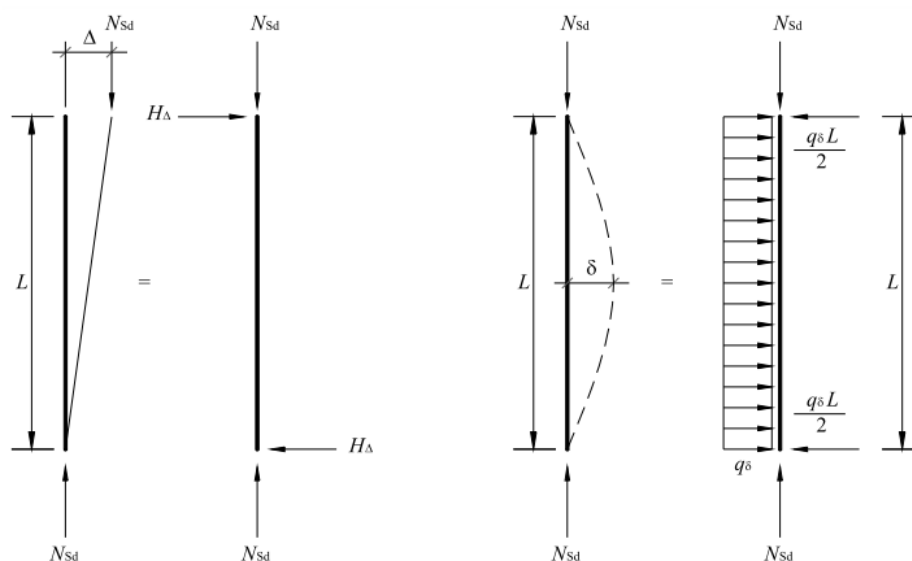
Considerando a relação entre os valores dos deslocamentos nodais devidos à análise de segunda ordem e os deslocamentos nodais devido à análise de primeira ordem, classificam-se três tipos de estrutura quanto à sensibilidade ao deslocamento horizontal:

- a) Estrutura de pequena deslocabilidade quando, em todos os andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtida pela análise de segunda ordem e aquele obtido na análise linear, em todas as combinações últimas de ações for igual ou inferior a 1,1;
- b) Estrutura de média deslocabilidade quando a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise linear, em todas as combinações últimas de ações for superior a 1,1 e inferior ou igual a 1,4;
- c) Quando a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise linear, em todas as combinações últimas de ações for superior a 1,4, a estrutura é classificada como de grande deslocabilidade.

A norma ABNT NBR 8800 (2008) prescreve o uso, para obtenção dos deslocamentos citados, das combinações últimas das ações estipuladas na norma ABNT NBR 8681 (2003), fatoradas respectivamente devido sua origem. Sendo possível a verificação apenas com a combinação em que a estrutura encontrar-se em situação desfavorável.

As imperfeições geométricas iniciais globais consideradas são na ordem de $h/333$ entre os andares (h é a distância entre andares, comprimento destravado do elemento). Admite-se que estes efeitos sejam representados por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada carga fictícia (*notional load*), definida por 0,3 % do valor das cargas gravitacionais respectivamente fatoradas, aplicadas em todos os pilares e elementos resistentes a solicitações gravitacionais. A Figura 13 ilustra respectivamente, da esquerda para a direita, a imperfeição equivalente global de $H/500$ e imperfeição equivalente local de $H/1000$. O resultado da consideração das imperfeições globais é a relação $H/333$ no nível de cada andar.

Figura 13 – Efeitos de segunda ordem em coluna comprimida (P- Δ e P- δ)



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Com a consideração das cargas fictícias (*notional loads*), deve-se classificar a estrutura quanto à sensibilidade de deslocamento horizontal. Assim, para estruturas de pequena deslocabilidade é possível utilizar análise linear de primeira ordem, para estruturas de média deslocabilidade, deve-se levar em consideração as imperfeições iniciais ou sua simplificação e reduzir a rigidez à flexão e a rigidez das barras, considerando 80 % dos valores originais do módulo de elasticidade. Para estruturas de grande deslocabilidade, uma rigorosa análise é necessária.

Além das considerações dos efeitos de segunda ordem e as imperfeições geométricas com a aplicação de cargas fictícias, a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) aceita o método da amplificação dos esforços solicitantes, podendo ser utilizado desde que para estruturas de média deslocabilidade se considere a redução do módulo de rigidez.

2.3.2. NORMA AMERICANA AISC 360

A norma americana em vigor apresenta o método direto de análise (DM) como prioritário. Além deste, apresenta os métodos de comprimento efetivo de flambagem e o método de primeira ordem, estes com restrições que serão apresentadas. Os métodos apresentados devem respeitar requisitos e considerações gerais, referentes à estabilidade da estrutura e alguns específicos, listados posteriormente para cada caso.

Requisitos mínimos necessários para definição da estabilidade:

- a) Deformações devido a flexão, esforços cortantes e esforços normais devem ser consideradas na análise, assim como todas as deformações que contribuam para os deslocamentos do sistema estrutural;
- b) Os efeitos globais e locais de segunda ordem (P- Δ e P- δ , respectivamente);
- c) Imperfeições geométricas;
- d) Redução na rigidez devido à inelasticidade;
- e) Incertezas na rigidez e resistência.

O DM é um dos mais modernos métodos de análise de estruturas de aço. Este método elimina a necessidade de determinação do comprimento efetivo de flambagem de elementos comprimidos, possibilita a utilização do fator $K=1,0$ para todos os elementos de todos os tipos de estruturas, como pórticos, treliças, vigas, entre outros. Não exigindo a necessidade da verificação da estrutura com as imperfeições devido a desaprumo ou as cargas fictícias equivalentes (ERÖZ et al., 2008).

O método DM consiste basicamente na definição dos esforços atuantes em cada barra e dos respectivos deslocamentos, para, na sequência com a consideração do módulo de elasticidade com 80 % da sua magnitude e a realização de análise de primeira e segunda ordem com P- Δ e P- δ para definição da sensibilidade da estrutura.

A consideração de todas as cargas gravitacionais deve ser rigorosamente atendida, assim como a inclusão de todos os elementos que contribuam para a estabilidade e que sofrem solicitações devido aos carregamentos gravitacionais.

As imperfeições geométricas iniciais da estrutura podem ser consideradas com a utilização de um modelo deformado, com o máximo desvio horizontal para cada elemento ($H/500$) ou com o uso de cargas fictícias para excitar a estrutura e simular o comportamento devido à sensibilidade a deslocamentos laterais da estrutura.

As cargas fictícias representam a parcela correspondente à imperfeição geométrica global equivalente, aqui descrita como cargas fictícias que são parcelas das ações gravitacionais aplicadas na horizontal. A Equação 10 apresenta como determinar.

$$N_i = 0,002\alpha Y_i \quad (10)$$

Onde,

α é o fator de ponderação para a combinação considerando os estados limites últimos;

Y_i é a ação gravitacional no andar i correspondente;

A consideração das cargas fictícias é feita nas combinações últimas das cargas gravitacionais, onde a sensibilidade da estrutura pode ser verificada através da relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem pelo deslocamento da análise de primeira ordem, com limite para esta relação de 1,7.

A redução do módulo de elasticidade para rigidez axial deve ser feita em todos os elementos que representam influência na estabilidade da estrutura, sendo que usualmente aconselha-se utilizar o módulo reduzido em todos os elementos da estrutura, mesmo que estes não contribuam para a estabilidade, evitam-se assim resultados artificiais indesejados. Rigidez axial com o fator de redução caracteriza a análise direta, apresentada na Equação 11.

$$EA^* = 0,8EA \quad (11)$$

Onde,

EA^* é a representação da rigidez axial reduzida;

EI é o fator representante da rigidez axial plena.

Além do fator de redução do módulo de rigidez axial, um fator extra (τ_b) é considerado para elementos com combinações de esforços de compressão e flexão. O fator τ_b é definido em função da relação entre o esforço axial compressivo solicitante (Pr) e o esforço de compressão axial resistente (Py). A Equação 12 apresenta a aplicação do fator τ_b .

$$EI^* = 0,8\tau_b EI \quad (12)$$

Onde,

EI^* é a representação da rigidez a flexão reduzida;

I é o momento de inércia em relação ao eixo de flexão;

τ_b é o fator de redução definido como 1,0 quando $Pr/Py \leq 0,5$ e definido pela equação $4(Pr/Py)[1 - (Pr/Py)]$ quando $Pr/Py > 0,5$.

Adicionalmente, caso o responsável julgar a definição do fator τ_b como um limitante ou influente no tempo necessário para realização da tarefa, pode acrescentar diretamente na carga fictícia o valor de $0,001Y_i$ e assumir o resultado como satisfatório para verificação da sensibilidade da estrutura.

Quando todas as considerações apresentadas forem atendidas, o comprimento de flambagem K pode ser considerado unitário para todas as barras, ou reduzido devido ao emprego em que o elemento se encontra para todas as tipologias de estruturas.

2.3.3. NORMA EUROPEIA EN 1993-1

A norma europeia apresenta além da forma relativa contemplada pelas normas NBR 8800 e AISC 360 uma maneira prática e de certa forma rápida devido aos recursos disponíveis para emprego em projetos.

A sensibilidade da estrutura é verificada através da análise de flambagem elástica que resulta no fator associado à carga crítica de flambagem elástica. Este conceito é apresentado na norma EN1993-1-1:2005, com as relações para análise elástica e plástica, como esse trabalho aborda análise no regime elástico, o fator associado para classificação quanto à sensibilidade da estrutura é apresentado na inequação 13.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 10 \quad (13)$$

Onde,

α_{cr} é o fator que representa a capacidade da estrutura devido as ações consideradas em projeto;

F_{cr} é o somatório das ações de projeto aplicadas na estrutura;

F_{ed} é a carga elástica de flambagem para instabilidade global baseada na rigidez inicial da estrutura não carregada.

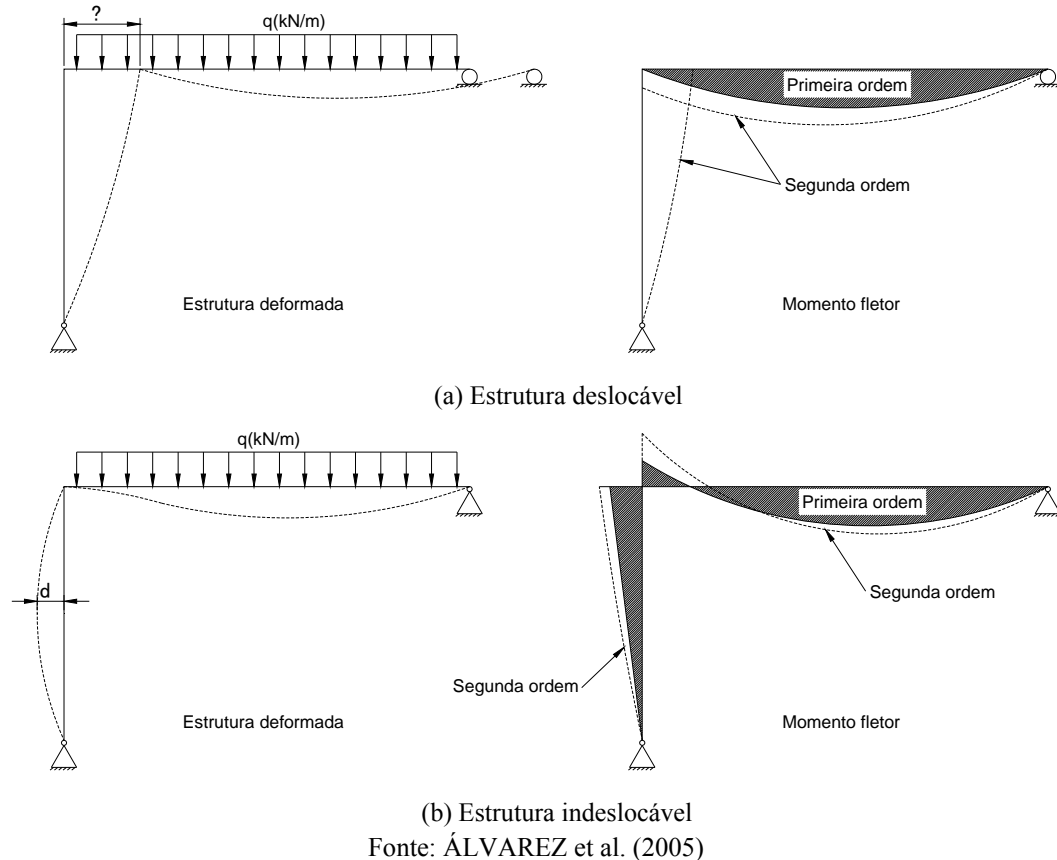
2.4. Efeitos de segunda ordem na análise elástica

Yuan (2004), além da investigação e desenvolvimento de método de análise avançado, apresenta os resultados do estudo sobre os efeitos das imperfeições geométricas nos esforços das estruturas, sendo de grande importância a consideração destes efeitos devido à grande influência nos níveis de resistência da estrutura. A consideração crítica para determinação das imperfeições geométricas é a consideração dos deslocamentos máximos permitidos para verificação do prumo das colunas.

Ziemian (2010) apresenta em uma estrutura plana a influência da consideração da análise de segunda ordem nas estruturas. Apresenta não somente o aumento dos deslocamentos mas também a influência nos esforços solicitantes de cálculo. A Figura 14 ilustra a influência nos deslocamentos e nos esforços solicitantes quando considerada análise de segunda ordem

elástica em uma estrutura no plano, onde a diferença entre estruturas deslocáveis e indeslocáveis pode ser percebida.

Figura 14 – Efeitos de segunda ordem em estruturas planas



Os principais pontos críticos para a estrutura que caracterizam a investigação dos efeitos de segunda ordem podem ser listados:

- Momentos fletores alterados nas vigas, conexões e colunas;
- A amplificação dos momentos fletores não é uniforme, podendo ocorrer redistribuição e maior sollicitação em pontos críticos da estrutura;
- O efeito de segunda ordem gera influência nos efeitos locais dos elementos ($P-\delta$), assim este deve ser observado criteriosamente para que não provoque redução indesejada na resistência do elemento;
- Os efeitos gerados pelas ações gravitacionais e os efeitos gerados pelas cargas fictícias não podem ser considerados por meio de superposição, pois o comportamento não é linear.

2.5. Análise de segunda ordem em edifícios irregulares

Kim et al., (2001) apresentam uma metodologia avançada para análise e dimensionamento de estrutura com o uso de modelos tridimensionais, não implementada em programas computacionais comerciais e não consideram o coeficiente do comprimento efetivo de flambagem pelas incertezas inerentes na determinação deste. Os modelos apresentados são característicos edifícios de múltiplos andares, com diafragmas rígidos nos pavimentos.

Kim e Choi (2005) tratam do incremento nos modelos devido aos efeitos de segunda ordem causado por cargas gravitacionais em estruturas deslocáveis ou de nós móveis, o incremento do momento fletor solicitante é proveniente da aplicação da ação gravitacional na estrutura deformada. Porém, o método para determinação dos incrementos nos momentos fletores causados pela não linearidade geométrica é com a inclusão de cargas horizontais fictícias, sem a observação dos efeitos gerados com a estrutura deformada. A consideração de formação de rótulas plásticas em elementos com solicitação distribuída lateralmente é abordada em edifícios de múltiplos andares, característicos por apresentar laje de concreto simulada em modelo estrutural com diafragma rígido.

3. METODOLOGIA

O estudo teve foco na apresentação da influência dos efeitos de segunda ordem em edifícios modelados tridimensionalmente no que diz respeito à estabilidade da estrutura e consequentemente o comportamento da distribuição dos esforços nos elementos sujeitos a estes efeitos. Os resultados são gerados no software SAP2000, ferramenta computacional utilizada em grande escala em diversos países.

3.1. Estudo do comprimento efetivo de flambagem, fator K

O cálculo da capacidade de projeto resistente de uma coluna à compressão pelo método do comprimento efetivo de flambagem segue as definições de Kavanagh (1962) e os nomogramas inseridos na norma AISC (1963). Para cálculo da capacidade resistente da coluna é admitido que os efeitos de segunda ordem na estrutura podem ser desconsiderados devido ao limite definido e relacionado pela comparação entre a relação entre os deslocamentos de segunda ordem e de primeira ordem. Por se tratar de uma coluna genérica, que pode estar inserida em qualquer edificação sem efeitos de segunda ordem, não foi apresentada a verificação quanto à estabilidade global da estrutura, apenas a resistência de uma coluna com as condições de contorno de um sistema deslocável quando dimensionada com a utilização do fator K e quando as imperfeições iniciais são consideradas e fator $K=1,0$.

3.2. Análise linear de flambagem elástica de modelos da literatura

Os efeitos de segunda ordem apresentados em uma estrutura podem ser relacionados com as respostas da análise de flambagem elástica, carga crítica resistente do sistema. Foi avaliada a relação entre os efeitos de segunda ordem e os resultados da influência da análise de flambagem elástica em estruturas, com a rotina padrão de cálculo de geração de autovalores inserida no SAP2000.

Os modos de flambagem destacam graficamente os pontos críticos ou estados críticos da estrutura. Considerando ponto crítico como um elemento isolado com pequena rigidez que

apresenta pequeno fator de flambagem e um estado crítico, por exemplo, o de deslocamento lateral ou torção de todo um edifício.

Modelos da literatura foram estudados e os resultados seguem apresentados para a comparação dos resultados.

3.3. Análise de segunda ordem geométrica e do material

Para os modelos estudados e apresentados com análise linear de flambagem elástica, fez-se um estudo dos efeitos de segunda ordem, considerando a sensibilidade da estrutura para deslocamentos horizontais provocados por carregamentos verticais devidos à não linearidade do material, concomitantemente às influências da não retilineidade das estruturas em seu estado original.

Os resultados da análise de segunda ordem geométrica e do material podem ser comparados com os resultados da análise global de flambagem, gerando uma certeza e entendimento da funcionalidade de ambas.

3.4. Estudos paramétricos

Os estudos paramétricos foram realizados de acordo com os modelos apresentados na literatura e incluindo novos modelos em que se pretendeu estudar a influencia das irregularidades da geometria entre os sistemas. Parte-se de um modelo inicial onde serão executadas alterações geométricas, como a inclusão de pavimentos, remoção de vigas, carregamento assimétrico, consideração de anexos no mesmo modelo de análise, gerando uma grande gama de concepções estruturais irregulares.

As análises foram realizadas no software comercial SAP2000, com apresentação detalhada neste.

Os estudos paramétricos foram realizados de acordo com os modelos apresentados na literatura e incluindo novos modelos em que se pretende estudar a influencia da alteração geométrica entre os sistemas.

Com os resultados de cada estudo, foi possível desenvolver recomendações, observações para que a estrutura atenda aos requisitos e solicitações pela qual foi projetada e executada.

3.5. Imperfeições nos modelos de cálculo

É comum a consideração de colunas geometricamente perfeitas para simplificar a realização da análise. Considera-se neste caso uma coluna retilínea com solicitações axiais atuantes exatamente nestes eixos. Neste caso, apenas podem ocorrer deslocamentos laterais quando a carga crítica da estrutura é atingida. Caso não atinja a carga crítica, os deslocamentos são apenas axiais durante a trajetória fundamental.

Em colunas reais, a imperfeição geométrica é natural, devido aos processos construtivos e desvios de fabricação toleráveis. Estas imperfeições geométricas são tratadas nos modelos de cálculo com uma configuração de deformação inicial na estrutura. Esta configuração inicial deformada altera os esforços internos, reduzindo a estabilidade do conjunto (REIS e CAMOTIM, 2012).

As imperfeições geométricas adotadas nos modelos analisados neste trabalho foram consideradas com a inserção da geometria deformada no modelo de cálculo e também com a recomendação da utilização de cargas equivalentes horizontais para gerar os efeitos provenientes da não linearidade geométrica e de materiais, conforme instruções normativas apresentadas na revisão bibliográfica.

As imperfeições consideradas seguem duas linhas de imperfeições, a primeira considerada imperfeição global, onde é caracterizada pela diferença de coordenadas horizontais do modelo entre dois pavimentos consecutivos e a imperfeição local que foi considerada em forma de arco no sentido crítico da coluna.

4. ESTUDOS NUMÉRICOS

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises geradas nos respectivos modelos de estudo, separadamente para melhor apresentação.

4.1. Estudo do fator K

Para determinação do fator de comprimento de flambagem K para uma estrutura deslocável foi utilizado o nomograma da Figura 8, onde os fatores para determinação da rigidez de cada nó são definidos pela Equação 14, onde no denominador são inseridos os valores correspondentes a coluna e no denominador os valores das vigas.

$$G_A, G_B = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_v} \quad (14)$$

Onde,

E é o módulo de elasticidade;

I é o momento de inércia do elemento (coluna ou viga);

L é o comprimento da viga ou coluna;

A Figura 15 apresenta esquematicamente um sistema estrutural onde, em destaque, está indicada a coluna B para determinação do fator de flambagem K. Para tanto considerou-se para as vigas A, B, C e D um perfil laminado de abas paralelas W360X51,0 e para as colunas A, B e C um perfil laminado de abas paralelas HP250X85,0.

As propriedades geométricas da seção pode ser visualizadas no Quadro 1 e as dimensões correspondentes às colunas e às vigas estão indicadas na Figura 13.

Quadro 1 - Propriedades geométricas das seções

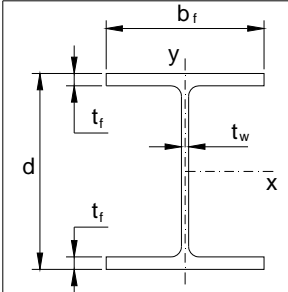
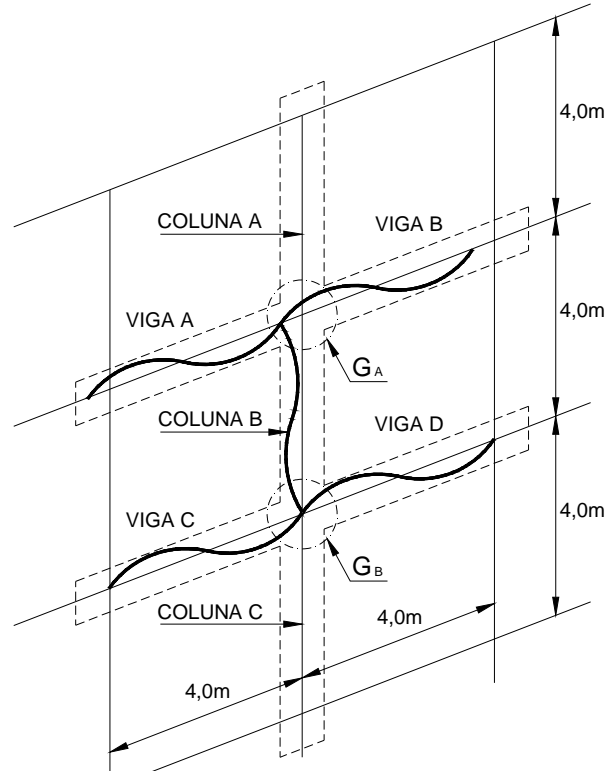
	Perfil: W360X51,0	Perfil: HP250X85,0
		
d	355mm	254mm
b _f	171mm	260mm
t _f	11,6mm	14,4mm
t _w	7,2mm	14,4mm
A	6.480mm ²	10.800mm ²
I _x	1,422x10 ⁸ mm ⁴	1,228x10 ⁸ mm ⁴
I _y	9,680x10 ⁶ mm ⁴	4,225x10 ⁷ mm ⁴

Figura 15 ilustra a coluna estudada inserida em sistema estrutural.

Figura 15 - Sistema estrutural com coluna deslocável em destaque



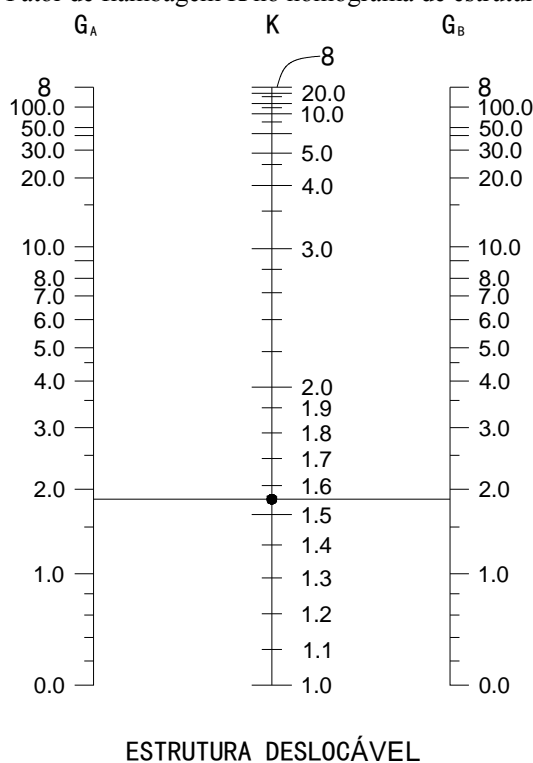
Fonte: Adaptado de GALAMBOS e SUROVEK (2008)

Assim, os fatores G_A e G_B são calculados e apresentados na Equação 15.

$$G_A = G_B = \frac{\left(\frac{1,228 \times 10^8}{400} + \frac{1,228 \times 10^8}{400}\right)}{\left(\frac{1,422 \times 10^8}{400} + \frac{1,422 \times 10^8}{400}\right) \frac{1}{2}} = 1,73 \quad (15)$$

Com a determinação dos valores de G_A e G_B , que neste caso são iguais pois as vigas tem os mesmos perfis (W360X51,0) e as colunas com os perfis HP250X85,0, foi possível definir o fator K no nomograma de estruturas deslocáveis, conforme apresentado na Figura 16, é definido como 1,54.

Figura 16 – Fator de flambagem K no nomograma de estrutura deslocável

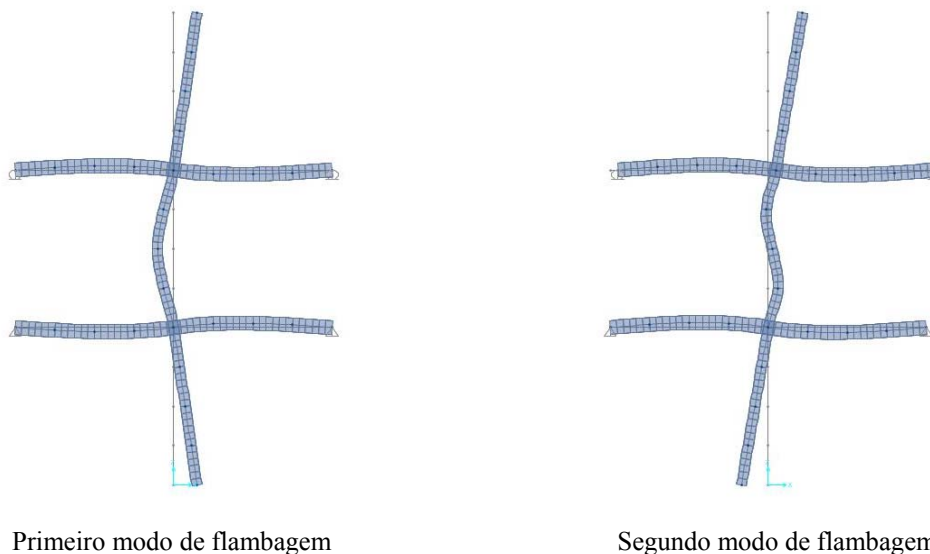


Com o valor calculado de K foi possível definir a capacidade resistente da coluna, considerada somente com carga normal de compressão. Pela norma brasileira NBR 8800 (2008), o valor resistente de cálculo da coluna HP250X85,0 com 4,0 m de comprimento é de 1.668,3 kN.

Os dois primeiros modos de flambagem ilustrados na Figura 17 não apresentam comportamento similar aos modos característicos para determinação do fator K apresentado na Figura 11.

Os elementos utilizados para análise e apresentação física dos estados de curvatura em compressão apresentados na Figura 17 foram gerados com a utilização de elementos de pórtico e a representação renderizada do software SAP2000 apresentada para melhor visualização, embora represente a discretização, esta não foi realizada, é apenas um artifício de interface gráfica do software para visualização do comportamento deformado dos modos de flambagem da estrutura.

Figura 17 - Modos de flambagem da coluna B, HP250X85,0



O fator K é válido e tem significado físico para elementos isolados, todavia, não caracteriza o comportamento de um elemento inserido em um sistema estrutural como é o caso apresentado. Assim, respeitando as verificações de sensibilidade da estrutura quanto a deslocamentos laterais, o valor de K é considerado igual a 1,0, que para a coluna B em análise resulta em uma capacidade resistente de cálculo de 2.519,5 kN, apresentando incremento da capacidade resistente de cálculo.

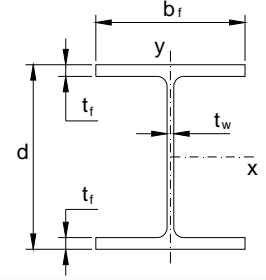
Os valores apresentados da capacidade resistente à compressão para os fatores $K=1,54$ e de $K=1,0$ são para compressão pura, não levam em consideração da resistência a momento fletor combinado.

4.2. Estudo de modelos regulares (César, 2004)

4.2.1. Geometria e solicitações

A geometria da estrutura segue o conceito adotado por César (2004), estrutura com quatro colunas e três pavimentos, adotando o perfil HE300B tanto para colunas como para vigas, todas as conexões são rígidas entre vigas e colunas, além de apresentar bases engastadas. O Quadro 2 apresenta as características geométricas e propriedades consideradas nos perfis do modelo estrutural.

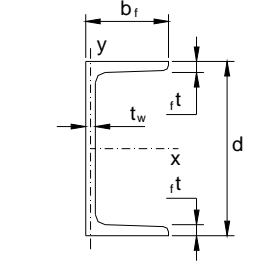
Quadro 2 - Propriedades perfil HE300B

	Perfil: HE300B
	$d = 300\text{mm}$
	$b_f = 300\text{mm}$
	$t_f = 19\text{mm}$
	$t_w = 11\text{mm}$
	$A = 14.900\text{mm}^2$
	$I_x = 2,517 \times 10^8 \text{mm}^4$
$I_y = 8,563 \times 10^7 \text{mm}^4$	

É importante salientar que César (2004) considerou o módulo de elasticidade longitudinal (E) na ordem de 210 GPa, diferente do prescrito na norma americana (AISC 360) e na norma brasileira (NBR 8800). Esta consideração gera um incremento na carga crítica de flambagem na ordem de 5 %. Porém, como este estudo inicial tem a finalidade de comparação, o módulo de elasticidade (E) será considerado com 210 GPa.

O primeiro modelo analisado é composto apenas por colunas e vigas ligando as colunas, Figura 18a. Na sequência são acrescentados contraventos verticais gradativamente, iniciando no primeiro pavimento (Figura 18b) e também nos demais pavimentos (Figuras 18c e 18d). O perfil considerando para o contraventamento é o perfil UPN80, serie europeia para perfil tipo U laminado. O Quadro 3 apresenta as características e propriedades da seção. Os elementos do contraventamento não apresentam resistência à flexão e a torção, gerando uma conexão flexível típica de contraventamentos.

Quadro 3 - Propriedades perfil UPN80

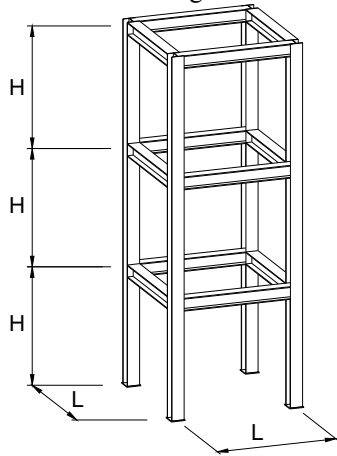
	Perfil: UPN 80
	$d = 80\text{mm}$
	$b_f = 45\text{mm}$
	$t_f = 8.0\text{mm}$
	$t_w = 6.0\text{mm}$
	$A = 1.140\text{mm}^2$
	$I_x = 1,66 \times 10^{-6} \text{mm}^4$
$I_y = 1,44 \times 10^{-5} \text{mm}^4$	

César (2004) apresenta os resultados de estruturas com diafragmas rígidos no nível de cada pavimento para representar a rigidez e conectividade entre os nós de um pavimento com laje em concreto que proporciona translações iguais nos nós conectados na laje. Geralmente os edifícios industriais não apresentam a rigidez característica de uma laje de concreto, rigidez esta que apresenta um comportamento independente em cada nó do pavimento.

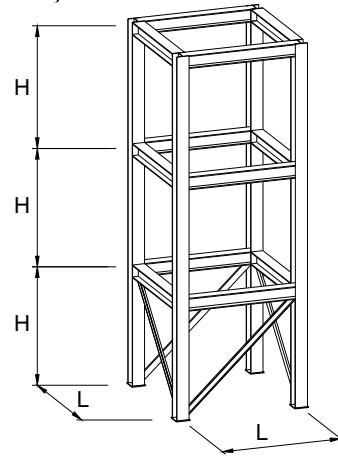
A variação da geometria da estrutura foi apresentada na altura interpavimento, nos valores de 3,0 m a 4,0 m com incremento de 0,5 m, a variação dos vãos das vigas (distância entre colunas) de 3,0 m a 8,0 m com incremento de 1,0 m a cada variação. Estas duas variações geram uma combinação de 18 modelos de cálculo. Estes modelos são repetidos para cada caso de contraventamento e consideração ou não de diafragma rígido.

Devido à disponibilidade no software SAP2000 do artifício de diafragma rígido e devido à baixa utilidade em edifícios industriais de pavimentos de concreto, optou-se pela análise dos modelos no software SAP2000 considerando o uso do artifício de diafragma rígido para comparação aos resultados ilustrados por César (2004). Posteriormente serão apresentados os resultados para as mesmas estruturas sem a consideração do artifício.

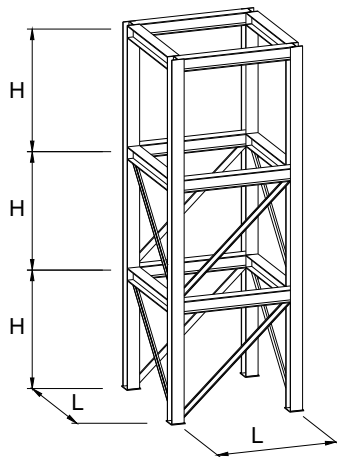
Figura 18 – Modelos regulares com 3 (três) pavimentos, com variações de contraventamento vertical



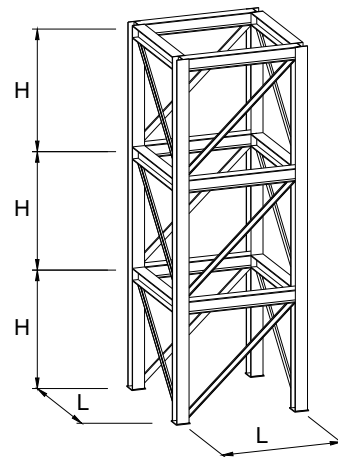
(a) Modelo sem contraventamento vertical



(b) Modelo com contraventamento no primeiro pavimento



(c) Modelo com contraventamento vertical nos dois primeiros pavimentos



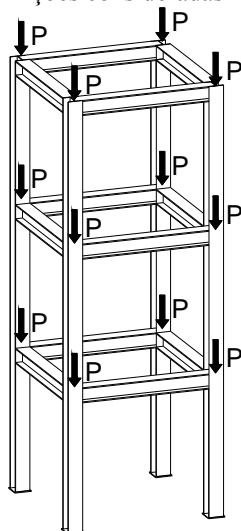
(d) Modelo com contraventamento vertical em todos os três pavimentos

Fonte: Adaptado de César (2004)

O carregamento para determinação da carga crítica global da estrutura foi realizado uniformemente em todos os nós dos pavimentos da estrutura, não considerando ações distribuídas típicas para edificações, pois o objetivo neste estudo é a determinação da carga crítica de flambagem da estrutura, sendo que a distribuição das cargas nas vigas não altera o valor da carga crítica de flambagem global da estrutura.

A Figura 19 ilustra o carregamento adotado nos modelos, onde P é a ação vertical aplicada, igual em todos os nós das colunas. As ações verticais concentradas nos nós simulam a transferência de cargas da laje para as vigas e das vigas para a coluna. Em uma análise não linear geométrica, as principais ações que provocam as instabilidades são as ações verticais, onde a inclusão dos momentos gerados pelas vigas na união com a coluna não afetam significativamente os resultados da análise, assim, a simplificação é adotada para todos os modelos.

Figura 19 - Ações consideradas nos modelos



O sistema de contraventamento considerado é simétrico, em todos os pórticos da estrutura. Esta consideração maximiza a carga crítica de flambagem, pois é diretamente associada à deformação da estrutura. Quando toda contraventada, a estrutura apresenta comportamento de estrutura com nós fixos. Assim, são de fundamental importância a correta utilização do sistema de contraventamento e a correta interpretação das respostas da estrutura frente a uma utilização não simétrica de contraventamento. Esta consideração e escolha são apresentadas por César (2004) sobre alguns questionamentos básicos, como:

- a) Onde colocar o sistema de contraventamento;
- b) Qual a melhor disposição do sistema de contraventamento vertical e horizontal;

c) De que forma é influenciado o desempenho estrutural.

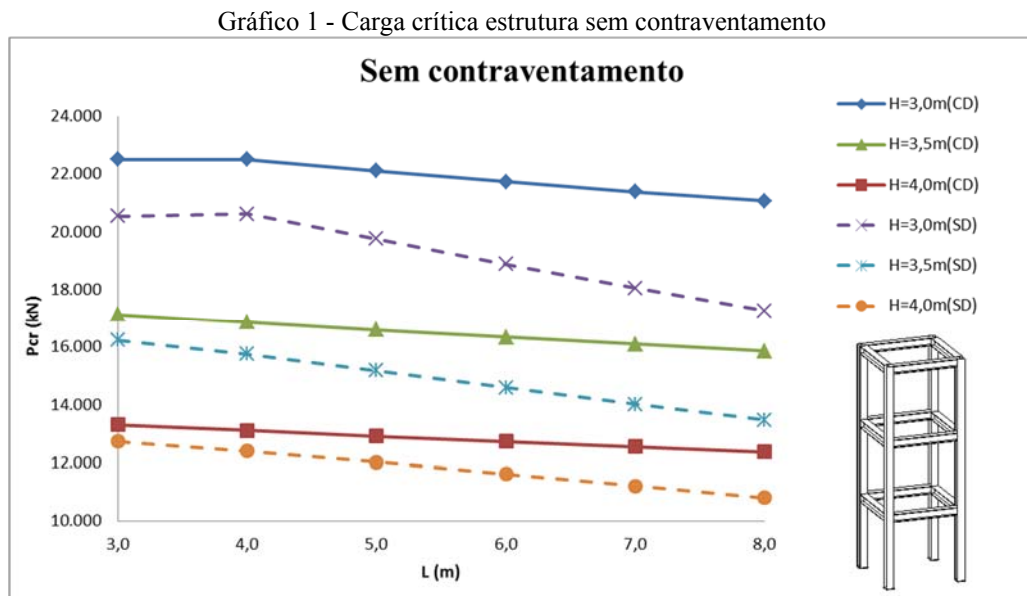
Estes questionamentos apresentados por César (2004) foram reavaliados com bases nas respostas da análise de segunda ordem para todos os casos da estrutura apresentadas, verificando a influência de contraventamentos na análise de segunda ordem em edifício de aço.

4.2.2. Análise linear de flambagem elástica

As seções utilizadas nos modelos de cálculo não necessariamente atenderam as necessidades do dimensionamento, pois este segue o padrão adotado por César (2004).

Os valores apresentados nos gráficos deste tópico representam a carga máxima da edificação, com a capacidade das quatro colunas somadas para melhor apresentação.

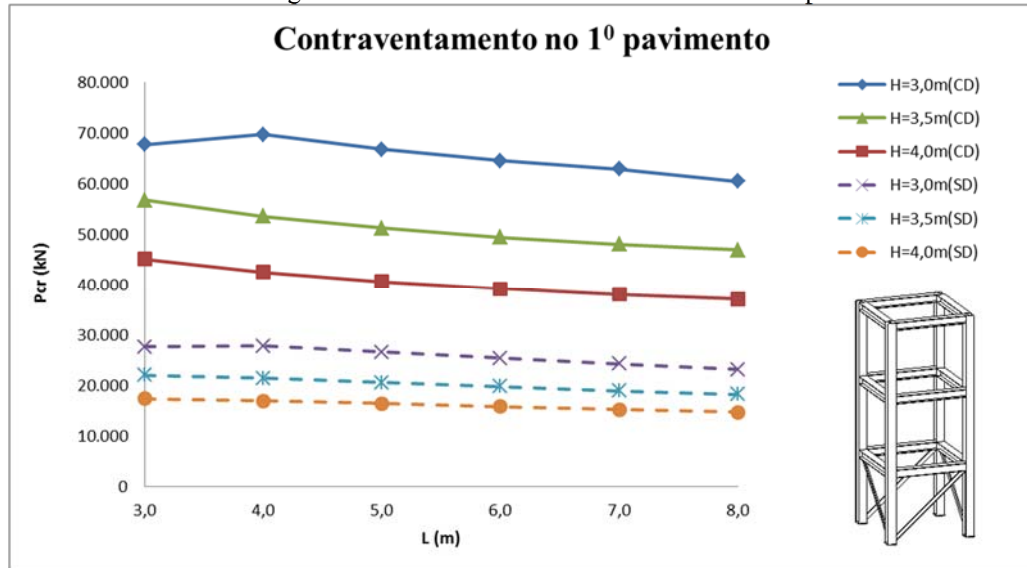
Os valores calculados e apresentados no Gráfico 1, para estrutura com diafragma rígido, são coincidentes aos resultados apresentados por César (2004). Todavia, os resultados para a estrutura analisada sem a consideração de diafragma rígido apresentam redução na capacidade resistente, pois não utiliza o artifício de diafragma rígido, como indicado pelas linhas tracejadas plotadas no Gráfico 1.



CD: estrutura com diafragma rígido em todos os pavimentos;
SD: estrutura sem diafragma rígido em todos os pavimentos;

Com a inclusão de contraventamentos no primeiro pavimento, para as mesmas variações de distância de colunas e altura interpavimentos, os resultados para análise linear de flambagem elástica são ilustrados no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Carga crítica estrutura com contraventamento no 1º pavimento



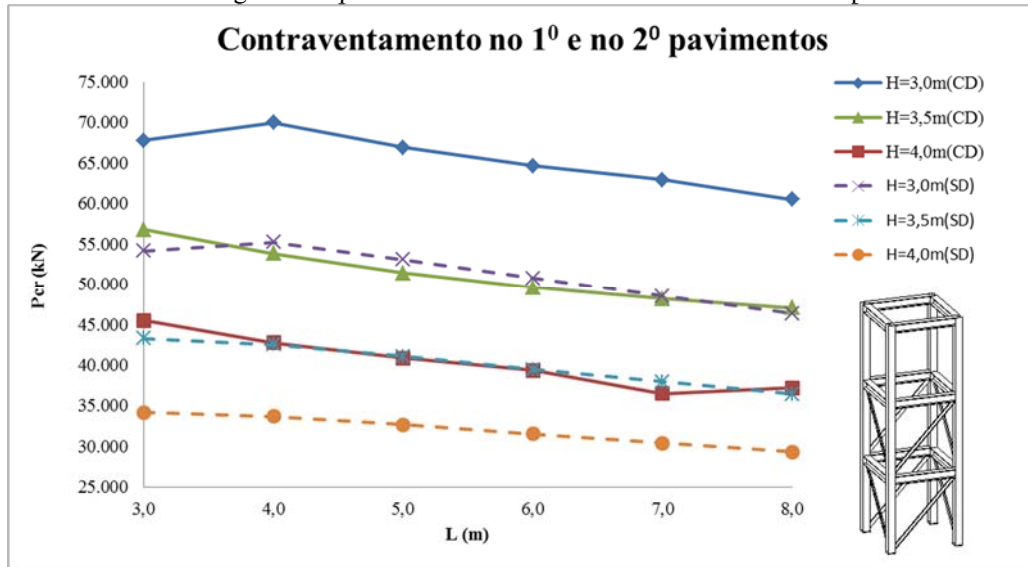
CD: estrutura com diafragma rígido em todos os pavimentos;
SD: estrutura sem diafragma rígido em todos os pavimentos;

Ao acrescentar os contraventamentos no primeiro pavimento, os resultados para estrutura com diafragma rígido são consideravelmente superiores aos resultados para a estrutura sem diafragma rígido. O resultado de carga crítica com o aumento da distância entre colunas apresenta comportamento praticamente linear, apresentando curva com pequena inclinação ao longo dos pontos plotados no Gráfico 2.

A inclusão de contraventamento até o segundo pavimento nos modelos com diafragma rígido não apresenta incremento da carga crítica de flambagem em relação aos modelos com diafragma rígido e contraventamento até o primeiro pavimento. A diferença de carga crítica de flambagem é percebida entre a consideração de contraventamento até o segundo pavimento em relação aos modelos com contraventamento até o primeiro pavimento é perceptível ao comparar os Gráficos 2 e 3, onde é perceptível o incremento de capacidade acompanhado pelo incremento de contraventamento até o segundo pavimento.

O Gráfico 3 apresenta a carga crítica para os modelos com contraventamento até o segundo pavimento para os modelos com diafragma rígido e para os modelos sem diafragma rígido, com as respectivas variações entre distâncias de colunas e interpavimentos.

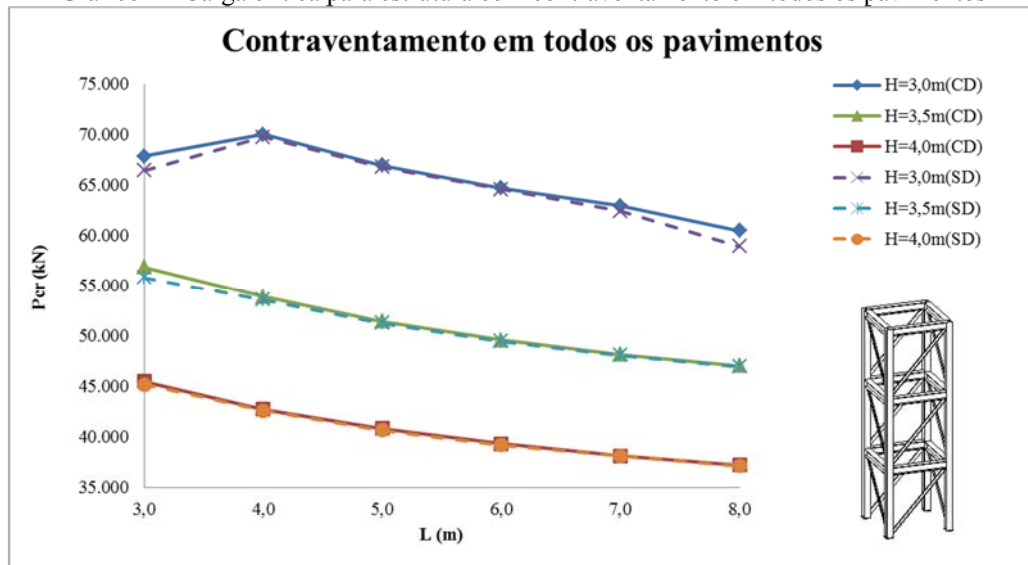
Gráfico 3 - Carga crítica para estrutura com contraventamento no 1º e 2º pavimentos



CD: estrutura com diafragma rígido em todos os pavimentos;
SD: estrutura sem diafragma rígido em todos os pavimentos;

O Gráfico 4 apresenta a carga crítica para os modelos com contraventamento em todos os pavimentos para os modelos com diafragma rígido e para os modelos sem diafragma rígido, com as respectivas variações entre distâncias de colunas e interpavimentos.

Gráfico 4 - Carga crítica para estrutura com contraventamento em todos os pavimentos



CD: estrutura com diafragma rígido em todos os pavimentos;
SD: estrutura sem diafragma rígido em todos os pavimentos;

As cargas críticas de flambagem apresentadas no Gráfico 4, apresentam praticamente o mesmo comportamento para as estruturas com diafragma rígido e para as estruturas sem diafragma rígido, com o mesmo comportamento nos pontos analisados.

É possível observar que a carga crítica de flambagem para os modelos com contraventamento no primeiro pavimento são praticamente equivalentes aos modelos com contraventamento até o segundo pavimento e aos modelos com contraventamento em todos os pavimentos. A carga crítica máxima já é alcançada com a inclusão de contraventamento no primeiro pavimento e pouco alterada com o incremento de contraventamentos nos demais contraventamentos para os modelos com diafragma rígido.

4.2.3. Análise de segunda ordem com cargas fictícias (notional loads)

As estruturas estudadas por César (2004) foram analisadas para as cargas críticas de flambagem elástica, sem levar em consideração os efeitos da não linearidade geométrica e de material. Assim, este comportamento foi avaliado neste tópico com uma das maneiras apresentadas pelas normas americana e brasileira, com a inclusão de cargas fictícias (*notional loads*) para simular os efeitos das imperfeições na análise da estrutura.

As ações solicitantes consideradas nos modelos são as ações permanentes e as ações variáveis. As ações horizontais devidas ao vento não serão consideradas para esta análise. Na ação variável, a magnitude do carregamento adotado é o prescrito na norma ABNT NBR 6120 (1980), para edifícios residenciais, estas ações são ilustradas na Tabela 1.

Tabela 1 - Ações do modelo de cálculo

Ação	Valor (kN/m ²) (NBR 6120)	Ponderação para combinação (ASCE 7-10)
Permanente (F _{gk})	2,5	1,2
Acidental (F _{qk})	2,0	1,6

As análises de segunda ordem foram realizadas com o método de análise direta, apresentada na norma americana (AISC 360) com módulo de elasticidade reduzido (80 %).

As ações consideradas em cada modelo com três pavimentos, assim como as cargas fictícias estão ilustradas na Tabela 2 com as variações geométricas entre os pavimentos de 3,0 a 4,0m, com incremento de 0,5 m e a distância entre colunas (vão) de 3,0 m a 8,0 m com incremento de 1,0 m.

Tabela 2 – Ações permanentes e acidentais e cargas fictícias utilizadas para os modelos

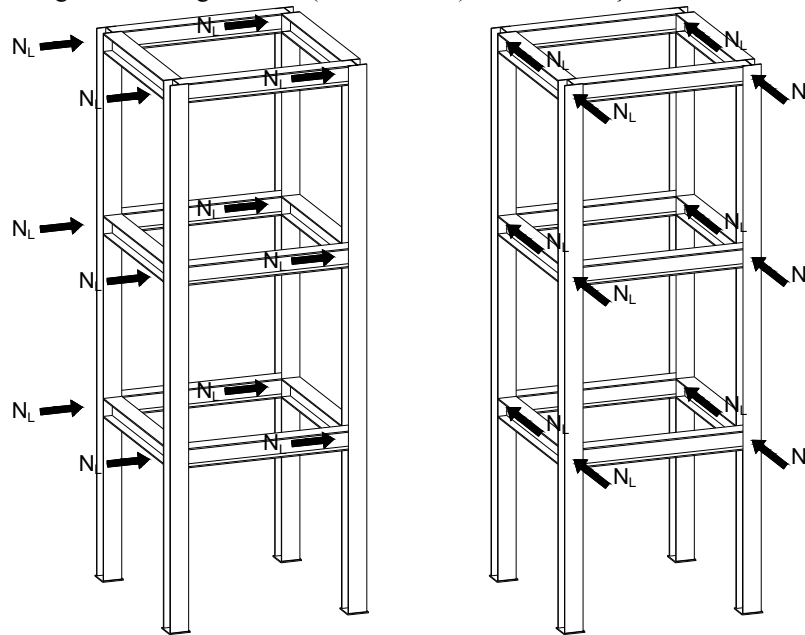
L (m)	H (m)	F _{gk} concentrada por coluna (kN)	F _{qk} concentrada por coluna (kN)	Carga fictícia (<i>Notional load</i>) (kN)
3,00	3,00	5,625	4,500	0,028
4,00	3,00	10,000	8,000	0,050
5,00	3,00	15,625	12,500	0,078
6,00	3,00	22,500	18,000	0,112
7,00	3,00	30,625	24,500	0,152
8,00	3,00	40,000	32,000	0,198
3,00	3,50	5,625	4,500	0,028
4,00	3,50	10,000	8,000	0,050
5,00	3,50	15,625	12,500	0,078
6,00	3,50	22,500	18,000	0,112
7,00	3,50	30,625	24,500	0,152
8,00	3,50	40,000	32,000	0,198
3,00	4,00	5,625	4,500	0,028
4,00	4,00	10,000	8,000	0,050
5,00	4,00	15,625	12,500	0,078
6,00	4,00	22,500	18,000	0,112
7,00	4,00	30,625	24,500	0,152
8,00	4,00	40,000	32,000	0,198

As colunas foram consideradas com seção constante até o topo da edificação, prática não usual em edifícios com vários pavimentos onde se busca a menor seção. Porém, como os modelos são para estudos e apresentam dimensões relativamente reduzidas, as colunas em perfil laminado HE300B são consideradas com seção constante desde a base engastada até o topo do terceiro pavimento.

É importante salientar que a carga fictícia, pelo método dos estados limites últimos, é fatorada com os mesmos índices utilizados nas combinações das ações, portanto os valores apresentados para cargas fictícias da Tabela 2 já são resultados da somas dos produtos dos percentuais de carga pelos fatores de norma das combinações das ações.

As cargas fictícias apresentadas na Tabela 2 foram aplicadas nos modelos nas duas direções principais da estrutura, para verificar qual a maior sensibilidade ao deslocamento que o modelo apresenta. A Figura 20 ilustra a direção das cargas fictícias nos dois sentidos principais do sistema global, onde a carga fictícia correspondente a cada nível é aplicada em todas as colunas, modelo apresentado por Ericksen (2011), simulando com maior precisão a ação correspondente a imperfeição geométrica da estrutura.

Figura 20 - Carga fictícia (notional load) nas duas direções da estrutura



A forma mais comum de conferir a sensibilidade da estrutura quando ao deslocamento lateral é a verificação dos deslocamentos laterais através da magnitude da relação entre o deslocamento da estrutura com cargas fictícias e análise de segunda ordem com o deslocamento da estrutura com as cargas fictícias e análise de primeira ordem.

Seguindo a forma mais rápida e costumeira de verificar a estrutura, para os modelos propostos neste item, são apresentadas as relações entre os deslocamentos das análises de segunda ordem sobre os deslocamentos das análises de primeira ordem, respectivamente para os modelos sem contravento vertical, com contravento vertical até o primeiro pavimento, com contravento vertical até o segundo pavimento e contravento vertical até o terceiro pavimento.

A Tabela 3 apresenta as relações entre deslocamentos para os modelos sem contraventamento vertical e com a consideração de diafragma rígido assim como os fatores relacionados a carga crítica de flambagem para cada estrutura.

Tabela 3 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos sem contraventamento vertical e carga crítica global

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}		
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	408,49	408,49	408,49
4,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	226,92	226,92	226,92
5,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	138,23	138,23	138,23
6,00	3,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	97,41	97,41	97,41
7,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	70,43	70,43	70,43
8,00	3,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	53,12	53,12	53,12
3,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	307,15	307,15	307,15
4,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	170,15	170,15	170,15
5,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	107,14	107,14	107,14
6,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	73,22	73,22	73,22
7,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	52,99	52,99	52,99
8,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	39,99	39,99	39,99
3,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	238,51	238,51	238,51
4,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	132,31	132,31	132,31
5,00	4,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	83,41	83,41	83,41
6,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	57,07	57,07	57,07
7,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	41,33	41,33	41,33
8,00	4,00	1,01	1,03	1,01	1,03	1,01	1,03	31,22	31,22	31,22

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

s/NL: modelo sem carga fictícia;

NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;

NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

Na Tabela 3 percebe-se que os valores relativos para os modelos contemplados estão abaixo de 1,1, o que caracteriza uma estrutura com pequena sensibilidade a deslocamentos de segunda ordem, além de apresentar os fatores associados à carga crítica superior a 10, limite definido na norma europeia para estruturas com sensibilidade a efeitos de segunda ordem. Percebe-se que o fator associado à carga crítica de flambagem não é alterado com a inclusão no modelo das cargas fictícias horizontais.

A Tabela 4 apresenta as relações entre deslocamentos para os modelos com contraventamento vertical até o primeiro pavimento e com a consideração de diafragma rígido assim como os fatores relacionados à carga crítica de flambagem para cada estrutura.

Tabela 4 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical no primeiro pavimento e carga crítica global

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}		
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.108,88	1.108,88	1.108,88
4,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	714,00	714,00	714,00
5,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	436,96	436,96	436,96
6,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	300,88	300,88	300,88
7,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	210,12	210,12	210,12
8,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	152,44	152,44	152,44
3,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.016,36	1.016,35	1.016,35
4,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	621,93	621,93	621,91
5,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	391,99	391,97	391,97
6,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	264,56	264,55	264,55
7,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	188,38	188,38	188,38
8,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	139,38	139,38	139,38
3,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	861,84	861,84	861,84
4,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	563,25	563,25	563,25
5,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	379,69	379,69	379,69
6,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	265,75	265,75	265,75
7,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	192,29	192,29	192,29
8,00	4,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	143,23	143,23	143,23

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

s/NL: modelo sem carga fictícia;

NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;

NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

Como era de se esperar, as relações entre deslocamentos de segunda ordem e primeira ordem apresentadas na Tabela 4, estão similares aos índices da estrutura anterior sem contraventamento vertical. O fator associado à carga crítica de flambagem aumenta significativamente com a inclusão de contraventamento vertical até o primeiro pavimento. Os índices relativos estão abaixo de 1,1, o que caracteriza uma estrutura com pequena sensibilidade a deslocamentos de segunda ordem. Os fatores associados à carga crítica de flambagem foram significativamente incrementados em relação aos modelos anteriores.

A Tabela 5 apresenta as relações entre deslocamentos para os modelos com contraventamento vertical até o segundo pavimento e com a consideração de diafragma rígido assim como os fatores relacionados à carga crítica de flambagem para cada estrutura.

Tabela 5 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical até o segundo pavimento e carga crítica global

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}		
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.111,07	1.111,07	1.111,07
4,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	714,53	714,53	714,53
5,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	437,19	437,19	437,19
6,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	301,00	301,00	301,00
7,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	210,18	210,18	210,18
8,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	152,47	152,47	152,47
3,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.018,14	1.018,14	1.018,14
4,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	623,26	623,25	623,25
5,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	421,38	421,38	421,38
6,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	288,91	288,91	288,91
7,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	206,66	206,66	206,66
8,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	153,44	153,44	153,44
3,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	863,90	863,89	863,89
4,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	563,70	563,70	563,69
5,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	379,85	379,85	379,85
6,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	265,80	265,80	265,80
7,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	192,31	192,31	192,31
8,00	4,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	143,24	143,24	143,24

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

s/NL: modelo sem carga fictícia;

NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;

NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

Como era de se esperar, as relações entre deslocamentos de segunda ordem e primeira ordem apresentadas na Tabela 5, estão similares aos índices da estrutura anterior sem contraventamento vertical e com contravento vertical no primeiro pavimento. Os índices relativos estão abaixo de 1,1, o que caracteriza uma estrutura com pequena sensibilidade a deslocamentos de segunda ordem. Os fatores associados à carga crítica de flambagem permanecem muito similares aos do modelo com contraventamento no primeiro pavimento.

A Tabela 6 apresenta as relações entre deslocamentos para os modelos com contraventamento vertical em todos os pavimento e com a consideração de diafragma rígido assim como os fatores relacionados a carga crítica de flambagem para cada estrutura.

Tabela 6 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com contraventamento vertical em todos os pavimentos e carga crítica global

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}		
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.112,24	1.112,24	1.112,24
4,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	714,76	714,76	714,76
5,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	437,25	437,25	437,25
6,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	301,02	301,02	301,02
7,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	210,18	210,18	210,18
8,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	152,47	152,47	152,47
3,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1.019,20	1.019,19	1.019,19
4,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	623,51	623,50	623,50
5,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	421,46	421,46	421,46
6,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	288,94	288,94	288,94
7,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	206,67	206,67	206,67
8,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	153,45	153,45	153,45
3,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	865,03	865,02	865,02
4,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	564,06	564,06	564,05
5,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	379,98	379,98	379,98
6,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	265,85	265,85	265,85
7,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	192,33	192,33	192,33
8,00	4,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	143,24	143,24	143,24

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

s/NL: modelo sem carga fictícia;

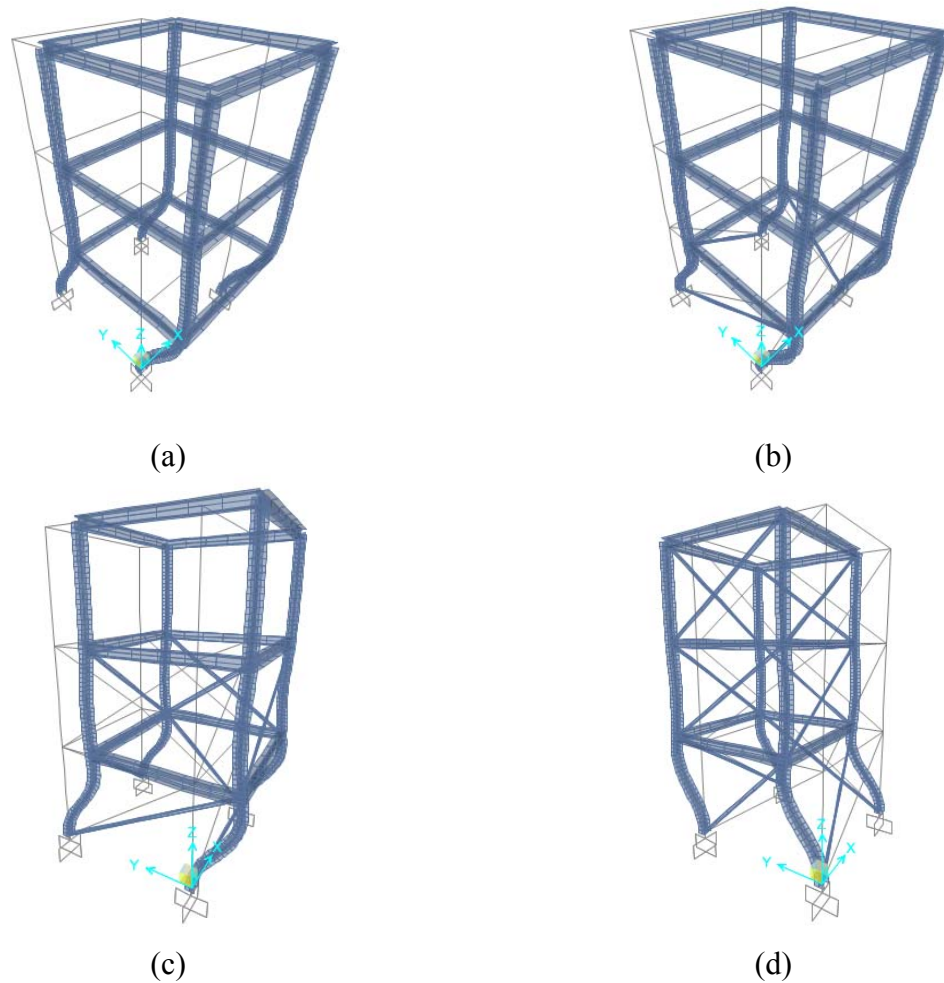
NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;

NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

As relações de deslocamentos apresentados na Tabela 6 são inferiores a 1,1, o que caracteriza uma estrutura com pequena deslocabilidade. Os fatores de flambagem para os modelos com contraventamento em todos os pavimentos são similares aos fatores associados apresentados para a estrutura com contraventamento até o segundo pavimento.

O comportamento global das estruturas estudadas neste item, em análise aos modos de flambagem global, não apresentam problema de sensibilidade a deslocamentos horizontais devidos a efeitos de segunda ordem. A Figura 21 ilustra os primeiros modos de flambagem global elástica para o modelo com largura L=5,0 e altura H=3,5 para o modelo sem contraventamento (Figura 21.a), para o modelo com contraventamento até o primeiro pavimento (Figura 21.b), para o modelo com contraventamento até o segundo pavimento (Figura 21.c) e para o modelo com contraventamento em todos os pavimentos (Figura 21.d), onde é possível verificar a similaridade no comportamento do modo de flambagem.

Figura 21 – Primeiros modos de flambagem global para o modelo com $H=5,0$ e $L=3,5$ com diferentes quantidades de contraventamentos verticais



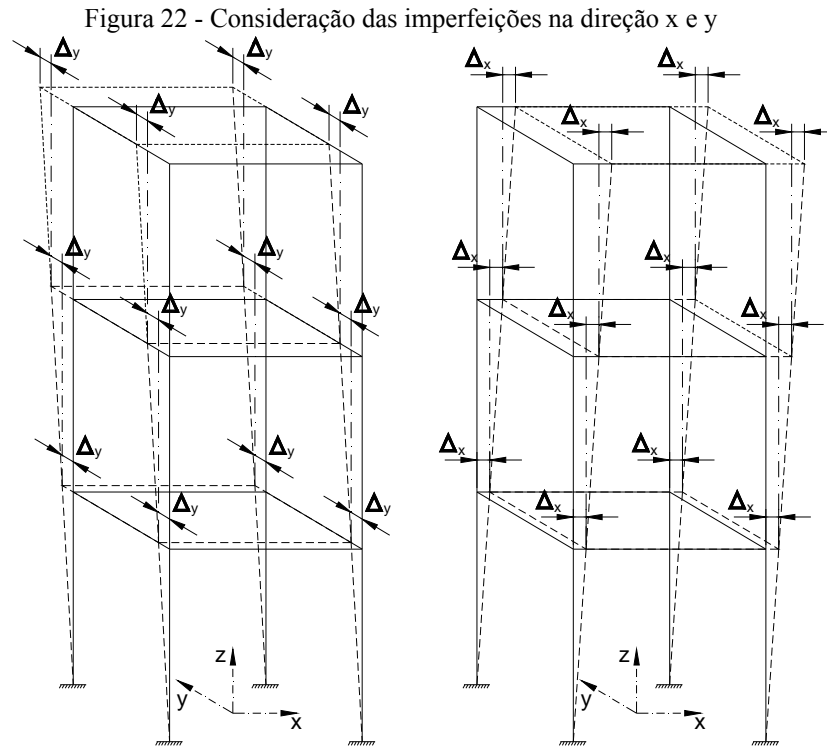
4.2.4. Análise de segunda ordem com imperfeições geométricas e de material

Para a verificação dos modelos de cálculo com estrutura previamente deformada, os perfis, ações e combinações são os mesmos já utilizados no tópico anterior, seguindo a mesma modulação e variações geométricas na estrutura.

As imperfeições consideradas nos modelos analisados são adicionadas no modelo em forma de desaprumo na ordem de $H/500$ (sendo H a altura interpavimentos), mesma relação gerada pelo uso de cargas fictícias (0,2 % da ação gravitacional) que nada mais é do que o inverso desde desalinhamento ($H/500$), para simular as imperfeições, sendo esta a forma considerada mais adequada para a representação numérica do modelo estrutural.

As imperfeições foram modeladas nos dois sentidos da estrutura (x e y), considerando assim, os efeitos das imperfeições que provocam o caso mais severo de efeito de segunda ordem

para a estrutura. A Figura 22 ilustra a forma de consideração das imperfeições globais da estrutura.



As imperfeições ilustradas na Figura 22 são definidas devido à altura da coluna interpavimentos, não importa o valor da carga solicitante e da carga resistente. Os modelos interpavimentos analisados são de 3,0 m, 3,5 m e 4,0 m, gerando deslocamento no nó superior da coluna de 6 mm, 7 mm e 8 mm respectivamente.

Da mesma forma que os modelos com cargas fictícias, a verificação da sensibilidade quanto a deslocamentos horizontais é feita pela relação entre os deslocamentos resultantes da análise de segunda ordem sobre os deslocamentos resultantes da análise de primeira ordem com imperfeições globais consideradas no modelo. As ações adotadas foram apresentadas na Tabela 1.

A Tabela 7 ilustra os resultados para os modelos com imperfeições consideradas na análise da estrutura. Os resultados são referentes aos modelos da estrutura com diafragma rígido e sem contraventamento.

Tabela 7 - Relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem para os modelos com imperfeições (H/500) consideradas na análise

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}	
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	IMP _x	IMP _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	403,29	403,29
4,00	3,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	226,92	226,92
5,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	138,23	138,23
6,00	3,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	97,41	97,41
7,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	70,43	70,43
8,00	3,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	53,12	53,12
3,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	307,15	307,15
4,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	170,15	170,15
5,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	107,14	107,14
6,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	73,22	73,22
7,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	52,99	52,99
8,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	39,99	39,99
3,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	238,51	238,51
4,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	132,31	132,31
5,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	83,41	83,41
6,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	57,07	57,07
7,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	41,33	41,33
8,00	4,00	1,01	1,03	1,01	1,03	1,01	1,03	31,22	31,22

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

IMP_x: modelo com deformação inicial na direção x;

IMP_y: modelo com deformação inicial na direção y.

Os resultados são os mesmos das análises dos modelos com cargas fictícias. Apresenta assim confiabilidade e coerência entre os métodos. Os fatores associados às cargas críticas de flambagem apresentam valores na mesma ordem de grandeza, possibilita assim, afirmar que os métodos são coerentes e a diferença entre valores não é considerável. A direção da consideração da imperfeição não altera o valor do fator associado à carga crítica de flambagem, comparação entre os valores da Tabela 3 e os da Tabela 7.

4.2.5. Resultados para análise de segunda ordem

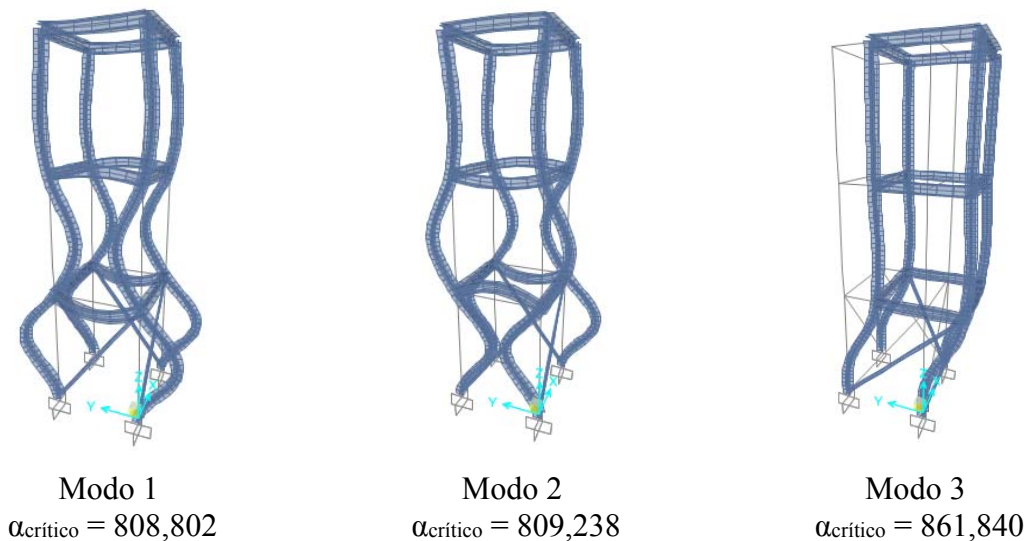
Todos os modelos com cargas fictícias aplicadas para consideração da não linearidade geométrica e de material apresentam relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem

e o deslocamento da análise de primeira ordem próximo de 1,0, caracterizando que todos os modelos não apresentam efeitos de segunda ordem, podendo assim, o responsável pelo projeto, utilizar os esforços da análise de primeira ordem para o dimensionamento dos perfis e das ligações.

A Figura 23 apresenta os valores das cargas críticas para os modelos analisados com as cargas fictícias, sendo todos os modelos com valores superiores a 10, limite para análise elástica apresentado na norma europeia.

Os valores apresentados nas cargas críticas de flambagem elástica da Figura 23 são os valores em que a instabilidade é devida a deslocamento lateral global da estrutura. Um exemplo é o modelo com contraventamento vertical até o primeiro pavimento com a consideração de diafragma rígido de $L=3,0$ m e $H=4,0$ m, apresentando no terceiro modo de flambagem o modo de instabilidade global (Tabela 3).

Figura 23 – Modos de flambagem para o modelo com $L=3,0$ m e $H=4,0$ m com a consideração de diafragma rígido



4.3. Modelos irregulares (César, 2004)

4.3.1. Geometria e solicitações da estrutura

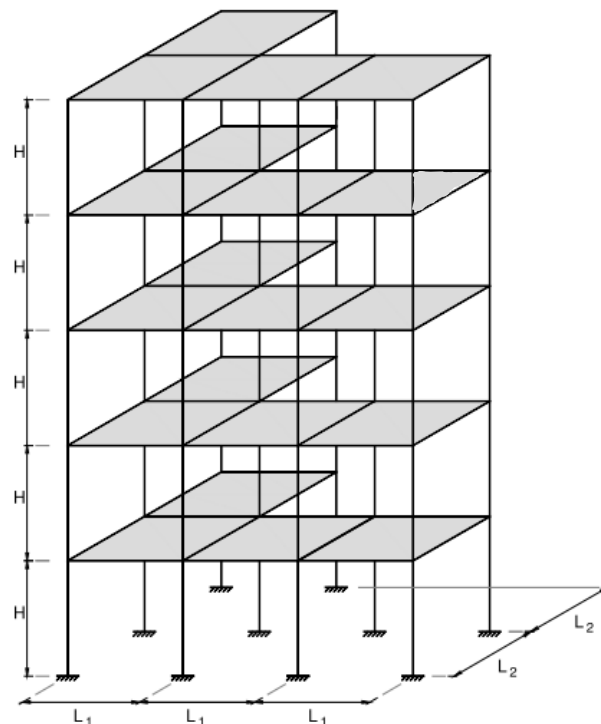
O modelo de cálculo em estudo neste tópico é apresentado por César (2004) e ilustrado de forma esquemática na Figura 24. Aproveitaram-se as características geométricas da estrutura devido à assimetria geométrica apresentada. Os perfis adotados seguem as padronizações de perfis laminados da norma ASTM A6/A6M (2013), as ações distribuídas consideradas como

atuantes são as apresentadas na Tabela 1, concentradas nas colunas conforme área de influência de cada pavimento e cada quadrante. A Figura 24 ilustra as variáveis “H” e “L” que são alteradas entre os diversos modelos analisados.

O estudo é realizado arbitrando que todas as vigas apresentam conexões rígidas com as colunas para formação de pórticos rígidos em ambas as direções, assim como as bases são consideradas engastadas, sem o uso de contraventamento vertical.

As ações são aplicadas em todo nó de coluna referente a cada pavimento, conforme área de influência da laje. Os estudos realizados por Azevedo (1993) concluíram que a ações devidas ao vento não correspondem ao caso crítico para os efeitos de segunda ordem e sim o caso crítico para os efeitos de segunda ordem é a combinação de carga que apresenta a maior solicitação gravitacional. Assim, na edificação analisada neste tópico os efeitos das ações do vento serão desconsiderados, priorizando a combinação das ações gravitacionais com maior magnitude que apresentam a situação mais desfavorável para os efeitos de segunda ordem.

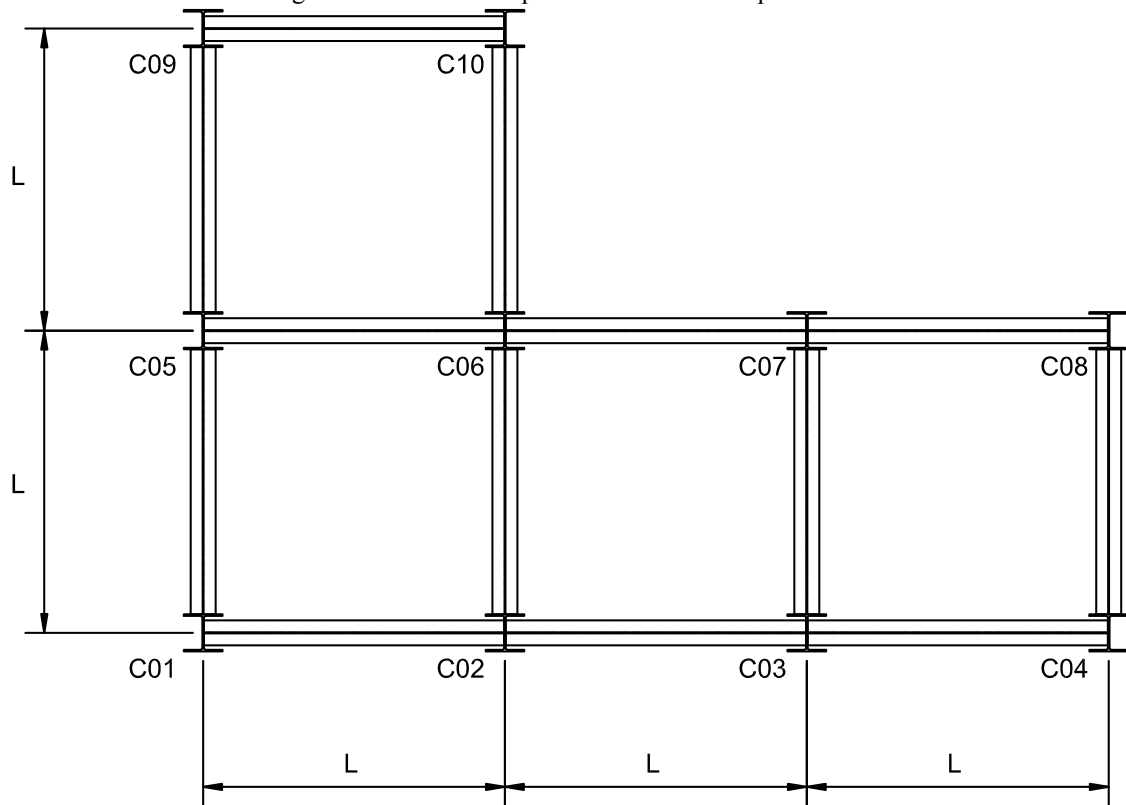
Figura 24 - Modelo tridimensional sem simetria geométrica



Fonte: Adaptado de César (2004)

As colunas serão referenciadas pela sequência apresentada na Figura 25 seguida da identificação referente ao pavimento (pavimentos de 1 a 5).

Figura 25 – Referência para colunas em cada pavimento



As dimensões interpavimentos e entre colunas consideradas, respectivamente, variam para H de 3,0 m até 4,0 m com incremento de 0,5 m e para L de 3,0 m até 8,0 m com incremento de 1,0 m entre os modelos, dimensões arbitradas com objetivo de simular dimensões de situações usualmente utilizadas em estruturas de aço. As análises foram realizadas no SAP2000 assim como a apresentação gráfica dos resultados deste software. As colunas são em perfis laminados W200X41,7 e as vigas em perfis laminados W310X28,3 para todos os modelos. As ações consideradas são definidas em função da variação da dimensão L, que é a distância entre colunas, pois as ações consideradas nas colunas são definidas devido à influência do piso em cada coluna. A Tabela 8 apresenta as ações verticais respectivas para cada coluna para a distância entre colunas de 3,0 m, assim como a respectiva carga fictícia para simulação dos efeitos de segunda ordem nas direções ortogonais principais.

Tabela 8 - Ações consideradas em cada coluna devido à área de influência do piso e a respectiva carga fictícia para cada distância entre colunas

Distância entre colunas (m)	Natureza da ação	C01/C04/ C08/C09/ C10	C02/C03/ C05/C07	C06
L = 3,0	F_{gk}	5,63	11,25	16,88
	F_{qk}	4,50	9,00	13,50
	NL	0,03	0,06	0,08
L = 4,0	F_{gk}	10,00	20,00	30,00
	F_{qk}	8,00	16,00	24,00
	NL	0,05	0,10	0,15
L = 5,0	F_{gk}	15,63	31,25	46,88
	F_{qk}	12,50	25,00	37,50
	NL	0,08	0,16	0,23
L = 6,0	F_{gk}	22,50	45,00	67,50
	F_{qk}	18,00	36,00	54,00
	NL	0,11	0,22	0,33
L = 7,0	F_{gk}	30,63	61,25	91,88
	F_{qk}	24,50	49,00	73,50
	NL	0,15	0,30	0,46
L = 8,0	F_{gk}	40,00	80,00	120,00
	F_{qk}	32,00	64,00	96,00
	NL	0,20	0,40	0,60

F_{gk} : ação permanente característica devido área de influência da coluna;

F_{qk} : ação variável característica devido área de influência da coluna;

NL: carga fictícia para ambas as direções ortogonais.

Para análise de modelos com a estrutura deformada, as variações das imperfeições (deslocamentos horizontais) variam devido à altura interpavimentos, apresentado 3 valores para os modelos estudados. As imperfeições consideradas ($H/500$) para os modelos com distância interpavimento $H=3,0$ m, $H=3,5$ m e $H=4,0$ m foram consideradas com o valor de 6 mm, 7 mm e 8 mm respectivamente.

As considerações das cargas fictícias foram realizadas nos dois sentidos dos eixos ortogonais x e y, parcela da carga axial devida à área de influência de cada coluna. As colunas são discretizadas com 4 (quatro) elementos em cada barra para representação dos efeitos locais (P- δ) das barras. O número de 4 (quatro) elementos é utilizado por ser encontrado em vários trabalhos da literatura e suficientes para o tipo de estrutura, para definição da quantidade de elementos em cada membro, apresentada no Anexo D do guia número 28 da American Institute of Steel Construction (GRIFFS E WHITE, 2013).

4.3.2. Análise linear de flambagem elástica

As análises foram divididas de duas formas, a primeira considerando nos modelos diafragma rígido em todos os pavimentos, característico de edifícios com laje de concreto. O segundo estudo de análise de flambagem foi realizado sem a consideração de diafragma rígido, característica típica para edifícios industriais com plataformas de grades. As análises foram realizadas com a combinação de projeto com a carga gravitacional permanente com fator de 1,2 e a sobrecarga de utilização multiplicada por um fator de 1,6, combinação que gera a maior solicitação gravitacional.

A Tabela 9 apresenta os valores do fator associado à carga crítica de flambagem para os modelos com e para modelo sem a consideração de diafragma rígido. Os modos considerados e que resultaram nos fatores associados a carga crítica de flambagem da Tabela 9 são modos globais de deslocamento lateral.

Tabela 9 - Resultado da análise linear de flambagem elástica para modelos com e sem diafragma rígido com cargas fictícias

Dimensões do Modelo		α_{cr} - Estrutura com diafragma rígido			α_{cr} - Estrutura sem diafragma rígido		
L (m)	H (m)	s/ NL	NL _x	NL _y	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	13,998	13,998	13,998	12,737	12,731	12,737
3,00	3,50	8,505	8,505	8,505	7,957	7,954	7,957
3,00	4,00	8,001	8,001	8,001	7,515	7,513	7,516
4,00	3,00	7,762	7,762	7,762	6,775	6,771	6,775
4,00	3,50	5,763	5,764	5,763	5,128	5,125	5,128
4,00	4,00	4,448	4,448	4,448	4,021	4,018	4,021
5,00	3,00	4,902	4,902	4,902	4,4118	4,4118	4,4118
5,00	3,50	3,644	3,644	3,644	3,2796	3,2796	3,2796
5,00	4,00	2,815	2,815	2,815	2,5335	2,5335	2,5335
6,00	3,00	3,361	3,361	3,361	3,0249	3,0249	3,0249
6,00	3,50	2,502	2,502	2,502	2,2518	2,2518	2,2518
6,00	4,00	1,935	1,935	1,935	1,7415	1,7415	1,7415
7,00	3,00	2,440	2,440	2,440	2,196	2,196	2,196
7,00	3,50	1,500	1,500	1,500	1,350	1,350	1,350
7,00	4,00	1,407	1,407	1,407	1,266	1,266	1,266
8,00	3,00	1,848	1,848	1,848	1,663	1,663	1,663
8,00	3,50	1,378	1,378	1,378	1,240	1,240	1,240
8,00	4,00	1,067	1,067	1,067	0,960	0,960	0,960

α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;

s/NL: modelo sem carga fictícia;

NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;

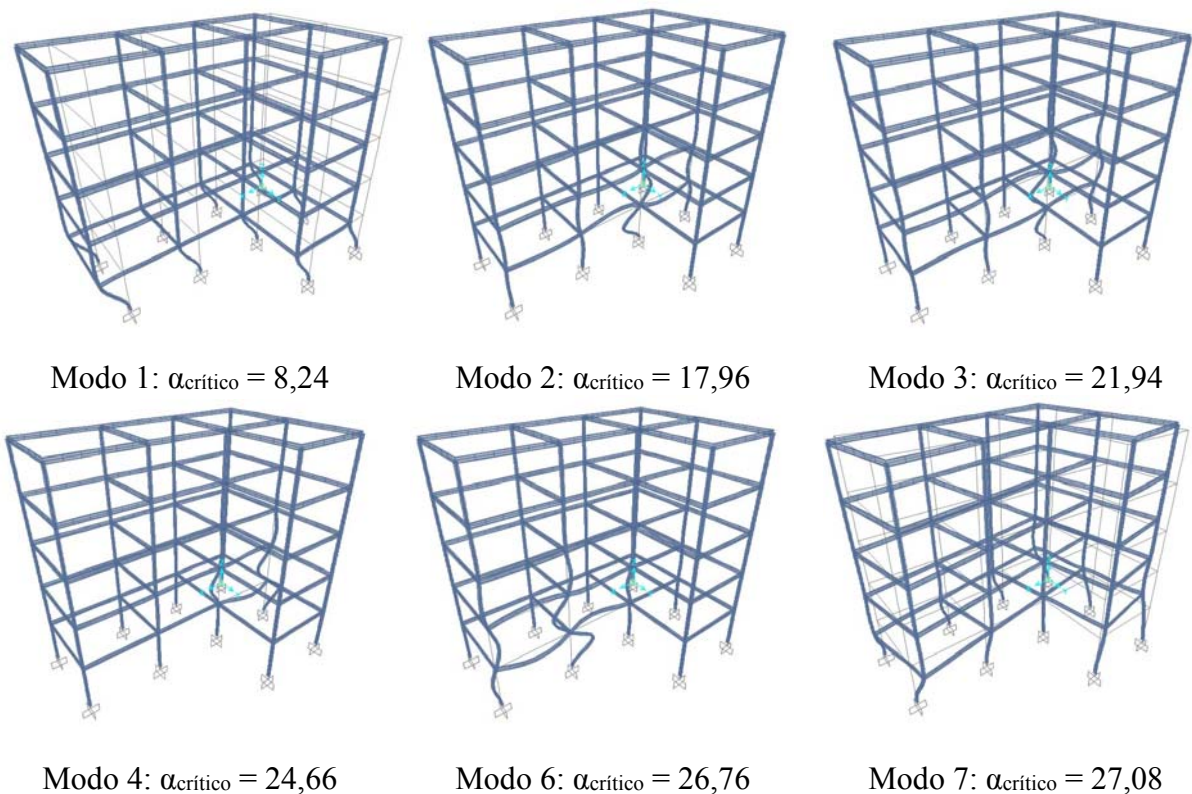
NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

Como era de se esperar, o fator multiplicador ($\alpha_{\text{crítico}}$) reduz com o aumento das dimensões, altura de colunas e distância entre colunas, devido à maior sollicitação em cada coluna. Este fator é diretamente vinculado à sensibilidade da estrutura quanto aos efeitos de segunda ordem e quando avaliados os efeitos de segunda ordem através do fator multiplicador da carga crítica de flambagem, não é necessário a consideração das cargas fictícias.

O coeficiente de flambagem não teve grande influência na consideração de diafragma rígido para os modelos, como pode ser constatado comparando os resultados apresentados na Tabela 9, apresentando mesma capacidade crítica referente à carga axial considerada, com as reduções do coeficiente com o aumento das dimensões da estrutura conforme proposto.

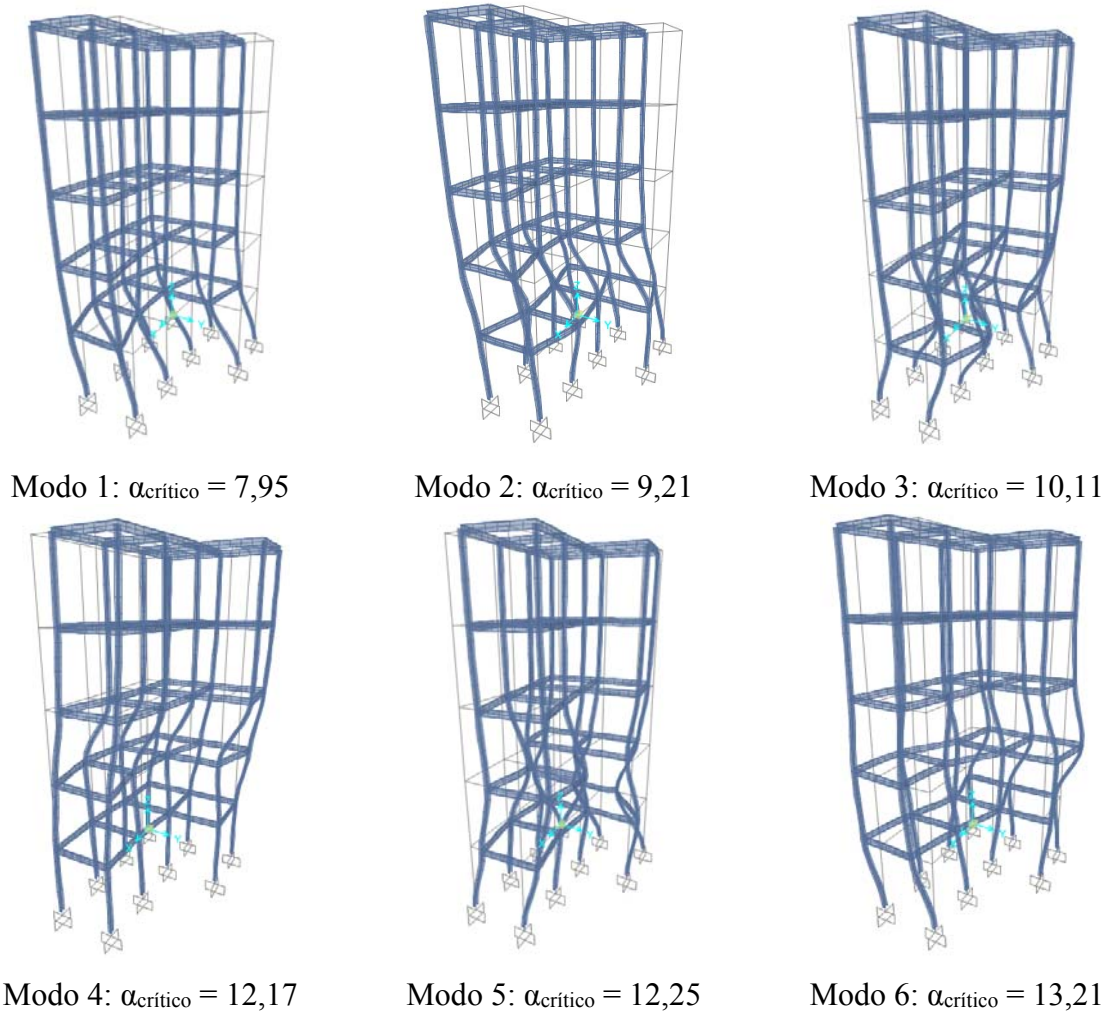
A Figura 26 apresenta os modos de flambagem dos modelos com a consideração de diafragma rígido em todos os pavimentos, onde se percebe o comportamento da estrutura para a análise de flambagem elástica linear global.

Figura 26 - Modos de flambagem do edifício com 5 pavimentos e geometria horizontal irregular



A Figura 27 apresenta os modos de flambagem onde se percebe o comportamento da estrutura sem a consideração de diafragma rígido em todos os pavimentos, apresentando deslocamento de todos os pavimentos idênticos, mostrado no Modo 1.

Figura 27 - Modos de flambagem do edifício com 5 pavimentos e geometria horizontal irregular sem diafragma rígido nos pavimentos



Os casos estudados, a partir do edifício com dimensão $L=3,0$ m e $H=3,5$ m, apresentaram o fator associado à carga crítica de flambagem menor que 10, o que sinaliza que a estrutura apresenta suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem. Necessitaria ser executada uma reavaliação das seções consideradas e da possibilidade de utilização de um sistema de contraventamento vertical, sistema que incrementa capacidade resistente a deslocamentos horizontais ao edifício.

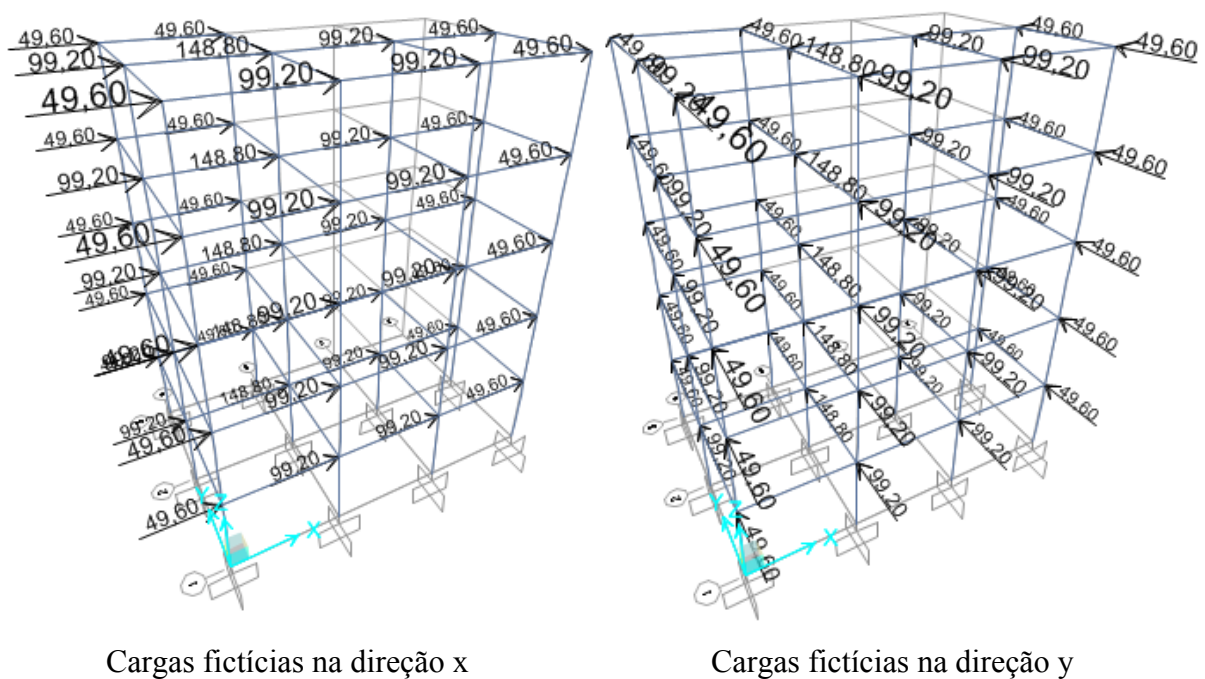
Em análise aos modos de flambagem da estrutura, é importante observar que o modo 1 apresenta o deslocamento lateral da estrutura, enquanto os modos do 2 a 6 apresentam flambagem local nos elementos e só no modo 7 é possível verificar a existência de torção no edifício. Esta torção não é verificada com os estudos de sensibilidade a deslocamentos horizontais do edifício. Figuras 26 e 27.

4.3.3. Análise de segunda ordem com cargas fictícias (notional loads)

A verificação do comportamento da estrutura para análise de segunda ordem com a inclusão de cargas fictícias é apresentada neste tópico e são direcionadas seguindo as direções ortogonais principais x e y. Os valores de cargas fictícias utilizados estão de acordo com a norma americana AISC 360 (2010) e apresentados anteriormente, sendo caracterizados pela parcela correspondente gerada pela combinação que promove a maior solicitação gravitacional.

A Figura 28 apresenta um esquema da consideração das cargas fictícias no modelo de cálculo na direção x e na direção y do sistema global. Estas cargas horizontais são definidas devido à influência de cada coluna e aplicadas em cada nó de coluna correspondente à parcela de carga gravitacional máxima que a coluna estará sujeita durante a vida útil da edificação.

Figura 28 - Cargas fictícias nas direções x e y



Nos Gráficos de 5 à 10 é possível verificar a relação entre deslocamentos de segunda e primeira ordem, caracterizando a sensibilidade da estrutura para os efeitos de segunda ordem, sendo cada gráfico para uma distância entre colunas citada no título do gráfico e alturas de $H=3,0$ m, $H=3,5$ m e $H=4,0$ m com diafragma rígido.

Gráfico 5 - Análise segunda ordem modelos com L=3,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y

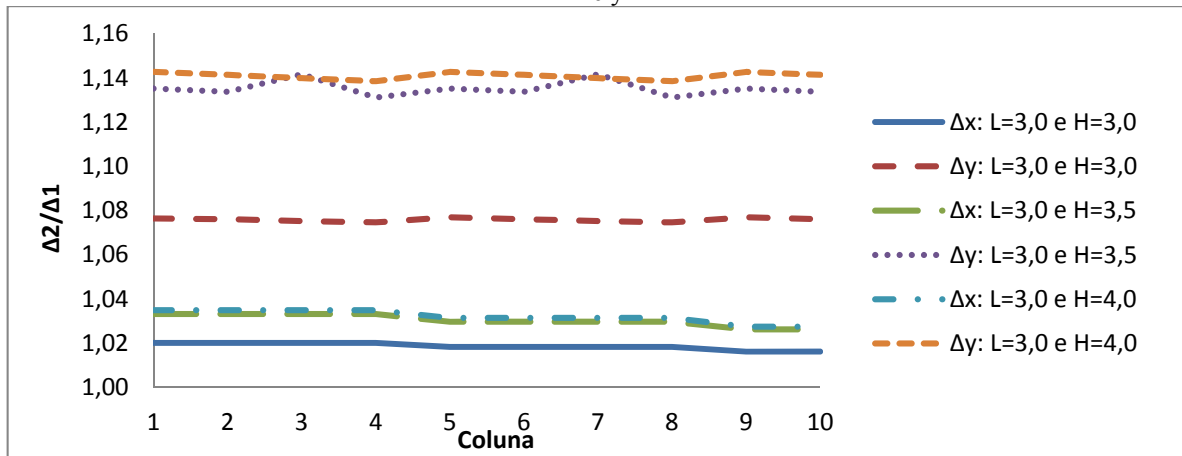


Gráfico 6 - Análise segunda ordem modelos com L=4,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y

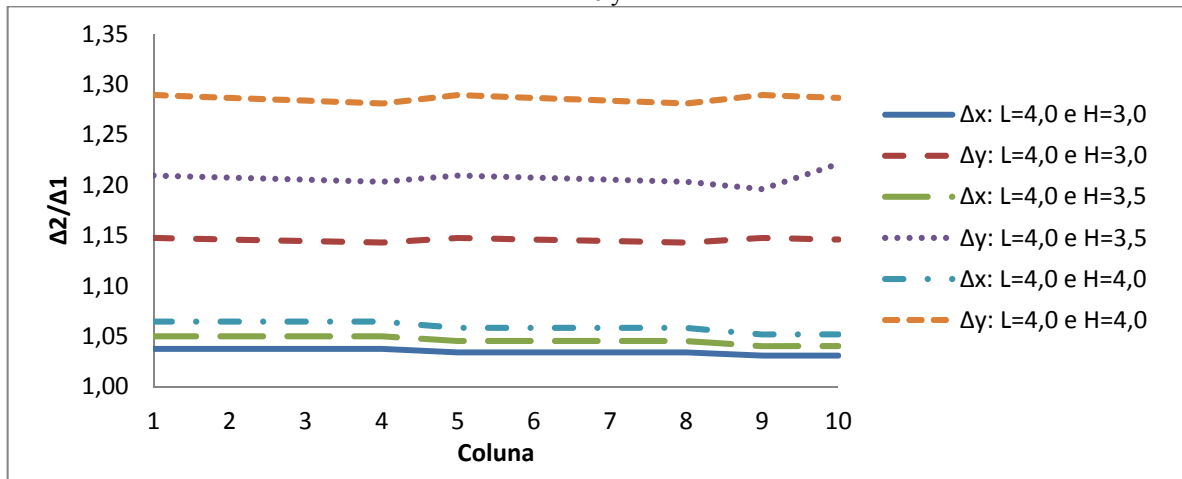


Gráfico 7 - Análise segunda ordem modelos com L=5,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y

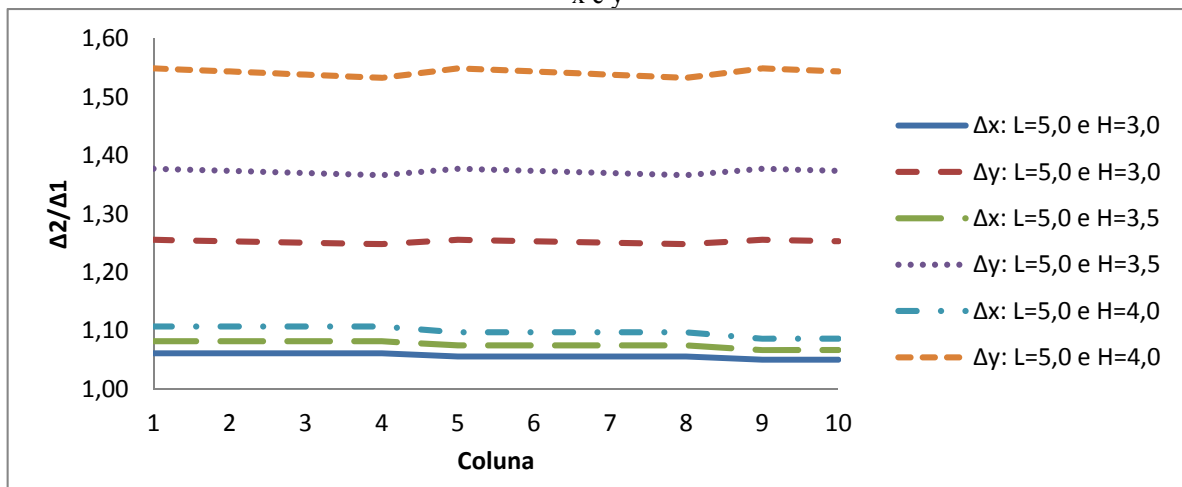


Gráfico 8 - Análise segunda ordem modelos com L=6,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y

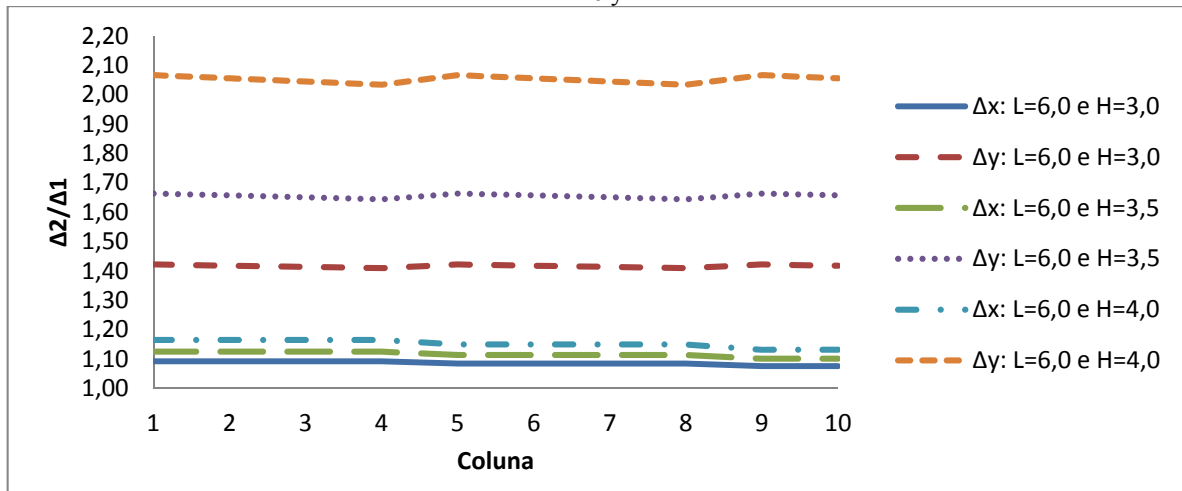


Gráfico 9 - Análise segunda ordem modelos com L=7,0m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y

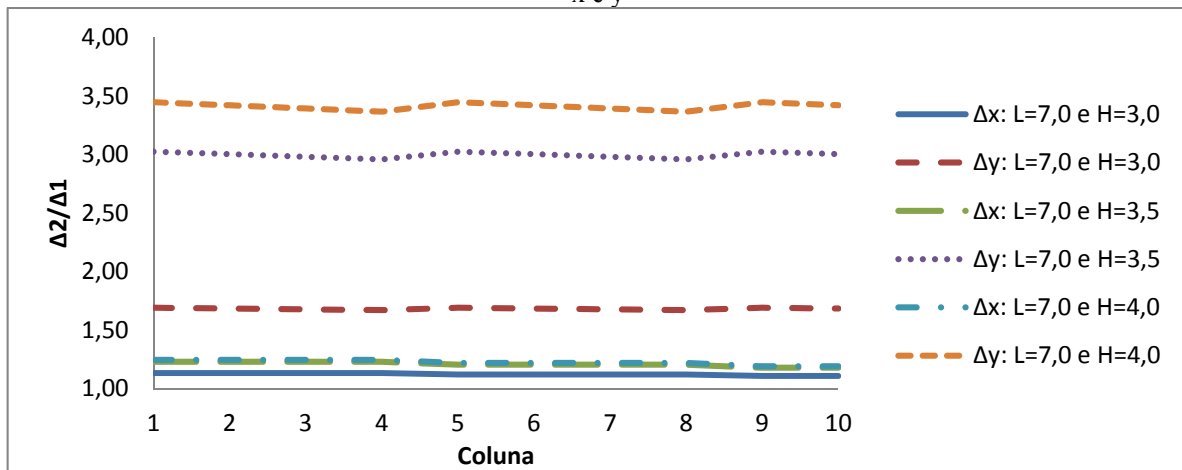
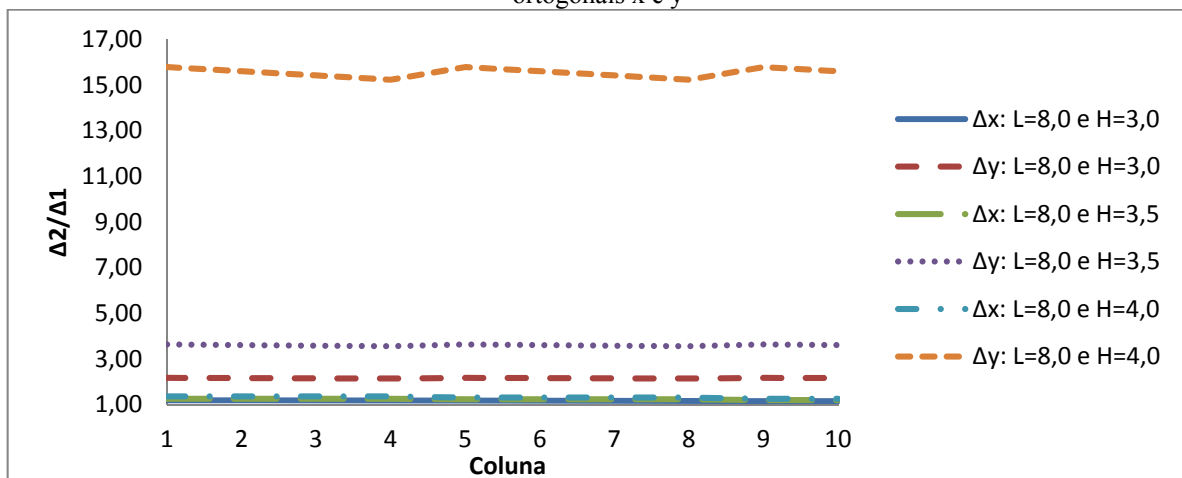


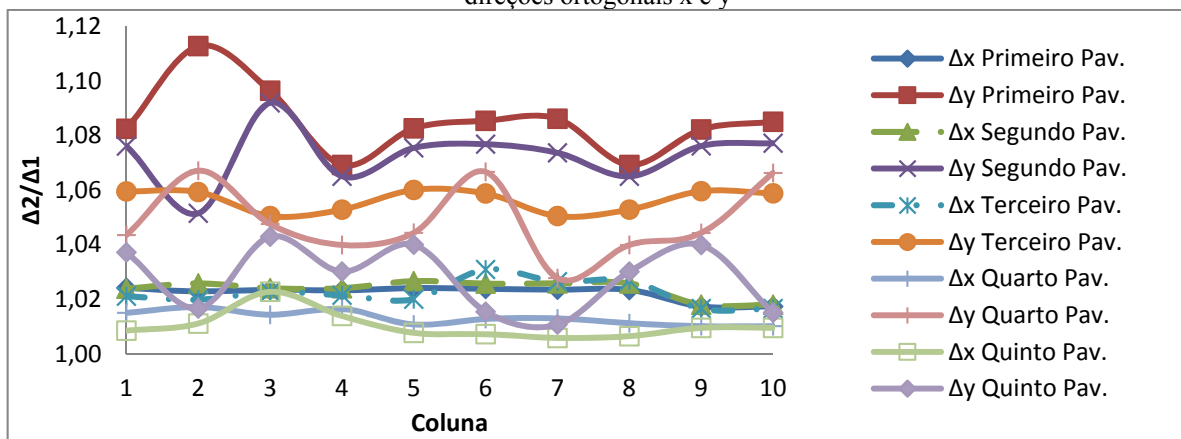
Gráfico 10 - Análise segunda ordem modelos com L=8,0 m com diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y



Para critério de comparação, são apresentados os resultados dos deslocamentos para verificação da sensibilidade da estrutura para efeitos de segunda ordem para 2 (dois) modelos analisados sem a consideração de diafragma rígido.

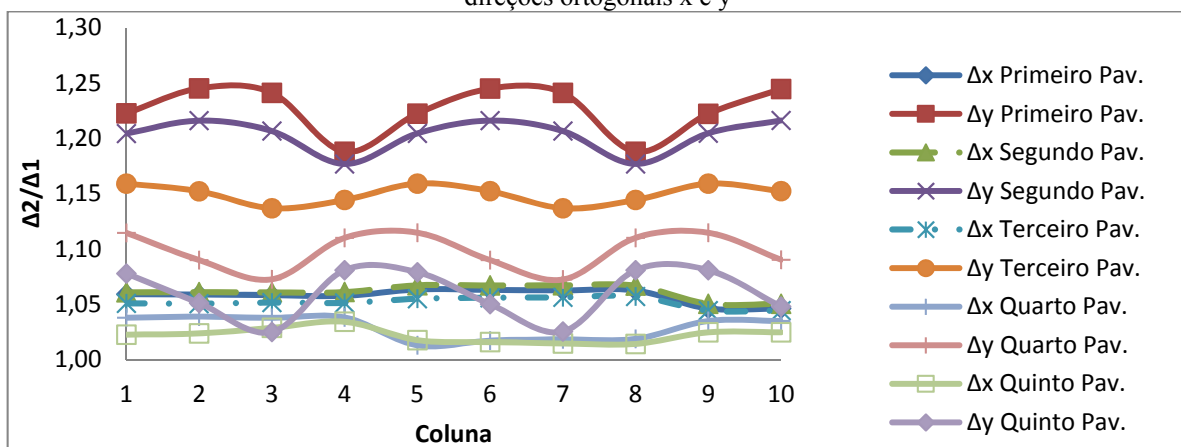
As análises para o modelo com dimensões $L=3,0$ m e $H=3,0$ m sem a consideração de diafragma rígido nos pavimentos para as direções ortogonais x e y seguem apresentadas pela verificação das relações entre análise de segunda e primeira ordem para os deslocamentos nas respectivas direções principais. O Gráfico 11 apresenta os resultados.

Gráfico 11 - Análise segunda ordem modelos com $L=3,0$ m e $H=3,0$ m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y



O modelo com dimensões de $L=4,0$ m e $H=3,5$ m segue apresentada no Gráfico 12, que ilustra a relação entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem e possibilita a classificação da estrutura quanto à sensibilidade aos efeitos de segunda ordem.

Gráfico 12 - Análise segunda ordem modelos com $L=4,0$ m e $H=3,5$ m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y



É possível verificar que as relações de deslocamentos considerando diafragma rígido apresenta grande diferença quando comparado com os modelos com mesma dimensão porém sem o diafragma rígido nos pavimentos.

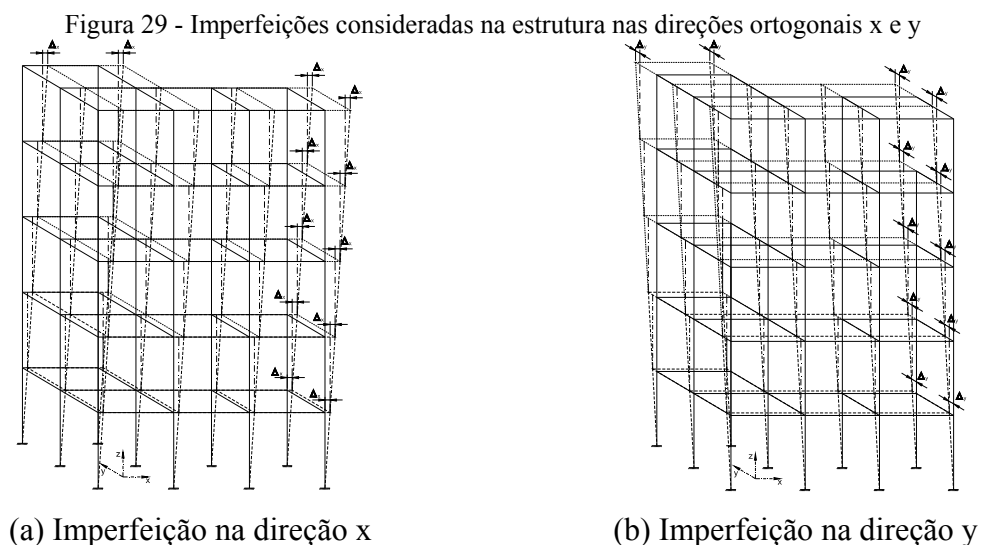
Como os perfis foram definidos inicialmente e não alterados durante a variação dimensional da estrutura (dimensões L e H), nas estruturas com maiores distancias entre colunas e maiores distâncias entre pavimentos a rigidez dos perfis não é suficiente para garantir a estabilidade, visto nos resultados de análise de segunda ordem com altos índices entre deslocamentos de segunda e de primeira ordem.

Os nós das colunas não apresentam o mesmo deslocamento nos respectivos pavimentos considerando uma linha de colunas, até mesmo no mesmo pavimento os nós apresentam comportamento diferente entre si pois as solicitações, devido a irregularidade geométrica, são diferentes em cada coluna.

4.3.4. Análise de segunda ordem com imperfeições geométricas e de material

As imperfeições consideradas são imperfeições globais com relação de $H/500$. Entre cada pavimento, foram consideradas nos 2 (dois) sentidos deslocamento provocados pela resistência da estrutura a resistir os esforços de compressão solicitantes, considerando os eixos ortogonais principais x e y.

A Figura 29 apresenta o esquema da consideração da imperfeição geométrica global nos modelos analisados (nas direções ortogonais x e y).



Os modelos analisados não consideram a rigidez de diafragma rígido em cada pavimento, tipicamente de edifício industrial. Os resultados apresentados abaixo são para os mesmos modelos já apresentados no item anterior, possibilita assim, a comparação entre os resultados do uso de cargas fictícias e de considerar as irregularidades geométricas globais no modelo.

Os Gráficos 13 e 14 apresentam os resultados para os modelos com dimensões L=3,0 m, H=3,0 m com diafragma rígido e o modelo com L=4,0 m, H=3,5 m sem diafragma rígido nos pavimentos para as direções ortogonais x e y seguem apresentadas pela análise das relações entre análise de segunda e primeira ordem para os deslocamentos nas respectivas direções principais.

Gráfico 13 - Análise segunda ordem modelos com L=3,0 m e H=3,0 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y com imperfeição geométrica

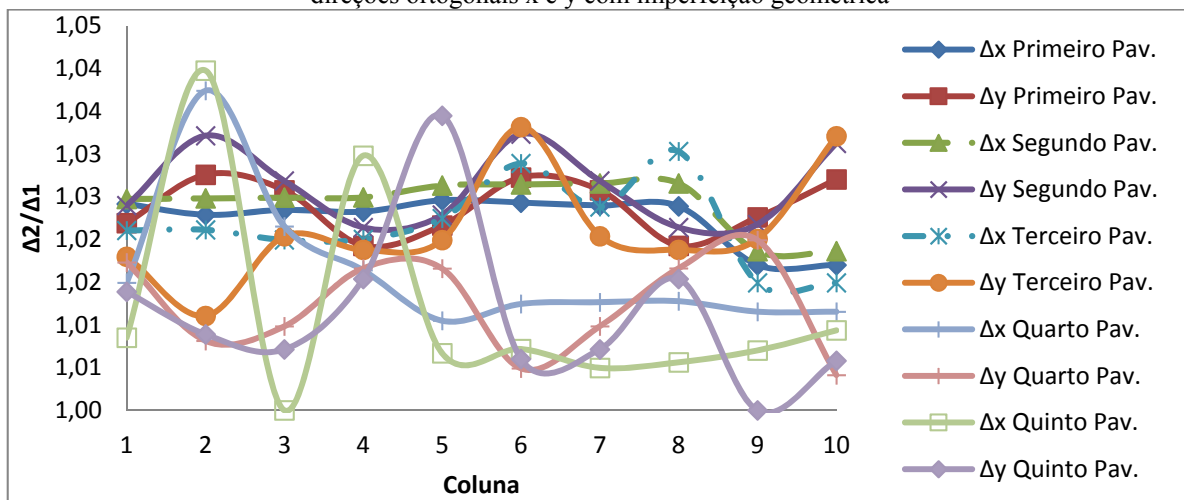
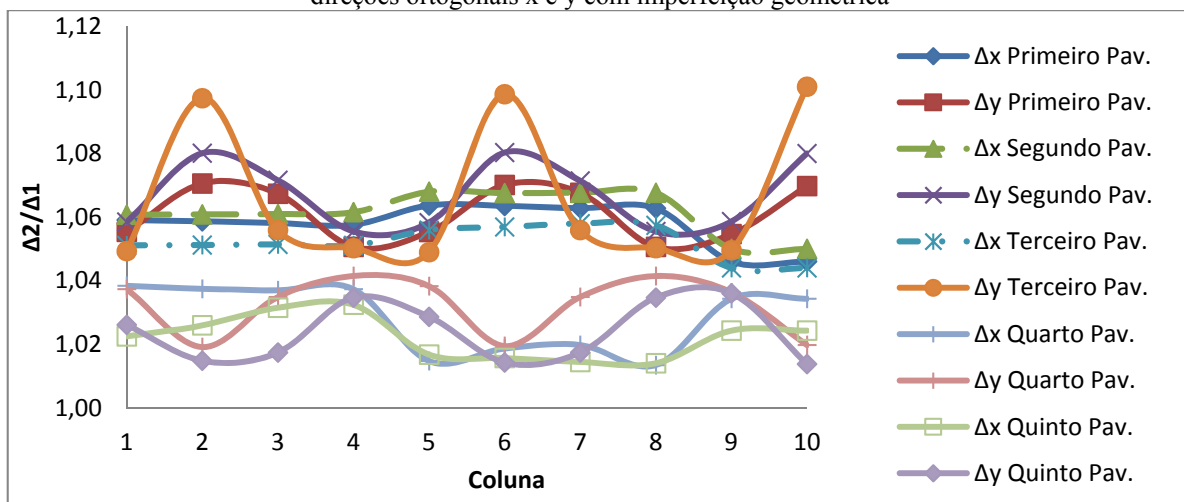


Gráfico 14 - Análise segunda ordem modelos com L=4,0 m e H=3,5 m sem diafragma rígido, análise nas direções ortogonais x e y com imperfeição geométrica



Os resultados são similares aos da análise com inclusão de cargas horizontais, com uma regularidade maior devido ao direcionamento da imperfeição no momento do modelamento. Porém devido a regularidade e resultados percebe-se que é possível assumir que os resultados como similares, ficando a cargo do projetista escolher qual a melhor forma de representar as imperfeições geométricas globais.

4.4. Modelos irregulares (edifício industrial)

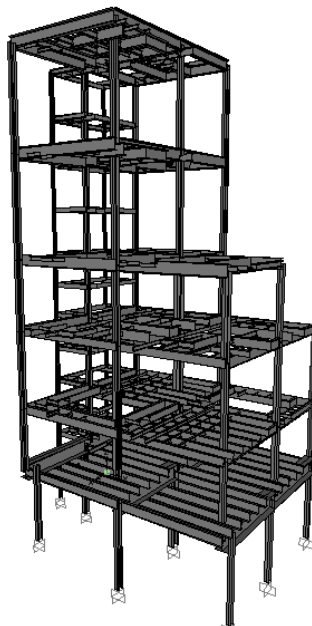
4.4.1. Geometria e solicitações da estrutura

O modelo de cálculo estudado a seguir é um exemplo de um edifício tipicamente industrial com distribuição das colunas sem uniformidade definidas devido a interfaces com equipamento assim como a distribuição de vigas em todos os níveis. As ações que foram consideradas seguem devidamente apresentadas, sem a consideração das ações devidas ao vento. Uma especificação detalhada dos equipamentos não será apresentada neste trabalho, apenas as solicitações devido a cada equipamento em cada nível são consideradas no modelo de cálculo. Os valores apresentados referentes às ações dos equipamentos já contemplam as respectivas amplificações dinâmicas devido à operação.

O edifício é constituído por 8 (oito) níveis distintos, 9 (nove) colunas principais, 2 (duas) colunas para compor a torre de escada, para atender a exigência de normas de utilização que definem a existência de rota de fuga em caso de incidente funesto. As bases do edifício estão no nível 0, sendo que as demais indicações de níveis corresponde à elevação em relação ao nível da base do respectivo nível, sendo estes: 5.000, 9.000, 13.800, 18.100, 21.150, 24.200, 27.250 e 30.300 mm. As 9 (nove) colunas principais estão distribuídas de forma a otimização do espaço disponível e não interferir nos equipamentos, por esse motivo as colunas até o nível 5.000 mm não seguem o mesmo alinhamento das colunas acima do nível 5.000 mm.

A distribuição das filas e eixos pode ser verificada detalhadamente no Apêndice A. A Figura 30 apresenta uma perspectiva do edifício em estudo com as respectivas orientações de seções, sendo as ligações principais das vigas consideradas rígidas nas colunas e as vigas secundárias consideradas com ligações flexíveis nas extremidades para transferência apenas de esforços cisalhantes nas vigas suportes. Os elementos secundários, de pequena rigidez não são considerados no modelo, tampouco o peso próprio e carga acidental destes elementos.

Figura 30 - Perspectiva da edificação com irregularidade geométrica



As ações consideradas são apresentadas na Tabela 10, assim como os respectivos fatores de ponderação utilizados nas combinações de cálculo.

Tabela 10 - Ações permanentes e acidentais para cada nível

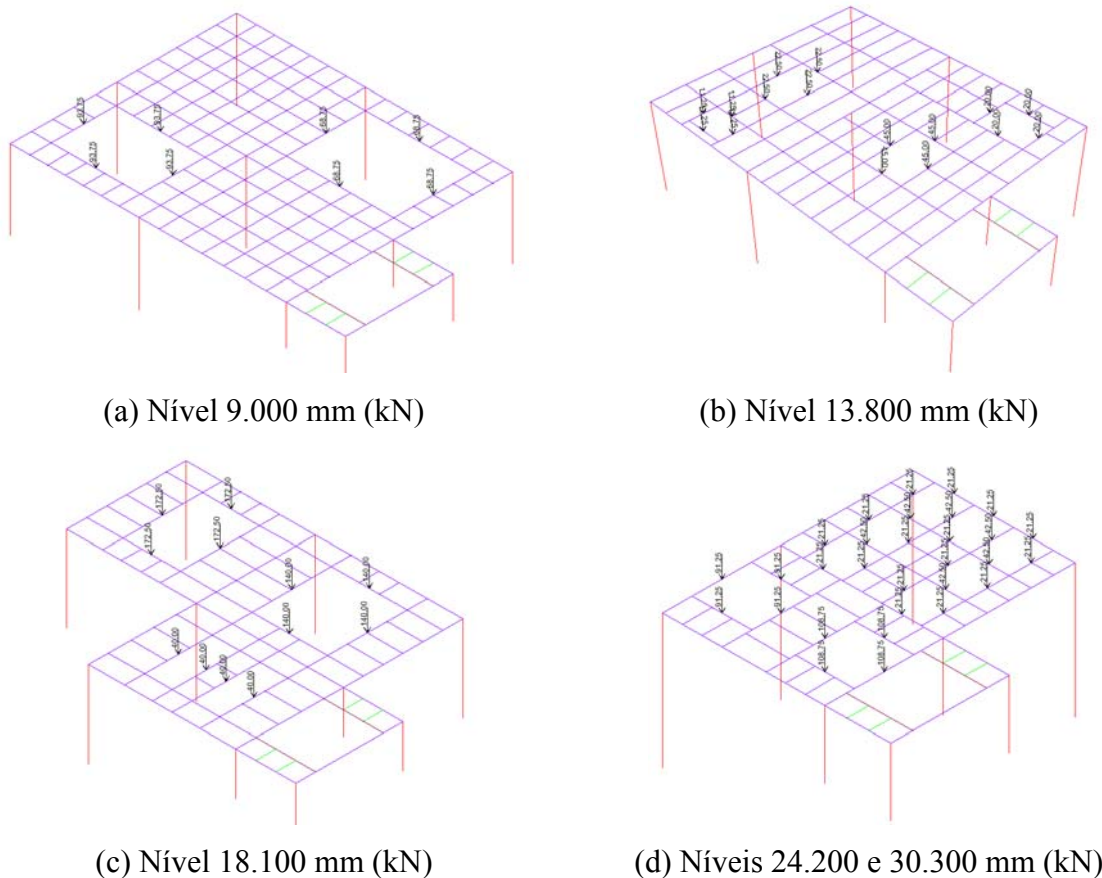
Nível (mm)	Ação	Ponderação	Ação	Ponderação
	Permanente (F_{gk}) (kN/m ²)	(ASCE 7-10) F_{gk}	Acidental (F_{qk}) (kN/m ²)	(ASCE 7-10) F_{qk}
2.500	0,3	1,2	4,0	1,6
5.000	0,6	1,2	15,0	1,6
7.000	0,3	1,2	4,0	1,6
9.000	0,3	1,2	4,0	1,6
11.400	0,3	1,2	4,0	1,6
13.800	0,3	1,2	4,0	1,6
15.950	0,3	1,2	4,0	1,6
18.100	0,3	1,2	4,0	1,6
21.150	0,3	1,2	4,0	1,6
24.200	0,3	1,2	4,0	1,6
27.250	0,3	1,2	4,0	1,6
30.300	0,3	1,2	4,0	1,6

A ação permanente apresentada na Tabela 10 refere-se a utilização de grades de piso, sendo para o nível 5.000 mm valor de 0,6 kN/m² e para todos os demais níveis uma carga permanente devido as grades de 0,3 kN/m². Diferenças de peso próprio das grades são devidas as capacidades de ação acidental para atender a solicitação do respectivo nível.

A ação acidental considerada para atender as intervenções de segurança, utilização e principalmente de manutenção dos equipamentos é considerada como valor de $15,0 \text{ kN/m}^2$ para o nível 5.000 mm e $4,0 \text{ kN/m}^2$ para todos os demais níveis. Sendo o nível 5.000 mm utilizado como depósito, necessitando maior capacidade de sobre carga, conforme considerado. Todas as ações distribuídas nas plataformas foram consideradas no modelo atribuindo nas vigas devido à área de influência de cada viga, desconsiderando estas cargas nas aberturas de equipamentos.

A Figura 31 apresenta a consideração das ações dos equipamentos fixados nos níveis 9.000 mm , 13.800 mm , 18.100 mm , 24.200 mm e 30.300 mm , respectivamente.

Figura 31 - Solicitações dos equipamentos por níveis



Para as análises dos efeitos de segunda ordem da estrutura, da verificação da sensibilidade horizontal da estrutura, são consideradas cargas fictícias horizontais, referentes a uma parcela da carga vertical solicitante em cada coluna. Estas cargas solicitantes foram definidas com as reações dos respectivos níveis para ação permanente e para a ação acidental considerando a natural distribuição das ações gravitacionais devido à rigidez de cada elemento do sistema.

Com as respectivas reações, em todas as colunas, foram determinadas as cargas horizontais para consideração no modelo. As Tabelas 11 e 12 apresentam as cargas fictícias para cada nível e para cada intersecção entre eixos e filas. As ações representam 0,1 % da carga gravitacional gerada pela combinação 1,2 vezes a carga permanente somada a 1,6 vezes a carga acidental (LRFD), multiplicada na combinação para gerar os fatores de 0,2% e 0,3%.

A Tabela 11 apresenta as cargas fictícias das colunas de 1A até 3A.

Tabela 11 - Cargas fictícias, 0,1 % da combinação 1,2D+1,6L, para as colunas de 1A a 3A

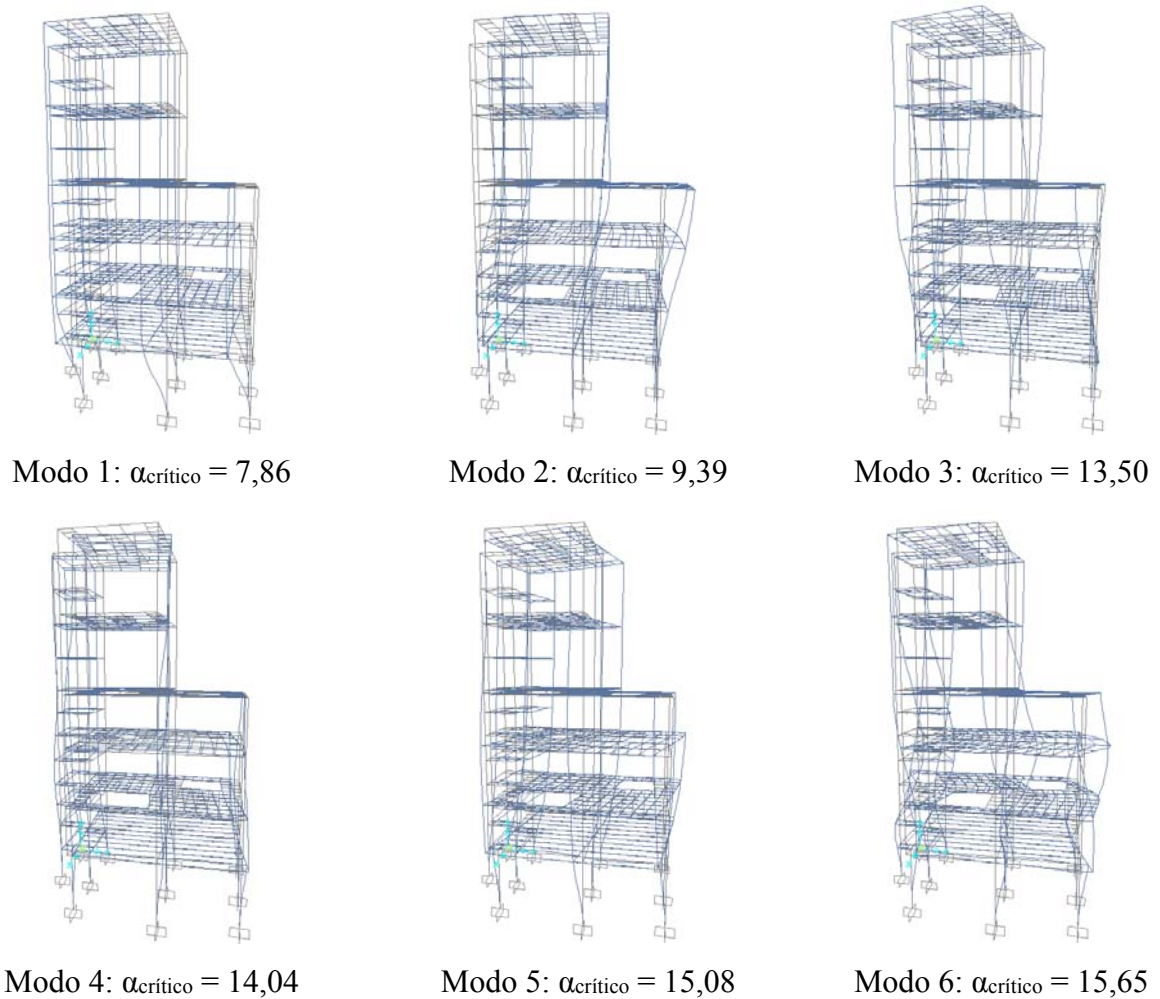
Notional Loads - 1,2D + 1,6L (N)								
Nível (mm)	Coluna							
	1A	1B	2A	2B	2C	2D	2E	3A
2.500	12,52	12,52	13,59		11,64			
5.000	5,79	3,03	255,76		635,33	238,82		454,53
7.000	12,52	12,52	12,52	12,52				
9.000	14,28	4,10	60,19	249,65			127,80	276,87
11.400	12,52	12,52	12,52	12,52				
13.800	8,40	12,50	77,49	353,66			96,77	162,57
15.950	12,52	12,52	12,52	12,52				
18.100	3,52	6,95	149,20	362,80			207,27	113,22
21.150	12,52	12,52	12,52	12,52				
24.200	9,13	20,29	401,26	768,34			288,80	332,90
27.250	12,52	12,52	12,52	12,52				
30.300	9,13	20,29	401,26	768,34			288,80	332,90

Tabela 12 - Cargas fictícias, 0,1 % da combinação 1,2D+1,6L, para as colunas de 3B a 4E

Notional Loads - 1,2D + 1,6L (N)								
Nível (mm)	Coluna							
	3B	3C	3E	4A	4B	4C	4D	4E
2.500								
5.000		7,22	7,22	7,22		0,00	0,00	
7.000								
9.000	7,22		7,22	7,22		0,00		0,00
11.400								
13.800	7,22		7,22	7,22		0,00		0,00
15.950								
18.100	7,22		7,22			0,00		0,00
21.150								
24.200	7,22		7,22					
27.250								
30.300	0,00		0,00					

As células hachuradas nas Tabelas 11 e 12 correspondem a pontos não existentes nos respectivos níveis, e as células com valores são equivalentes a 0,1 % da combinação de cálculo com maior solicitação gravitacional na estrutura. A consideração das cargas fictícias foi realizada respeitando os sentidos dos eixos ortogonais principais, considerando estas nos dois

Figura 33 - Modos de flambagem do edifício em análise



Em análise aos valores do coeficiente de flambagem, percebe-se que os valores do coeficiente crítico de flambagem estão com coeficientes inferiores a 10, pois já no primeiro modo de flambagem global apresenta deslocamento lateral da estrutura. O módulo de elasticidade não é alterado para análise e verificação da sensibilidade da estrutura, considerado com 200 GPa.

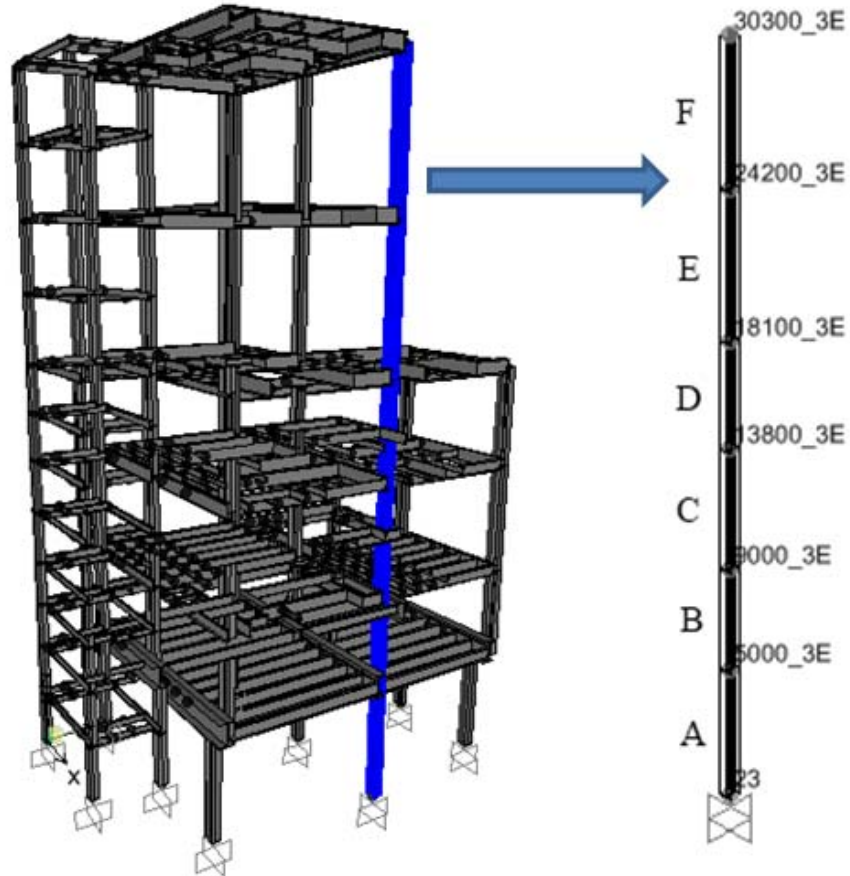
4.4.3. Análise de segunda ordem com cargas fictícias

As cargas horizontais fictícias consideradas na estrutura seguem a orientação dos eixos ortogonais, aplicados na direção positiva e na direção negativa de cada um dos 2 (dois) eixos para verificar qualquer sensibilidade a deslocamentos horizontais da estrutura.

Para apresentação dos resultados foram, selecionados ao acaso a linha de colunas que está na intersecção do eixo 3 com a fila E, com os nós numerados com o prefixo do nível que

se encontra e com o sufixo da localização em relação ao plano de referência da estrutura. A Figura 34 ilustra a localização dos nós em análise.

Figura 34 - Indicação dos nós verificados na análise de segunda ordem



Com a análise realizada com as cargas fictícias consideradas na proporção de 0,2 %, apresentam os deslocamentos para a direção x para análise de primeira e de segunda ordem são apresentados na Tabela 13 e na direção y na Tabela 14.

Tabela 13 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,2 %, 1,0E

Nó	$\Delta x (+)$ Coluna 3E			$\Delta x (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}
5.000_3E	0,49	0,48	1,03	-0,24	-0,23	1,04
9.000_3E	1,31	1,23	1,06	-0,33	-0,32	1,01
13.800_3E	3,34	3,12	1,07	0,14	0,11	1,25
18.100_3E	5,57	5,18	1,08	0,96	0,87	1,10
24.200_3E	8,79	8,20	1,07	2,52	2,35	1,07
30.300_3E	10,96	10,31	1,06	4,13	3,92	1,05

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x (mm);

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x (mm).

Tabela 14 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,2 %, 1,0E

Nó	$\Delta y (+)$ Coluna 3E			$\Delta y (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}
5.000_3E	2,38	2,09	1,14	-0,30	-0,22	1,33
9.000_3E	3,84	3,39	1,13	-0,53	-0,43	1,21
13.800_3E	6,02	5,33	1,13	-0,78	-0,66	1,19
18.100_3E	6,44	5,66	1,14	-1,71	-1,55	1,10
24.200_3E	12,18	11,08	1,10	2,48	2,42	1,02
30.300_3E	14,88	13,66	1,09	4,33	4,19	1,03

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y (mm);

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y (mm).

As Tabelas 15 e 16 ilustram os resultados para a análise dos deslocamentos de primeira e de segunda ordem para os modelos com cargas fictícias na ordem de 0,3 % das ações gravitacionais com deslocamentos nas direções x e y, respectivamente.

Tabela 15 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 1,0E

Nó	$\Delta x (+)$ Coluna 3E			$\Delta x (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}
5.000_3E	0,68	0,65	1,04	-0,42	-0,40	1,04
9.000_3E	1,72	1,62	1,06	-0,74	-0,71	1,04
13.800_3E	4,14	3,87	1,07	-0,66	-0,64	1,03
18.100_3E	6,72	6,25	1,07	-0,19	-0,20	0,93
24.200_3E	10,36	9,66	1,07	0,95	0,88	1,08
30.300_3E	12,67	11,90	1,06	2,42	2,32	1,04

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x (mm);

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x (mm).

Tabela 16 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,3 %, 1,0E

Nó	$\Delta y (+)$ Coluna 3E			$\Delta y (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}
5.000_3E	3,04	2,67	1,14	-0,96	-0,80	1,20
9.000_3E	4,94	4,35	1,14	-1,62	-1,39	1,16
13.800_3E	7,72	6,82	1,13	-2,48	-2,16	1,15
18.100_3E	8,47	7,46	1,14	-3,74	-3,35	1,12
24.200_3E	14,61	13,25	1,10	0,06	0,26	0,22
30.300_3E	17,52	16,02	1,09	1,70	1,83	0,93

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y (mm);

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y (mm).

As Tabelas 13 e 15 apresentam os deslocamentos para análise dos resultados para a direção negativa de x, onde é possível verificar a mudança de sentido do deslocamento da estrutura com o aumento do nível das colunas, apresentando o maior deslocamento na direção negativa de x no nível 9.000 mm, reduzindo o deslocamento no nível 13.800 mm e apresentando

deslocamento ainda menor na direção negativa de x no nível 18.100 mm. Nos níveis 24.200 mm e 30.300 mm os deslocamentos ocorrem no sentido positivo do eixo x.

Considerando as prescrições da norma ABNT NBR 8800 (2008), o resultado encontrado para a análise de segunda ordem requer redução do módulo de elasticidade para 80 % do valor integral, necessitando de nova análise e nova conferência. O limite que classifica a estrutura como de média deslocabilidade é 1,4, relação entre o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem.

O deslocamento da análise de primeira ordem para o nível 24.200 mm na direção – y, apresentado na Tabela 16 é de 0,26 mm, valor superior ao deslocamento da análise de segunda ordem, resultando em um valor de relação inferior a 1,0, não caracterizando a sensibilidade da estrutura para efeitos de segunda ordem. Devido à geometria da estrutura e do carregamento suportado pela mesma, todos os nós em níveis inferiores ao nível 24.200 mm apresentam deslocamento na direção – y, enquanto os nós a partir do nível 24.200 mm, incluindo o nível 24.200 mm, apresenta deslocamento na direção + y.

A norma americana AISC 360 (2010) prioriza a utilização do método direto de análise, onde considera a utilização inicial de 80 % do módulo de elasticidade e apresenta uma inequação para determinação do valor que deve ser considerado para as cargas fictícias, sendo $0,002Fg$ quando $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1,5$ e $0,003Fg$ quando $\Delta_2/\Delta_1 > 1,5$. Para visualização dos resultados e comparação com os resultados apresentados anteriormente sem a redução do módulo de elasticidade, os resultados da mesma coluna (3E) é apresentado.

Nas Tabelas 17 e 18 são apresentados os valores de Δ_2/Δ_1 para o modelo com 80 % do E e cargas fictícias com 0,2 % das ações gravitacionais, com deslocamento da estrutura nas direções x e y, respectivamente.

Tabela 17 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,2 %, 0,8E

Nó	$\Delta x (+)$ Coluna 3E			$\Delta x (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}
5.000_3E	0,60	0,57	1,04	-0,29	-0,27	1,05
9.000_3E	1,59	1,48	1,08	-0,40	-0,39	1,02
13.800_3E	4,07	3,74	1,09	0,18	0,14	1,31
18.100_3E	6,78	6,21	1,09	1,18	1,05	1,12
24.200_3E	10,70	9,84	1,09	3,07	2,82	1,09
30.300_3E	13,32	12,37	1,08	5,01	4,70	1,06

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x (mm);

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x (mm).

Tabela 18 – Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção y, carga fictícia de 0,2 %, 0,8E

Nó	$\Delta y (+)$ Coluna 3E			$\Delta y (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}
5.000_3E	2,93	2,51	1,17	-0,38	-0,27	1,41
9.000_3E	4,74	4,07	1,16	-0,66	-0,52	1,26
13.800_3E	7,41	6,39	1,16	-0,97	-0,79	1,23
18.100_3E	7,94	6,79	1,17	-2,09	-1,86	1,12
24.200_3E	14,92	13,30	1,12	2,99	2,91	1,03
30.300_3E	18,19	16,39	1,11	5,23	5,03	1,04

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y (mm);

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y (mm).

Nas Tabelas 19 e 20 são apresentados os valores de Δ_2/Δ_1 para o modelo com 80 % de E e cargas fictícias com 0,3 % das ações gravitacionais, com deslocamento da estrutura nas direções x e y, respectivamente.

Tabela 19 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 0,8E

Nó	$\Delta x (+)$ Coluna 3E			$\Delta x (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{x2}	Δ_{x1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}
5.000_3E	0,82	0,78	1,04	-0,51	-0,48	1,05
9.000_3E	2,09	1,94	1,07	-0,89	-0,86	1,04
13.800_3E	5,04	4,64	1,09	-0,80	-0,77	1,04
18.100_3E	8,18	7,50	1,09	-0,22	-0,24	0,91
24.200_3E	12,61	11,59	1,09	1,16	1,06	1,10
30.300_3E	15,39	14,28	1,08	2,93	2,79	1,05

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x (mm);

Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x (mm).

Tabela 20 - Análise de segunda ordem nos nós da coluna eixo 3 fila E na direção x, carga fictícia de 0,3 %, 0,8E

Nó	$\Delta y (+)$ Coluna 3E			$\Delta y (-)$ Coluna 3E		
	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{y2}	Δ_{y1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}
5.000_3E	3,76	3,20	1,17	-1,21	-0,96	1,26
9.000_3E	6,09	5,22	1,17	-2,01	-1,67	1,21
13.800_3E	9,51	8,19	1,16	-3,07	-2,59	1,19
18.100_3E	10,45	8,95	1,17	-4,61	-4,02	1,14
24.200_3E	17,90	15,90	1,13	0,00	0,31	0,00
30.300_3E	21,43	19,23	1,11	1,99	2,19	0,91

Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y (mm);

Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y (mm).

A menor rigidez global da estrutura é verificada no sentido do eixo ortogonal y, direção perpendicular à maior inércia do perfil, logo a menor rigidez e resistência das colunas que formam o sistema resistente a cargas gravitacionais. É possível verificar nas Tabelas de 13 a

20, indicadas nas direções x e y para cargas fictícias de 0,2 % e 0,3 % e também da variação do módulo de elasticidade de 1,0E e 0,8E.

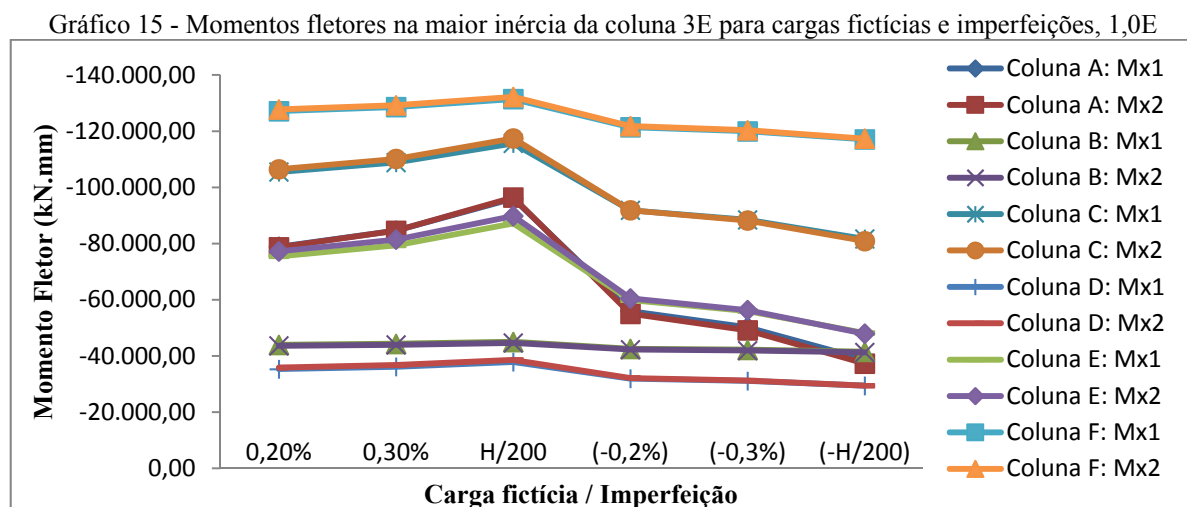
4.4.4. Deslocamentos reais da estrutura

O modelo da estrutura deste tópico é avaliado com medidas de campo que representam deformações na ordem de $H/200$. Esta deformação excessiva incrementa solicitações superiores aos considerados por normas. As deformações reais foram medidas através de estações de topografia realizada por profissional devidamente habilitado para operação do equipamento.

Para verificação da variação dos esforços com a consideração de deslocamento real da estrutura, uma análise de segunda ordem com esta deformação foi comparada aos resultados da análise obtida ao seguir os requisitos da norma americana AISC 360 (2010). Apenas os pontos principais da estrutura foram medidos. Os momentos fletores da coluna ilustrada na Figura 34 são sempre no topo de cada elemento, correspondente ao nó final.

Os momentos fletores gerados pelas cargas horizontais para situações em que correspondem a 0,2 %, 0,3 % e uma imperfeição na ordem encontrada de $H/200$, aplicados na direção positiva e direção negativa dos eixos ortogonais principais são apresentados por coluna entre os níveis.

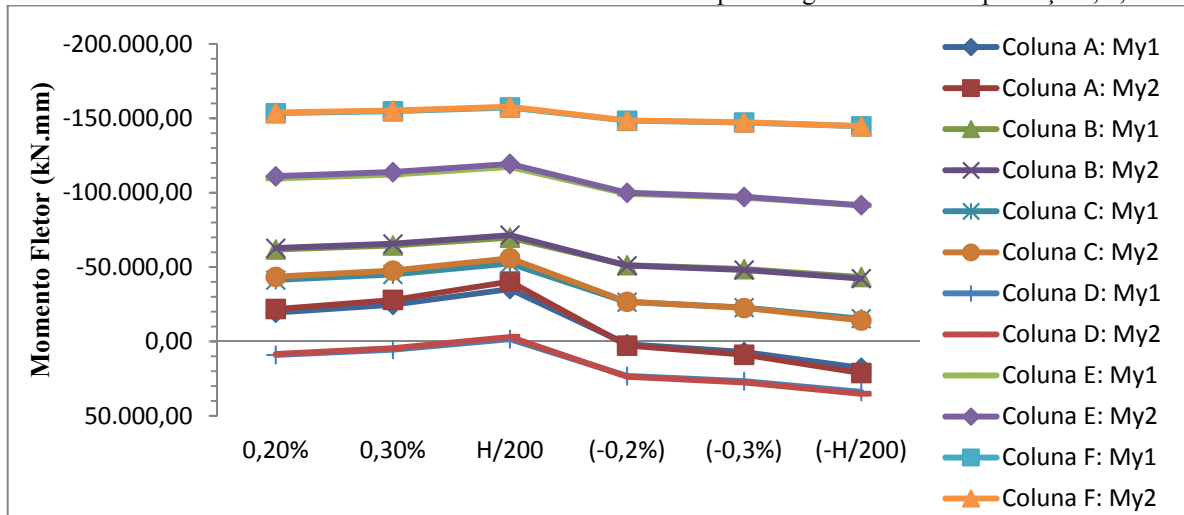
O Gráfico 15 apresenta a distribuição dos momentos fletores na maior inércia da coluna, considerando o módulo de elasticidade do material com 200 GPa.



Mx1: momento fletor em relação ao eixo x, maior inércia da seção, de primeira ordem;
Mx2: momento fletor em relação ao eixo x, maior inércia da seção, de segunda ordem.

O Gráfico 16 apresenta a distribuição dos momentos fletores na menor inércia da coluna, considerando o módulo de elasticidade do material com 200 GPa.

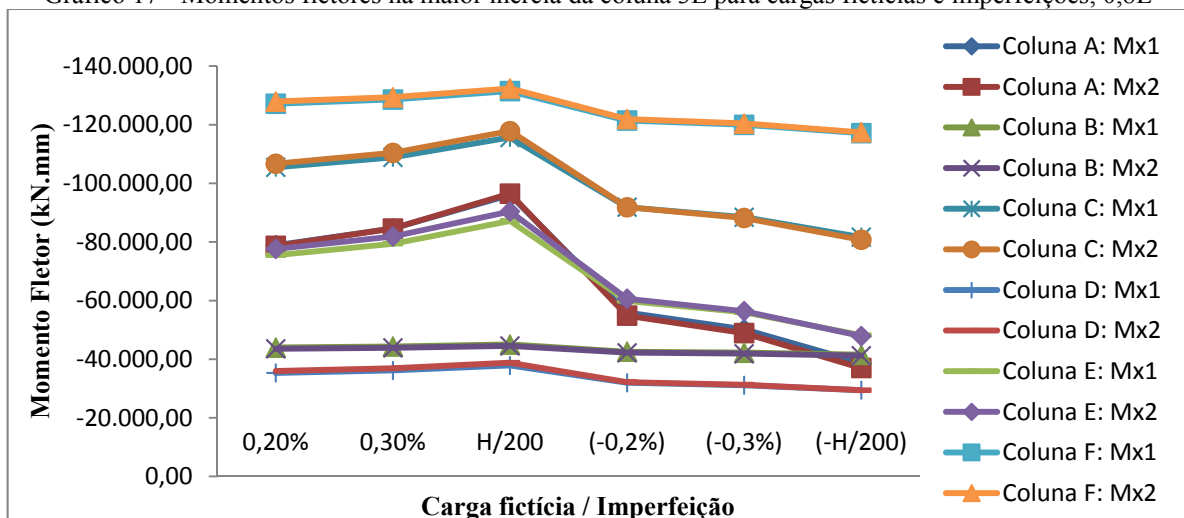
Gráfico 16 - Momentos fletores na menor inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 1,0E



My1: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
 My2: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

O Gráfico 17 apresenta a distribuição dos momentos fletores na maior inércia da coluna, considerando o módulo de elasticidade do material com 160 GPa.

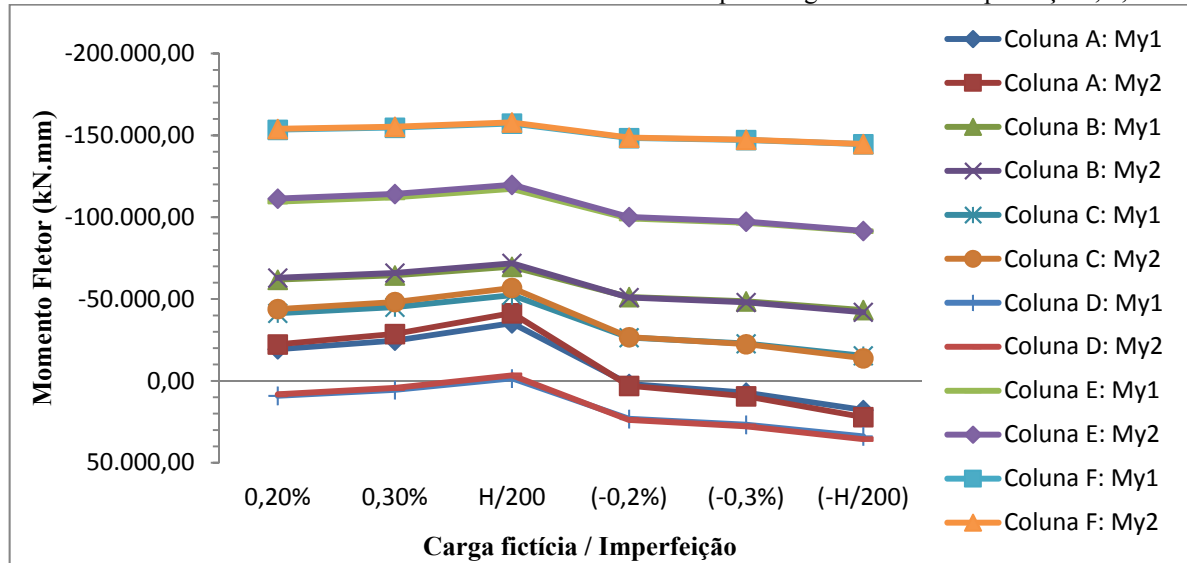
Gráfico 17 - Momentos fletores na maior inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 0,8E



Mx1: momento fletor em relação ao eixo x, maior inércia da seção, de primeira ordem;
 Mx2: momento fletor em relação ao eixo x, maior inércia da seção, de segunda ordem.

O Gráfico 18 apresenta a distribuição dos momentos fletores na menor inércia da coluna, considerando o módulo de elasticidade do material com 160 GPa.

Gráfico 18 - Momentos fletores na menor inércia da coluna 3E para cargas fictícias e imperfeições, 0,8E



My1: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
 My2: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

As Tabelas 21 à 26 apresentam, cada uma, um trecho de coluna para a apresentação dos momentos fletores para considerações de cargas fictícias indicadas na norma americana (0,2 %), na norma brasileira (0,3 %) e os esforços com a simulação das imperfeições medidas (H/200), assim como a comparação entre resultados para consideração do módulo de elasticidade completo e com redução de 20 %.

A variação entre valores com a redução do módulo de elasticidade é percebida na análise de segunda ordem, onde os momentos fletores são amplificados nos modelos com a consideração da redução do módulo de elasticidade longitudinal.

Tabela 21 - Diferença momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento A

Coluna	Entre níveis 0 e 5.000 (A), 1,0E			Entre níveis 0 e 5.000 (A), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Carga fictícia (0,2%)	Carga fictícia (0,3%)	Imperfeição (H/200)	Carga fictícia (0,2%)	Carga fictícia (0,3%)	Imperfeição (H/200)
M _{x1}	-78.866,11	-84.597,24	-96.059,52	-78.866,11	-84.597,24	-96.059,52
M _{x2}	-78.684,77	-84.595,51	-96.416,79	-78.647,05	-84.594,70	-96.486,56
M _{y1}	-19.349,51	-24.647,32	-35.242,94	-19.349,51	-24.647,32	-35.242,94
M _{y2}	-21.779,77	-27.926,99	-40.221,53	-22.356,25	-28.704,10	-41.399,92
Momento Fletor (kN.mm)	Carga fictícia (-0,2%)	Carga fictícia (-0,3%)	Imperfeição (-H/200)	Carga fictícia (-0,2%)	Carga fictícia (-0,3%)	Imperfeição (-H/200)
M _{x1}	-55.941,57	-50.210,43	-38.748,16	-55.941,57	-50.210,43	-38.748,16
M _{x2}	-55.041,10	-49.130,01	-37.307,62	-54.855,60	-48.907,53	-37.011,13
M _{y1}	1.841,72	7.139,53	17.735,15	1.841,72	7.139,53	17.735,15
M _{y2}	2.793,50	8.926,83	21.249,84	3.008,33	9.382,33	22.077,46

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;

M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;

M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;

M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Tabela 22 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento B

Coluna	Entre níveis 5.000 e 9.000 (B), 1,0E			Entre níveis 5.000 e 9.000 (B), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Carga fictícia (0,2%)	Carga fictícia (0,3%)	Imperfeição (H/200)	Carga fictícia (0,2%)	Carga fictícia (0,3%)	Imperfeição (H/200)
M _{x1}	-43.959,41	-44.309,62	-45.010,06	-43.959,41	-44.309,62	-45.010,06
M _{x2}	-43.614,70	-43.950,40	-44.621,94	-43.541,13	-43.873,48	-44.532,36
M _{y1}	-61.826,96	-64.472,63	-69.763,96	-61.826,96	-64.472,63	-69.763,96
M _{y2}	-62.697,59	-65.626,33	-71.483,83	-62.899,51	-65.892,35	-71.878,02
Momento Fletor (kN.mm)	Carga fictícia (-0,2%)	Carga fictícia (-0,3%)	Imperfeição (-H/200)	Carga fictícia (-0,2%)	Carga fictícia (-0,3%)	Imperfeição (-H/200)
M _{x1}	-42.558,54	-42.208,33	-41.507,90	-42.558,54	-42.208,33	-41.507,90
M _{x2}	-42.272,38	-41.936,91	-41.266,13	-42.212,31	-41.880,25	-41.216,32
M _{y1}	-51.244,31	-48.598,64	-43.307,32	-51.244,31	-48.598,64	-43.307,32
M _{y2}	-50.983,03	-48.057,25	-42.196,30	-50.928,87	-47.935,25	-41.949,52

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;

M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;

M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;

M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Tabela 23 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento C

Coluna	Entre níveis 9.000 e 13.800 (C), 1,0E			Entre níveis 9.000 e 13.800 (C), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)
M _{x1}	-105.457,25	-108.855,38	-115.651,64	-105.457,25	-108.855,38	-115.651,64
M _{x2}	-106.470,37	-110.124,10	-117.431,49	-106.690,49	-110.399,36	-117.832,74
M _{y1}	-41.292,20	-45.001,57	-52.420,32	-41.292,20	-45.001,57	-52.420,32
M _{y2}	-43.436,56	-47.626,94	-56.007,66	-43.917,71	-48.218,38	-56.819,66
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)
M _{x1}	-91.864,72	-88.466,59	-81.670,33	-91.864,72	-88.466,59	-81.670,33
M _{x2}	-91.855,16	-88.201,29	-80.893,47	-91.854,70	-88.145,66	-80.727,50
M _{y1}	-26.454,71	-22.745,33	-15.326,59	-26.454,71	-22.745,33	-15.326,59
M _{y2}	-26.677,05	-22.492,23	-14.103,50	-26.718,55	-22.414,07	-13.812,49

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;
M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Tabela 24 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e H/200, elemento D

Coluna	Entre níveis 13.800 e 18.100 (D), 1,0E			Entre níveis 13.800 e 18.100 (D), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)
M _{x1}	-35.319,25	-36.163,16	-37.850,97	-35.319,25	-36.163,16	-37.850,97
M _{x2}	-35.839,58	-36.761,28	-38.604,55	-35.952,08	-36.890,74	-38.773,41
M _{y1}	9.082,92	5.545,29	-1.529,96	9.082,92	5.545,29	-1.529,96
M _{y2}	8.432,39	4.597,11	-3.073,21	8.277,57	4.375,32	-3.428,89
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)
M _{x1}	-31.943,62	-31.099,71	-29.411,90	-31.943,62	-31.099,71	-29.411,90
M _{x2}	-32.152,46	-31.230,59	-29.386,75	-32.197,01	-31.258,13	-29.380,26
M _{y1}	23.233,42	26.771,04	33.846,29	23.233,42	26.771,04	33.846,29
M _{y2}	23.773,15	27.605,83	35.281,49	23.885,61	27.790,27	35.596,02

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;
M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Tabela 25 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e imp. de H/200

Coluna	Entre níveis 18.100 e 24.200 (E), 1,0E			Entre níveis 18.100 e 24.200 (E), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)
M _{x1}	-75.460,18	-79.358,01	-87.153,68	-75.460,18	-79.358,01	-87.153,68
M _{x2}	-77.241,92	-81.427,83	-89.799,27	-77.626,71	-81.874,83	-90.393,79
M _{y1}	-109.525,11	-112.111,69	-117.284,84	-109.525,11	-112.111,69	-117.284,84
M _{y2}	-111.039,20	-113.811,58	-119.356,23	-111.375,48	-114.188,64	-119.814,81
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)
M _{x1}	-59.868,85	-55.971,01	-48.175,34	-59.868,85	-55.971,01	-48.175,34
M _{x2}	-60.497,09	-56.310,58	-47.937,19	-60.632,73	-56.383,86	-47.885,67
M _{y1}	-99.178,80	-96.592,23	-91.419,07	-99.178,80	-96.592,23	-91.419,07
M _{y2}	-99.944,89	-97.173,45	-91.631,40	-100.114,80	-97.308,94	-91.681,97

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;
M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Tabela 26 - Diferença no momento fletor, cargas fictícias de 0,2 %, 0,3 % e imp. de H/200

Coluna	Entre níveis 24.200 e 30.300 (F), 1,0E			Entre níveis 24.200 e 30.300 (F), 0,8E		
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)	Notional Load (0,2%)	Notional Load (0,3%)	Imperfection (H/200)
M _{x1}	-127.145,83	-128.580,92	-131.451,09	-127.145,83	-128.580,92	-131.451,09
M _{x2}	-127.744,62	-129.228,56	-132.196,49	-127.868,67	-129.363,01	-132.354,15
M _{y1}	-153.453,29	-154.717,65	-157.246,37	-153.453,29	-154.717,65	-157.246,37
M _{y2}	-153.873,69	-155.185,89	-157.810,24	-153.964,49	-155.286,91	-157.931,70
Momento Fletor (kN.mm)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)	Notional Load (-0,2%)	Notional Load (-0,3%)	Imperfection (-H/200)
M _{x1}	-121.405,48	-119.970,39	-117.100,22	-121.405,48	-119.970,39	-117.100,22
M _{x2}	-121.809,03	-120.325,17	-117.357,51	-121.891,51	-120.397,26	-117.408,84
M _{y1}	-148.395,85	-147.131,49	-144.602,77	-148.395,85	-147.131,49	-144.602,77
M _{y2}	-148.624,04	-147.311,96	-144.687,89	-148.673,40	-147.352,11	-144.707,02

M_{x1}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{x2}: momento fletor em relação ao eixo x, menor inércia da seção, de segunda ordem;
M_{y1}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de primeira ordem;
M_{y2}: momento fletor em relação ao eixo y, menor inércia da seção, de segunda ordem.

Na Tabela 21 Percebe-se que o acréscimo de esforço é superior em torno da menor inércia da seção das colunas para as ações fictícias aplicadas no sentido positivo dos eixos ortogonais. Quando as ações fictícias são aplicadas no sentido negativo dos eixos ortogonais

principais, resultam em reduções nas solicitações em torno da maior inércia da seção da coluna x, porém acréscimo expressivo para o momento fletor em torno de y (menor inércia da seção). Todavia, este acréscimo expressivo é em virtude da magnitude dos esforços. Mesmo apresentando estes acréscimos expressivos são de menor magnitudes que os esforços de momento fletor gerado com a aplicação das cargas fictícias no sentido positivo dos eixos ortogonais.

Nas Tabelas 22 e 23 (elementos B e C), os esforços para consideração das imperfeições tem incremento quando aplicadas no sentido positivo dos eixos ortogonais e redução quando consideradas no sentido negativo dos eixos principais.

A Tabela 24 ilustra os resultados e variações para os momentos fletores do elemento D, trecho compreendido entre os níveis 13.800 mm e 18.100 mm. Neste elemento, os esforços para consideração das imperfeições tem incremento quando aplicadas no sentido positivo dos eixos ortogonais em relação a maior inércia da coluna e redução nos momentos em relação a menor inércia da coluna. Quando consideradas, imperfeições e cargas fictícias, no sentido negativo dos eixos principais, o resultado é contrário ao anterior, apresenta pequena redução em relação ao eixo principal de inércia da coluna e considerável aumento nos esforços em relação a menor inércia do perfil da coluna.

A Tabela 25 ilustra os resultados e variações para os momentos fletores do elemento E, trecho compreendido entre os níveis 18.100 mm e 24.200 mm. Neste trecho, os esforços para consideração das imperfeições tem incremento quando aplicadas no sentido positivo dos eixos ortogonais e redução quando consideradas no sentido negativo dos eixos principais, tanto para momento fletor em torno do eixo de maior inércia da coluna como em relação ao eixo de menor inércia da seção da coluna.

A Tabela 26 ilustra os resultados e variações para os momentos fletores do elemento F, trecho compreendido entre os níveis 24.200 mm e 30.300 mm, trecho superior da edificação. Neste trecho, os esforços para consideração das imperfeições tem incremento quando aplicadas no sentido positivo dos eixos ortogonais e redução quando consideradas no sentido negativo dos eixos principais.

5. CONCLUSÕES

A literatura apresenta um reduzido número de trabalhos realizados no estudo da análise de segunda ordem de edifícios industriais em três dimensões. Os trabalhos que apresentam estudos do assunto, na maioria das vezes, não levam em consideração os efeitos de edifícios de geometria irregular. Este trabalho vem colaborar com esta lacuna aberta com o passar dos anos. O aumento da capacidade de processamento digital acelerou o desenvolvimento de metodologias mais complexas, com maior representação da realidade, tornando-se ferramentas comerciais para utilização no dia-a-dia dos engenheiros calculistas, deixando somente o meio acadêmico como ocorria no passado.

Este trabalho apresentou um estudo sobre as divergências geradas nos modelos de cálculo quando usado o fator K , para definição dos comprimentos efetivos de flambagem, apresentando um exemplo e a discrepância entre os resultados do defasado método de definição do comprimento efetivo de flambagem comparado com os métodos atuais. As modernas metodologias de cálculo orientam a utilização do fator K máximo de 1,0 e as respectivas análises do comportamento de segunda ordem da estrutura, evidenciados neste trabalho.

Os estudos realizados em modelos da literatura sugerem que o uso de contraventamento vertical incrementa resistência aos deslocamentos horizontais aos modelos de estrutura de aço, porém devem ser cuidadosamente dispostos na estrutura para que não provoquem situações de instabilidade torsional.

A verificação dos efeitos de segunda ordem para edifícios com simetria, pode ser realizada tanto com cargas fictícias como com a consideração das imperfeições no modelo de cálculo. Assim, a consideração das cargas fictícias são beneficiadas em relação a facilidade em aplicação comparada a consideração de imperfeições, pois a grande maioria dos softwares de cálculo ainda não apresentam uma rotina para consideração automática das imperfeições, dificultando o trabalho e mais ainda, os ajustes no modelo de cálculo elaborado com as barras levemente deslocadas para simular as imperfeições, o que necessita modelar a estrutura com as imperfeições definidas por norma.

A distribuição das cargas fictícias deve ser de tal forma que em cada nó superior de coluna a carga fictícia seja equivalente e fatorada do valor da combinação que apresentar maior carga gravitacional e real solicitação a esta estrutura, não sendo aceitável a consideração de cargas fictícias apenas nas faces da edificação, principalmente de edifícios com geometria e/ou carregamento irregular.

Quando utilizado o método de classificação da sensibilidade da estrutura para efeitos de segunda ordem pelo método da análise linear de flambagem elástica, não é necessária a utilização de cargas fictícias, pois estas não influenciam significativamente nos valores do fator multiplicador da carga crítica de flambagem. Este método acaba sendo uma alternativa rápida e segura para a verificação da estabilidade do sistema analisado, gerado com a combinação de carga que apresenta as solicitações gravitacionais mais expressivas à estrutura.

A análise de segunda ordem é de fundamental importância para possibilitar a correta utilização da estrutura, como apresentado. Em situações com carga gravitacionais expressivas e irregularidade da estrutura, a consideração pode levar a deformações horizontais excessivas gerando esforços extras que reduzem toda a segurança existente embutidas em normas de dimensionamento.

A utilização de cargas fictícias para simular as imperfeições geométricas e de material da estrutura devem ser aplicadas de tal forma que o sentido da consideração das ações horizontais não promova reduções nos esforços internos da estrutura. Esta observação é válida para análise de segunda ordem realizada com a imperfeição inicial da estrutura. As verificações devem ser realizadas em todos os sentidos para garantir que os efeitos de segunda ordem sejam corretamente verificados e que avaliações indevidas dos efeitos não provoquem acontecimentos indesejados na estrutura quando em uso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVARENGA, R. A.; SILVEIRA, R. A. M. A configuração geométrica inicial da análise avançada de portais planos de aço. **Revista Escola de Minas**, v. 59(2), p. 185-197, Ouro Preto, 2006.

ÁLVAREZ, R. A.; BUSTILLO, R. A.; MARTILEGUI, F. A.; BUSTILLO, J. M. A.; HERRERO, M. E. **Cálculo matricial de estructuras em primer y segundo orden: teoría y problemas**. Primera edición, p. 275, Madrid, Editorial Bellisco, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. **Specification for the design, fabrication e erection of structural steel for buildings**, p.135, New York, 1963.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC 360. **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**, p.519, Chicago, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC 360. **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**, p.612, Chicago, 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE7. **Minimum design loads for buildings and other structures**, p.656, Virginia, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASTM A6/A6M. **Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars plates, shapes, and sheet piling**, p. 63, 2013.

AZEVEDO, A. F. F. L. C. **Análise tridimensional de estruturas metálicas incluindo os efeitos de segunda ordem**. 1993. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1993.

BARROS, R. C.; CÉSAR, M. B. **Non-linear carrying capacity of asymmetric three-dimensional braced steel frame**. In: Proceedings of The Seventh International Conference on Computational Structures Technology, Lisbon, Portugal, Civil-Comp Press, Paper 145, B.H.V. Topping, Stirlingshire, UK, 2004.

BLACK, E. F. Use of stability coefficients for evaluating the P- Δ effect in regular steel moment resisting frames. **Engineering Structures**, v. 33, p. 1205-1216, 2011.

CANELA, G. G. **Nonlinear seismic analysis of industrial steel structures with irregularities**. Universitat Politècnica de Catalunya, Catalonia, Espanha, p.129, 2010.

CASTELLAZZI, G. Analysis of second-order shear-deformable beams with semi-rigid connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 79, p. 183-194, 2012.

CÉSAR, M. T. B.; BARROS, R. C. **A parametric study of the non-linear geometric behavior and carrying capacity of 3D asymmetric steel frames**. In: Proceedings of The Seventh International Conference on Computational Structures Technology, Lisboa, Portugal, Civil-Comp Press, Paper 155, B.H.V. Topping, Stirlingshire, UK, 2005.

CÉSAR, M. T. B. **Estudos paramétricos sobre a instabilidade de pórticos metálicos bidimensionais e tridimensionais**. 2004. 272 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2004.

COSGUN, T.; SAYN, B. Geometric and material nonlinear analysis of three dimensional steel frames. **International Journal of Steel Structures**, v. 14, p. 59-71, 2014.

EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: **General rules and rules for buildings**, p. 93. The European Union per Regulation, 2005.

ERICKSEN, J. R. How to approach to Notional Loads. **Modern Steel Construction**, v. 51, n. 1, p. 44-47, 2011.

ERÖZ, M.; WHITE, D. W.; DESROCHES, R. Direct analysis and design of steel frames accounting for partially restrained column base conditions. **Journal of structural engineering**, p.1508-1517, 2008.

FALEIROS, J. P. M.; TEIXEIRA JUNIOR, J. R.; SANTANA, B. M. O crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil: um panorama do período 2001-2010. **BNDS Setorial**, v. 35, p. 47-84, 2012.

GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. E. **Structural stability of steel: concepts and applications for structural engineers**. First edition, p. 381, New Jersey, John Wiley & Sons, 2008.

GESCHWINDNER, L. F. A practical look at frame analysis stability and leaning columns. **Engineering Journal**, p. 167-181, 2002.

GIRGIN, K.; OZMEN, G.; ORAKDOGEN, E. Buckling lengths of irregular frame columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, p. 605-613, 2006.

GRIFFS, L. G.; WHITE, D. W. Stability design of steel buildings. Steel Design Guide 28: American Institute of Steel Construction, p.184, 2013.

KAVANAGH, T. C. Effective length of framed column. **Journal of American Society of Civil Engineers**, 127(II) p.81-101, 1962.

KIM, S-E.; CHOI, S-H. Practical second-order inelastic analysis for three-dimensional steel frames subjected to distributed load. **Thin-Walled Structures**, v. 43, p. 135-140, 2005.

KIM, S-E.; PARK, M-H.; CHOI, S-H. Direct design of three-dimensional frames using practical advanced analysis. **Engineering Structures**, v. 23, p. 1491-1502, 2001.

LAVALL, A. C. C.; SILVA, R. G. L. da; COSTA, R. S.; FAKURY, R. H. Análise avançada de pórticos de aço conforme as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 2, n. 3, p. 146-165, 2013.

LOPES, P. A.; SANTOS, G. de O.; SOUZA, A. L. A. C. Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 7, p. 9-19, 2005.

MAHFOUZ, S. Y.; **Design optimization of steel structures according to the British codes of practice using a genetic algorithm**, 1999. 343 f. Thesis (Degree of Doctor) – University of Bradford, Bradford, United Kingdom, 1999.

REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade e dimensionamento de estruturas**. Primeira Edição, p.688, Lisboa, Edições Orion, 2012.

SUROVEK, A. E. **Advanced analysis in steel frame design**. First edition, p. 51, New York, American society of Civil Engineers, 2012.

THAI, H-T.; KIM, S-E. Nonlinear inelastic analysis of space frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 585-592, 2011.

TRAHAIR, N. S. Trends in the analysis and design of steel framed structures. **Research report**, v. 926, 2012.

YUAN, Z. **Advanced analysis of steel frame structures subjected to lateral torsional buckling effects**. 2004. 342 f. Thesis (Degree of Doctor) – University of Technology, Queensland, Australia, 2004.

YURA, J. A. The effective length of columns in unbraced frames. **Engineering Journal, AISC**. v.8, p.37-42, 1971.

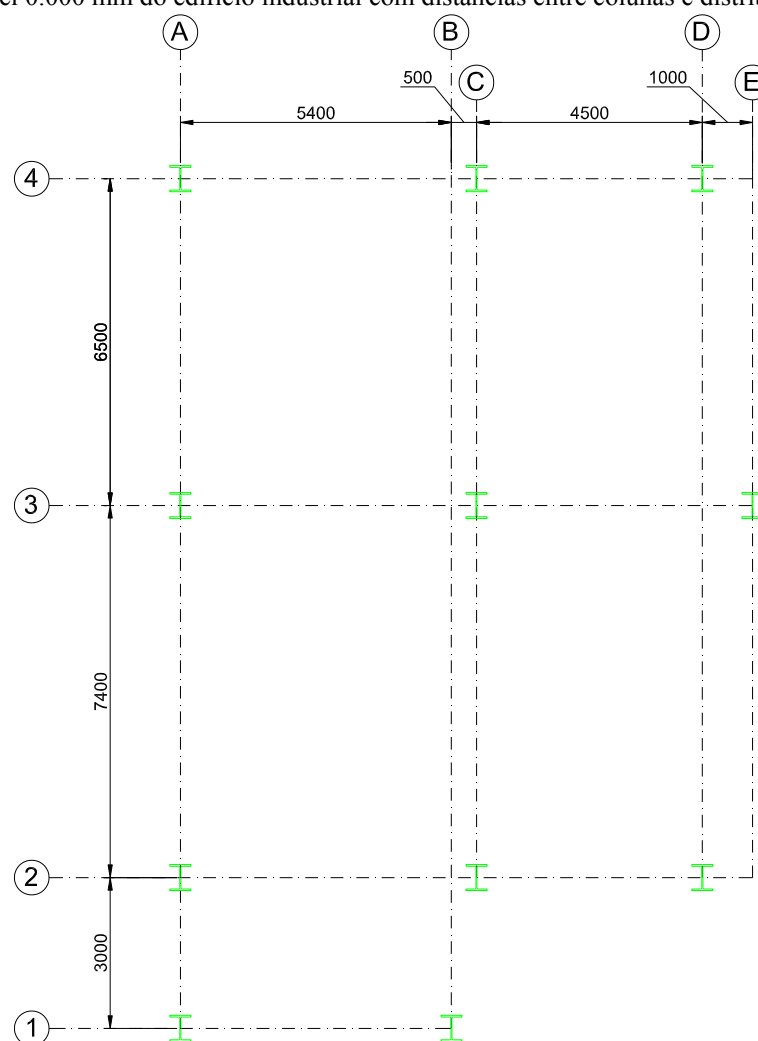
ZIEMIAN, R. D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. Sixth edition, p. 1117, New Jersey, John Wiley & Sons, 2010.

ZUBYDAN, A. H. Inelastic second order analysis of steel frame elements flexed about minor axis. **Engineering Structures**, v. 33, p. 1240-1250, 2011.

APÊNDICE A

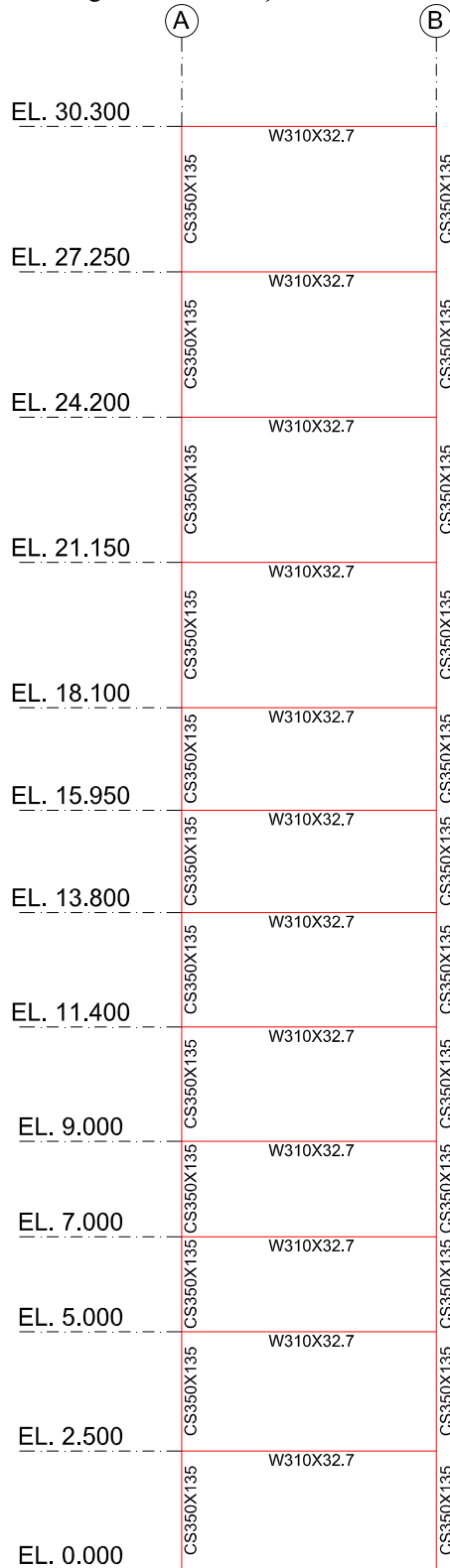
Os detalhes geométricos da estrutura dos eixos, filas e elevações são apresentados detalhadamente neste apêndice. O modelo de cálculo do edifício apresentado no item 4.4 foi modelado e analisado no software SAP2000 V16 e os detalhes serão apresentados neste apêndice. A Figura A1 apresenta a elevação do nível 0.000 com a locação das colunas nos respectivos eixos e filas.

Figura A1 - Nível 0.000 mm do edifício industrial com distâncias entre colunas e distribuição das colunas



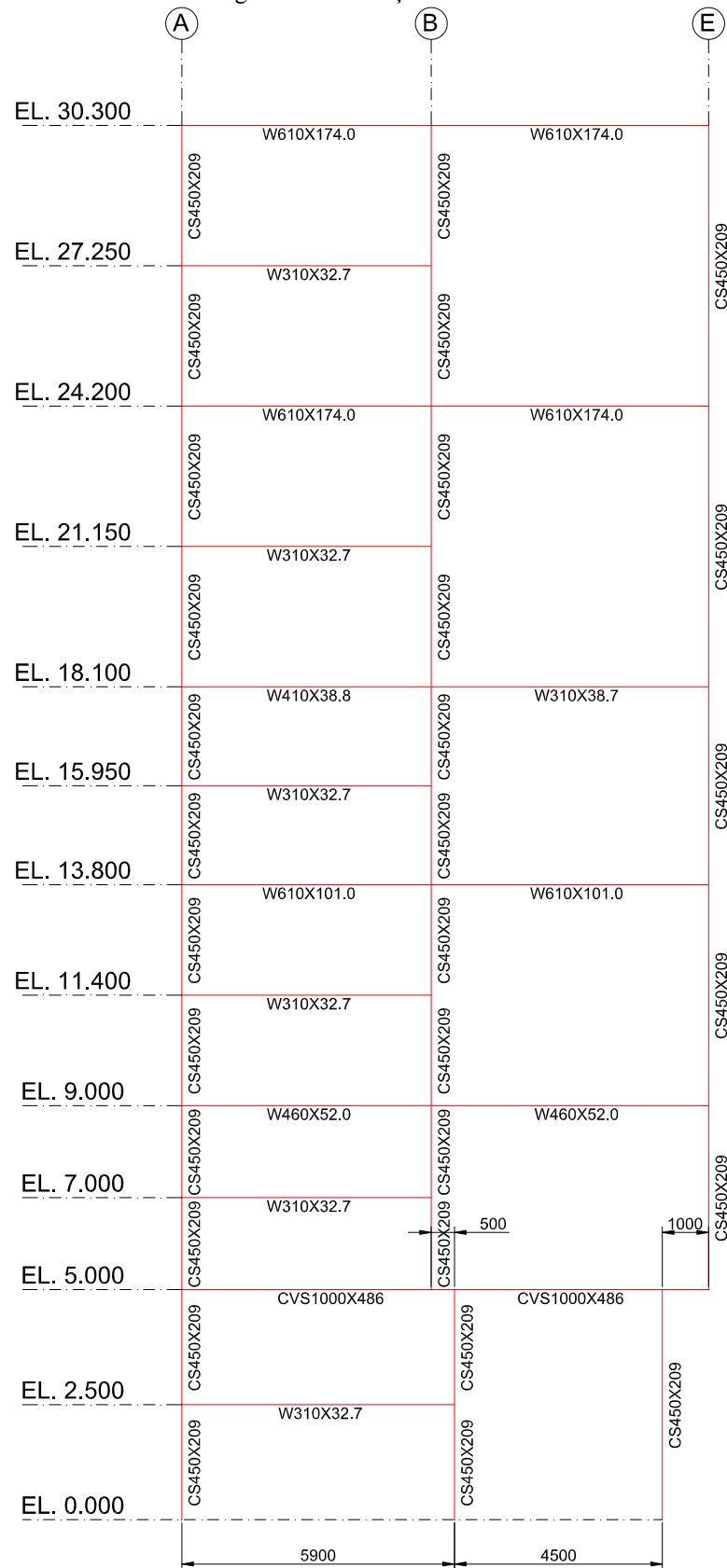
A Figura A2 apresenta um esquema unifilar da elevação do eixo 1.

Figura A2 – Elevação do eixo 1



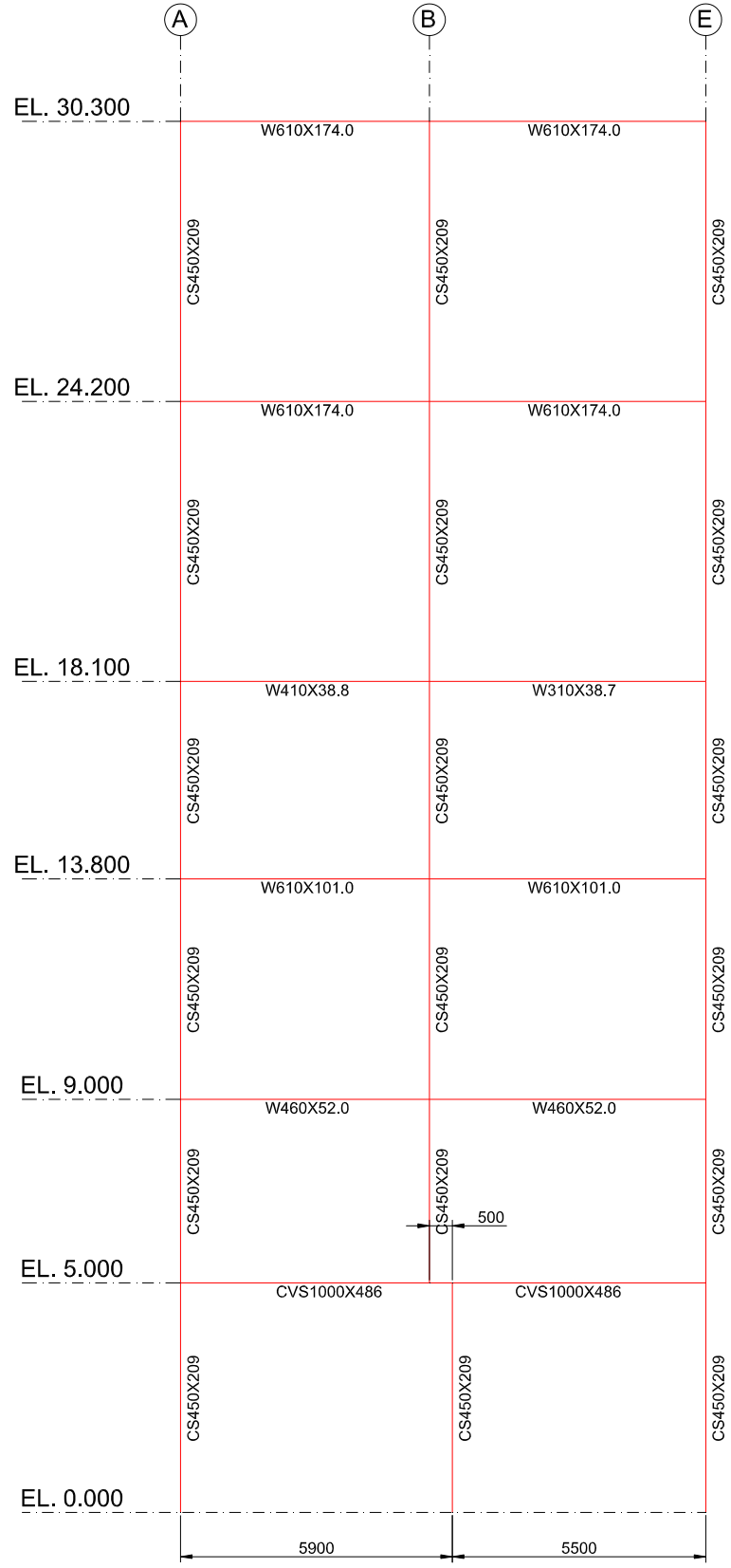
A Figura A3 apresenta o esquema unifilar da elevação do eixo 2.

Figura A3 - Elevação do eixo 2

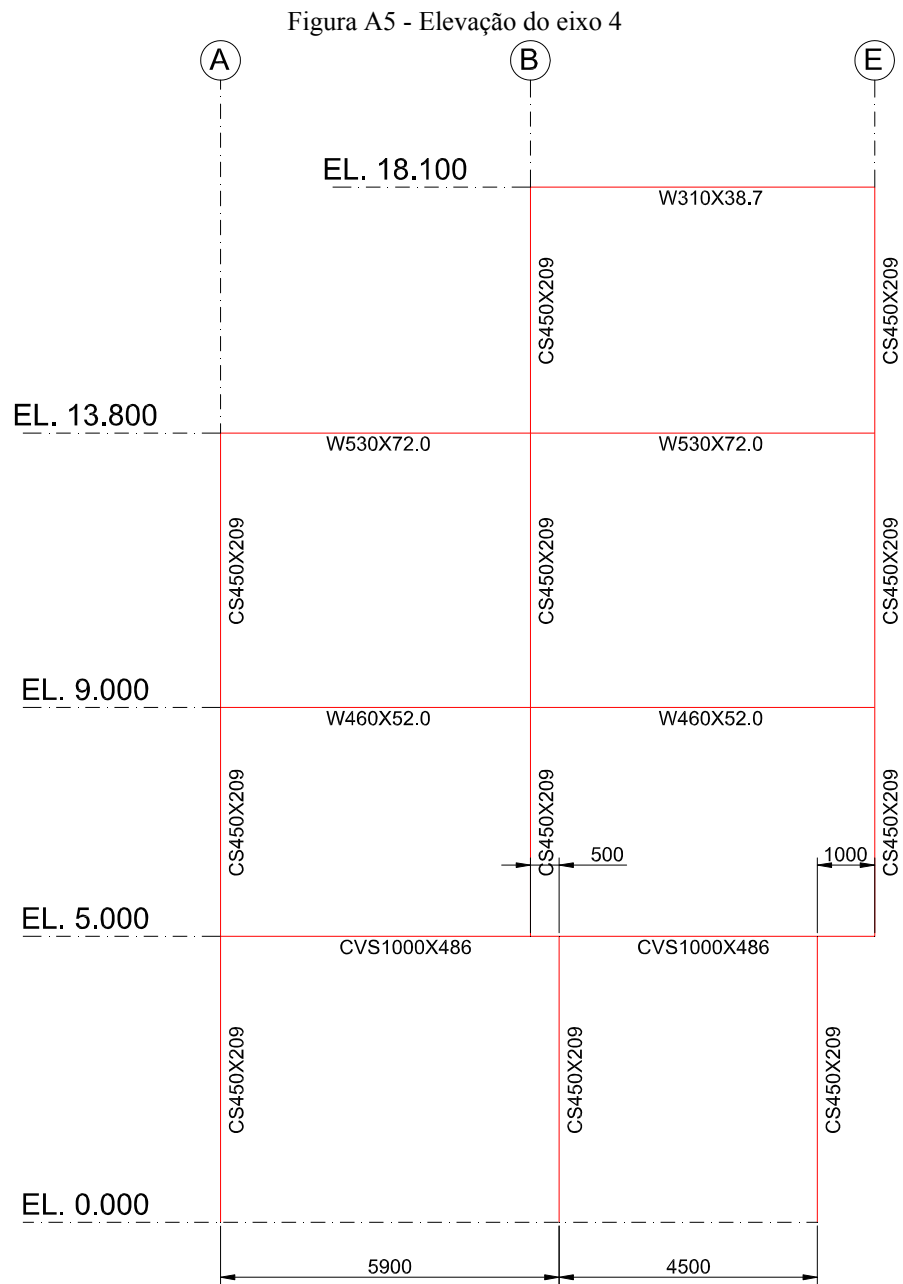


A Figura A4 apresenta o esquema unifilar da elevação do eixo 3.

Figura A4 - Elevação do eixo 3

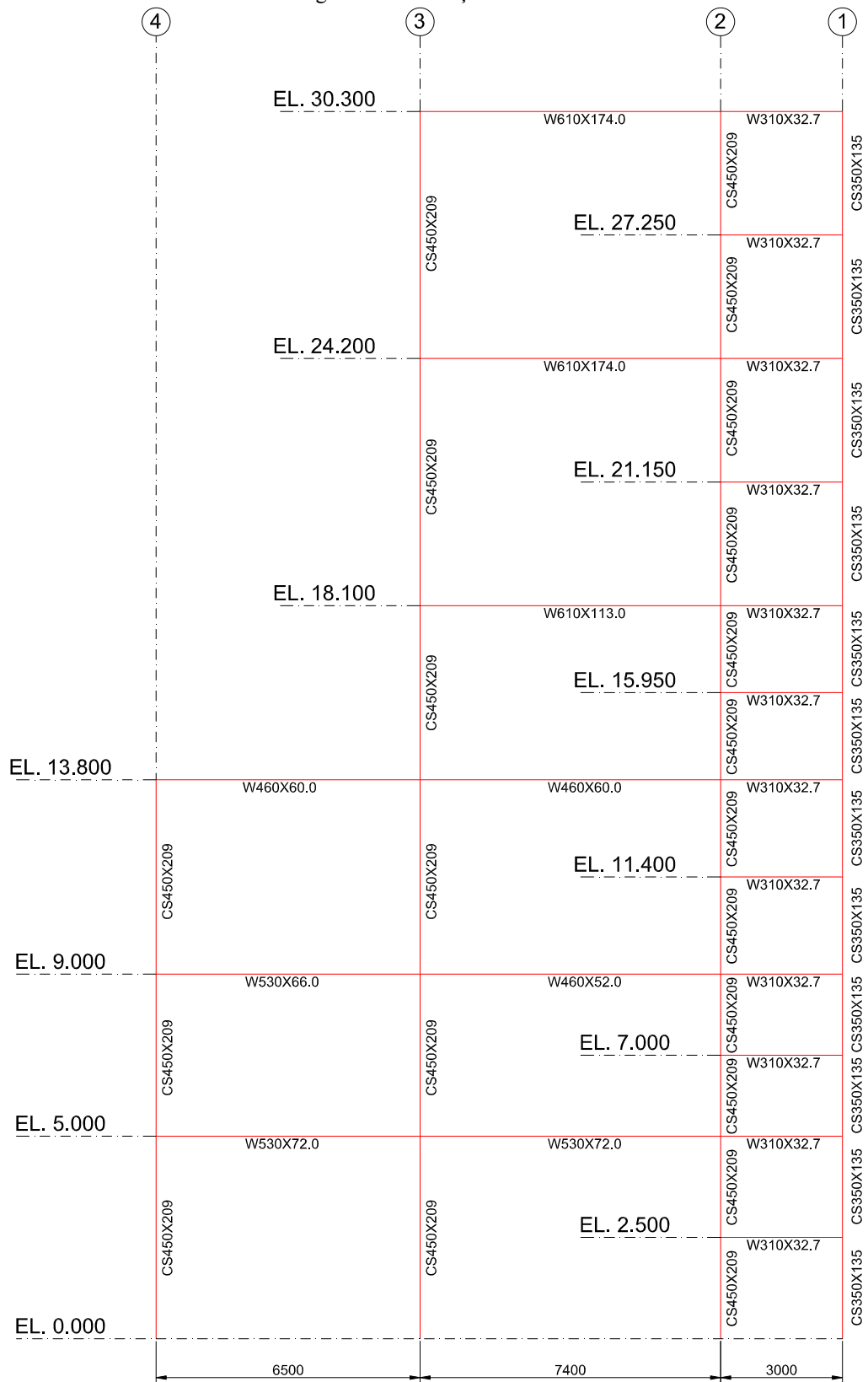


A Figura A5 apresenta a elevação do eixo 4.



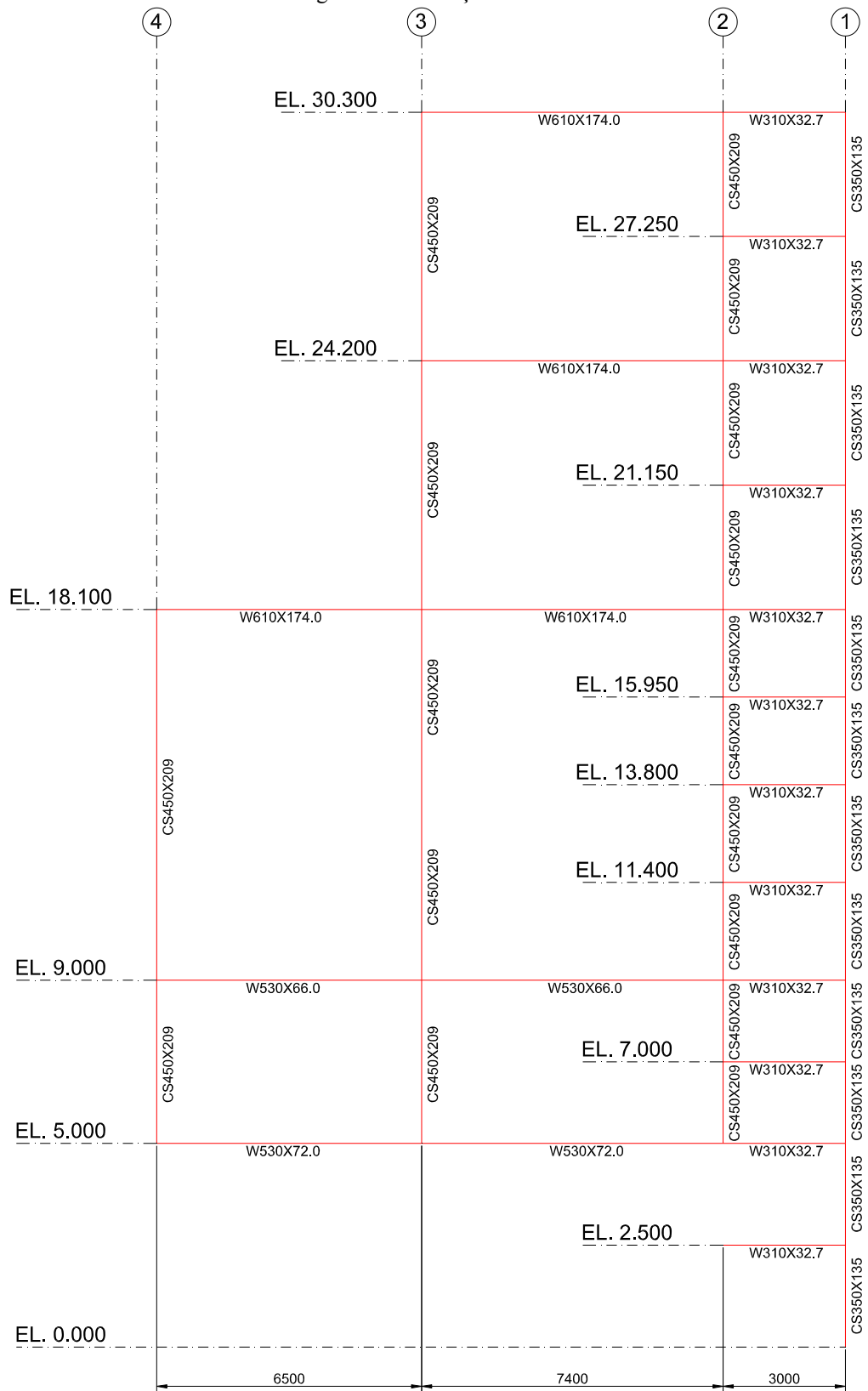
A Figura A6 apresenta o esquema unifilar da fila A.

Figura A6 - Elevação da fila A



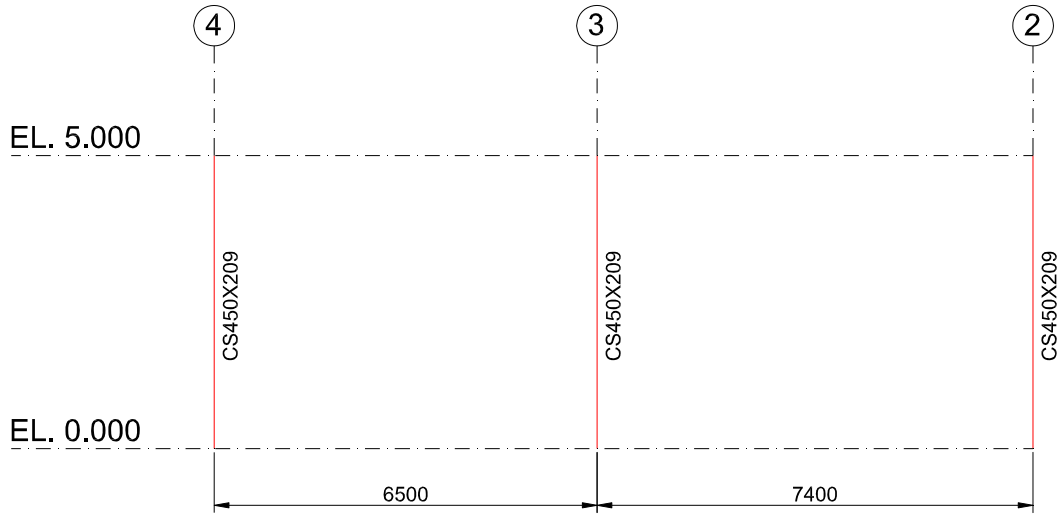
A Figura A7 apresenta o esquema unifilar da fila B.

Figura A7 - Elevação da fila B



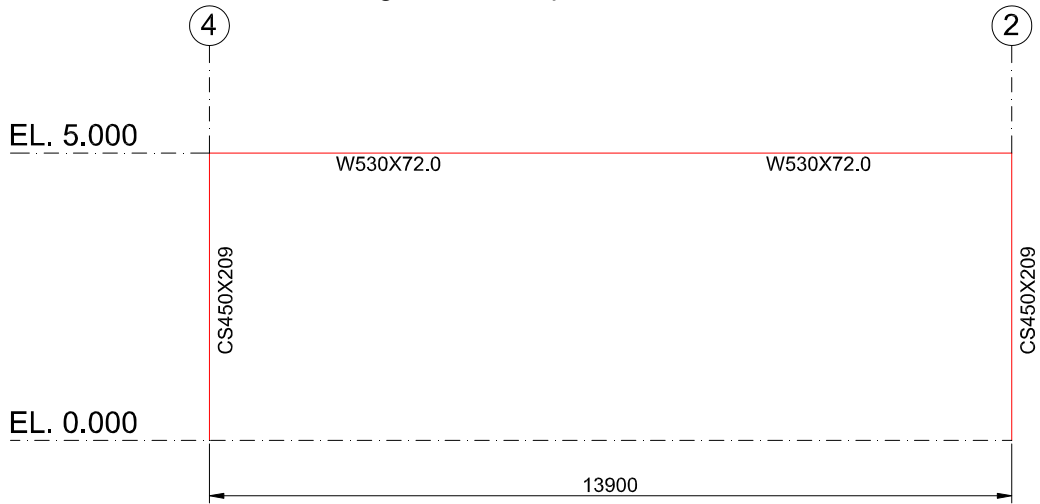
A Figura A8 apresenta o esquema unifilar da fila C.

Figura A8 - Elevação da fila C



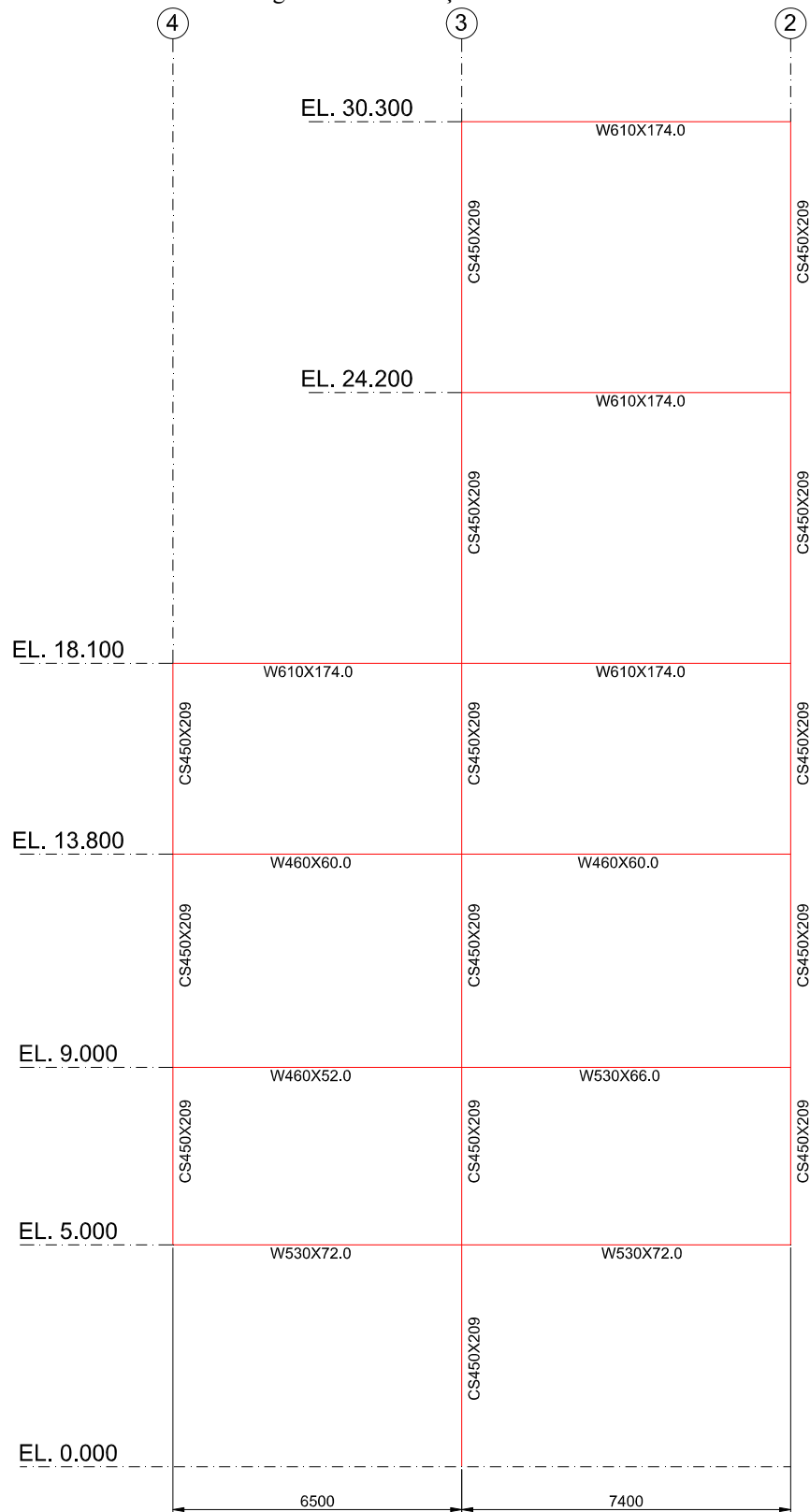
A Figura A9 apresenta o esquema unifilar da fila D.

Figura A9 - Elevação da fila D



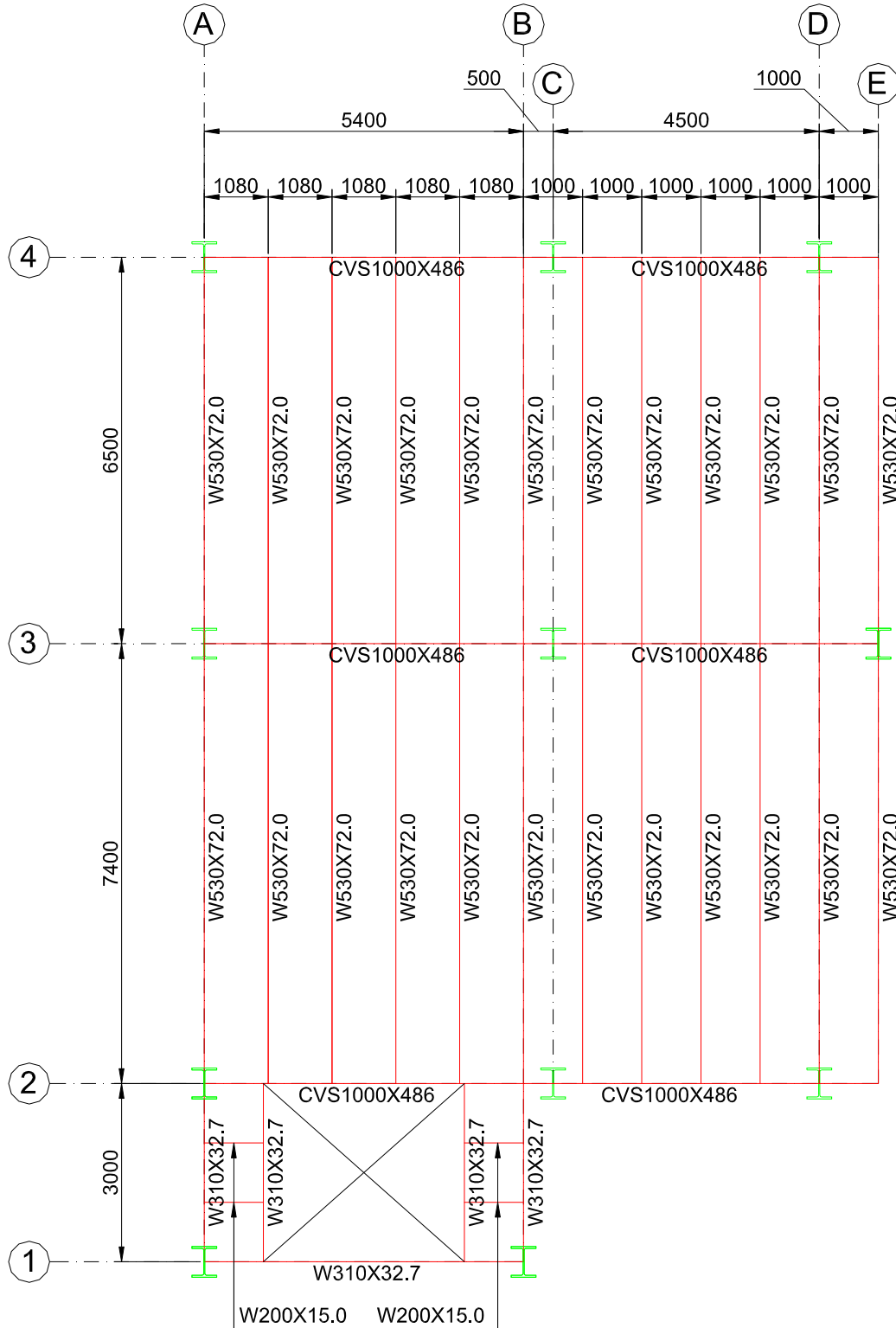
A Figura A10 apresenta o esquema unifilar da fila E.

Figura A10 - Elevação da fila E



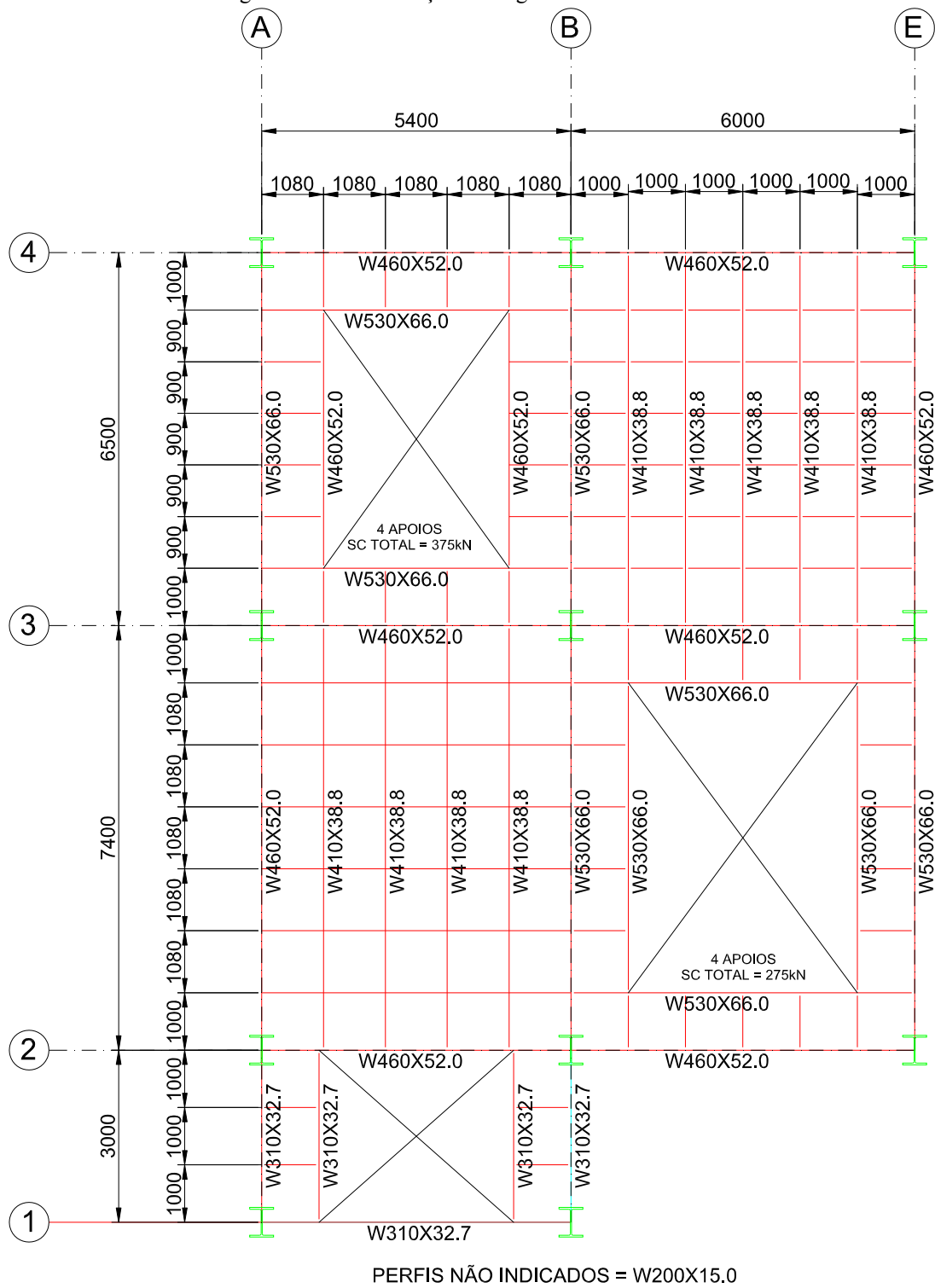
A distribuição das vigas é apresentada na forma de um unifilar, apenas com linhas representando as vigas para melhor visualização. A Figura A11 apresenta a distribuição das vigas do nível 5.000 mm, dimensões em milímetros.

Figura A11 - Distribuição das vigas no nível 5.000 mm



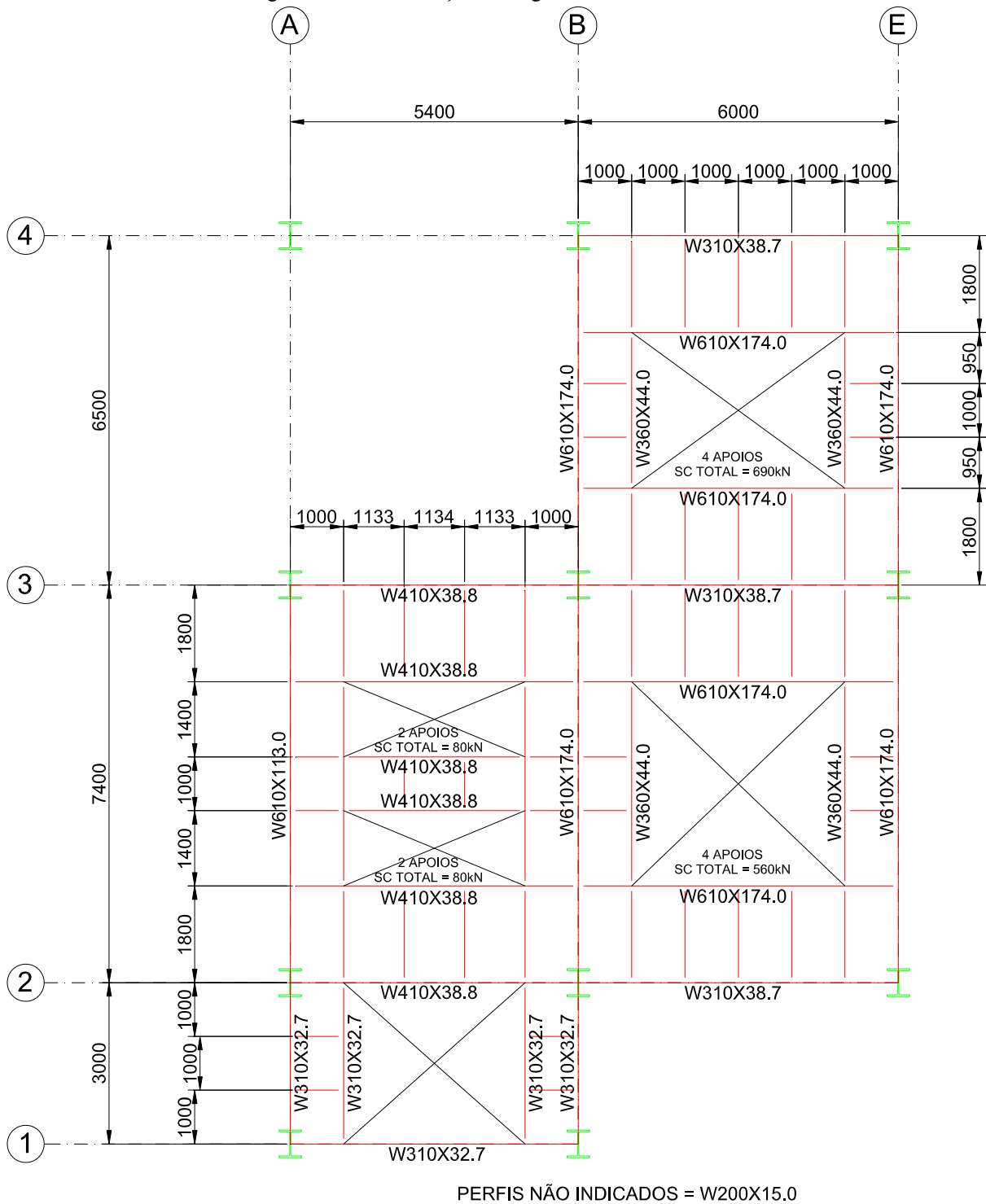
A Figura A12 apresenta a distribuição das vigas do nível 9.000 mm, dimensões em milímetros. As barras com offset nas extremidades representam ligações flexíveis.

Figura A12 - Distribuição das vigas no nível 9.000 mm



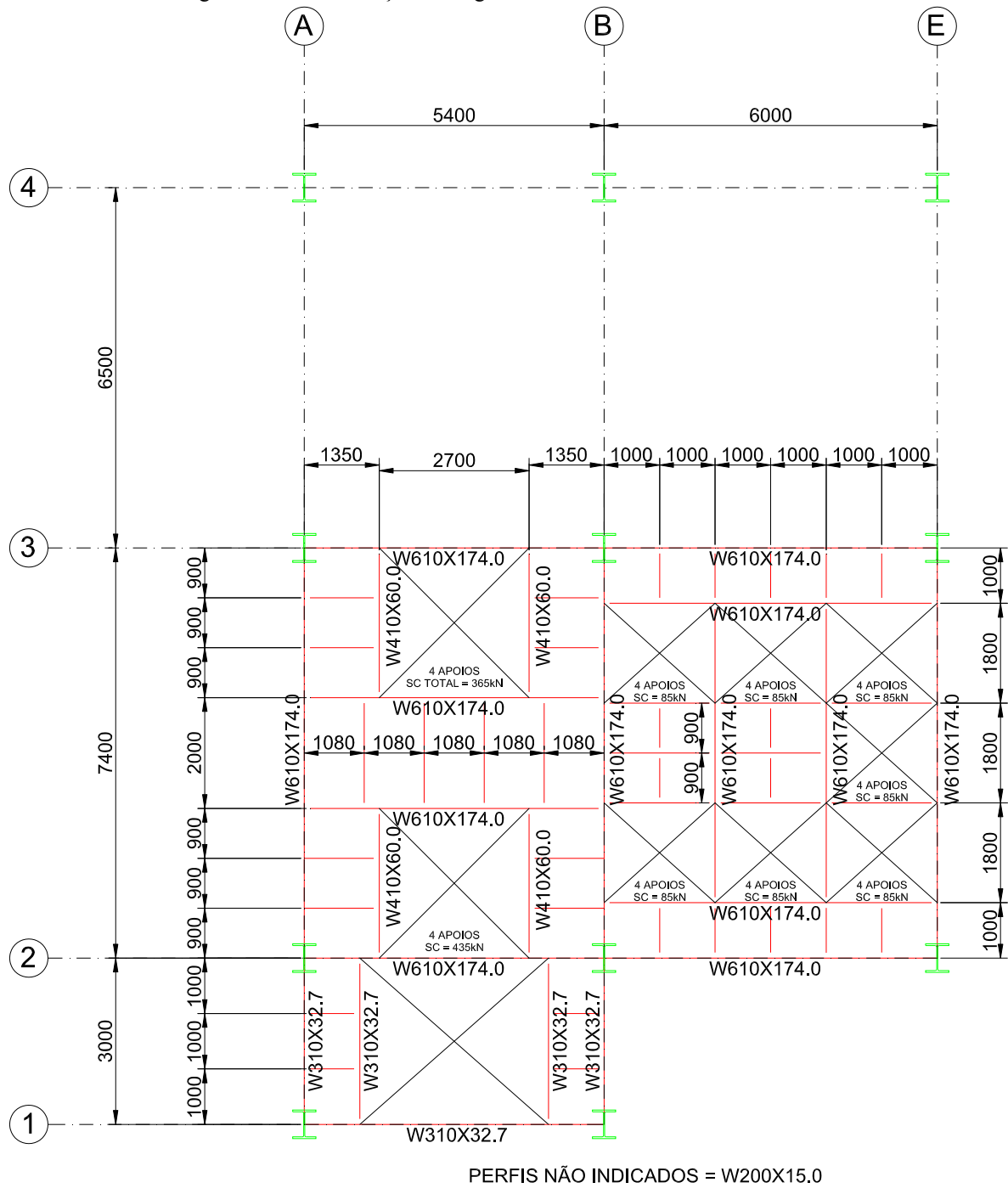
A Figura A13 apresenta a distribuição das vigas do nível 13.800 mm, dimensões em milímetros. As barras com offset nas extremidades representam ligações flexíveis.

Figura A14 - Distribuição das vigas no nível 18.100 mm



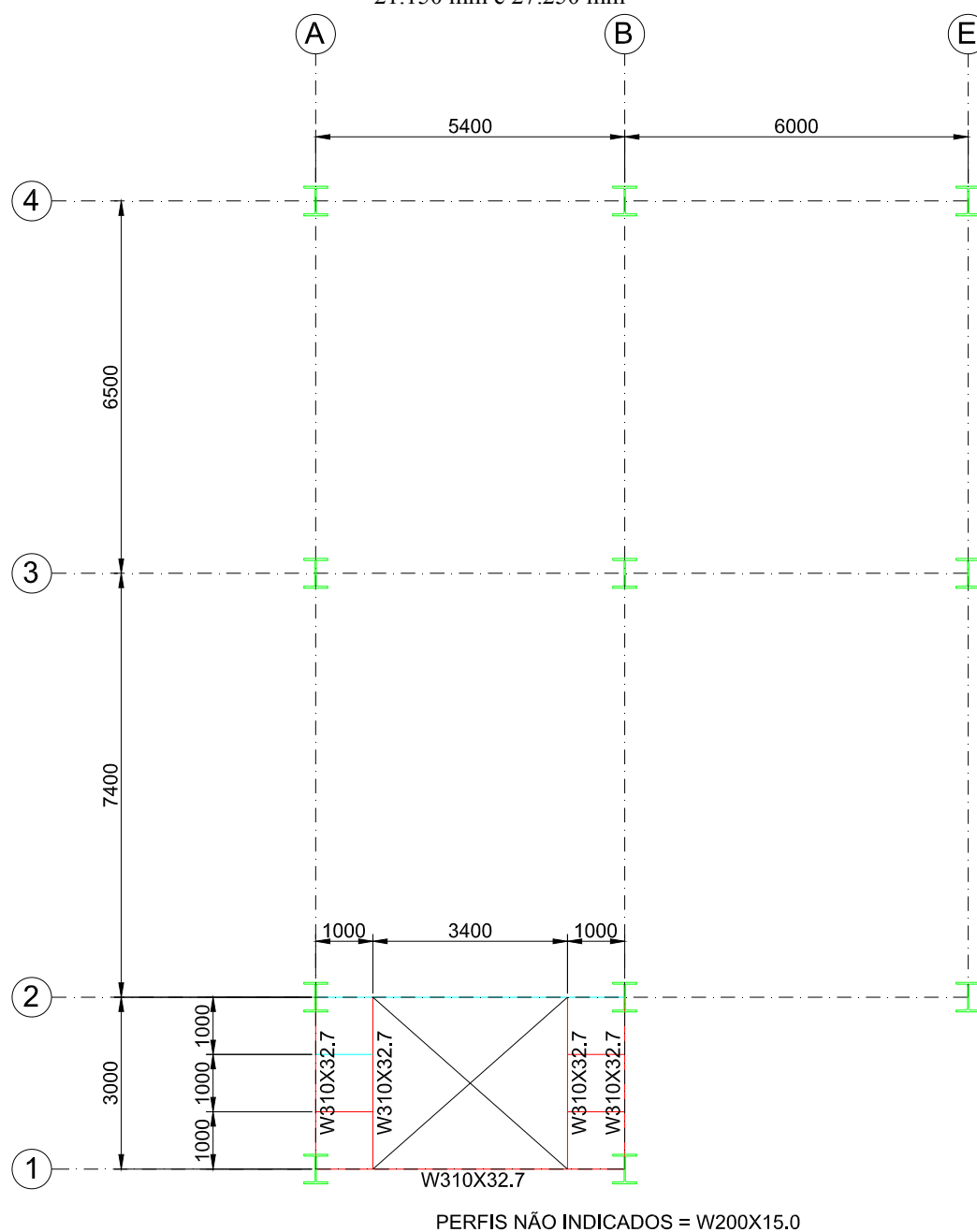
A Figura A15 apresenta a distribuição das vigas dos níveis 24.200 mm e 30.300 mm, dimensões em milímetros. As barras com offset nas extremidades representam ligações flexíveis.

Figura A15 - Distribuição das vigas dos níveis 24.200 mm e 30.300 mm



A Figura A16 apresenta a distribuição das vigas dos níveis 2.500 mm, 7.000 mm, 11.400 mm, 15.950 mm, 21.150 mm e 27.250 mm, dimensões em milímetros. As barras com offset nas extremidades representam ligações flexíveis.

Figura A16 - Distribuição das vigas das escadas nos níveis 2.500 mm, 7.000 mm, 11.400 mm, 15.950 mm, 21.150 mm e 27.250 mm



É possível constatar nas Figuras A1 à A16 as irregularidades da estrutura, tanto geométricas como de carregamentos, não seguindo critério para estrutura e sim projetada de acordo com a necessidade do equipamento.