



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

RODRIGO CASTANHEIRA CHIANCA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO

**Palmas
2018**



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

RODRIGO CASTANHEIRA CHIANCA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do Título de Bacharel do Curso
Superior de Engenharia Civil do Instituto
Federal do Tocantins, *Campus* Palmas.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Dias de
Araújo e Silva
Coorientador: Prof. Me Adriano dos
Guimarães de Carvalho

Palmas

2018

CHIANCA, R. C.

Análise da estabilidade de edifícios industriais em aço. / Rodrigo Castanheira Chianca – Palmas, 2018. 58 f.

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal do Tocantins – Campus Palmas, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva

Co-orientador: Prof. Me. Adriano dos Guimarães de Carvalho

1. Estabilidade. 2. Estruturas de aço. 3. Análise de segunda ordem. I. Análise da estabilidade de edifícios industriais em aço.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Rodrigo Castanheira Chianca

Análise da estabilidade de edifícios industriais em aço

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do curso de Engenharia Civil do
Instituto Federal do Tocantins - Campus Palmas,
como exigência à obtenção do grau em
Engenheiro Civil.

Aprovado em: 09/04/2018

BANCA AVALIADORA

Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva
IFTO – *Campus Palmas*

Prof. Me. Adriano dos Guimarães de Carvalho
IFTO – *Campus Palmas*

Prof. Me. Flávio da Silva Ornelas
IFTO – *Campus Palmas*

Prof. Esp. José Silvério de Oliveira Junior
ULBRA – *Campus Palmas*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela oportunidade de obter conhecimento e de desfrutar de todos os momentos, sentimentos e emoções.

Aos meus pais, Maria de Fátima e Moacir, por todo apoio, confiança e amor; pelos ensinamentos e também pelos sermões. Espero um dia conseguir retribuir, saibam que são os idealizadores disso tudo.

A toda minha família, por ter sido o meu alicerce nos momentos mais difíceis, por terem acreditado.

A minha namorada Saula Morgana, pelo amor e companheirismo, por ter feito de mim um homem melhor.

A todos os meus amigos, em especial a Fablynne Yanne, Luan Jacomo, Pedro Augusto, Ricardo Allen e Victor Diniz, pela amizade e por fazer dessa longa jornada um caminho mais fácil. A amizade de vocês é o título mais valioso.

Aos Puliça, pela amizade, pelas resenhas, pelas lembranças e momentos. Por mostrar que o mais importante é o cultivo de amizades, mesmo que a galera esteja se dispersando.

Ao meu orientador Thiago Dias de Araújo e Silva, pelos valiosos ensinamentos, pela amizade e por todo esforço em orientar.

Ao meu coorientador Adriano dos Guimarães de Carvalho, por todo o suporte em sua orientação.

Aos demais professores que tive o prazer de conhecer no decorrer do curso.

A todos aqueles que fizeram parte direta ou indiretamente desta conquista.

*“Não é o mais forte ou mais inteligente
que sobrevive, mas sim o que
consegue lidar melhor com a
mudança.”*

Charles Darwin

RESUMO

CHIANCA, R.C. **Análise da estabilidade para edifícios industriais em aço**. 2018. Projeto de Trabalho de conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2017.

O aço é um material que apresenta grandes valores nas suas propriedades mecânicas, fazendo com que as estruturas metálicas consigam vencer grandes vãos com peças muito esbeltas. Entretanto essa elevada esbeltez gera problemas de instabilidade, aumentando a complexidade da análise estrutural, uma vez que se deve ter em conta os efeitos de segunda ordem. Neste trabalho pretende-se demonstrar que para uma dada configuração do sistema de estabilidade (contraventamentos) de edifícios industriais é possível considerar apenas uma análise linear de primeira ordem, utilizando o software SAP 2000 para determinar o fator de carga elástica crítica qual determina os efeitos dos esforços na estrutura.

Palavras chave: estabilidade, estruturas de aço, efeitos de segunda ordem.

ABSTRACT

CHIANCA, R.C. **Stability analysis for industrial steel buildings**. 2018. Project of final paper - Bachelor in Civil Engineering - Federal Institute of Education, Science and Technology of Tocantins. Palmas, 2017.

Steel is a material that presents great values in its mechanical properties, allowing the metallic structures to overcome large spans with very slender pieces. However, such high slabs generate instability problems, increasing the complexity of structural analysis, since second order effects must be taken into account. In this work we intend to show that for a certain configuration of the stability system (bracing) of industrial buildings it is possible to consider only a linear analysis of first order, using SAP 2000 software to determine the critical elastic loading factor which determines the effects of stresses on the structure.

Keywords: stability, steel structures, second order effects

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas permanentes, peso próprio da estrutura metálica	41
Tabela 2 - Forças devido ao vento para os modelos com 6 metros de altura.....	42
Tabela 3 - Forças devido ao vento para os modelos com 9 metros de altura.....	42
Tabela 4 - Dimensionamento de vigas e colunas de pórticos	43
Tabela 5 – Resultados do fator crítico de carga.....	50
Tabela 6 - Deslocamentos longitudinais no topo do pilar.....	55

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação dos pórticos (a) Indeslocável (b) Deslocável.....	17
Figura 2 - Tipos de contraventamento.....	18
Figura 3 - Efeitos de segunda ordem	19
Figura 4 – Conceito de estabilidade	20
Figura 5 - Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise.....	21
Figura 6 - Forças equivalentes (nocionais).....	27
Figura 7 - Modelo para análise	32
Figura 8 - Modelo de instabilidade de pórticos	37
Figura 9 - Dimensões do edifício	40
Figura 10 - Elementos do pórtico submetidos ao vento.....	43
Figura 11 – Vista isométrica do modelo de análise (situação 1).....	44
Figura 12 - Vista isométrica do modelo de análise (situação 2)	44
Figura 13 - Vista isométrica do modelo de análise (situação 3)	45
Figura 14 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), sem contraventamento.	46
Figura 15 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), sem contraventamento.	47
Figura 16 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central.	47
Figura 17 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central.	48
Figura 18 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seus vãos extremos.....	48
Figura 19 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seus vãos extremos.....	49
Figura 20 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em um “X”	51

Figura 21 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em dois “X”	51
Figura 22 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em três “X”	52
Figura 23 Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em quatro “X”	52
Figura 24 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), cobertura contraventada em seus vãos extremos.	53
Figura 25 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), pilares contraventados em seus vãos extremos.	53
Figura 26 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventado em seus vãos extremos, sem barras de transmissão de esforços.	54

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
2. OBJETIVOS	15
2.1. Objetivo Geral.....	15
2.2. Objetivos Específicos	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1. Classificação das Estruturas	15
3.1.1. Quanto ao sistema de contraventamento	15
3.1.2. Quanto à deslocabilidade.....	16
3.2. Subestruturas de Contraventamento	17
3.3. Efeitos de segunda ordem.....	18
3.4. Estudo da estabilidade das estruturas.....	19
3.4.1. Conceito de estabilidade.....	19
3.4.2. Tipos de análise	20
3.5. Análise estrutural segundo ABNT NBR 8800:2008	25
3.5.1. Tipos de análise estrutural	25
3.5.1.1. Quanto aos materiais	25
3.5.1.2. Quanto ao efeito dos deslocamentos	25
3.5.2. Exigências de projeto para a estabilidade das barras componentes da estrutura	26
3.5.3. Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais de acordo a ABNT NBR 8800:2008	28
3.5.4. Considerações para dimensionamento.....	29
3.5.5. Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos.....	29
3.5.5.1. Estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade	30
3.5.5.2. Estruturas de grande deslocabilidade	31
3.5.6. Método da amplificação dos esforços solicitantes	31
3.5.6.1. Generalidades	31
3.5.6.2. Uso do método.....	32
3.5.6.3. Procedimentos a adotar	34
3.5.6.3.1. Estruturas de pequena deslocabilidade	35
3.5.6.3.2. Estruturas de média deslocabilidade	35
3.6. Análise estrutural segundo EN 1993-1-1.....	36
3.6.1. Efeitos da configuração deformada da estrutura	36
3.6.2. Estabilidade estrutural de pórticos	38

4. METODOLOGIA.....	39
4.1. Sistema estrutural e parâmetros de cálculo	40
4.2. Ações e carregamentos	41
4.3. Modelos analisados	43
4.4. Análise dos efeitos de segunda ordem	45
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
6. CONCLUSÃO.....	55
7. REFERÊNCIAS	57

1. INTRODUÇÃO

A análise de estruturas metálicas deve envolver um estudo detalhado dos carregamentos externos verticais e horizontais, bem como dos efeitos que os mesmos provocam quando a estrutura se desloca, pois, o aumento nos deslocamentos de uma edificação provoca modificações nos esforços solicitantes atuantes nos elementos estruturais influenciando de forma direta a estabilidade da estrutura.

Tradicionalmente, os projetos de estruturas dividem-se em duas partes distintas e bem definidas: a análise do comportamento global de uma estrutura, que consiste basicamente na determinação dos esforços e dos deslocamentos; e o dimensionamento dos elementos e das ligações para resistir às ações. (COUTO, 2011, p. 7).

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das seções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios. Desta forma na definição do nível da análise a adotar numa determinada situação, deve-se considerar todos estes aspectos (SIMÕES, 2007, p.19).

Baseando-se no trabalho de Chamberlain e Stumpf (2009) que propôs demonstrar que para determinadas configurações de edifícios industriais é possível considerar apenas uma análise linear de primeira ordem e, ainda, verificar essa hipótese de maneira simples com o cálculo do fator de carga crítica de flambagem elástica, para tal, foi realizado uma análise na direção transversal, considerando o pórtico contraventado em todos os tramos. Os autores verificaram em seus estudos que no plano do pórtico, para todos os modelos analisados, tanto para as premissas da norma brasileira, quanto para a norma europeia, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

Desta forma, pretende-se realizar a análise da estabilidade de edifícios industriais em aço, efetuando a análise dos modelos tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal, variando as dimensões da estrutura e também as subestruturas de contraventamento.

Pretende-se após as análises verificar que, para determinadas configurações de sistemas de estabilidade (subestruturas de contraventamento), é

possível considerar apenas uma análise linear de primeira ordem, determinando a melhor tipologia de subestruturas de contraventamento, assim como o perfil ideal.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Demonstrar que, para estruturas de edifícios industriais (responsáveis pela maior parte da utilização de estruturas metálicas) quando não contraventados, contraventados em seu vão central ou contraventado nos vãos extremos, é possível ou não, considerar apenas uma análise linear de primeira ordem.

2.2. Objetivos Específicos

- Analisar a estabilidade das estruturas metálicas de edifícios industriais;
- Promover o estudo dos contraventamentos destas estruturas;
- Realizar o cálculo e análise dos efeitos de segunda ordem das estruturas metálicas de edifícios industriais;
- Verificar a partir dos cálculos realizados, se os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados nas estruturas analisadas.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Classificação das Estruturas

Existem duas classificações distintas para estruturas de edifícios em aço. As estruturas podem ser classificadas quanto ao sistema de contraventamento e quanto à deslocabilidade. (DÓRIA, 2007, p. 6)

3.1.1. Quanto ao sistema de contraventamento

Quanto ao sistema de contraventamento as estruturas são classificadas como contraventadas e não-contraventadas.

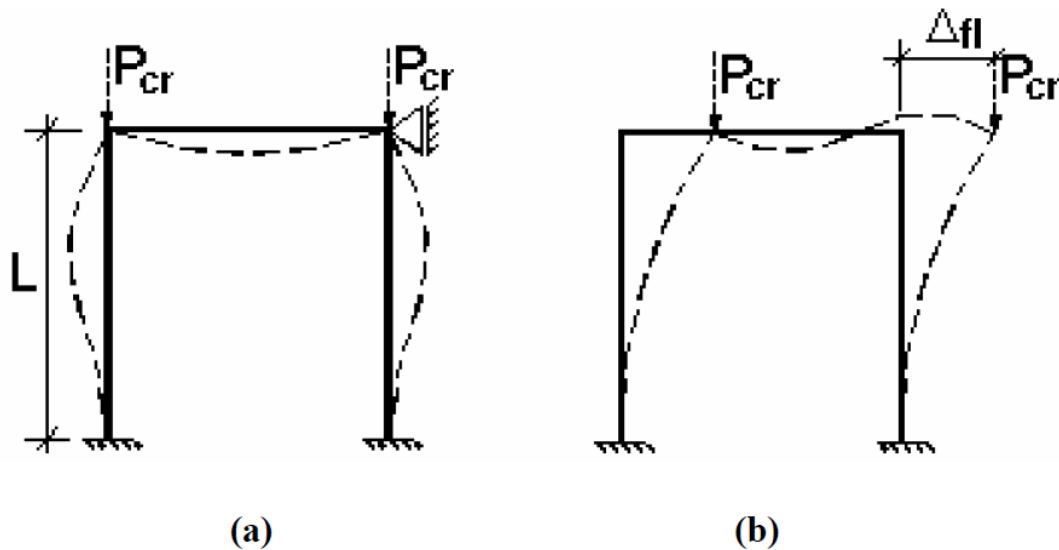
Sistemas de contraventamento são aqueles que resistem aos efeitos das ações horizontais e das imperfeições geométricas. Quando a resistência às ações horizontais é garantida pela rigidez à flexão de vigas e pilares rigidamente ligados entre si, diz-se que a estrutura é não contraventada. Quando existe um sistema de contraventamento constituído por diagonais e/ou paredes de cisalhamento, diz-se que a estrutura é contraventada. Ainda, para que a estrutura seja considerada contraventada é necessário que o sistema de contraventamento possua elevada rigidez em relação à estrutura. (DÓRIA, 2007, p. 6)

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, contraventamentos são subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento e podem ser pórticos em forma de treliça, paredes de cisalhamento, incluindo aquelas que delimitam os núcleos de serviço dos edifícios, e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.

3.1.2. Quanto à deslocabilidade

De acordo com Silva (2004, p. 30) “um pórtico é classificado como indeslocável quando a eventual situação de instabilidade ocorrer sem que haja o deslocamento lateral dos nós, ou seja, os pilares do pórtico não possuem movimentos laterais relativos nas suas extremidades” (Figura 1-a). Porém, se a instabilidade ocorrer com o deslocamento lateral dos nós (Δ_H), os pilares possuirão movimentos laterais relativos nas suas extremidades, e o pórtico é classificado como deslocável (Figura 1-b).

Figura 1 - Classificação dos pórticos (a) Indeslocável (b) Deslocável



Fonte: SILVA (2004)

3.2. Subestruturas de Contraventamento

Em alguns casos, é possível identificar dentro das estruturas subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento. (BARROS, 2010, p. 102).

Segundo Carneiro e Martins (2008, p. 2) o contraventamento é uma estrutura auxiliar organizada para resistir a solicitações extemporâneas que podem surgir nos edifícios. A sua principal função é aumentar a rigidez da construção, permitindo-a resistir às ações horizontais, sendo os grandes responsáveis pela segurança das estruturas.

Os autores afirmam ainda que os contraventamentos têm sua razão de ser:

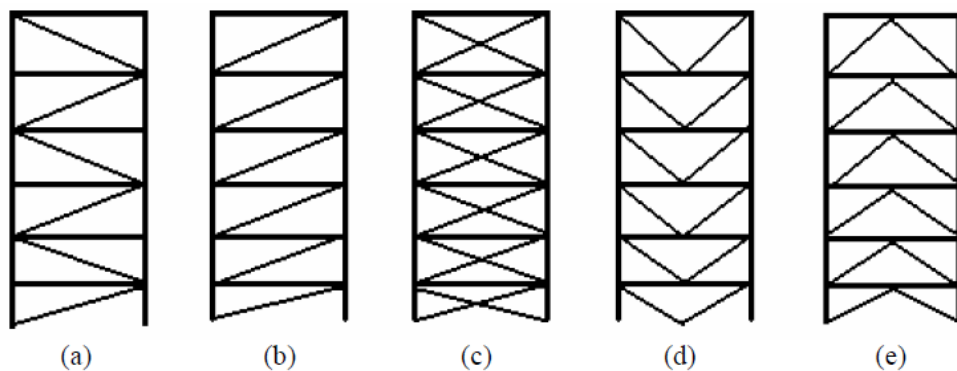
- Na necessidade de limitar os deslocamentos das estruturas, quer por restringir ou inibir o aparecimento dos efeitos de 2.^a ordem, que por verificação do Estado Limite de Utilização;
- Na necessidade de absorver forças excepcionais (sismos e vento) para as quais a estrutura principal não está habilitada, ou outras forças secundárias cuja natureza é indireta (como o travamento lateral de peças comprimidas).

Portanto, a partir de Carneiro e Martins (2008, p. 3) a função dos contraventamentos tem pertinência quer em termos de mobilidade da estrutura como da sua resistência.

Conforme Boissonade *et al.* (2006), uma estrutura metálica à temperatura normal pode ser classificada como contraventada, se o sistema de contraventamento adotado reduzir a flexibilidade lateral em pelo menos 80%.

Segundo o estudo realizado por Franca (2003) os mais eficientes, mas também mais obstrutivos tipos de contraventamento são aqueles que formam treliças verticais com triângulos “totais” em cada tramo. Estes incluem o treliçamento com diagonais simples (Figura 2a e b), treliçados em “X” (Figura 2c), em “V” (Figura 2d) e “V” invertido (Figura 2e).

Figura 2 - Tipos de contraventamento

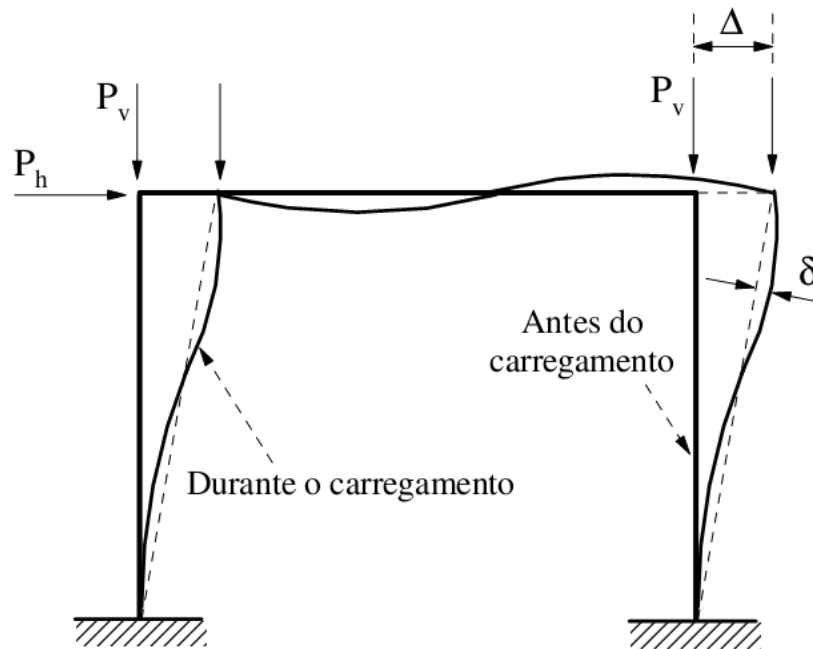


Fonte: Adaptado de FRANCA (2003)

3.3. Efeitos de segunda ordem

Devido à deformação da estrutura, surgem esforços e deslocamentos adicionais aos de primeira ordem, vistos na Figura 3.

Estes esforços e deslocamentos adicionais são designados como de segunda ordem. Se estes surgem devido aos deslocamentos relativos das extremidades das barras da estrutura e designam-se por efeitos de segunda ordem globais ou efeitos “P- Δ ”, por outro lado, se surgirem devido à deformação de cada barra comprimida designa-se por efeitos “P- δ ” ou efeitos de segunda ordem locais. (COUTO, 2011, p. 9).

Figura 3 - Efeitos de segunda ordem

Fonte: COUTO (2011)

3.4. Estudo da estabilidade das estruturas

Em todas as construções, as peças componentes da estrutura devem possuir geometria adequada e definida para resistirem às ações (forças existentes e peso próprio, sobrecarga de utilização, ação do vento, etc.) impostas sobre elas. Desta maneira, as paredes de um reservatório de pressão têm resistência apropriada para suportar a pressão interna; um pilar de um edifício tem resistência para suportar as cargas das vigas e estas devem suportar as cargas das lajes com segurança.

Na engenharia todos os requisitos de resistência e durabilidade devem ser preenchidos com a máxima habilidade e o menor custo. Neste sentido a seleção dos elementos estruturais de uma construção baseia-se nas três seguintes características: Resistência; Rigidez e Estabilidade.

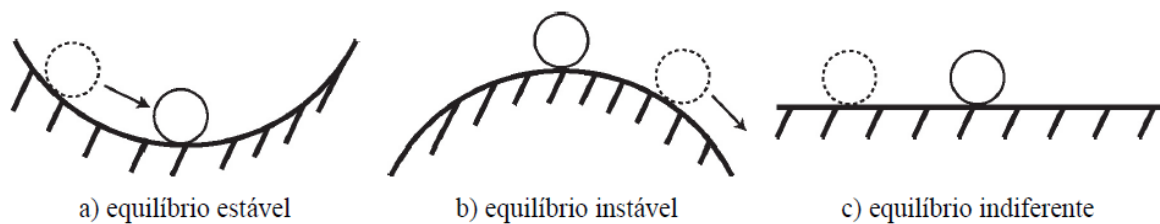
3.4.1. Conceito de estabilidade

O conceito de estabilidade pode ser ilustrado recorrendo à representação clássica de uma esfera em diferentes situações de equilíbrio (Figura 4). O equilíbrio em cada situação pode ser analisado pelo estudo da energia potencial do sistema.

De acordo com Timoshenko e Gere (1961), no primeiro caso (Figura 4-a), diz-se que o equilíbrio é estável uma vez que um pequeno deslocamento da esfera da sua posição de equilíbrio para outra posição na sua vizinhança faz com que o centro de gravidade da esfera se eleve aumentando a energia potencial do sistema, enquanto no segundo caso (Figura 4-b), esta alteração de posição baixa o centro de gravidade da esfera diminuindo a energia potencial do sistema, o que torna o equilíbrio instável.

O valor da energia potencial de um sistema é um valor mínimo para o equilíbrio estável e um máximo para o equilíbrio instável. Para a situação em que o valor da energia potencial do sistema não varia com a posição da esfera (Figura 4-c) diz-se que o equilíbrio é indiferente. (COUTO, 2011, p. 11)

Figura 4 – Conceito de estabilidade



Fonte: COUTO *et al.* (2011)

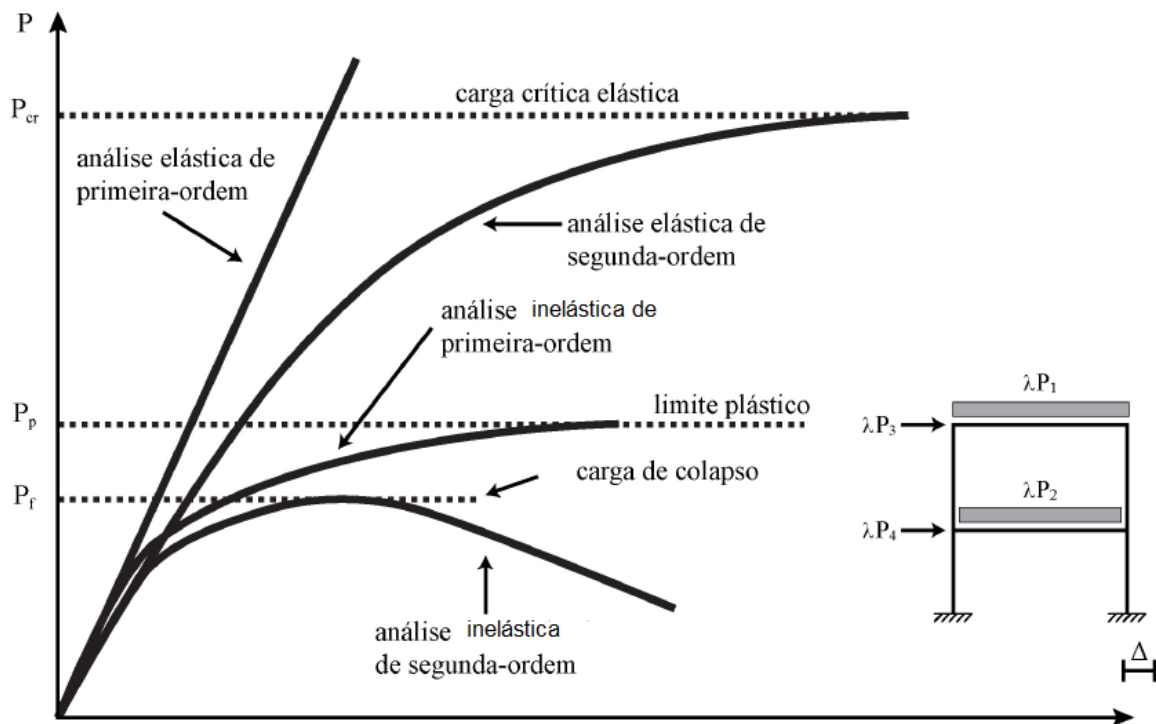
3.4.2. Tipos de análise

Tradicionalmente, para Couto *et al.* (2011, p. 12), os projetos de estruturas dividiam-se em duas partes distintas e bem definidas: a análise do comportamento global de uma estrutura, ou seja, a determinação dos esforços e dos deslocamentos; e o dimensionamento dos elementos e das ligações para resistir às ações.

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das seções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios. Por isso a definição do nível da análise para determinada situação deve considerar todos estes aspectos.

Inicialmente, uma visão geral dos tipos de análise utilizados no cálculo de pórticos planos será apresentada para uma melhor compreensão do seu comportamento global. A Figura 5 mostra, esquematicamente, as curvas força x deslocamento lateral de um pórtico rígido submetido a carregamentos estáticos, para cada tipo de análise a ser considerada.

Figura 5 - Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise



Fonte: Adaptado de BARROS (2010)

a) Análise Elástica de 1ª Ordem

Na análise elástica de 1ª ordem, o equilíbrio da estrutura é formulado considerando-a na sua posição indeslocada, ou seja, segundo sua geometria original (linearidade geométrica) e o material é modelado como elástico linear (linearidade do material). Dessa forma, essa análise considera, necessariamente, a hipótese de pequenos deslocamentos e, sendo o material elástico-linear, vale o princípio da superposição dos efeitos. (BARROS, 2010, p. 12).

Ainda segundo Barros, embora a análise elástica de primeira ordem, ou simplesmente análise elástica linear, seja a mais usada nas rotinas de cálculo dos

escritórios de projetos, ela não fornece informações sobre a influência da plasticidade e da estabilidade no comportamento da estrutura. Essas influências são consideradas indiretamente no dimensionamento ao se verificar isoladamente cada barra através do uso das equações de interação, das curvas de resistência de pilares, do comprimento efetivo e dos fatores de amplificação dos momentos. A curva força x deslocamento obtida é linear, como indicada na Figura 5.

b) Análise Elástica de 2ª Ordem

Na análise elástica de 2ª ordem, o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica) e o material ainda é elástico linear (linearidade do material). A resposta da curva força x deslocamento tende assintoticamente para a carga crítica elástica (P_{cr}) da estrutura, conforme indica a Figura 5. Quando obtida rigorosamente, essa análise inclui os efeitos da estabilidade elástica, $P-\delta$ e $P-\Delta$, mas não fornece nenhuma informação direta da resistência inelástica real do pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica. (BARROS, 2010, p. 13)

c) Análise Inelástica de 1ª Ordem

Na análise inelástica de 1ª ordem, o equilíbrio é verificado considerando a geometria indesejada da estrutura (linearidade geométrica) e considera-se a não linearidade do material. Este tipo de análise inclui os efeitos de plastificação das barras, que podem ser representados desde os modelos simples de rótulas plásticas até modelos mais detalhados que consideram a propagação da plastificação no interior das mesmas. Quando o material é elastoplástico perfeito, a resposta da curva força x deslocamento de uma análise inelástica de primeira ordem aproxima assintoticamente da carga limite plástica (P_p), conforme ilustra a Figura 5, calculada por análise de mecanismo

plástico. Trata-se de uma análise não linear do material. (BARROS, 2010, p. 13)

d) Análise Inelástica de 2ª Ordem

Na análise inelástica de 1ª ordem, o equilíbrio é formulado considerando-se a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica) e considera-se a não linearidade do material. A carga limite obtida pela análise inelástica de segunda ordem é a que mais se aproxima da resistência real, sendo esta a análise que melhor representa o verdadeiro comportamento de um pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica e do material. (BARROS, 2010, p.13)

Segundo Barros (2010, p. 13), a análise inelástica, tanto em 1ª quanto em 2ª ordem, se refere a qualquer método de análise que considere os efeitos do escoamento do material, podendo ser classificada em dois tipos principais: (1) formulação por zona plástica ou plasticidade distribuída e (2) formulação baseada na formação de rótulas plásticas. Esta generalização é baseada no grau de refinamento na representação dos efeitos do escoamento. O método da rótula plástica é a mais simples formulação, enquanto o modelo de zona plástica exige um maior refinamento.

e) Análise inelástica por zona plástica

A análise por zona plástica ou plasticidade distribuída que inclua a distribuição da plasticidade, as tensões residuais, as imperfeições geométricas iniciais e quaisquer outros efeitos de segunda ordem significativos é geralmente classificada como um método “exato” de Análise Inelástica Avançada. As equações de interação das barras de pórtico, adotadas nas principais normas técnicas em todo o mundo, foram desenvolvidas, em parte, pelo ajuste de curvas de ensaios de laboratório aos resultados obtidos de uma Análise Inelástica por Zona Plástica. (BARROS, 2010, p. 13)

f) Análise inelástica por rótula plástica

O mais simples e direto tipo de análise inelástica é aquele que adota a formulação com formação de rótulas elastoplásticas. Essa análise geralmente envolve o uso de um elemento de pórtico para cada barra, assumindo que os mesmos permaneçam elásticos exceto nas suas extremidades, onde as rótulas plásticas de comprimento nulo se formam. (BARROS, 2010, p. 14)

Em termos práticos, a análise inelástica por rótula plástica utiliza dois métodos de análise: (1) método rígido-plástico e (2) método elastoplástico. O método rígido-plástico é estudado a partir da formação do mecanismo de colapso final da estrutura, ou seja, quando a mesma desenvolve um número suficiente de rótulas plásticas levando ao seu colapso, não permitindo mais a redistribuição do momento fletor.

Barros (2010, p. 14) descreve ainda que, “o método elastoplástico é um método alternativo de análise plástica que, além de determinar a carga de colapso da estrutura, fornece informações adicionais sobre o processo de redistribuição de forças, antes que o mecanismo de colapso seja alcançado”. Assim, o método determina a sequência de formação das rótulas plásticas, o fator de carga associado a cada rótula e a variação do momento fletor nas barras entre cada rótula formada, além de permitir o cálculo aproximado dos deslocamentos durante a história do carregamento.

Apesar de a análise inelástica por rótulas plásticas ser eficiente em alguns casos, principalmente para estruturas nas quais a força normal nas barras é pequena e predomina o efeito dos momentos fletores, tem sido mostrado que é somente um método aproximado. Quando usado para analisar um simples elemento de pórtico submetido aos esforços combinados de força normal e momento fletor, esse método frequentemente superestima a resistência e a rigidez do elemento quando o mesmo é carregado até à região inelástica. Dessa forma, esse

método não pode ser classificado como método de Análise Avançada para uso no projeto de estruturas, devendo ser modificado ou refinado para permitir a degeneração da rigidez devido aos efeitos da plasticidade distribuída, sendo denominado Método da rótula plástica refinada. (BARROS 2010, p. 14)

3.5. Análise estrutural segundo ABNT NBR 8800:2008

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, a análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes.

3.5.1. Tipos de análise estrutural

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

3.5.1.1. Quanto aos materiais

Os esforços internos podem ser determinados por:

- a) Análise global elástica: diagrama tensão-deformação elástico-linear.
- b) Análise global plástica: diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico não-linear.

A análise global elástica é sempre permitida, mesmo que os esforços resistentes da seção transversal sejam avaliados considerando-se a plasticidade.

A análise global plástica pode ser usada para seções compactas, desde que as seções e as ligações possuam capacidade de rotação suficiente para formação de rótulas plásticas e redistribuição de esforços solicitantes.

3.5.1.2. Quanto ao efeito dos deslocamentos

Os esforços internos podem ser determinados por:

a) Análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura.

b) Análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A análise não-linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos. Essa análise pode ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem.

Os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são ditos efeitos globais de segunda ordem ($P-\Delta$) e aqueles decorrentes da não-retilinearidade dos eixos das barras, efeitos locais de segunda ordem ($P-\delta$).

As estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais podem ser classificadas em: pequena deslocabilidade, média deslocabilidade e grande deslocabilidade.

Métodos de análise que considerem direta ou indiretamente a influência da geometria deformada da estrutura (efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$), das imperfeições iniciais, do comportamento das ligações e da redução de rigidez dos elementos componentes, quer pela não-linearidade do material, quer pelo efeito das tensões residuais, podem ser utilizados. Os métodos aproximados, satisfazem essas exigências.

3.5.2. Exigências de projeto para a estabilidade das barras componentes da estrutura

A estabilidade individual dos componentes da estrutura deve ser assegurada. As imperfeições locais desses elementos já estão incorporadas às expressões de dimensionamento.

Os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares em alguns pontos, definindo comprimentos destravados entre esses pontos, devem atender às exigências de resistência e rigidez. Essas exigências podem ser substituídas por uma análise de segunda ordem, que inclua as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente.

As imperfeições geométricas iniciais, devem ser tomadas na forma de uma imperfeição equivalente global de $L/500$ ou local de $L/1\,000$, conforme o tipo de contenção adotado, onde L é o comprimento destravado do elemento. Se os elementos forem projetados para conter lateralmente mais de um pilar ou viga, devem

ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares ou vigas, porém multiplicados pelo fator de redução α_{red} , dado pela Equação 1.

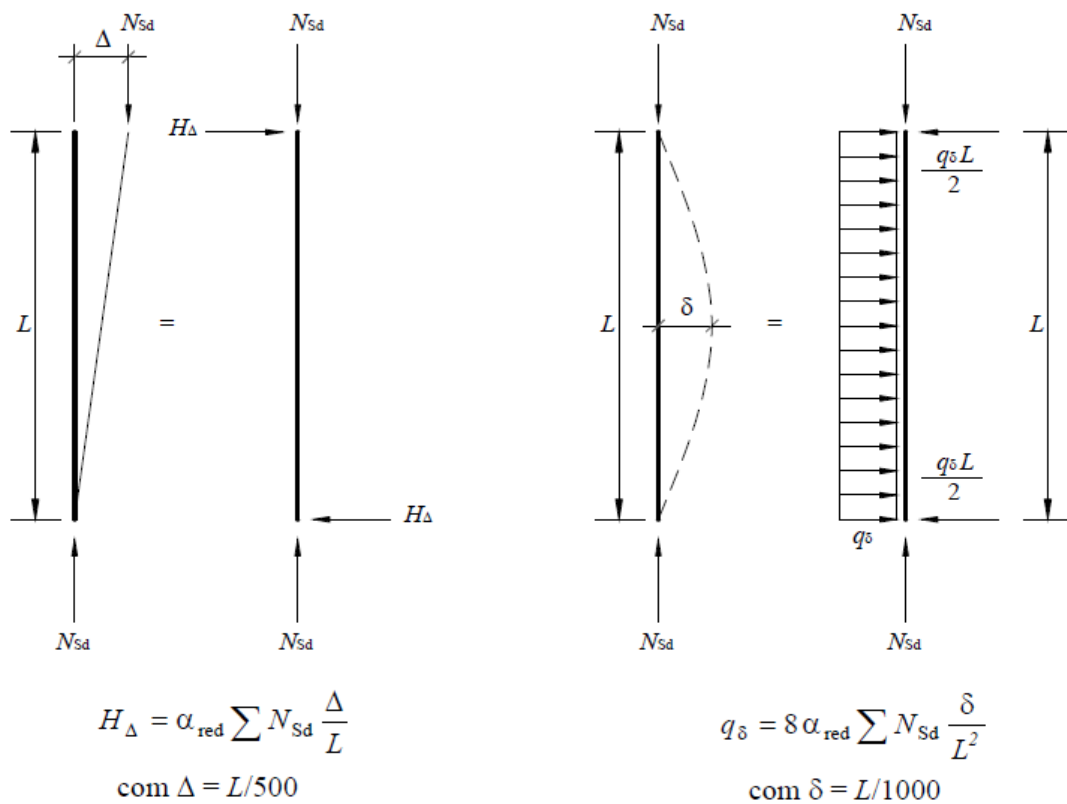
$$\alpha_{\text{red}} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad [1]$$

Onde:

m - Número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente.

Permite-se também que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, denominadas forças nocionais, que provoquem, nas vigas e pilares a serem contidos lateralmente, efeitos equivalentes aos das referidas imperfeições, como exemplificado na Figura 6. Esses efeitos devem ser encarados como valores mínimos para cálculo do sistema de travamento, mas não precisam ser adicionados às demais forças atuantes nele.

Figura 6 - Forças equivalentes (nocionais)



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

3.5.3. Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais de acordo a ABNT NBR 8800:2008

As estruturas são classificadas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade ou grande deslocabilidade.

Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações últimas de ações, for igual ou inferior a 1,1.

A estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4.

Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, for superior a 1,4.

A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações, em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais. Por simplicidade, essa classificação pode ser feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional. Para a classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, as imperfeições iniciais de material não necessitam ser consideradas na análise.

A relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, pode ser aproximada de maneira aceitável pelo valor do coeficiente B_2 , calculado de acordo com o Anexo D da NBR 8800 (ABNT, 2008), sem a consideração das imperfeições iniciais de material.

3.5.4. Considerações para dimensionamento

Define-se comprimento destravado de uma barra como a distância entre dois pontos de contenção lateral ou entre um ponto de contenção lateral e uma extremidade. Um ponto de contenção lateral pode ser:

- a) Um nó de uma barra de uma subestrutura de contraventamento formada por um pórtico em forma de treliça ou por um pórtico no qual a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.
- b) Um ponto qualquer das subestruturas de contraventamentos citadas na alínea anterior devidamente ligado a um nó dessas subestruturas.
- c) Um nó de um elemento contraventado devidamente ligado a uma subestrutura de contraventamento.

Permite-se, para barras prismáticas, o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra, ou seja, a adoção do coeficiente de flambagem K igual a 1,0 neste comprimento. O uso de valores de K superiores a 1,0 é substituído por imperfeições geométricas e de material iniciais equivalentes. (ABNT NBR 8800:2008).

A determinação dos esforços solicitantes, para as combinações últimas de ações, deve ser realizada por meio de análise elástica de segunda ordem. Para estruturas de pequena deslocabilidade, pode ser feita análise de primeira ordem. Nas estruturas projetadas a partir de análise elástica, a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada um de seus elementos componentes deve ser assegurada pela:

- a) Determinação dos esforços solicitantes de cálculo nas barras, ligações e outros elementos; e
- b) Atendimento das exigências da NBR 8800:2008 relacionadas aos estados-limites últimos.

3.5.5. Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos

Conforme o item 4.9.7 da ABNT NBR 8800:2008, a determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos varia de acordo a classificação da quanto a sensibilidade ao deslocamento.

3.5.5.1. Estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade

Nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento Inter pavimento) de $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). (ABNT NBR 8800:2008).

Admite-se também que esses efeitos sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada aqui força nocional, igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio. (ABNT NBR 8800:2008, item 4.9.7.1.1, p. 28)

Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Além disso, esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura.

Nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não precisam ser considerados na análise.

Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem. O método da amplificação dos esforços solicitantes, pode ser considerado uma aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao se aplicar esse método a estruturas de média deslocabilidade, os coeficientes $B1$ e $B2$ devem ser calculados com as rigidezes reduzidas.

Nas estruturas de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desconsiderados, desde que sejam atendidas as seguintes exigências:

- a) As forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das

combinações últimas de ações, não sejam superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras.

- b) Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações, inclusive àquelas em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados amplificando-se os momentos fletores pelo coeficiente B_1 , mas com as grandezas que influem no seu valor obtidas da estrutura original, em todas as barras da estrutura.

3.5.5.2. Estruturas de grande deslocabilidade

Nas estruturas de grande deslocabilidade, deve ser feita uma análise rigorosa, levando-se em conta as não-linearidades geométricas e de material. Opcionalmente, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, pode ser utilizado o procedimento de análise para as estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis devidas ao vento. (ABNT NBR 8800:2008).

3.5.6. Método da amplificação dos esforços solicitantes

Seguindo as prerrogativas do Anexo “D” da ABNT NBR 8800:2008, tem-se:

3.5.6.1. Generalidades

Apresenta-se nessa seção o método da amplificação dos esforços solicitantes, para execução de Análise elástica aproximada de segunda ordem, levando em conta o efeito global $P-\Delta$ e local $P-\delta$.

Ao se usar este método, deve-se fazer atuar na estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições geométricas iniciais e das imperfeições iniciais de material.

3.5.6.2. Uso do método

Em cada andar das estruturas analisadas, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd} , devem ser determinados pelas Equações 2 e 3 (ver Figura 7).

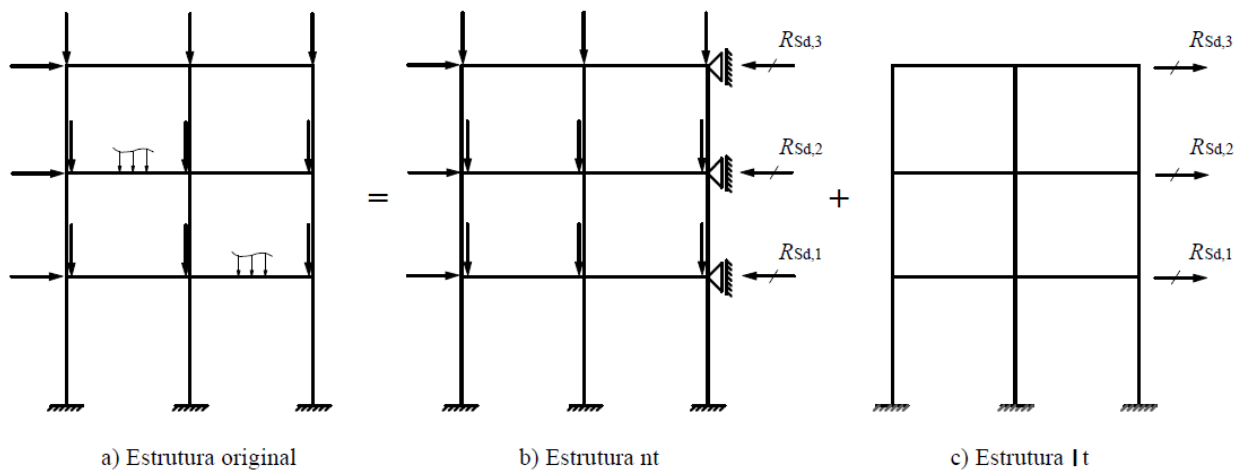
$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad [2]$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad [3]$$

Sendo B_1 e B_2 são obtidos pelas Equações 5 e 7 apresentadas posteriormente. M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocarem horizontalmente (na análise usam-se contenções horizontais fictícias em cada andar – Estrutura nt – Figura 7 b).

M_{lt} e N_{lt} são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas – Estrutura lt – Figura 7 c).

Figura 7 - Modelo para análise



O coeficiente B1 é dado pela Equação 4.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sdl}}{N_e}} \geq 1,0 \quad [4]$$

Onde:

N_e - Força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material.

N_{Sdl} - Força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sdl} = N_{mt} + N_{lt}$).

C_m - Coeficiente cujo valor depende de duas condições:

- a) Se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão o valor de C_m é dado pela Equação 5.

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad [5]$$

Sendo M_1/M_2 a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra; essa relação deve ser tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples ($M_1 = M_{nt1}$; $M_2 = M_{nt2}$);

- b) Se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0.

Contudo, se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar B1 igual a 1,0.

O coeficiente B2 é dado pela Equação 7.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{Sdl}}{R_s \sum H_{Sdl}}} \quad [7]$$

Onde:

ΣN_{sd} - Carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas.

R_s - Coeficiente de ajuste igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas.

Δ_h - Deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido da análise de primeira ordem, na estrutura original (Figura 7 a) ou na estrutura lt (Figura 7 c). Se Δ_h possuir valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor.

ΣH_{sd} - Força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura original (Figura 7 a) ou na estrutura lt (Figura 7 c).

H - Altura do andar (distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar).

A força cortante solicitante de cálculo pode ser tomada igual à da análise elástica de primeira ordem, ou seja, igual à da estrutura original ou igual a:

$$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad [8]$$

Onde V_{nt} e V_{lt} são, respectivamente, as forças cortantes de cálculo na estrutura nt e na estrutura lt.

3.5.6.3. Procedimentos a adotar

De acordo a ABNT NBR 8800:2008 os procedimentos a serem adotados na análise estrutural são:

3.5.6.3.1. Estruturas de pequena deslocabilidade

- Os efeitos das imperfeições geométricas devem ser levados em conta na análise considerando uma imperfeição inicial de $h/333$ ou por meio de uma força horizontal (força nocional) de 0,3% (zero três por cento) do valor das cargas gravitacionais de cálculo em cada pavimento;
- Combinar Ações gravitacionais + Ação do Vento + Imperfeições Geométricas;
- Na verificação dos deslocamentos máximos da estrutura, deve-se comparar com os deslocamentos obtidos da análise de primeira ordem.

3.5.6.3.2. Estruturas de média deslocabilidade

- Além de considerar os efeitos das imperfeições geométricas, considerar, na análise, uma imperfeição inicial de material reduzindo-se as rigidezes à flexão e axial das barras em 80% (oitenta por cento) dos valores originais (na prática: $E = 0,8 E$);
- Aplicar o método B1/B2, combinando: Ações Gravitacionais com Ação do Vento ou Ações Gravitacionais + Imperfeições Geométricas;
- Como no item anterior, na verificação dos deslocamentos máximos da estrutura, deve-se comparar com os deslocamentos obtidos da análise de primeira ordem.

c) Estruturas de grande deslocabilidade

- Deve-se ter muito cuidado com este tipo de estrutura, devendo-se usar métodos exatos. Nestas situações sugere-se verificar se não é mais econômico enrijecer a estrutura transformando-a em Média Deslocabilidade;
- Pode-se, a critério do projetista, considerar o mesmo procedimento adotado nas estruturas de média deslocabilidade combinando Ações Gravitacionais com Imperfeições Geométricas e Vento;
- Na verificação dos deslocamentos máximos da estrutura, deve-se comparar com os deslocamentos obtidos considerando efeitos globais e locais de 2a. Ordem.

3.6. Análise estrutural segundo EN 1993-1-1

Segundo o EN 1993-1-1 (Normalização Europeia para design de estruturas de aço), a análise deve basear-se em modelos de cálculo da estrutura adequados ao estado limite considerado. O modelo de cálculo e as hipóteses fundamentais deverão refletir, com precisão adequada, o comportamento da estrutura no estado limite considerado e o tipo de comportamento previsto para as secções transversais, os elementos, as ligações e os apoios. Além disso, a análise deve ser coerente com as hipóteses de cálculo.

De acordo a norma Europeia, os esforços numa estrutura metálica devem ser determinados levando em conta os efeitos da configuração deformada da mesma (1ª ordem ou 2ª ordem) e considerando o comportamento não linear dos materiais (elástico ou plástico). Sendo assim, pode-se dizer que os esforços de uma estrutura podem ser determinados por:

- a) Análise geométrica global da estrutura, podendo ser de 1ª ordem ou de 2ª ordem, isto em relação ao comportamento da geometria e rigidez da estrutura.
- b) Análise global elástica ou por análise global plástica, isto em relação ao comportamento material.

3.6.1. Efeitos da configuração deformada da estrutura

Segundo o EC 1993-1-1, os esforços poderão geralmente ser determinados através de:

- a) Análises de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura;
- b) Análises de segunda ordem, tomando em consideração a influência da configuração deformada da estrutura.

Os efeitos da configuração deformada (efeitos de segunda ordem) deverão ser considerados sempre que aumentem os efeitos das ações ou modifiquem o comportamento estrutural de forma significativa. Poderá efetuar-se uma análise de primeira ordem da estrutura quando forem desprezáveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura. Esta condição poderá considerar-se satisfeita se o seguinte critério for cumprido:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 10 \quad \text{Para a análise elástica} \quad [9]$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 15 \quad \text{Para a análise plástica} \quad [10]$$

Onde:

α_{cr} - Fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global.

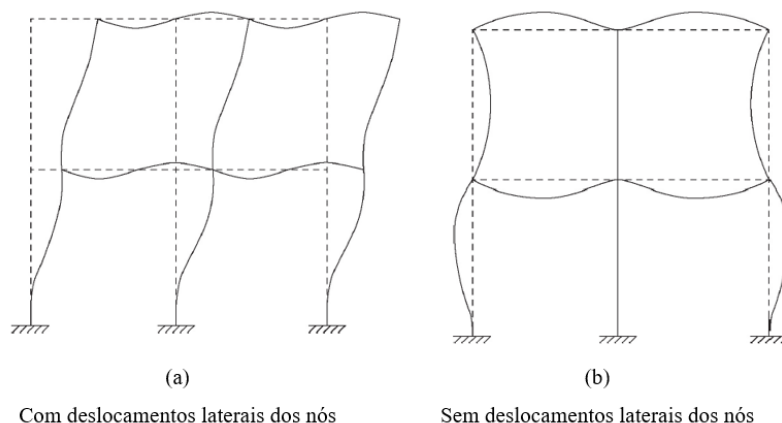
F_{ed} - Valor de cálculo do carregamento da estrutura.

F_{cr} - Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

As estruturas que possuem $\alpha_{cr} \geq 10$ para análise elástica e $\alpha_{cr} \geq 15$ para análise plástica são classificadas como estruturas de nós fixos, ou seja, sem deslocamento lateral dos nós (ver Figura 8 b). Um pórtico de nós fixos é uma estrutura pouco sensível às forças horizontais no plano devido a uma elevada rigidez, pelo que é possível, para estes casos, desprezar forças adicionais ou momentos resultantes dos deslocamentos horizontais dos vários andares. Assim, os efeitos globais P- Δ podem ser desprezados. Pelo contrário, quando $\alpha_{cr} < 10$, não é possível desprezar estes efeitos, diz-se que a estrutura é de nós móveis, ou seja, possui deslocamento lateral dos nós (ver Figura 8 a).

Sendo “P- Δ ” ou efeitos de segunda ordem globais os esforços (e deslocamentos) adicionais que surgem no pórtico devido aos deslocamentos relativos entre a base e o topo do mesmo e designam-se por efeitos de segunda ordem locais “P- δ ” à deformação de cada barra comprimida.

Figura 8 - Modelo de instabilidade de pórticos



Fonte: Couto (2011, p. 17)

3.6.2. Estabilidade estrutural de pórticos

De acordo com a seção anterior, se for necessário ter em consideração a influência da deformação da estrutura, deverá considerar esses efeitos para verificar a estabilidade estrutural. A verificação da estabilidade dos pórticos ou de uma das suas partes deverá ser efetuada considerando as imperfeições e os efeitos de segunda ordem.

Segundo o EC 1993 -1-1, de acordo com o tipo de pórtico e de análise global, os efeitos de segunda ordem e as imperfeições poderão ser considerados através de um dos seguintes métodos:

- a) Ambos os efeitos incluídos na totalidade numa análise global.
- b) Parte dos efeitos incluídos na análise global e os efeitos restantes contabilizados nas verificações de segurança dos elementos em relação aos fenômenos de instabilidade.
- c) Em casos simples, através de verificações de segurança individuais de elementos equivalentes, em relação aos fenômenos de instabilidade, utilizando os comprimentos de flambagem correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura.

Os efeitos de segunda ordem poderão ser calculados através de uma análise apropriada da estrutura (incluindo procedimentos sequenciais ou iterativos). Em pórticos onde o primeiro modo de instabilidade com deslocamentos laterais é predominante, a análise elástica de primeira ordem deverá ser complementada por uma amplificação, através de fatores apropriados, dos efeitos relevantes das ações (por exemplo, os momentos fletores).

Em pórticos de um piso calculados através de uma análise elástica global, os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais, devidos à presença das cargas verticais, poderão ser calculados através da amplificação das cargas horizontais H_{Ed} (por exemplo, devidas ao vento), das cargas equivalentes às imperfeições V_{Ed} de todos os outros possíveis efeitos de primeira ordem associados a deslocamentos laterais. Essa amplificação é efetuada por meio do fator apresentado na Equação 11.

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad [11]$$

Esse fator pode ser usado desde que se tenha $\alpha_{cr} \geq 3,0$. Sendo que, α_{cr} poderá ser calculado através da expressão da Equação 12. Para $\alpha_{cr} < 3,0$ efetua-se uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad [12]$$

Onde:

H_{Ed} - Valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo as forças equivalentes.

V_{Ed} - Valor de cálculo da carga vertical total transmitida.

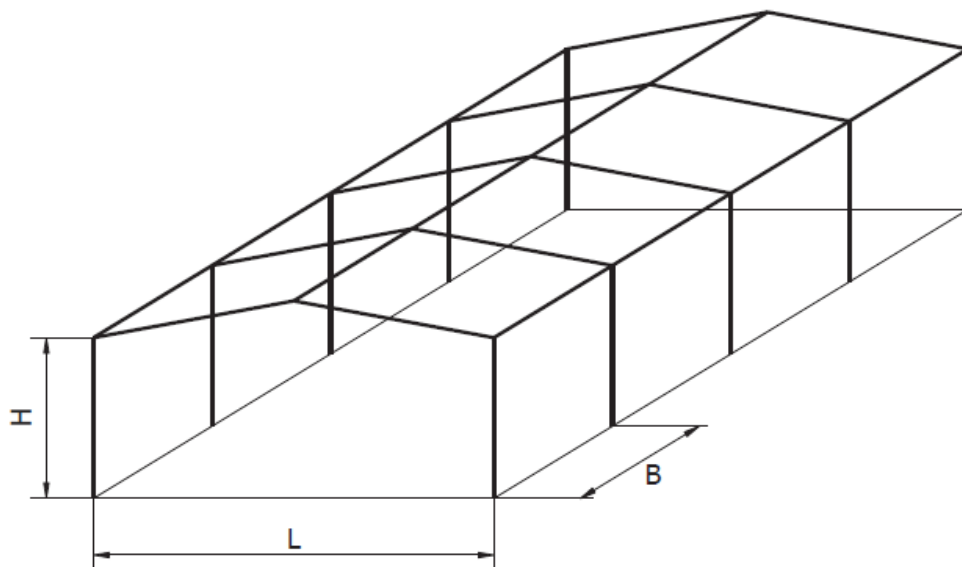
$\delta_{H,Ed}$ - Deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais (por exemplo, devidas ao vento) acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições globais, aplicadas ao nível de cada piso.

h - Altura do piso.

4. METODOLOGIA

Pretende-se realizar a análise da estabilidade de edifícios industriais em aço, efetuando a análise dos modelos tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal, variando as dimensões da estrutura e também as subestruturas de contraventamento.

O objeto de estudo desse trabalho são edifícios industriais com pórticos de alma cheia e cobertura em duas águas, considerando vãos de pórticos (L) entre 15 metros e 30 metros, Alturas das colunas (H) de 6 metros e 9 metros e distância entre pórticos (B) de 6 metros com dimensão máxima na direção longitudinal de 30 metros, como ilustrado na Figura 9.

Figura 9 - Dimensões do edifício

Fonte: D'Alambert (2012)

Os modelos analisados foram extraídos do trabalho de D'Alambert (2012). Que ofereceu as principais diretrizes para a elaboração do projeto de um galpão com sistema estrutural em pórticos de alma cheia, facilitando através da utilização de tabelas e ábacos o dimensionamento dos pórticos. O estudo seguiu as premissas da ABNT NBR 8800:2008.

4.1. Sistema estrutural e parâmetros de cálculo

O sistema estrutural o qual será analisado, segue os mesmos parâmetros do dimensionamento dos modelos extraídos de D'Alambert (2012). Na direção transversal os pórticos são rígidos com bases engastadas e na direção longitudinal os pórticos são contraventado verticalmente com base rotuladas, porém na direção longitudinal pretende-se modificar as configurações dos contraventamentos a fim de realizar um estudo da estabilidade global da estrutura, e determinar que para as situações propostas os efeitos de segunda ordem podem ser ou não desprezados.

Para realizar tais análises, considerou-se o uso de Perfis Estruturais Gerdau, do tipo "W" em aço ASTM Grau 50, com tensão de escoamento superior a 345 Mpa.

Para as subestruturas de contraventamento serão analisados perfis laminados do Tipo “C”, cantoneiras e barras redondas a fim de determinar qual melhor tipologia atende aos esforços solicitantes.

4.2. Ações e carregamentos

As ações e carregamentos utilizados na análise serão os mesmos adotados por D’Alambert (2012) para dimensionamento dos pórticos.

Como ações permanentes na estrutura, foram considerados tanto para o dimensionamento como para a análise da estabilidade apenas o peso próprio da estrutura metálica e o peso próprio das telhas de cobertura. Os valores utilizados estão expostos na Tabela 1.

Tabela 1 - Cargas permanentes, peso próprio da estrutura metálica

PÓRTICO	PESO ESTIMADO (KN/m ²)
Terças e Tirantes	0,05
Contraventamentos	0,05
Telhas	0,12

Fonte: Adaptado de D’ALAMBERT (2012)

Para efeito de cálculo, as ações variáveis consideradas foram a sobrecarga na estrutura e o vento.

A sobrecarga utilizada será de 0,25 KN/m², obedecendo o item B.5.1 da ABNT NBR 8800:2008.

Os carregamentos sobre um único pórtico em razão das forças devidas ao vento, conforme a ABNT NBR 6123:2013, foram obtidos com o programa Visualventos (CHAMBERLAIN, 2008) e estão resumidos na Tabela 2 que expõe os valores para cada elemento do pórtico, sendo tais elementos ilustrados na Figura 10.

Para obtenção dos esforços de vento foram considerados parâmetros para construção totalmente fechada, sem aberturas dominantes e com as faces igualmente permeáveis; velocidade básica do vento de 35 m/s (típico da região); fator topográfico S1=1; fator de rugosidade S2 para categorias III, classe B e fator estático S3=1.

Tabela 2 - Forças devido ao vento para os modelos com 6 metros de altura

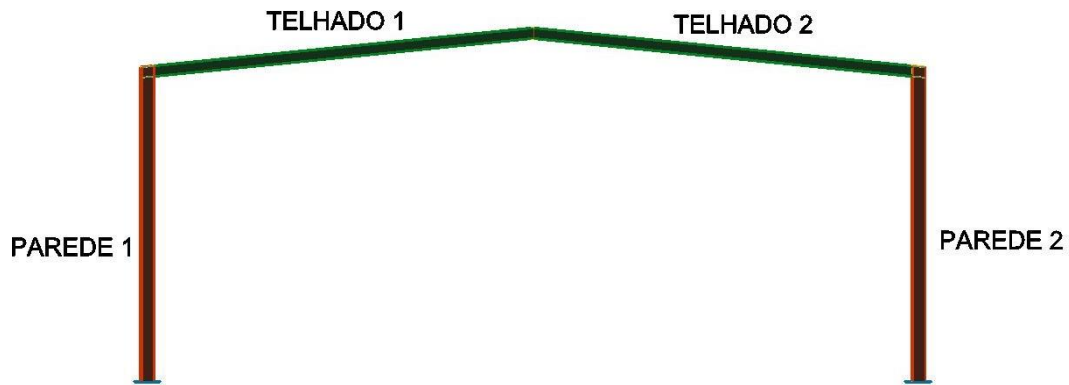
VENTO PARA PORTICOS COM ALTURA DE 6 METROS			
PAREDE 1	PAREDE 2	TELHADO 1	TELHADO 2
L= 15m Vento 0° = -2,82 KN/m Vento 90° = 2,46 KN/m	L= 15m Vento 0° = -2,82 KN/m Vento 90° = -1,76 KN/m	L= 15m Vento 0° = -2,82 KN/m Vento 90° = -3,32 KN/m	L= 15m Vento 0° = -2,82 KN/m Vento 90° = -1,41 KN/m
L= 20m Vento 0° = -2,84 KN/m Vento 90° = 2,48 KN/m	L= 20m Vento 0° = -2,84 KN/m Vento 90° = -1,42 KN/m	L= 20m Vento 0° = -2,84 KN/m Vento 90° = -3,34 KN/m	L= 20m Vento 0° = -2,84 KN/m Vento 90° = -1,42 KN/m
L= 25m Vento 0° = -2,86 KN/m Vento 90° = 2,50 KN/m	L= 25m Vento 0° = -2,86 KN/m Vento 90° = -1,43 KN/m	L= 25m Vento 0° = -2,86 KN/m Vento 90° = -3,37 KN/m	L= 25m Vento 0° = -2,86 KN/m Vento 90° = -1,43 KN/m
L= 30m Vento 0° = -2,88 KN/m Vento 90° = 2,52 KN/m	L= 30m Vento 0° = -2,88 KN/m Vento 90° = -1,44 KN/m	L= 30m Vento 0° = -2,88 KN/m Vento 90° = -3,39 KN/m	L= 30m Vento 0° = -2,88 KN/m Vento 90° = -1,44 KN/m

Fonte: Adaptado de CHAMBERLAIN e STUMPF (2008)

Tabela 3 - Forças devido ao vento para os modelos com 9 metros de altura

VENTO PARA PORTICOS COM ALTURA DE 9 METROS			
PAREDE 1	PAREDE 2	TELHADO 1	TELHADO 2
L= 15m Vento 0° = -3,42 KN/m Vento 90° = 2,66 KN/m	L= 15m Vento 0° = -3,42 KN/m Vento 90° = -2,28 KN/m	L= 15m Vento 0° = -3,37 KN/m Vento 90° = -3,53 KN/m	L= 15m Vento 0° = -3,37 KN/m Vento 90° = -2,28 KN/m
L= 20m Vento 0° = -3,06 KN/m Vento 90° = 2,68 KN/m	L= 20m Vento 0° = -3,06 KN/m Vento 90° = -1,53 KN/m	L= 20m Vento 0° = -3,06 KN/m Vento 90° = -3,60 KN/m	L= 20m Vento 0° = -3,06 KN/m Vento 90° = -1,53 KN/m
L= 25m Vento 0° = -3,07 KN/m Vento 90° = 2,69 KN/m	L= 25m Vento 0° = -3,07 KN/m Vento 90° = -1,54 KN/m	L= 25m Vento 0° = -3,07 KN/m Vento 90° = -3,62 KN/m	L= 25m Vento 0° = -3,07 KN/m Vento 90° = -1,54 KN/m
L= 30m Vento 0° = -3,09 KN/m Vento 90° = 2,70 KN/m	L= 30m Vento 0° = -3,09 KN/m Vento 90° = -1,55 KN/m	L= 30m Vento 0° = -3,09 KN/m Vento 90° = -3,64 KN/m	L= 30m Vento 0° = -3,09 KN/m Vento 90° = -1,55 KN/m

Fonte: Adaptado de CHAMBERLAIN e STUMPF (2008)

Figura 10 - Elementos do pórtico submetidos ao vento

Fonte: Elaborado pelo autor

4.3. Modelos analisados

De acordo D'ALAMBERT (2012), perfis laminados para galpões metálicos com altura de 6 e 9 metros, de vãos variando entre 15, 20, 25 e 30 metros, distância entre pórticos de 6 metros, submetidos aos carregamentos acima citados podem ser tomados nas dimensões ilustradas na Tabela 44.

Tabela 4 - Dimensionamento de vigas e colunas de pórticos

ALTURA DE 6 METROS				
VÃO	15 (m)	20 (m)	25 (m)	30 (m)
VIGA	W 250 x 22,3	W 250 x 32,7	W 360 x 39	W 410 x 38,8
COLUNA	W 250 x 32,7	W 360 x 44	W 410 x 53	W 460 x 60
ALTURA DE 9 METROS				
VÃO	15 (m)	20 (m)	25 (m)	30 (m)
VIGA	W 310 x 32,7	W 360 x 39	W 410 x 38,8	W 460 x 52
COLUNA	W 410 x 67	W 410 x 67	W 410 x 67	W 530 x 72

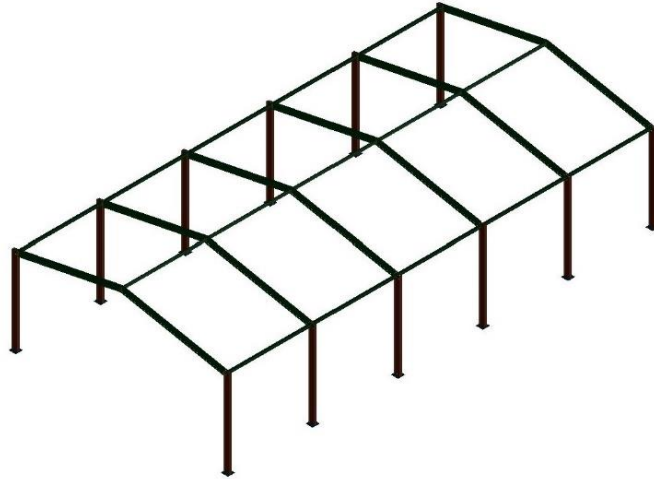
Fonte: Adaptado de D'ALAMBERT (2012)

Adotando o Dimensionamento dos perfis e os parâmetros de cálculo citados acima, propõe-se o estudo das seguintes situações:

- a) Situação 1: não serão considerados subestruturas de contraventamento na análise de estabilidade, variando apenas a altura e o comprimento do vão do edifício, consequentemente o

dimensionamento dos elementos, conforme exposto na Tabela 4. O modelo de análise para a situação 1 está ilustrado na Figura 11.

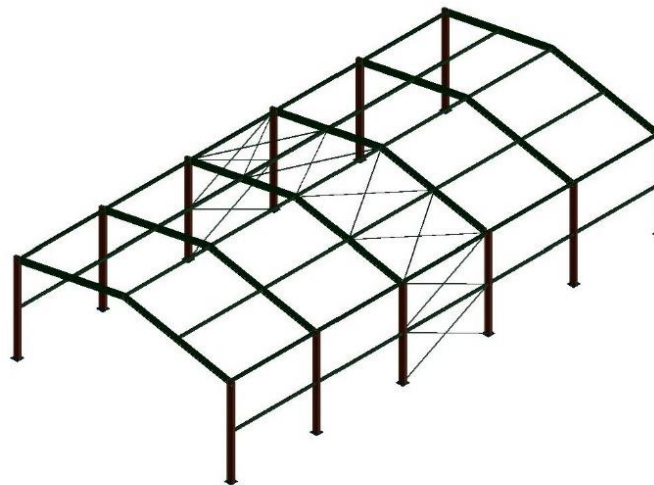
Figura 11 – Vista isométrica do modelo de análise (situação 1)



Fonte: Elaborado pelo autor

- b) Situação 2: será considerado uma subestrutura de contraventamento em “X” no vão central do edifício, variando a tipologia do perfil e também a altura e o comprimento do vão do edifício. A situação 2 esta ilustrada na Figura 12.

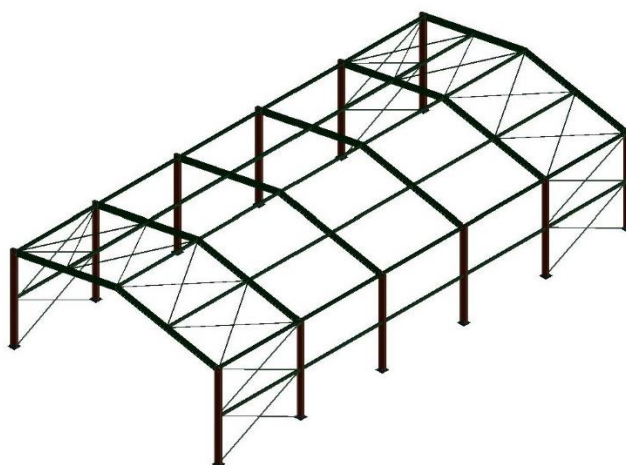
Figura 12 - Vista isométrica do modelo de analise (situação 2)



Fonte: Elaborado pelo autor

- c) Situação 3: será considerado uma subestrutura de contraventamento em “X” nos vãos da extremidade do edifício, variando a tipologia do perfil e também a altura e comprimento do vão do edifício. A situação 3 esta ilustrada na Figura 13.

Figura 13 - Vista isométrica do modelo de análise (situação 3)



Fonte: Elaborado pelo autor

4.4. Análise dos efeitos de segunda ordem

As análises estruturais de segunda ordem assim como o dimensionamento das subestruturas de contraventamento serão realizadas com o auxílio do programa computacional SAP2000 (COMPUTER AND STRUCTURES INC., 2006). O SAP é um programa para análise estrutural amplamente utilizado no meio técnico, que possui um ambiente gráfico interativo e que permite fácil definição e avaliação das diferentes combinações de ações. Na análise será considerado o aço como material elástico linear.

O software SAP 2000 (COMPUTER AND STRUCTURES INC., 2006), é um programa de análise estrutural baseado no Método de Elementos Finitos (MEF), dentre suas diversas funcionalidades permite avaliar os efeitos $P-\delta$, $P-\Delta$ e α_{cr} diretamente. Para realizar a análise é necessário definir os dados de entrada e escolher o tipo de elemento finito a ser utilizado. Para a análise a ser realizada optou-se por elementos tipo barras, segmentados de forma a melhor representar a estrutura.

A análise de segunda ordem realizada com auxílio do SAP 2000, conforme a definição do item 4.9.7 da ABNT NBR8800:2008, se enquadra como análise aproximada de segunda ordem.

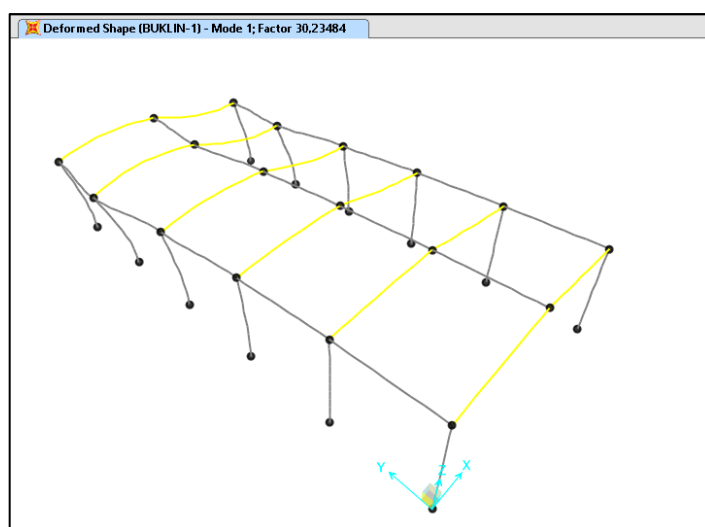
Para obtenção dos parâmetros de determinação quanto a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem será utilizada as premissas da norma Europeia.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, serão apresentados e analisados os dados de forma detalhada do modelo H6V15 (altura de seis metros e vão de quinze metros), pois, verificou-se que os demais modelos apresentaram comportamentos semelhantes.

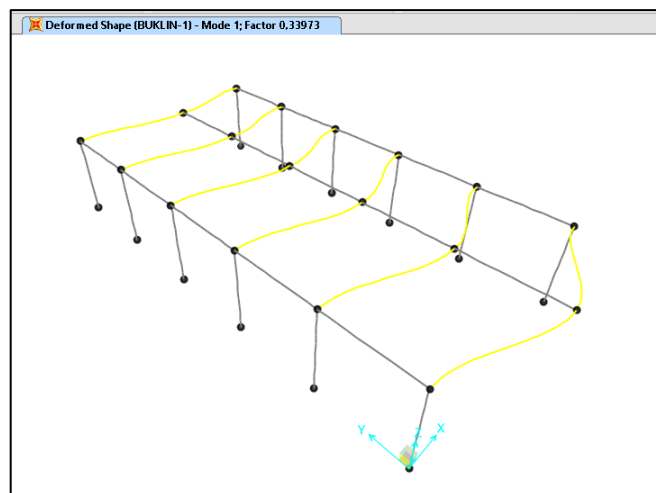
Verificou-se que na situação 1 (sem subestruturas de contraventamento), na direção transversal, o parâmetro crítico de carga (α_{cr}) foi igual a 30,23, como ilustrado na Figura 14, sendo classificada como estrutura de nós fixos, conforme EC3-1-1, ou seja, pouco sensível às forças horizontais, tendo os efeitos de segunda ordem desprezados, porém quando a mesma estrutura é analisada na direção longitudinal o modelo passa a ter $\alpha_{cr}=0,34$, como ilustrado na Figura 15, sendo classificada como estrutura de nós móveis, tornando necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Figura 14 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), sem contraventamento.



Fonte: Elaborado pelo autor

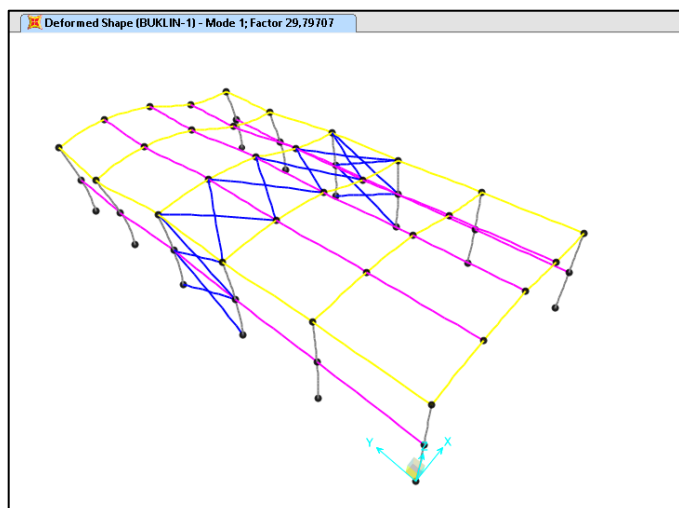
Figura 15 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), sem contraventamento.



Fonte: Elaborado pelo autor

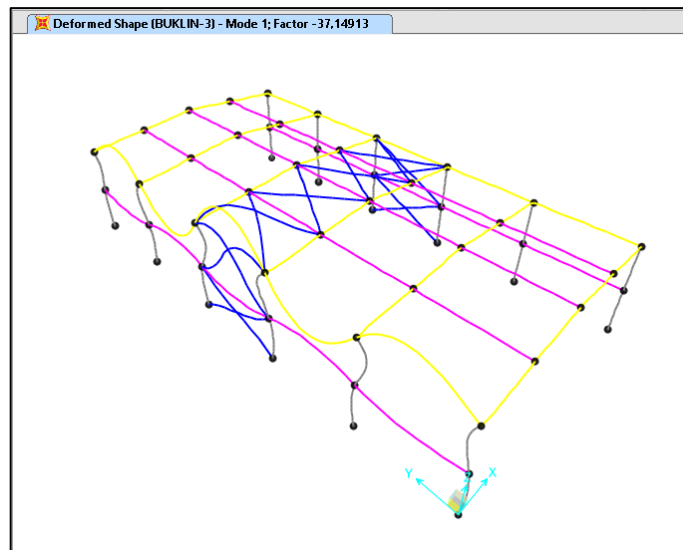
Já na situação 2, ou seja, o vão central da estrutura foi contraventado (CVT) com perfil tipo cantoneira de abas iguais, sendo que estes trabalham a tração e foram devidamente dimensionados com o programa Metálicas 3D. Observou-se que na direção transversal houve uma pequena redução do parâmetro crítico de carga, (ver Figura 16), entretanto, na direção longitudinal, a estrutura contraventada no seu vão central, passou a ter $\alpha_{cr}=37,15$, (ver Figura 17), tornando-se uma estrutura de nós fixos, podendo-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

Figura 16 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central.



Fonte: Elaborado pelo autor

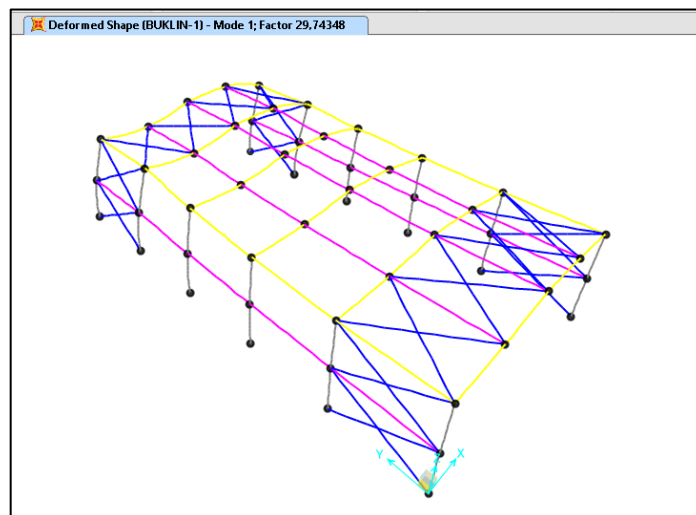
Figura 17 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central.



Fonte: Elaborado pelo autor

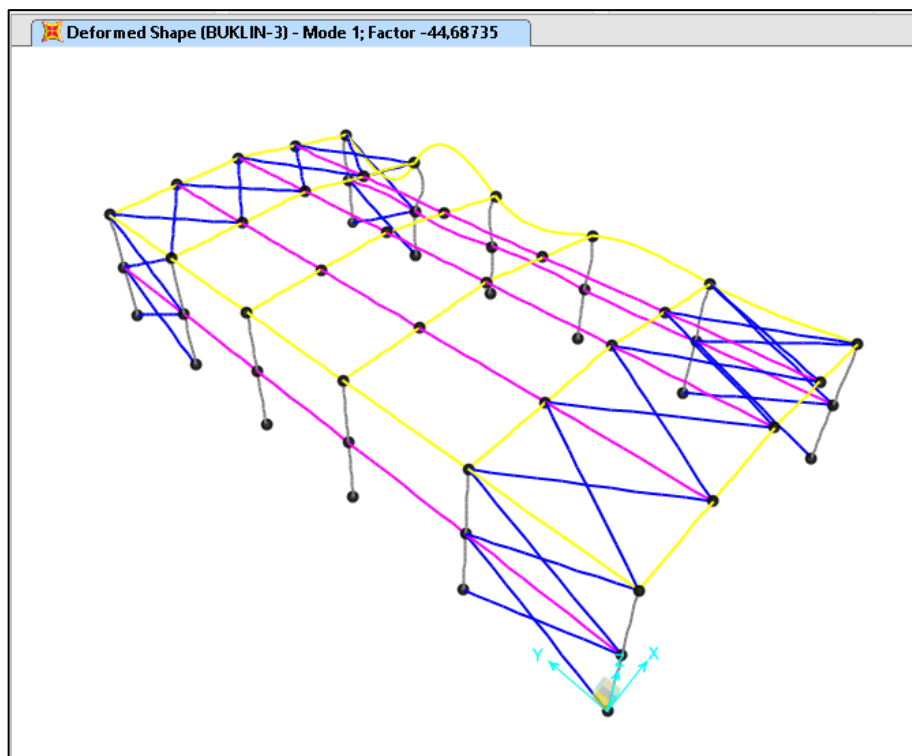
Por fim, ao analisar a situação 3, ou seja, a estrutura contraventada nos vãos das extremidades, observou-se que na direção transversal houve uma pequena redução do parâmetro crítico de carga, (ver Figura 18), entretanto, na direção longitudinal, a estrutura contraventada nas extremidades, passou a ter $\alpha_{cr}=44,69$, (ver Figura 19), tornando-se uma estrutura de nós fixos, podendo-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

Figura 18 - Output SAP2000 - Análise na direção transversal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seus vãos extremos.



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 19 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seus vãos extremos.



Fonte: Elaborado pelo autor

Verificou-se, que o parâmetro crítico de carga da estrutura contraventada nos vãos extremos foi maior que o da estrutura contraventada apenas no vão central. Entretanto, nos dois casos a estrutura passou a ser de nós fixos, sendo pouco sensível aos efeitos de segunda ordem.

Os modelos analisados obtiveram comportamentos semelhantes ao modelo H6V15 (altura de 6 metros e vão de 15 metros), como exposto na Tabela 5. Na situação 1 (sem subestruturas de contraventamento), na direção transversal, apresentaram parâmetro crítico de carga superior a 10 ($\alpha_{cr} \geq 10$), enquanto que na direção longitudinal $\alpha_{cr} < 10$; já na situação 2 (subestruturas de contraventamento no vão central), na direção transversal, apresentou variação pouco significativa em relação a situação 1, na direção longitudinal, o parâmetro crítico de carga passou a ser superior a 10 ($\alpha_{cr} \geq 10$); por fim na situação 3, na direção longitudinal, observou-se um aumento do parâmetro crítico de carga. Portanto pode-se afirmar que estas estruturas para serem consideradas de nós fixos, conforme EC3-1-1, ou seja, pouco

sensível aos efeitos de segunda ordem, é necessário que apresentem subestruturas de contraventamento.

Observa-se, que o tipo de perfil utilizado no contraventamento, ou seja, cantoneira, barra redonda ou perfil C, não alterou de forma significativa o valor do fator crítico de carga (α_{cr}), (ver tabela 5).

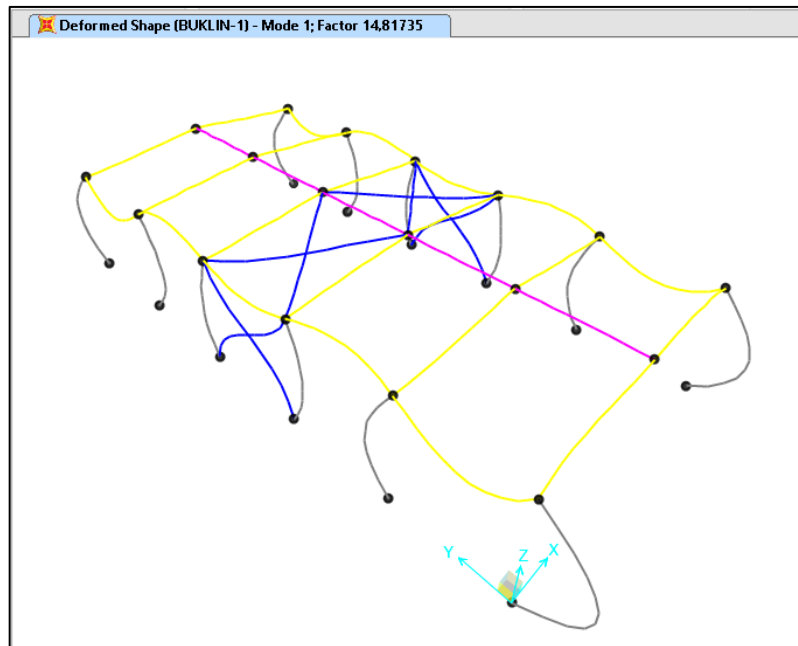
Tabela 5 – Resultados do fator crítico de carga

MODELOS	SITUAÇÃO 1		LONGITUDINAL - SITUAÇÃO 2			LONGITUDINAL - SITUAÇÃO 3		
	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	CANTONEIRA	BARRA REDONDA	PERFIL C	CANTONEIRA	BARRA REDONDA	PERFIL C
H6V15	30,25	0,34	37,15	37,14	38,74	44,69	41,16	43,55
H6V20	29,89	0,53	38,96	38,57	46,5	61,17	60,85	63,11
H6V25	27,32	0,22	41,28	40,89	42,72	56,99	56,65	58,19
H6V30	17,30	0,13	28,8	28,66	29,74	43,82	43,99	48,29
H9V15	66,82	0,60	50,23	50,05	51,53	66,45	66,14	64,68
H9V20	50,70	0,45	39,58	39,37	40,26	63,55	63,94	66,78
H9V25	36,84	0,24	31,04	30,88	31,58	51,04	51,38	55,78
H9V30	38,00	0,22	29,48	29,35	29,9	48,7	48,85	46,12

Fonte: Elaborado pelo autor

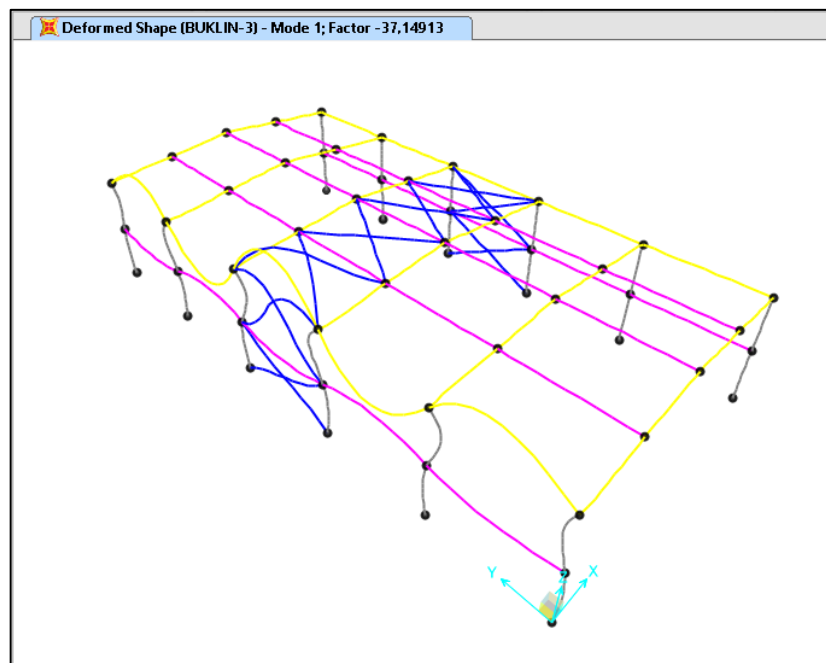
Observou-se variações no parâmetro crítico de carga de acordo com a quantidade de nós contraventados do pórtico, ou seja, quanto maior a quantidade de nós contraventados, maior a estabilidade. Tal comportamento ocorre devido a redução do comprimento de flambagem, aumentando a carga crítica do pórtico. Como ilustrado na Figura 20, quando o contraventamento é composto por apenas um “X”, comprimento de flambagem equivalente a todo o comprimento da barra, o parâmetro crítico de carga $\alpha_{cr}=14,82$; na Figura 21 com contraventamento composto por dois “X”, comprimento de flambagem igual a metade do comprimento da barra, $\alpha_{cr}=37,15$; na Figura 22 por três “X”, comprimento de flambagem igual a um terço do comprimento da barra, $\alpha_{cr}=50,47$ e na Figura 23 por quatro “X”, comprimento de flambagem equivalente a um quarto do comprimento da barra, $\alpha_{cr}=61,05$.

Figura 20 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em um “X”



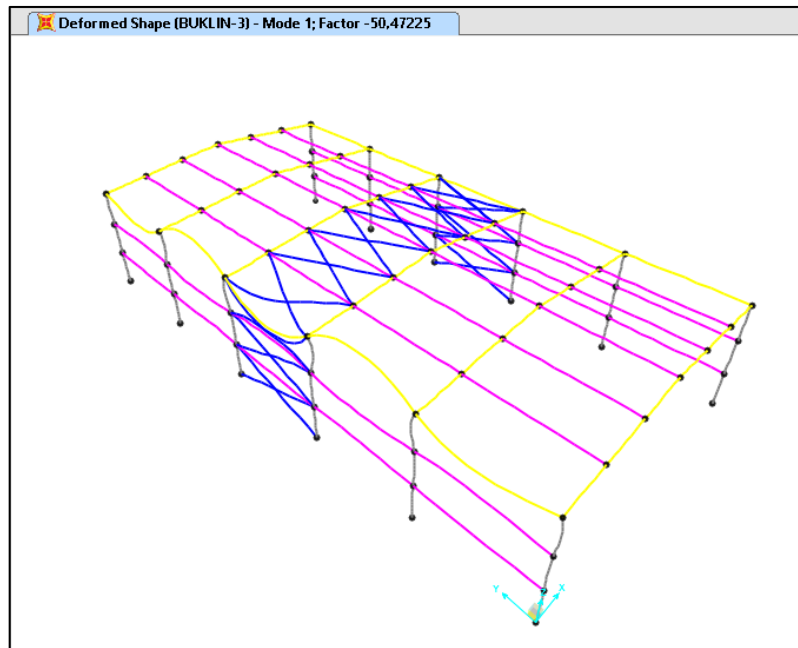
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 21 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em dois “X”



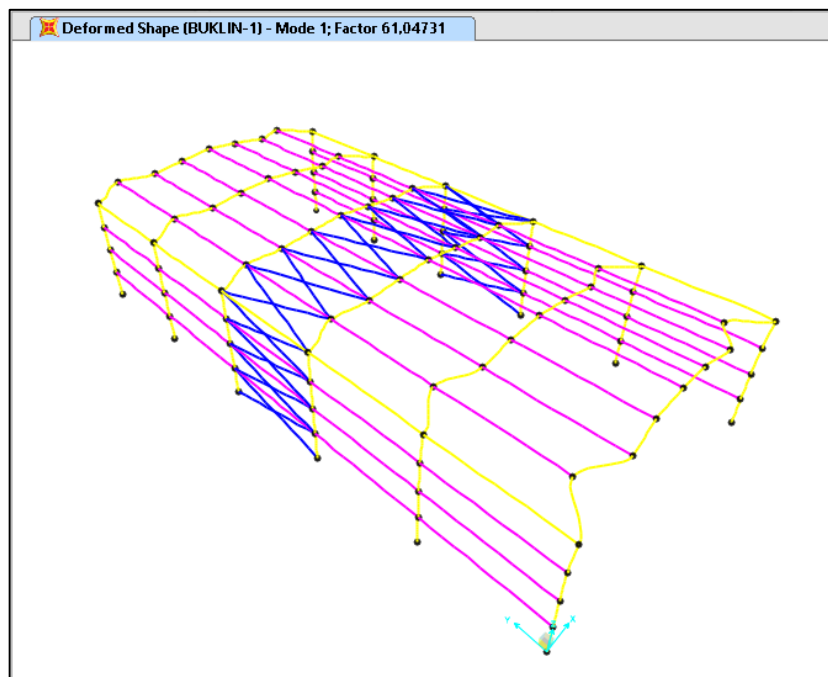
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 22 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em três “X”



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 23 Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventada em seu vão central, contraventamento em quatro “X”

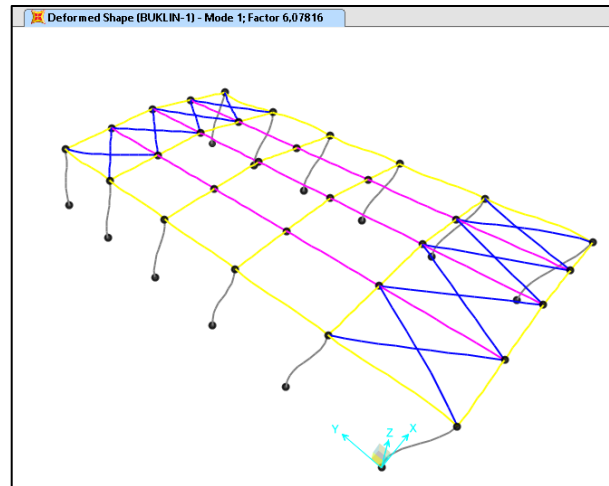


Fonte: Elaborado pelo autor

Quanto a composição do sistema de contraventamento, observou-se que o modelo H6V15 assim como os demais modelos, na situação 3 (contraventado nos

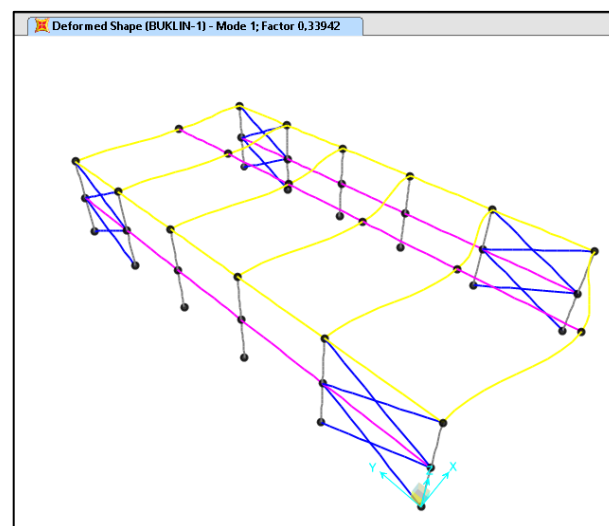
vãos de extremidade), contraventado apenas na cobertura (ver Figura 24) ou somente nos pilares (ver Figura 24), apresentou parâmetro crítico de carga inferior a 10 ($\alpha_{cr} < 10$). Pode-se concluir, que a estrutura para ter comportamento de nós fixos deve ser contraventada no plano da cobertura e dos pilares.

Figura 24 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), cobertura contraventada em seus vãos extremos.



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 25 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), pilares contraventados em seus vãos extremos.

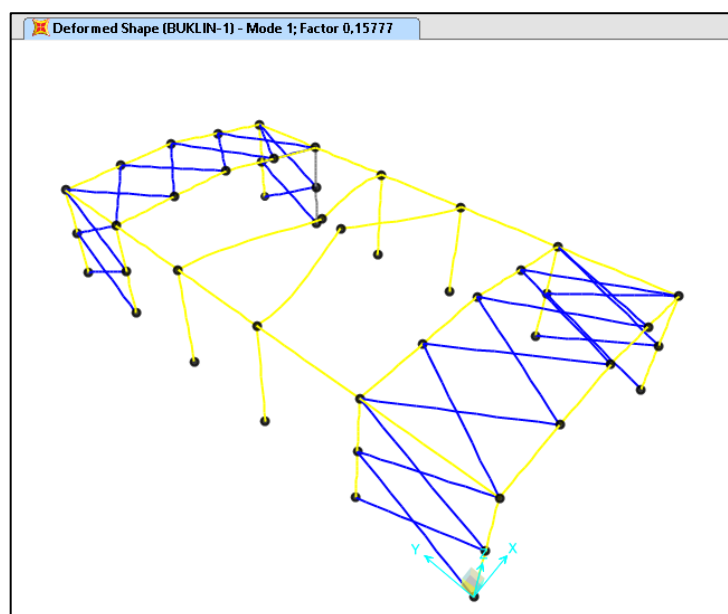


Fonte: Elaborado pelo autor

Quanto as barras que ligam os módulos de contraventamento ao restante da estrutura, observou-se que mesmo a estrutura estando contraventada na cobertura e nos pilares, de acordo a Figura 26, a ausência da barra de ligação faz com que o

parâmetro crítico de carga seja inferior a 10 ($\alpha_{cr} < 10$), tornando-se uma estrutura de nós móveis, sendo necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem. Conclui-se que para a eficiência do contraventamento é necessário que tanto a cobertura quanto os pilares sejam contraventados e que os demais pórticos não contraventados estejam travados por vigas de travamento nos pórticos contraventados.

Figura 26 - Output SAP2000 - Análise na direção longitudinal do modelo H6V15 (estrutura com altura de 6 metros e vão de 15 metros), contraventado em seus vãos extremos, sem barras de transmissão de esforços.



Fonte: Elaborado pelo autor

De acordo a Tabela 6, ao realizar-se uma análise comparativa entre os deslocamentos longitudinais no topo do pilar dos modelos, na situação 1, 2 e 3, observou-se que quando na situação 1 (sem subestruturas de contraventamento), a estrutura apresenta deslocamentos expressivos, como no modelo H9V30 (altura de 9 metros e vão de 30 metros), que apresentou deslocamento superior a 50 cm. Porém quando contraventado (situação 2 e 3), apresenta redução superior a 97%, passando a ter deslocamentos inferiores a 1,5 cm. Conclui-se que as subestruturas de contraventamento limitam os deslocamentos e a flexibilidade lateral, assim como afirmado por Carneiro e Martins (2008) e Boissonade *et al.* (2006). Ressalta-se que na versão anterior do EC3, estruturas contraventadas eram aquelas cujo o sistema de contraventamento diminui em 80% os deslocamentos laterais da estrutura não contraventada.

Tabela 6 - Deslocamentos longitudinais no topo do pilar

Deslocamentos (m)				REDUÇÃO SITUAÇÃO 2 (%)	REDUÇÃO SITUAÇÃO 3 (%)
MODELOS	SITUAÇÃO 1	SITUAÇÃO 2	SITUAÇÃO 3		
H6V15	0,0977	0,0061	0,003	93,76	96,93
H6V20	0,1151	0,0065	0,0032	94,35	97,22
H6V25	0,1273	0,0079	0,0038	93,79	97,01
H6V30	0,1874	0,0081	0,0041	95,68	97,81
H9V15	0,2493	0,0095	0,0047	96,19	98,11
H9V20	0,3766	0,0098	0,0047	97,40	98,75
H9V25	0,4776	0,0124	0,0059	97,40	98,76
H9V30	0,5176	0,0149	0,0071	97,12	98,63

Fonte: Elaborado pelo autor

6. CONCLUSÃO

Neste presente trabalho objetivou-se demonstrar que, para estruturas de edifícios industriais com sistema de estabilidade (subestruturas de contraventamento) no seu vão central e/ou nos vãos extremos é possível considerar apenas uma análise linear de primeira ordem.

No estudo, observa-se que para todos os modelos analisados, na direção transversal obteve-se fator crítico de carga superior a dez ($\alpha_{cr} \geq 10$), portanto conforme a normativa Europeia (EC3-1-1), nessa direção sendo classificadas como estruturas de nós fixos, podendo, portanto, desprezar-se os efeitos de segunda ordem, resultado compatível com o estudo realizado por Chamberlain (2007). Na direção longitudinal pôde se observar que, para estruturas não contraventadas o fator de carga crítica foi menor que dez ($\alpha_{cr} < 10$), o que gera a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento da estrutura, porém quando contraventada passa a ter $\alpha_{cr} \geq 10$ sendo dispensada tal análise. Portanto conclui-se que para que os efeitos de segunda ordem em edifícios industriais em aço sejam desprezados é obrigatório que a estrutura seja contraventada na direção longitudinal.

Ao tipo de contraventamento pôde se concluir que a tipologia empregada não interfere no que tange a estabilidade, mas a disposição que o mesmo é concebido é de crucial importância.

Conclui-se também que para a eficiência do contraventamento é necessário que tanto a cobertura quanto os pilares sejam contraventados e que os

demais pórticos não contraventados estejam travados por vigas de transmissão de esforços.

Os resultados expostos acima estão limitados ao conjunto de pórticos aqui analisados, porém maiores estudos podem vir a comprovar que além dos edifícios industriais com cobertura de duas águas formados por perfis laminados, outras tipologias, por exemplo, treliçados para vigas de cobertura e colunas, podem apresentar comportamento idêntico.

A continuidade deste trabalho é avaliar edificações com sistemas treliçados, e outros sistemas que possam permitir a não consideração de análise de segunda ordem.

Por fim declara-se que este trabalho é de grande valia pois gera embasamento técnico para dimensionamento de estruturas de edifícios industriais em aço, com ressalva para a necessidade de utilização de subestruturas de contraventamento para eliminar a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, facilitando assim a rotina de cálculo.

7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

BARROS, A. **Um Estudo da Estabilidade de Pórticos Considerando o Fator do Comprimento Efetivo e as Forças Nocionais**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010. 139 p.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. **SAP 2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures**. University Ave, Berkley, USA, 2006.

Boissonnade N., Greiner R., Jaspart J.P. e Lindner J. (2006), Rules for Member Stability In: **EN 1993-1-1 – Background documentation and desing guidelines, ECCS Technical Committee 8 – Strutural Stability**, p. 119, European Convnetion for Construnctional Steelwork, Brussels.

CARNEIRO, F., MARTINS J. G. **Análise de estruturas – Contraventamento de edifícios**. 1º ed. Porto, Portugal, 2008.

CHAMBERLAIN PRAVIA, Z M., STUMPF DUARTE, D. **Avaliação dos métodos de análises de segunda ordem para edifícios industriais em estruturas de aço**. Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2009.

COUTO, C. **Estabilidade de Pórticos Metálicos em Situação de Incêndio**. 2011, 169 p. Dissertação de Mestrado. Grau Mestre em Estrutura Metálica e Mista, Programa, Universidade de Aveiro, Portugal, 2011.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais Laminados**. Coletânea do Uso do Aço. 5º ed. GERDAU Açominas. Belo Horizonte 2012.

DÓRIA, A.S. **Análise da Estabilidade de Pórticos Planos de Aço com Base no Conceito de Forças Horizontais Fictícias**. 2007, 107 p. Dissertação de Mestrado, Mestre em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.2007.

ECS, Eurocode 3 – European Committee for Standardization, **Design of Steel Structures Brussels**, Bélgica, 1993.

SILVA, Thiago Dias de Araújo e. **Buckling lengths of columns in unbraced steel frames exposed to fire**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Aveiro, Portugal, 2016.

SIMÕES, R. A. D. **Manual de dimensionamento de estruturas metálica**. Editora CMM, 2007, 217 p. Coimbra, Portugal.

FRANCA, M. P. A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estruturas de aço**. 2003, 332 p. Dissertação de Mestrado. Mestre em Ciências em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, 2003.

TIMOSHENKO, S., GERE, J. M. **Theory of elastic stability**. McGraw-Hill, New York. 1961.

SILVA, R.G.L. **Avaliação dos Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios de Aço Utilizando Métodos Aproximados e Análise Rigorosa**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da UFMG.2004.