

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Daniel Resler**

**INFLUÊNCIA DO MODELO MECÂNICO NA PREVISÃO DA  
RESPOSTA ESTÁTICA DE TORRES METÁLICAS  
TRELIÇADAS DE TRANSMISSÃO**

Porto Alegre

Julho 2017

**DANIEL RESLER**

**INFLUÊNCIA DO MODELO MECÂNICO NA PREVISÃO DA  
RESPOSTA ESTÁTICA DE TORRES METÁLICAS  
TRELIÇADAS DE TRANSMISSÃO**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado  
ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes**

Porto Alegre

Julho 2017

**DANIEL RESLER**

**INFLUÊNCIA DO MODELO MECÂNICO NA PREVISÃO DA  
RESPOSTA ESTÁTICA DE TORRES METÁLICAS  
TRELIÇADAS DE TRANSMISSÃO**

Porto Alegre, julho de 2017

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes  
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck, Áustria  
Orientador

Prof. Ronald José Ellwanger  
Dr. pela UFRJ  
Relator

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Paulo Baumbach (UNISINOS)**  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)**  
Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)**  
Doutor pela Universität Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho a todos que contribuíram, direta e indiretamente, para conclusão do meu Curso de Graduação.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pela ajuda, incentivo e ensinamentos transmitidos ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço a todos os Professores da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, os quais fui aluno, pelos conhecimentos transmitidos ao longo de minha graduação.

Agradeço a todos amigos e amigas que me acompanharam nesta caminhada, cuja amizade e companheirismo ajudaram a superar os obstáculos encontrados ao longo deste período.

Agradeço em especial à minha família pelo carinho e apoio incondicional demonstrado durante todo o período de minha graduação.

Aqueles que foram vistos dançando foram julgados  
insanos por aqueles que não podiam escutar a música.

*Friedrich Nietzsche*

## RESUMO

Torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão são estruturas de comportamento complexo, difícil de ser previsto com modelos simplificados de análise. O presente trabalho avalia a influência do modelo mecânico na previsão da resposta estática deste tipo de estrutura. Com este objetivo, foram selecionadas e analisadas três torres presentes em um estudo realizado por CIGRÉ (2009), as quais os seus comportamentos já foram, anteriormente, quantificados experimentalmente através de testes de protótipo. Para análise, primeiramente, foram propostos modelos mecânicos mais simplificados, usuais na prática de projeto deste tipo de estrutura. Posteriormente, modelos mais aprimorados foram avaliados, a eles foram incorporados aspectos relevantes as ligações parafusadas como, excentricidade, rigidez rotacional e flexibilidade a translação. Todos os modelos mecânicos foram analisados com auxílio do software de elementos finitos SAP200. Os resultados obtidos foram avaliados de duas maneiras distintas: (1) os modelos mecânicos foram comparados entre si e a dispersão das respostas foram apresentadas em termos de coeficientes de variação (CV) médio e máximo; (2) resposta de cada modelo foi comparada com os resultados experimentais disponíveis e avaliada através de erros relativo.

Palavras-chave: Análise estrutural. Torres metálicas de transmissão. Modelos mecânicos

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 – Apresentação esquemática do delineamento da pesquisa.....   | 14 |
| Figura 2 – Sistema de transmissão de energia e seus componentes.....   | 16 |
| Figura 3 – Exemplos de estruturas quanto ao numero de circuitos.....   | 18 |
| Figura 4 – Exemplos de disposição dos condutores.....  | 19 |
| Figura 5 – Exemplos de formatos de torres utilizadas no Brasil.....  | 20 |
| Figura 6 – Carregamento típico de torres do tipo suspensão.....  | 22 |
| Figura 7 – Níveis de abstração na análise estrutural.....  | 23 |
| Figura 8 – Exemplo de barra estabilizante.....   | 26 |
| Figura 9 – Exemplos de excentricidades em perfis cantoneira.....   | 29 |
| Figura 10 – Classificação das ligações quanto à rigidez.....   | 30 |
| Figura 11 – Detalhe de uma ligação entre perfis cantoneiras com um único parafuso.....                                       | 32 |
| Figura 12 – Ensaios experimentais para determinar o deslizamento nas ligações.....   | 33 |
| Figura 13 – Carga aplicada x deformação total da ligação.....  | 34 |
| Figura 14 – Torre “1”.....   | 38 |
| Figura 15 – Torre “2”.....   | 39 |
| Figura 16 – Torre “2A”.....  | 40 |
| Figura 17 – Hipóteses de carga 1, 1D, 2 e 2D .....   | 43 |
| Figura 18 – Hipóteses de carga 3, 3D, 4 e 4D .....   | 43 |
| Figura 19 – Barras ensaiadas na estrutura “1”.....   | 45 |
| Figura 20 – Barras ensaiadas na estrutura “2”.....   | 46 |
| Figura 21 – Barras ensaiadas na estrutura “2A” .....   | 47 |
| Figura 22 – Disposição dos extensômetros nas barras de seção cantoneira.....   | 48 |
| Figura 23 – Resultado experimental da barra TT11, das torres “1”, “2” e “2 A” sujeitas a hipótese de carregamento “4D” ..... | 48 |
| Figura 24 – Convenção dos eixos locais dos perfis cantoneiras.....   | 50 |
| Figura 25 – Modelos “A” e “B” no SAP2000.....  | 51 |
| Figura 26 – Modelo “E” no SAP2000.....   | 54 |
| Figura 27 – Exemplos da disposição das molas não-lineares em ligações típicas .....  | 55 |
| Figura 28 – Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 90 X 90 X 6,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm ..... | 56 |
| Figura 29 – Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 65 X 65 X 5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm ..... | 56 |



|  |    |
|--|----|
| Figura 30 – Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 50 X 50 X 5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm ..... | 57 |
| Figura 31 – Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 X 45 X5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm .....  | 57 |
| Figura 32 – Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 X 45 X3,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm .....  | 57 |
| Figura 33 – Esforço normal da barra TT11 das torres “1”, “2” e “2 A” para a hipótese de carregamento “4D” .....              | 60 |
| Figura 34– CV médio dos esforços normais entre os modelos básicos.....   | 61 |
| Figura 35 – CV máximo dos esforços normais entre os modelos básicos.....   | 62 |
| Figura 36– CV médio dos esforços normais entre todos os modelos .....  | 62 |
| Figura 37 – CV máximo dos esforços normais entre todos os modelos .....  | 63 |
| Figura 38 – Erro de modelo para os esforços normais .....  | 65 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1 – Tipos de análise usada pelos participantes.....                                       | 09 |
| Tabela 2 – Dispersão entre as respostas dos participantes.....                                   | 09 |
| Tabela 3 – Relação entre os valores calculados e os medidos.....                                 | 10 |
| Tabela 4 – Valores médios das cargas aplicadas e as deformações nas ligações<br>parafusadas..... | 34 |
| Tabela 5 – Barras, perfis e parafusos das torres “1”, “2” e “2 A”.....                           | 42 |
| Tabela 6 – Barras monitoradas nos ensaios experimentais.....                                     | 44 |
| Tabela 7 – Nós e elementos do modelo “A” nas torres “1”, “2” e “2 A”.....                        | 50 |
| Tabela 8 – Nós e elementos do modelo “B” nas torres “1”, “2” e “2 A”.....                        | 51 |
| Tabela 9 – Nós e elementos do modelo “C” nas torres “1”, “2” e “2 A”.....                        | 52 |
| Tabela 10 – Nós e elementos do modelo “D” nas torres “1”, “2” e “2 A”.....                       | 54 |
| Tabela 11 – Nós e elementos do modelo “F” nas torres “1”, “2” e “2 A”.....                       | 58 |

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASCE – American Society of Civil Engineers

CIGRÉ – Conseil International des Grands Réseaux

EPRI – Electric Power Research Institute

LT – Linhas de transmissão

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\delta$  – Deformação total de uma ligação parafusada

$\Delta\Theta$  - Rotação relativa

$e_y$  – Excentricidade em relação ao eixo “y”

$e_z$  – Excentricidade em relação ao eixo “z”

M – Momento

x – Eixo coordenado “x”

y – Eixo coordenado “y”

z – Eixo coordenado “z”

## SUMÁRIO

|  |    |
|--|----|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....  | 08 |
| <b>2 DIRETRIZES DE PESQUISA</b> .....  | 12 |
| 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....   | 12 |
| 2.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....  | 12 |
| <b>2.2.1 Objetivo primário</b> .....   | 12 |
| <b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....   | 12 |
| 2.3 PREMISSE.....  | 13 |
| 2.4 DELIMITAÇÃO.....   | 13 |
| 2.5 LIMITAÇÕES.....  | 13 |
| 2.6 DELINIAMENTO.....  | 13 |
| <b>3 TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHA DE TRANSMISSÃO</b> .....                       | 16 |
| 3.1 GENERALIDADES.....   | 16 |
| 3.2 CLASSIFICAÇÃO.....   | 17 |
| <b>3.2.1 Quanto ao número de circuitos</b> .....   | 17 |
| <b>3.2.2 Quanto à disposição dos condutores</b> .....                                    | 18 |
| <b>3.2.3 Quanto à forma de resistência aos esforços</b> .....                            | 19 |
| <b>3.2.4 Quanto ao formato</b> .....   | 19 |
| <b>3.2.5 Quanto à voltagem da linha</b> .....  | 20 |
| <b>3.2.6 Quanto à função na linha</b> .....  | 20 |
| 3.3 AÇÕES EM TORRES.....   | 21 |
| <b>4 ANÁLISE ESTRUTURAL DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHA DE TRANSMISSÃO</b> ..... | 23 |
| 4.1 PRÁTICA USUAL DE ANÁLISE.....  | 25 |
| 4.2 LIGAÇÕES PARAFUSADAS.....  | 27 |
| <b>4.2.1 Excentricidades</b> .....   | 38 |
| <b>4.2.2 Rigidez a rotação</b> .....   | 30 |
| <b>4.2.3 Flexibilidade à translação</b> .....  | 32 |
| <b>5 APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS</b> .....   | 36 |
| 5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESCOLHA.....   | 36 |
| 5.2 DESCRIÇÃO.....   | 37 |
| 5.3 FABRICAÇÃO.....  | 41 |
| 5.4 HIPÓTESES DE CARREGAMENTO.....   | 41 |
| 5.5 ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....   | 44 |

|   |           |
|---|-----------|
| <b>5.5.1 Barras monitoradas.....</b>            | <b>44</b> |
| <b>5.5.2 Determinação das solicitações.....</b> | <b>48</b> |
| <b>6 MODELOS MECÂNICOS.....</b>                 | <b>49</b> |
| 6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS.....         | 49        |
| 6.2 MODELOS BÁSICOS.....                        | 49        |
| <b>6.2.1 Modelo A.....</b>                      | <b>49</b> |
| <b>6.2.2 Modelo B.....</b>                      | <b>51</b> |
| <b>6.2.3 Modelo C.....</b>                      | <b>52</b> |
| 6.3 MODELOS COMPLEMENTARES.....                 | 52        |
| <b>6.3.1 Modelo D.....</b>                      | <b>52</b> |
| <b>6.3.2 Modelo E.....</b>                      | <b>53</b> |
| <b>6.3.3 Modelo F.....</b>                      | <b>54</b> |
| <b>7 RESULTADOS .....</b>                       | <b>59</b> |
| 7.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....            | 59        |
| 7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....                 | 61        |
| <b>8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>           | <b>66</b> |
| 8.1 CONCLUSÕES.....                             | 66        |
| 8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....       | 68        |
| <b>REFEÊNCIAS .....</b>                         | <b>69</b> |
| <b>ANEXO A .....</b>                            | <b>72</b> |
| <b>APÊNDICE A .....</b>                         | <b>82</b> |
| <b>APÊNDICE B .....</b>                         | <b>87</b> |



## INTRODUÇÃO

A análise estrutural consiste numa das principais etapas do projeto de qualquer estrutura, a ela compreende a escolha dos modelos teóricos, que devem representar adequadamente a estrutura real frente aos carregamentos nela atuantes, e do tipo de análise, com relação ao comportamento dos materiais. A complexidade do mundo físico bem como a limitação do conhecimento humano conduz a utilização de modelos de análise simplificados, que ao fazê-lo o engenheiro estrutural assume que a determinação da resposta da estrutura passa a ser obtida, não de forma exata, mas sim com um determinado grau de aproximação com a resposta real.

Os modelos de análise usualmente adotados na prática de projeto de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão são bastante simples, utilizando elementos de treliça e/ou pórtico espacial, e resolvidos através de análise estática e linear. O uso desses modelos simplificados, de modo geral, serviu bem a indústria ao longo do tempo. Contudo, a partir da década de 1980, uma série de estudos, com testes em protótipos, foram realizados com objetivo de avaliar a dispersão da resposta de torres de LT, introduzidas pelo modelo mecânico adotado, mostrando que o uso de modelos simplificados não é o mais adequado para análise deste tipo de estrutura.

Estudo realizado por EPRI (1986) indicou uma considerável diferença entre os esforços nas barras calculados através da análise elástica linear, com elementos de treliça espacial, e os valores obtidos experimentalmente em testes de carga em protótipos de torres, com coeficientes de variação (COV) médio de 12%. Além disso, os dados disponíveis mostraram discrepâncias entre a carga última calculada e o valor verificado nos ensaios. Cannon (1989) em estudo similar encontrou coeficientes de variação (COV) nas forças axiais previstas em membros diagonais e membros principais, por diferentes participantes, valores de 18,0% e 9,3%, respectivamente.

CIGRÉ (1990) em um estudo mais completo convidou vinte e dois projetistas e consultores de 15 países diferentes para analisar duas torres distintas. Cada participante adotou um modelo mecânico, resumidos na tabela 1, para a análise das torres, submetidas a um carregamento



especificado, com o objetivo de prever os esforços e as resistências de algumas barras selecionadas, além da carga última das torres. Devido à simplicidade das estruturas, esperava-se uma pequena variabilidade nos resultados previstos. No entanto, os resultados encontrados divergem consideravelmente, como pode ser observado na tabela 2.

Tabela 1: Tipos de análise usada pelos participantes

| <b>Tipo de análise</b>     | <b>Número de vezes que foi usado</b> |
|----------------------------|--------------------------------------|
| Treliça espacial           | 13                                   |
| Pórtico espacial           | 3                                    |
| Pórtico e treliça espacial | 3                                    |
| Treliça plana              | 2                                    |
| Não informado              | 1                                    |

(fonte: CIGRÉ 1990)

Uma segunda etapa do estudo realizou ensaios de protótipo nas duas torres, visando quantificar esforços axiais nas barras selecionadas e também a capacidade das torres. Na tabela 3 são apresentados os resultados em termos da relação entre os valores estimados e os valores medidos.

Tabela 2: Dispersão entre as respostas dos participantes.

|   | <b>Torre 1</b>   |                  |                 | <b>Torre 2</b>   |                  |                 |
|---|------------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|
|   | <b>CV mínimo</b> | <b>CV máximo</b> | <b>CV médio</b> | <b>CV mínimo</b> | <b>CV máximo</b> | <b>CV médio</b> |
| <b>Esforço axial estimado nas barras selecionadas</b> | 4,4%             | 22,0%            | 10,7%           | 1,2%             | 42,4%            | 8,8%            |
| <b>Resistência estimada das barras selecionadas</b>   | 7,7%             | 27,9%            | 14,6%           | 6,0%             | 32,2%            | 18,2%           |
| <b>Resistência estimada da torre</b>                  | -                | -                | 37,1%           | -                | -                | 21,0%           |

(fonte: CIGRÉ, 1990)

Tabela 3: Relação entre os valores calculados e valores medidos

|  | <b>Torre 1</b>   | <b>Torre 2</b>   |
|--|------------------|------------------|
| <b>Média do esforço calculado nas barras/esforço medido nas barras</b> | 0,99<br>CV=10,2% | 1,01<br>CV=32,8% |
| <b>Resistência calculada da torre / resistência medida na torre</b>    | 0,70             | 0,64             |

(fonte: CIGRÉ, 1990)

Os resultados destes estudos evidenciam o impacto significativo que o modelo escolhido pelo projetista (treliça espacial, pórtico espacial, análise linear, não-linear, etc.) tem sobre o projeto e conseqüentemente sobre o nível de confiabilidade da estrutura. As discrepâncias encontradas entre os esforços em algumas barras, calculados através dos modelos básicos, e os valores obtidos experimentalmente sugere que alguns aspectos devem ser incorporados aos modelos para que se possam obter resultados mais precisos.

Nos “modelos usuais” alguns fatores importantes não são considerados, tais como deslizamento e flexibilidade das ligações parafusadas, excentricidade das conexões, interação solo estrutura e não linearidade física e geométrica. CIGRÉ (2009) mostrou que ao aprimorar os modelos, incorporando esses itens, resultados mais realistas são obtidos.

O aprimoramento dos procedimentos de análise e projeto de linhas de transmissão se justifica pelo elevado investimento envolvido na construção desse tipo de estrutura, qualquer economia no custo de uma torre deve ser considerada, visto que normalmente um grande número de torres é construído com um mesmo projeto (Kaminski, 2007). Por exemplo, numa linha de 500 km, são construídas mais de 1000 torres, das quais cerca de 800 tem o mesmo projeto (Al-bermani e Kitipornchai, 1992).

O presente trabalho apresenta análise de três estruturas de torres metálicas treliçadas de LT, presentes no estudo realizado por CIGRÉ (2009), das quais os seus comportamentos já foram quantificados experimentalmente através de testes de protótipos. Os modelos utilizados compreendem desde modelos mais básicos, utilizados na prática usual de projeto, até modelos

mais aprimorados, incorporando aspectos relevantes como o comportamento das ligações parafusadas.

Nos final os resultados obtidos com os diferentes modelos serão comparados avaliando sua dispersão com a resposta real, obtida através dos testes de protótipos.

## **2.DIRETRIZES DE PESQUISA**

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: dentre os vários tipos de modelos estruturais estudados para a análise de estruturas metálicas treliçadas, qual consegue prever com maior precisão a distribuição dos esforços nos elementos estruturais em torres de transmissão de energia elétrica?

### **2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO**

Os objetivos do trabalho são classificados em principal e secundários e são apresentados a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal deste trabalho é a comparação das respostas de torres de transmissão quanto à distribuição de esforços solicitantes considerando o emprego de diferentes modelos mecânicos de análise.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) Identificação dos casos onde os modelos mecânicos utilizados subestimam ou superestimam as solicitações;
- b) Verificação dos modelos matemáticos usados para representar as não linearidades da estrutura.

## 2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que a escolha do modelo mecânico de análise pode afetar significativamente a confiabilidade da previsão dos esforços nos elementos estruturais de torres de transmissão, devendo assim ser fator a levar-se em conta na fase de projeto.

## 2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimitou-se à comparação do uso de diferentes tipos de modelos mecânicos para análise de três modelos de torres de transmissão, já ensaiadas experimentalmente, das quais são conhecidos a geometria, detalhamento construtivo, carregamento aplicado e resultado das solicitações em algumas barras.

## 2.5 LIMITAÇÕES

As limitações do trabalho são descritas a seguir:

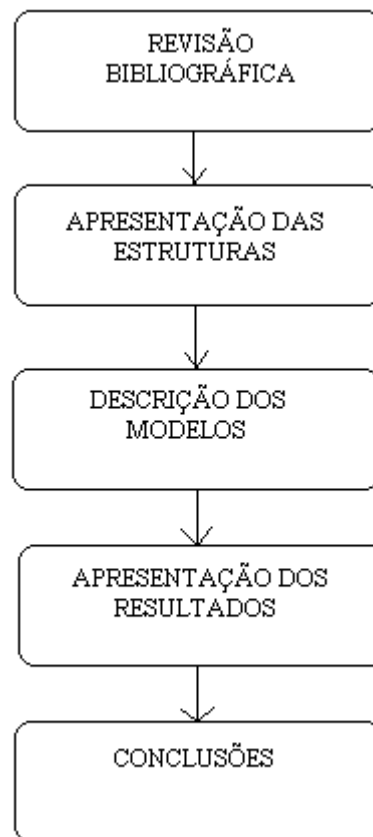
- a) Não serão consideradas na formulação dos modelos ações de natureza dinâmica;
- b) Os apoios dos modelos serão considerados indeslocáveis, desconsiderando o efeito da flexibilidade das fundações;
- c) O material empregado nos modelos será elástico linear.

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi desenvolvido através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos

- a) Revisão bibliográfica;
- b) Apresentação das estruturas a serem analisadas;
- c) Definição dos modelos mecânicos adotados nas análises;
- d) Comparação entre os resultados obtidos com os modelos e os resultados experimentais;
- e) Conclusões.

Figura 1: Apresentação esquemática do delineamento da pesquisa.



(fonte: elaborada pelo autor)

A primeira etapa compreende a realização de uma **revisão bibliográfica**, que tem como propósito aprofundar os conhecimentos teóricos acerca dos tópicos necessários para a melhor compreensão do tema proposto.

A etapa seguinte é destinada à **apresentação das estruturas a serem analisadas**, que indica, para cada torre, a sua geometria, as hipóteses de carregamento consideradas, considerações sobre os ensaios experimentais realizados e resultados obtidos por estes.

Depois de apresentadas as estruturas objeto de estudo, são descritos **os modelos mecânicos adotados nas análises**. Nesta etapa são descritos, para cada modelo mecânico, o tipo de análise empregado, assim como os aspectos particulares por estes considerados.

Após a execução das etapas anteriores, é realizada a **comparação entre os resultados obtidos com os modelos e os resultados experimentais**. Esta comparação tem como objetivo

apresentar a dispersão dos resultados obtidos com cada modelo em relação aos resultados obtidos pelos ensaios experimentais, permitindo avaliar os modelos de maior acurácia.

Por fim, com as análises concluídas e os resultados obtidos, são feitas as **considerações finais** deste trabalho de pesquisa e a sugestão para futuros estudos.

### 3 TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

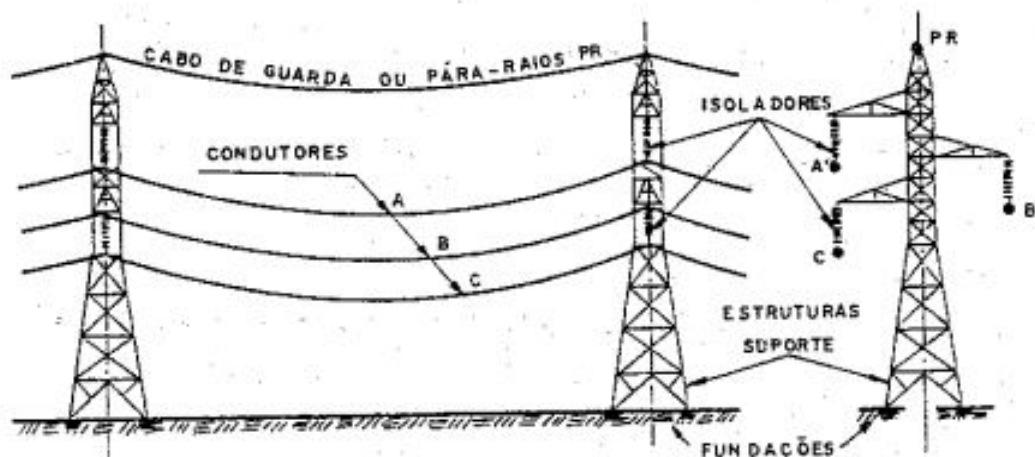
Neste capítulo são feitos alguns comentários sobre torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão, apresentando os principais tipos de torres e as ações nelas atuantes.

#### 3.1 GENERALIDADES

“Um sistema de transmissão de energia possui quatro componentes principais” (KAMINSKI, 2007), ilustrados na figura 2:

- Suportes (torres);
- Cabos (Condutores, pára-raios e fios-terra);
- Fundações;
- Interfaces (isoladores, conectores, ferragens, etc.);

Figura 2: Sistema de transmissão de energia e seus componentes



(fonte: FUCHS, 1982)



As torres de transmissão correspondem a estrutura em si de uma linha de transmissão, sendo elas responsáveis por garantir a fixação dos cabos e a amarração da linha ao terreno (FUCHS, 1982). Sobre a importância dos suportes no comportamento de uma linha de transmissão, Labegalini et al. (1992) destaca:

[...] torres desempenham uma dupla função nas linhas aéreas de transmissão:

- (a) Proporcionam os pontos de fixação dos cabos condutores através de sua estrutura isolante, garantindo as distâncias de segurança entre os condutores energizados, entre estes e partes do próprio suporte e entre os condutores e o solo;
- (b) Amarram, através de suas fundações, as linhas ao terreno, ao qual transmitem as forças resultantes de todas as solicitações a que são submetidas os elementos que compõem o suporte.

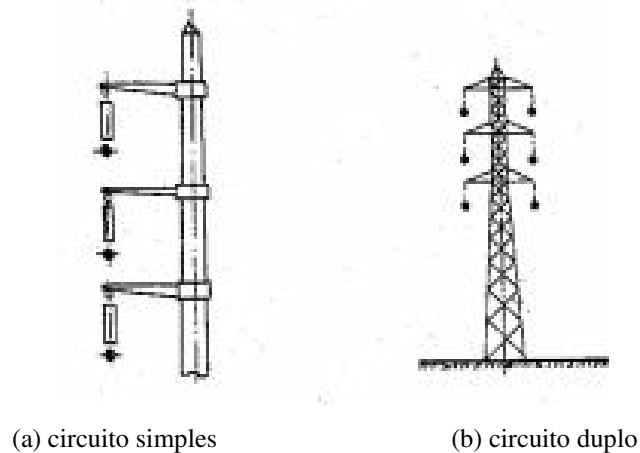
## 3.2 CLASSIFICAÇÃO

“A concepção estrutural das torres depende, entre outros fatores, do número de circuitos, da disposição dos condutores, do formato (silhueta), da tensão elétrica e da função da torre na linha” (KAMINSKI, 2007). Fuchs (1982) classifica as estruturas das linhas de transmissão segundo os seguintes critérios:

### 3.2.1 Quanto o número de circuitos

Estruturas de circuito simples, as que possuem apenas um circuito, figura 3 (a), e circuito duplo as que possuem dois circuitos, figura 3 (b).

Figura 3: Exemplos de estruturas quanto ao numero de circuitos.



(fonte: FUCHS, 1982)

### 3.2.2 Quanto a disposição dos circuitos

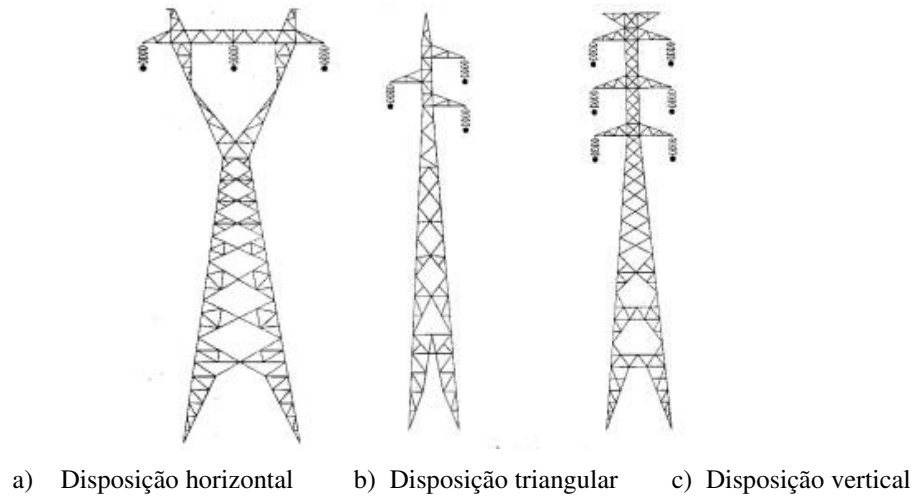
São empregadas três disposições básicas dos condutores: horizontal, vertical e triangular, ilustrados na figura 4.

Um circuito é disposto de forma horizontal quando todos os condutores de fase de um mesmo circuito estão em um plano horizontal. Essa disposição é empregada em todos os níveis de tensão, de preferência em linhas de circuito simples.

A disposição vertical é quando os condutores se encontram em um mesmo plano vertical. Essa disposição é reservada a linhas tanto de circuitos simples quanto de circuito duplo, quando estas sofrem limitações das larguras das faixas de servidão. É tipicamente, o caso quando as linhas devem acompanhar vias públicas.

Na disposição triangular os condutores são dispostos segundo os vértices de um triângulo. Resulta em estruturas intermediárias entre as duas disposições anteriores.

Figura 4: Exemplos de disposição dos condutores



(fonte: GONTIJO, 1994)

### 3.2.3 Quanto à forma de resistência aos esforços

Podem ser de dois tipos: autoportantes ou estaiadas.

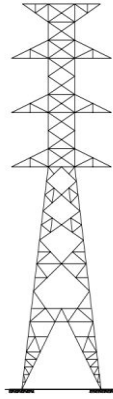
Estruturas autoportantes são estruturas que tem sua estabilidade garantida por quatro montantes, sendo que cada um deles possui uma fundação em seu pé a fim de transferir os esforços para o solo. São utilizadas em todas as funções nas linhas.

Estruturas estaiadas são estruturas cuja estabilidade é fornecida por estais, os quais absorvem parte dos esforços horizontais, transmitindo-os para o solo por meio de suas respectivas fundações. A outra parte dos esforços é absorvida axialmente pelo mastro central da torre e sua fundação. São utilizadas somente como estrutura de suspensão.

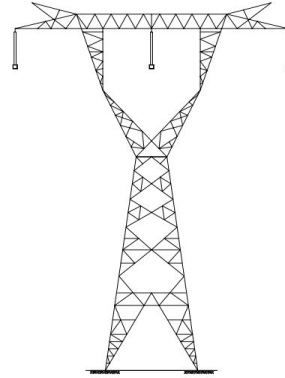
### 3.2.4 Quanto ao formato

As principais formas de torres utilizados em linhas de transmissão são: Piramidal, tronco piramidal, delta, cara de gato, raquete e estaiada. A figuras 5 exemplifica alguns destes formatos.

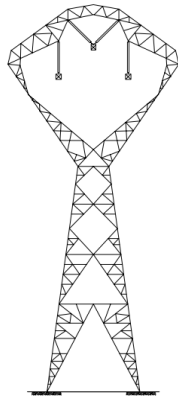
Figura 5: Exemplos de formatos de torres utilizadas no Brasil



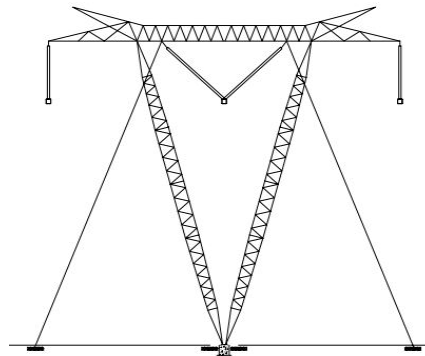
(a) estrutura formato tronco-piramidal



(b) estrutura formato delta



(c) estrutura formato raquete



(b) estrutura estaiada

(fonte:FUCHS, 1982)

### 3.2.5 Quanto à voltagem da linha

No Brasil as voltagens mais utilizadas em linhas de transmissão são: 69kV, 138kV, 230kV, 345kV, 500kV e 765KV.

### 3.2.6 Quanto à função na linha

Dependendo da sua função em uma linha de transmissão as estruturas podem ser do tipo de suspensão, ancoragem, ângulo, derivação ou transposição.

### 3.2.6.1 Estruturas de suspensão

As torres funcionam como uma estrutura de sustentação dos cabos condutores, suspensos através das cadeias de isoladores, e dos cabos pára-raios, aparelhos suspensos. São utilizadas em maior quantidade na linha e usadas em alinhamentos ou pequeno ângulo (Fuchs, 1982).

### 3.2.6.2 Estruturas de ancoragem

Utilizadas para ancoragem dos cabos, cabendo-lhes a responsabilidade de manter os cabos esticados (Fuchs, 1982). Podem ser classificadas como terminal, quando usadas nas extremidades da linha de transmissão, ou como estrutura de ancoragem intermediária, quando colocada entre as estruturas de suspensão (Gontijo, 1994). São os suportes mais solicitados, sendo, portanto os mais reforçados (Gontijo, 1994).

### 3.2.6.3 Estruturas para ângulos

Utilizada em locais onde existe a necessidade de mudança de direção da linha de transmissão.

### 3.2.6.4 Estruturas de derivação

São projetadas quando da necessidade de se fazer uma derivação na linha de transmissão, sem interrupção ou seccionamento nesse ponto;

### 3.2.6.5 Estruturas de transposição

A fim de se assegurar o equilíbrio eletromagnético das linhas, e com isso a igualdade das quedas de tensão das três fases, o que exige estruturas especiais. “Recomenda-se que em cada trecho de linha haja pelo menos uma rotação completa, o que nos níveis mais baixos de tensão se consegue com o emprego de duas ou três estruturas especiais.”

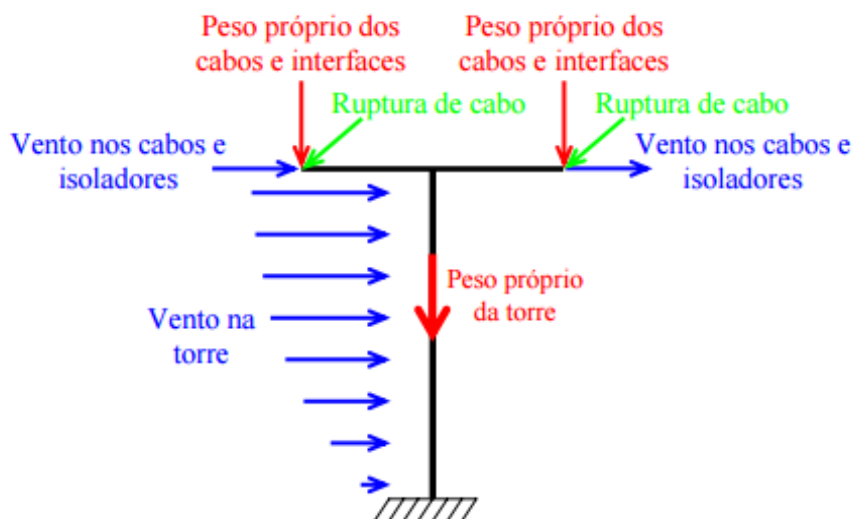
## 3.3 AÇÕES EM TORRES

A norma brasileira NBR 8681 define ações como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Segundo ASCE (2000) as ações em torres metálicas de LT são classificadas, conforme sua direção, em três tipos - vertical, transversal e longitudinal. Ações transversais são consideradas perpendiculares à linha e as cargas longitudinais atuantes paralelas à linha.

As ações verticais são decorrentes, principalmente, do peso próprio dos elementos da estrutura que incluem cabos (condutores e para raios), interfaces (isoladores, ferragens e etc.) e a própria torre (KAMINSKI, 2007). Em regiões frias, sujeitas a neve, o peso devido ao depósito de gelo nos cabos, torres e isoladores, pode ser significativo (LU, 2016). Torres estaiadas, além do peso próprio, são solicitadas verticalmente pelas componentes verticais dos esforços dos estais (LABEGALINI et al.,1992).

Na direção transversal e longitudinal a ação mais significativa é decorrente da força resultante da pressão do vento, sobre os cabos, isoladores e elementos de suporte. Estruturas de ângulo estão sujeitas ainda, a componente transversal resultante do ângulo na linha e estruturas de suspensão e ancoragem, na direção longitudinal, à forças de tração causadas pelos cabos. (LABEGALINI et al.,1992). A figura 6 ilustra um carregamento típico de torres do tipo suspensão, objeto deste trabalho.

Figura 6: Carregamento típico de torres do tipo suspensão.



(fonte: KAMINSKI, 2007)

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Segundo a NBR 8800, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço, ELU e ELS (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.24).

Para Martha (2010) :

A análise estrutural é a fase do projeto estrutural em que é feita a idealização do comportamento da estrutura. Esse comportamento pode ser expresso por diversos parâmetros, como pelos campos de tensões, deformações e deslocamentos da estrutura. De maneira geral, a análise estrutural tem como objetivo a determinação de esforços internos e externos, e das tensões correspondentes, bem como a determinação dos deslocamentos e as correspondentes deformações da estrutura que esta sendo projetada.

A análise estrutural moderna trabalha com quatro níveis de abstração com relação à estrutura a ser analisada, como mostrado na figura 7, sendo o primeiro nível o mundo físico, ou seja, a estrutura real tal como esta é construída. (MARTHA, 2010).

Figura 7: Níveis de abstração na análise estrutural



(fonte: MARTHA, 2010)

A etapa mais importante de uma análise estrutural compreende a formulação de um modelo mecânico que represente o mais fielmente a estrutura real, as considerações feitas nesta etapa tem implicação direta na previsão da resposta da estrutura (VELASCO et al., 2014). A formulação de um modelo mecânico divide-se em duas etapas distintas, a concepção do modelo estrutural e de um modelo discreto da estrutura a ser analisada/projetada (MARTHA, 2010).

Leet (2010) define modelo estrutural como o modelo analítico que é utilizado para representar matematicamente a estrutura que está sendo analisada. Neste modelo são incorporadas todas as teorias e hipóteses feitas para descrever o comportamento da estrutura frente às solicitações nela atuantes. (VELASCO et al., 2014)

Martha (2010) acrescenta que:

Na concepção do modelo estrutural é feita uma idealização do comportamento da estrutura real em que se adota uma série de hipóteses simplificadoras. Estas estão baseadas em teorias físicas e em resultados experimentais e estatísticos, e podem ser divididas nos seguintes tipos:

- a) hipóteses sobre a geometria do modelo.
- b) hipóteses sobre as condições de apoio.
- c) hipóteses sobre o comportamento dos materiais.
- d) hipóteses sobre as solicitações que agem sobre a estrutura

Estruturas reais representam sistemas contínuos, ou seja, sistemas compostos por infinitos pontos materiais e que possuem, portanto um número infinito de graus de liberdade (LEET, 2009). Discretizar uma estrutura corresponde à formulação de um modelo matemático de elementos discretos equivalente à estrutura contínua real. Este modelo é necessário, a fim de se obter um sistema com um número finito de variáveis, graus de liberdade, dos quais são conhecidas as soluções analíticas, viabilizando a solução analítica do modelo mecânico (MARTHA, 2010).

Sobre os modelos mecânicos Kaminski (2007) comenta:

Todos modelos usados em análises de estruturas são idealizações e descrevem a realidade dentro de um determinado grau de aproximação. Logo a incerteza de modelagem depende do conhecimento disponível sobre a aplicação do carregamento e o comportamento do sistema estrutural.

Nos próximos itens é feita uma revisão sobre os modelos mecânicos usuais na prática de projeto de torres metálicas treliçadas de LT, avaliando a dispersão decorrente do seu uso. No final serão apresentados fatores que podem ser incorporados aos modelos para melhorar a sua resposta.



## 4.1 PRÁTICA USUAL DE ANÁLISE

No projeto de torres metálicas de LT os modelos de análise são considerados como sendo constituídos por três partes: superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação (KAMINSKI et al., 2009). Camargo (2002) define que:

[...] A superestrutura corresponde à torre em si, que suspende os cabos condutores e pára-raios[...]. A infra-estrutura é a parte constituída por elementos que transferem o carregamento da superestrutura para o terreno de fundação, ou seja, as fundações[...]. O terreno de fundação é a parte que tem como função absorver as cargas da estrutura, proporcionando uma segurança à ruptura da fundação e assegurando deformações que não comprometam a estabilidade e a funcionalidade da torre.

Os membros constituintes da superestrutura de uma torre são normalmente classificados como membros primários e redundantes. Os membros primários são responsáveis por transferir as cargas, do ponto da sua aplicação, até as fundações. Já os membros redundantes são usados para proporcionar apoios intermediários aos membros primários, reduzindo o comprimento de flambagem e aumentando a sua capacidade de carga. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2000)

“As torres metálicas treliçadas de LT são construídas com perfis laminados de seção cantoneira, conectados através de parafusos. Estes perfis podem ser tratados como elementos monossimétricos de seção aberta e paredes finas, tornando complexa a sua análise”. (UNGKURAPINAN et al., 2003). No entanto, modelos simplificados são largamente utilizados com o objetivo de simplificar a análise. (KROEKER, 2000). “A prática usual de projeto de torres metálicas treliçadas de LT normalmente emprega uma análise elástica linear para calcular deslocamentos, esforços e tensões nas barras, onde elementos de treliça espacial são adotados.” (KAMINSKI, 2007)

O método tradicional de modelar torres de transmissão com elementos de treliça espacial ignora as forças internas nos membros induzidas pela força de cisalhamento e o momento das ligações, assumindo que os nós são do tipo rotulado, reduzindo assim a complexidade da análise (LU et al., 2016). Na realidade, no entanto, raramente esse tipo de conexão ocorre. O uso deste tipo de elemento é mais representativo em situações em que as tensões de flexão são desprezíveis em relação às tensões axiais (ROY, 1984).

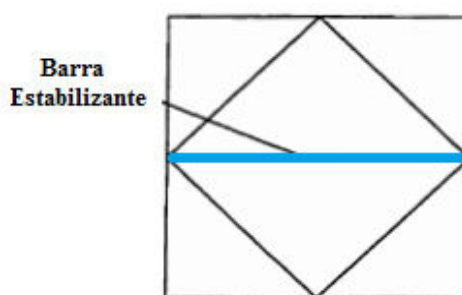
Sobre o uso de elemento de treliça espacial Kroeker (2000) complementa:

Ao modelar os membros de uma torre como treliça, assume-se que eles não podem resistir a carregamentos laterais. Qualquer carga de vento ou peso próprio sobre o elemento deve ser distribuído para os dois nós da ligação. É prática padrão concentrar metade do peso próprio do membro em cada nó.

Um problema com a modelagem com elemento treliça espacial é a presença de instabilidades localizadas que ocorrem na presença de nós planos – nós em que todas as barras a ele conectadas estão situadas no mesmo plano, causando instabilidade no nó na direção normal a este plano. (KAMINSKI, 2007).

“Quando um modelo de tipo treliça é usado para analisar uma torre de transmissão, a estrutura deve estar livre de nós planos, que causam instabilidade local na estrutura, isso pode ser feito introduzindo uma barra estabilizante para cada ”nó plano”. (AL-BERMANI; KITIPORNCHAI, 1992). As barras estabilizantes devem estar conectadas ao nó plano e a um nó estável fora do plano em questão, como ilustrado na figura 8, além de possuir uma pequena área de secção transversal de modo a proporcionar rigidez suficiente ao nó para evitar a ruptura, mas sem alterar significativamente a resposta da estrutura. (KROEKER, 2000).

Figura 8: Exemplo de barra estabilizante



(fonte: KROEKER, 2000)

“O não fornecimento do número mínimo de restrições necessárias para eliminar todas as instabilidades da estrutura resulta em uma matriz de rigidez singular, não inversível”. (AL-BERMANI; KITIPORNCHAI, 1992). Este problema está associado somente aos membros conectados a rótulas, e não ocorre com torres modeladas com elementos de viga (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2000).

“Uma alternativa é o uso de elementos de pórtico espacial, sozinhos ou em conjunto com elementos de treliça, neste caso membros selecionados são modelados como pórtico espacial com o objetivo de evitar a presença dos nós planos”. (SILVA et al., 2005)

Lu et al. (2016) acrescenta:

Uma prática corrente é modelar membros principais, por exemplo montantes, e elementos de apoio primários, barras horizontais, como elementos de viga, enquanto que os membros redundantes e diagonais, devido à sua baixa rigidez de flexão e momentos baixos transferidos para outros elementos estruturais, são considerados elementos de treliça. Comparado com o método de modelagem de treliça, o método de modelagem com elementos pórtico/treliça simplifica consideravelmente o processo de modelagem da estrutura

Conforme mostrado no Capítulo 1 o uso destes modelos simplificados na previsão do comportamento de torres treliçadas metálicas de transmissão apresenta uma considerável discrepância quando comparado os resultados por eles obtidos e os valores obtidos experimentalmente em testes de carga em protótipos. Essa diferença evidencia a necessidade de aprimorar os modelos a fim de obter resultados mais precisos.

CIGRÉ (2009) mostrou que para muitas barras, principalmente as submetidas a cargas pequenas, o comportamento é influenciado por fatores como o comportamento das ligações parafusadas, que geralmente não são considerados nos modelos simplificados usuais.

## 4.2 LIGAÇÕES PARAFUSADAS

Ligações parafusadas são componentes importantes em estruturas de torres de transmissão, diferentes tipos de ligações parafusadas estão associados a diferentes comportamentos estruturais (LU et al., 2016). Jiang et al. (2011) complementa dizendo que “Ligações parafusadas são o principal componente de transferência de carga em sistemas de torre de transmissão e sua eficiência está relacionada com os comportamentos estruturais dos membros e da torre.”

Ungkurapinan et al. (2003) salienta que as ligações parafusadas de torres de transmissão diferem de ligações de outros tipos de estruturas porque:

- Os membros são muitas vezes diretamente ligados entre si para eliminar o uso de chapas gussets;
- Parafusos utilizados são de pequenos diâmetros devido as finas seções dos seus membros;
- Os eixos centróides dos membros são raramente colineares.

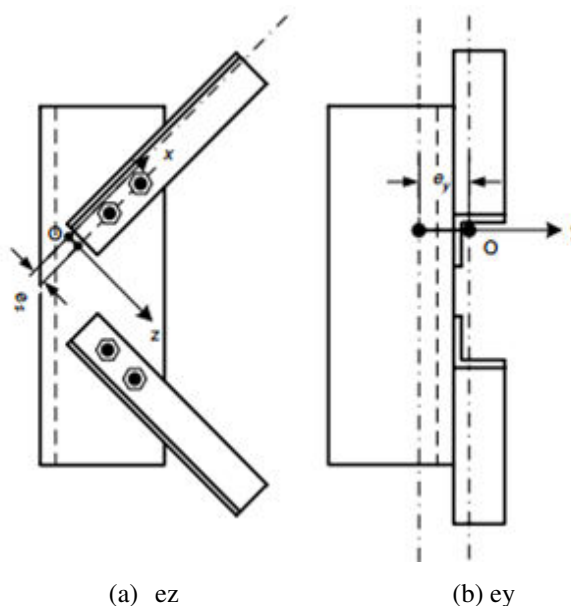
Em cada torre compreendem várias configurações de ligações em termos de geometria, continuidade, presença de placas de gusset, arranjos de parafuso e excentricidade de transferência de carga, o que torna estas estruturas difíceis de serem analisadas com precisão usando métodos lineares clássicos (JIANG et al., 2011).

O conhecimento dos fatores que influenciam o comportamento das ligações parafusadas de torres metálicas de LT é de vital importância para elaboração de modelos mecânicos mais precisos. Os itens a seguir apresentam aspectos relevantes acerca do comportamento das ligações parafusadas de torres treliçadas metálicas de LT que podem ser incorporado aos modelos usuais com o objetivo de melhorar a sua resposta.

#### 4.2.1 Excentricidade

“Estruturas de torres metálicas de LT são construídas com elementos de seção cantoneira tipicamente ligados com parafusos. Em muitos casos, estas ligações parafusadas introduzem excentricidades entre a carga transferida nas ligações e o eixo principal longitudinal do elemento, como ilustrado na figura” (KAMINSKI, 2007).

Figura 9 - Exemplos de excentricidades em perfis cantoneira



(fonte: JIANG et al., 2011)

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) afirma que “grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem ter seus centros geométricos sobre o eixo que passa pelo centro geométrico da seção da barra, a não ser que seja levado em conta o efeito da excentricidade.” Contudo, quando as barras em questão são do tipo cantoneira, segundo Pfeil e Pfeil (2009), “[...] não é possível fazer uma ligação concêntrica, pois não há espaço para a instalação do parafuso na linha do centro de gravidade do perfil. Dessa ligação excêntrica resulta um momento [...] que, em princípio, deve ser levado em conta no dimensionamento da ligação.”

Além desse tipo de excentricidade, em ligações em corte simples, como a da figura 9 (b), a transmissão da carga se faz com uma excentricidade ( $e_y$ ), que produz tensões de flexão nas barras e tração nos parafusos. A técnica usual de análise de torres considera as barras axialmente carregadas, desprezando essa excentricidade (KAMINSKI, 2007). No entanto, segundo Roy et al.(1984) as tensões normais de flexão, introduzidas nas barras em razão dessa excentricidade, podem ser significativas.

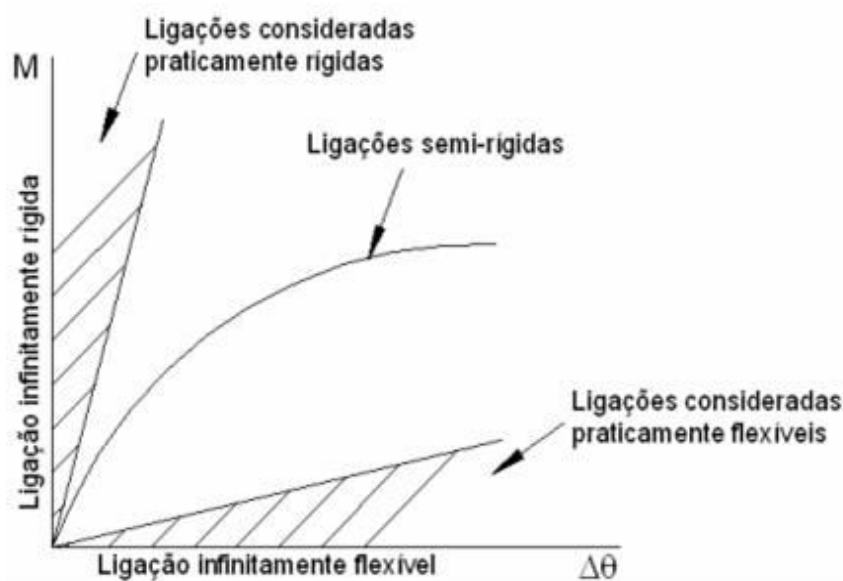
Jiang et al. (2011) sugere que estas excentricidades sejam incorporadas nos modelos mecânicos adicionando ligações rígidas entre o elemento e o ponto de conexão, no tamanho e na direção correspondente.

#### 4.2.2 Rigidez a rotação

A rigidez rotacional de uma ligação é definida como a sua capacidade de impedir a rotação relativa entre os membros conectados, determinando as condições de contorno destes membros, as quais são responsáveis pelo comportamento da estrutura, pois influem diretamente nas rotações e nos deslocamentos dos nós, conseqüentemente nos esforços internos da estrutura (KAMINSKI, 2007).

Uma ligação pode ser classificada, de acordo com o grau de impedimento da rotação relativa entre os membros, em três categorias: rígida, semi-rígida e flexível, conforme ilustrado na figura 10, em função do comportamento momento (M) X rotação relativa( $\Delta\theta$ ) (CASTRO,2006).

Figura 10 - Classificação das ligações quanto à rigidez



(fonte: CASTRO,2006)

“Uma ligação é tida como rígida quando restringe acima de 90% da capacidade de rotação relativa entre os elementos. Sendo assim, a deformação no nó é pequena e não influencia a distribuição de momentos” (NARDIN et al., 2007, p.23).

Kasminski (2007) complementa dizendo que:

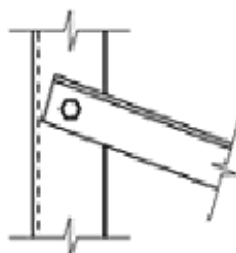
A ligação é considerada rígida quando possui rigidez suficiente para manter praticamente constante o ângulo entre os membros conectados, ou seja, a rotação relativa é quase nula, para qualquer nível de carga, até atingir o momento resistente da ligação, definido como aquele que provoca o deslizamento rotacional entre os membros em contato.

“Uma ligação é tida como flexível quando permite, no mínimo, 80% de rotação teórica” (NARDIN et al., 2007, p.23). Kaminski (2007) classifica uma ligação flexível como aquela que permite uma rotação relativa entre os membros, com um comportamento próximo ao de uma rótula, transmitindo um momento fletor bem pequeno.”

“Quando uma ligação não atende nem ao critério de ligação rígida ou de rotulada, deve ser classificada como semi-rígida” (Castro (2006, p.27). Nardin et al.,(2007) classifica como semi rígida toda ligação que a rotação relativa entre os elementos que a compõe varia de 20 a 90% da rotação correspondente à ligação flexível. Neste caso a rigidez rotacional das ligações deve ser levada em consideração na análise da estrutura.

Ligações perfeitamente rígidas e rótulas perfeitas são condições de contorno idealizadas, dificilmente encontradas em estruturas reais (PFEIL E PFEIL, 2009). A figura 11 ilustra uma conexão típica de torres de linhas de transmissão, com perfis cantoneiras conectados com apenas um parafuso. Esse tipo de condição de contorno é normalmente modelada como rótula perfeita, no entanto, segundo Kaminski (2007) variáveis como força de aperto no parafuso, a superfície de contato entre os perfis e a rugosidade desta superfície fazem com que a ligação se comporte como semi-rígidas. Menezes (1992) explica que para baixos níveis de carga esse tipo de ligação funciona por atrito entre as superfícies dos perfis, com rotação relativa entre os membros quase nula. Já em condições de carregamento extremo, após atingir o momento resistente da ligação, a mesma funciona por contato entre o parafuso e os furos nos perfis, o que significa que nenhum momento adicional é transmitido.

Figura 11 – Detalhe de uma ligação entre perfis cantoneiras com um único parafuso.



(fonte: KAMINSKI, 2007)

Kaminski (2007) pondera que: “As conexões com mais de um parafuso oferecem um grau de restrição a rotação bem maior do que aquelas com um único parafuso, podendo-se admitir em alguns casos que a restrição oferecida é suficiente para considerar a ligação como rígida”.

#### 4.2.3 Flexibilidade à translação

Ungkurapinan et al. (2003) define a deformação total de translação em uma ligação parafusada como deslocamento relativo entre duas barras conectadas entre si. Kaminski (2007) complementa dizendo que “A deformação de deslizamento, a qual é uma parte da deformação total, ocorre porque os furos dos parafusos são executados com um diâmetro maior do que o diâmetro nominal, a fim de fornecer uma tolerância de montagem.”

Kaminski (2007) salienta a importância desse tipo de deformação em torres metálicas treliçadas de LT:

O estudo da deformação de deslizamento é importante porque além de ocorrer com um nível de carga muito baixo, aumenta a capacidade da estrutura em superar recalques diferenciais nas fundações, uma vez que proporciona uma redistribuição dos esforços das barras. No entanto, os deslocamentos aumentam e a sensibilidade da estrutura à vibração e efeitos de fadiga também aumenta, embora a resistência última não seja significativamente afetada.

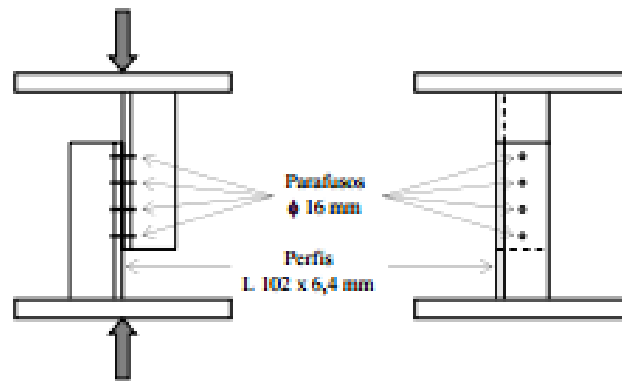
A deformação de uma ligação parafusada é influenciada por uma série de fatores, dos quais Lu et al.(2016) destaca: (a) carga aplicada; (b) mão de obra deficiente (levando a desalinhamento e limitações de construção inconsistentes); (c) propriedades do parafuso;( d) número de parafusos; (e) passo dos parafusos; (f) diâmetro do parafuso; (g) arranjo do parafuso (quando desalinhado); (h) comprimento do parafuso; (i) propriedades das barras conectadas; (j) a relação entre a área líquida efetiva da barra de aço,  $A_{ne}$ , e a área de corte dos parafusos,  $A_s$ ; (k) a relação entre a área líquida efetiva,  $A_{ne}$ , e a área bruta da barra de aço,  $A_g$ ; (l) extensão da corrosão; (m) natureza das superfícies; (n) método de aperto do parafuso;



(o) distância final e distância de bordo; E (p) cisalhamento simples ou múltiplo. Contudo Ungkurapinan et al. (2003) salienta que destas variáveis, apenas os itens (a), (b), (d) e (g), (l), (m) e (n) podem influenciar a deformação a translação de uma ligação.

Através de testes experimentais em ligações simples entre dois perfis cantoneiras, diretamente conectados por meio de parafusos alinhados, como mostrado na figura 12, Ungkurapinan et al.(2003), desenvolveu um modelo matemático que descreve o comportamento da deformação neste tipo de ligação, incluindo deformação de deslizamento, através de uma da curva carga deslocamento.

Figura 12: Ensaios experimentais para determinar o deslizamento nas ligações



(fonte:UNGKURAPINAN et al,2003)

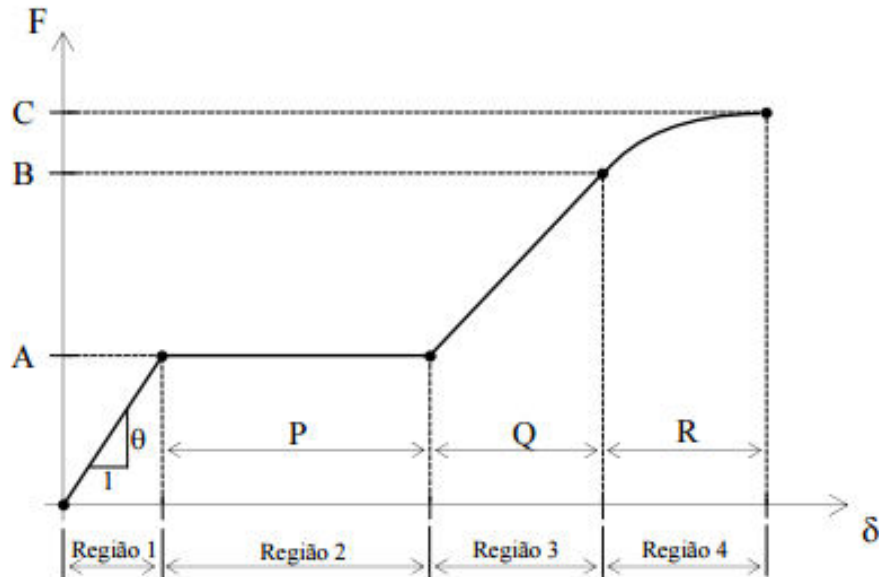
A curva da figura 13 mostra a deformação total ( $\delta$ ) das ligações parafusadas em função das cargas aplicadas ( $F$ ) a partir dos resultados experimentais obtidos por Ungkurapinan et al. (2003), cujos valores medidos estão apresentados na tabela 4, em função do número de parafusos alinhados na ligação e da folga entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos.

Tabela 4: Valores médios das cargas aplicadas e as deformações nas ligações parafusadas

| Número de parafusos na ligação | A (kN) | $\theta$ (kN/mm) | P (mm)       |              |              | Q (mm) | B (kN) | R (mm) | C (kN) |
|--------------------------------|--------|------------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|--------|
|                                |        |                  | Folga 0,0 mm | Folga 1,6 mm | Folga 3,2 mm |        |        |        |        |
| 1                              | 9,29   | 27,51            | 0,0          | 0,85         | 2,21         | 2,74   | 65,03  | 6,04   | 107,8  |
| 2                              | 20,14  | 84,81            | 0,0          | 0,85         | 2,21         | 1,73   | 97,51  | 2,55   | 157,7  |
| 3                              | 29,28  | 113,9            | 0,0          | 0,85         | 2,21         | 2,40   | 152,9  | 2,18   | 204,4  |
| 4                              | 46,95  | 139,0            | 0,0          | 0,85         | 2,21         | 1,85   | 168,2  | 1,16   | 207,6  |

(fonte: UNGKURAPINAN et al., 2003)

Figura 13: Carga aplicada x deformação total da ligação



(fonte: UNGKURAPINAN, et al, 2003)

No gráfico da figura 13 pode-se observar a existência de quatro regiões:

Região 1: A força (F) aplicada não supera a resistência ao deslizamento. Na ligação do tipo contato em torres metálicas são especificados valores para o torque de montagem (aperto nos parafusos), portanto, sempre haverá uma resistência ao deslizamento entre os perfis conectados no início da aplicação da carga.

Região 2: A força ( $F$ ) aplicada supera a resistência ao deslizamento. Ocorre um deslocamento brusco causado pelo deslizamento entre os perfis em contato até a acomodação dos parafusos nos respectivos furos.

Região 3: O conjunto se deforma elasticamente.

Região 4: Ocorre a deformação inelástica dos parafusos, dos perfis ou de ambos, culminando com a falha da conexão

## 5. APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as três estruturas a serem analisadas, descrevendo suas geometrias e detalhes de fabricação, além das hipóteses de carregamento às quais estão sujeitas.

### 5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESCOLHA DAS ESTRUTURAS

Para avaliar a influência do tipo de modelo mecânico na previsão da resposta estática de estruturas treliçadas de torres de transmissão são utilizadas três estruturas presentes em estudo conduzido pela CIGRÉ (2009). Neste estudo foram projetadas e executadas três diferentes estruturas, para resistirem a oito hipóteses de carregamento. Em seguida, foram realizados ensaios em verdadeira grandeza, com o objetivo de obter esforços em algumas barras selecionadas das estruturas e compará-los com as previsões de alguns projetistas.

As três estruturas criadas são bem semelhantes, contendo algumas modificações nas suas configurações estruturais. As mudanças propostas nas estruturas são variações típicas que podem ocorrer no desenvolvimento do projeto de linhas de transmissão e tem impacto direto na distribuição dos esforços de seus membros.

Cabe salientar que as estruturas propostas não representam estruturas reais, estando sujeitas a carregamentos que não correspondem a um carregamento real de torres de transmissão. Contudo, possuem um modelo de ações perfeitamente definido, além da disponibilidade de resultados experimentais para serem comparados com resultados numéricos dos modelos propostos, o que justifica sua escolha para o propósito deste trabalho.

## 5.2 DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS

A nomenclatura dos protótipos e de suas barras utilizada neste trabalho é a mesma adotada no estudo de CIGRÉ (2009). Os protótipos são identificados como “1”, “2”, e “2A” e suas barras nomeadas conforme sua localização nas estruturas. O prefixo indica o tipo da barra:

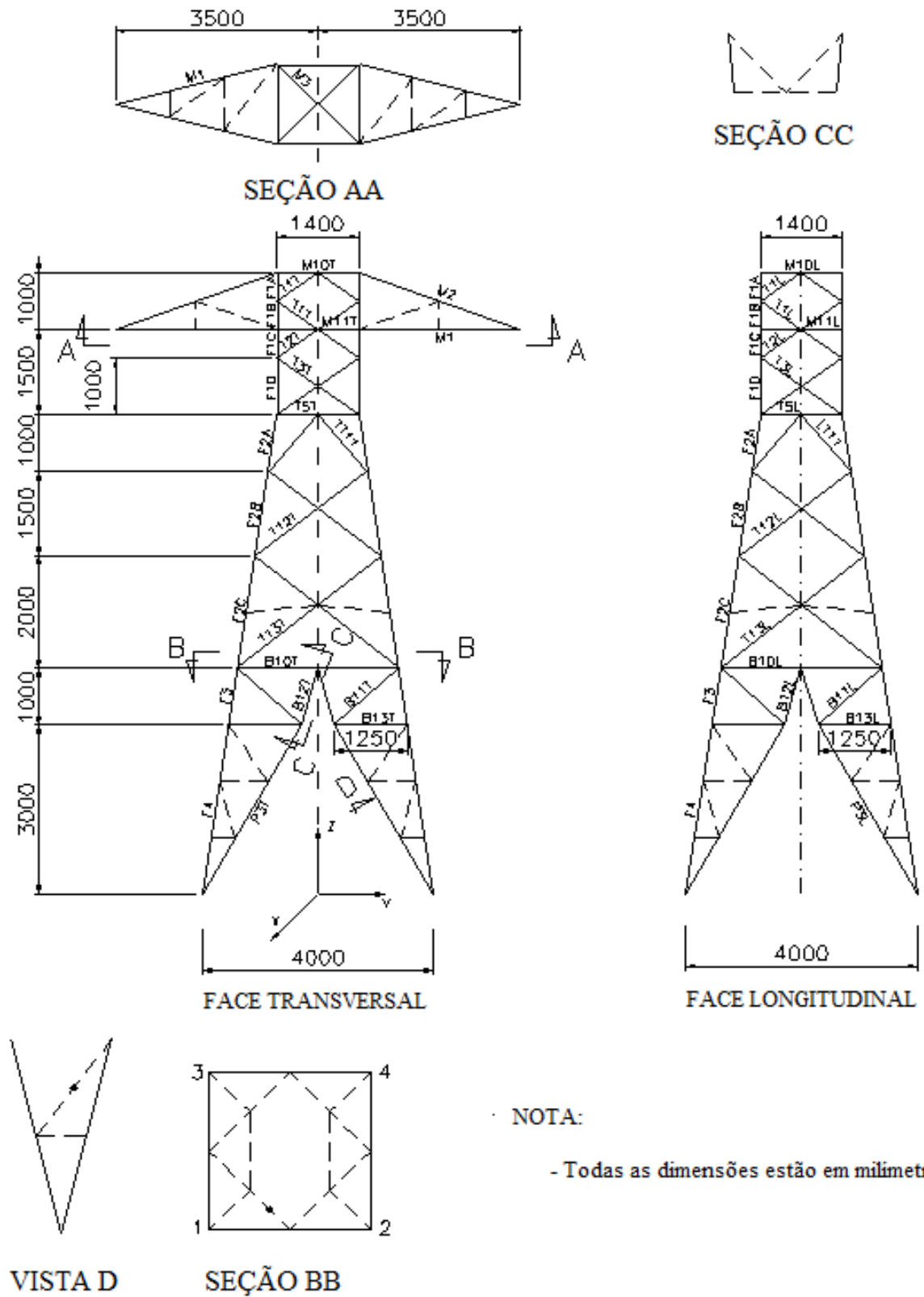
- “F” para os montantes;
- “P” para as diagonais dos pés;
- “M” para barras horizontais da parte superior;
- “B” para barras horizontais e diagonais da transição dos pés e o tronco piramidal;
- “T” para as diagonais no tronco reto e no tronco piramidal.

Os sufixos “T” e “L” indicam a que face da estrutura a barra pertence, transversal ou longitudinal, respectivamente. Linhas tracejadas são usadas para representar as barras redundantes.

As figuras 14, 15 e 16 apresentam a silhueta das três torres e cortes para identificar os diafragmas horizontais.

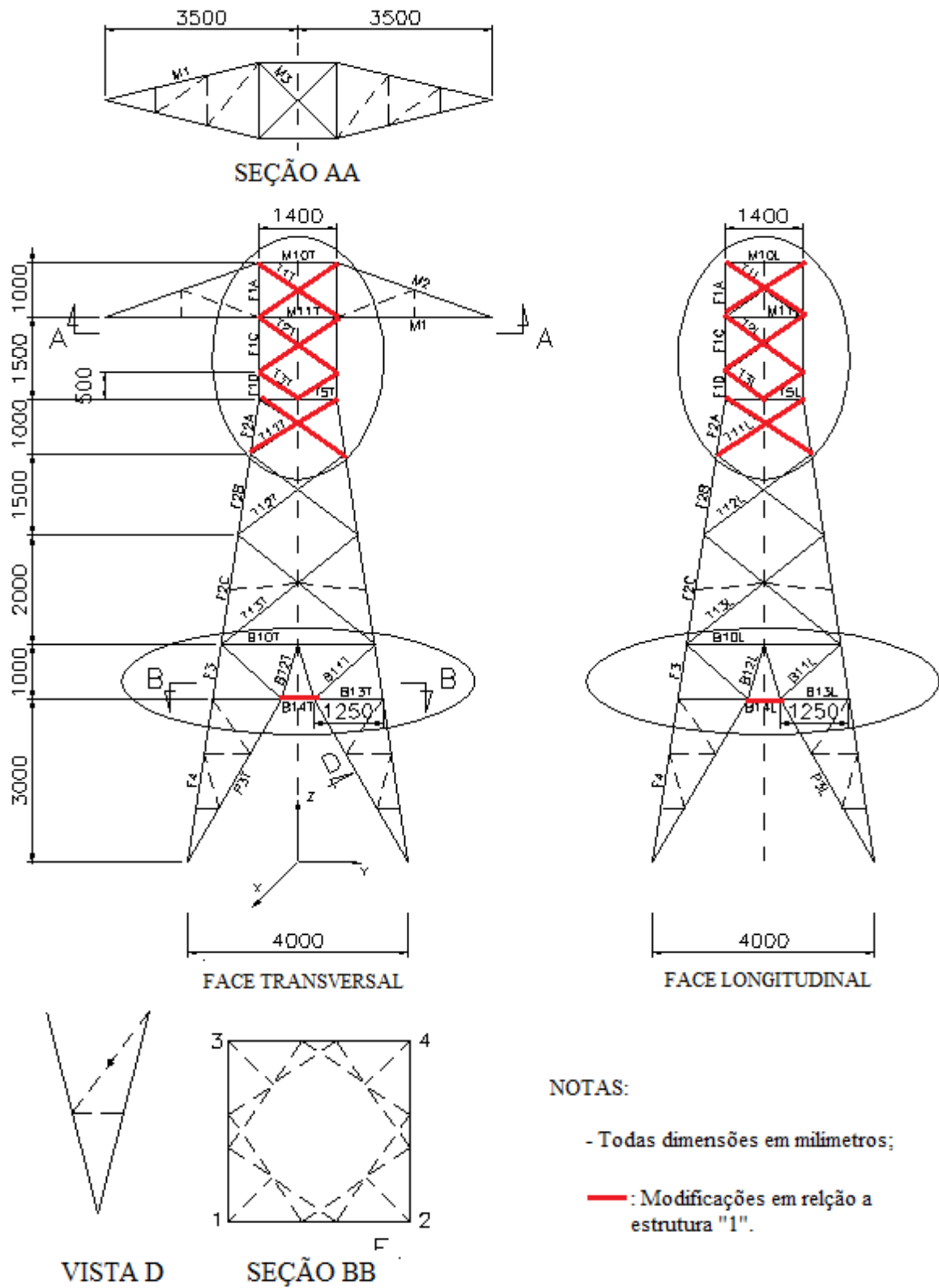
As dimensões externas são as mesmas para as três estruturas, 11 m de altura, 1,4 m de profundidade superior e 4 m de largura de base, as diferenças entre as estruturas ficam restritas à distribuição interna de algumas barras. O arranjo das diagonais na região de transição entre a parte superior e partes inferiores das estruturas são diferentes nas três estruturas, enquanto as barras B14T e B14L presentes nas estruturas 2 e 2 A, inexistem na estrutura 1.

Figura 14 - Torre "1".



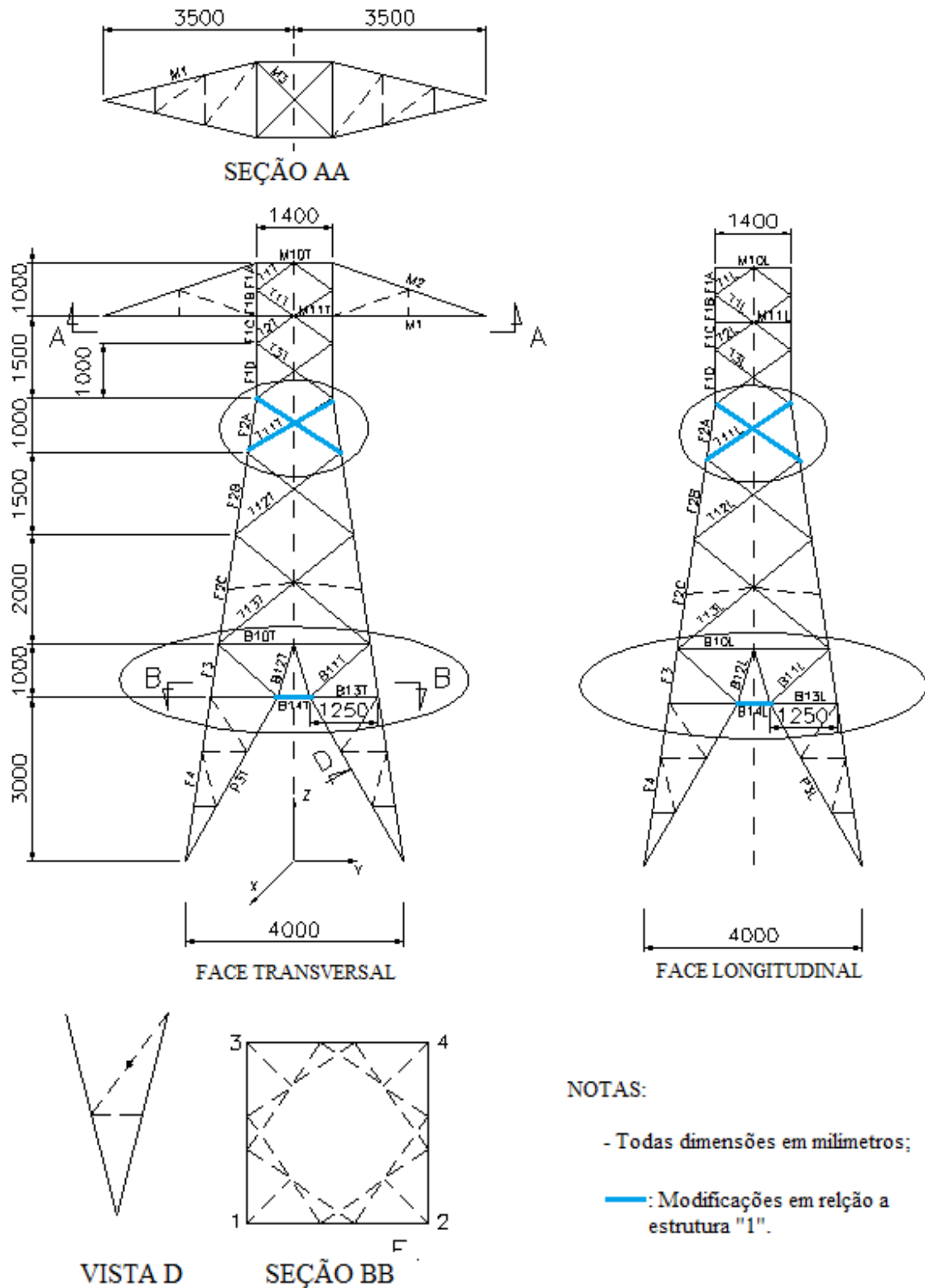
(fonte: CIGRÉ, 2009)

Figura 15 – Torre “ 2 “



(fonte: CIGRÉ, 2009)

Figura 16 – Torre “2 A”



(fonte: CIGRÉ, 2009)



### 5.3 FABRICAÇÃO

As estruturas foram fabricadas pela empresa ABB do Brasil e doadas para a CIGRÉ para realização do estudo. Todas as barras, nas três estruturas, são de perfis de aço ASTM A 572 Grau 50 e os parafusos são todos de 12 mm de diâmetro. A tabela 5 mostra, para cada uma das estruturas, o perfil e o número de parafusos em cada barra. Os desenhos de detalhamentos para cada protótipo são apresentados no ANEXO C.

### 5.4 HIPÓTESES DE CARREGAMENTO

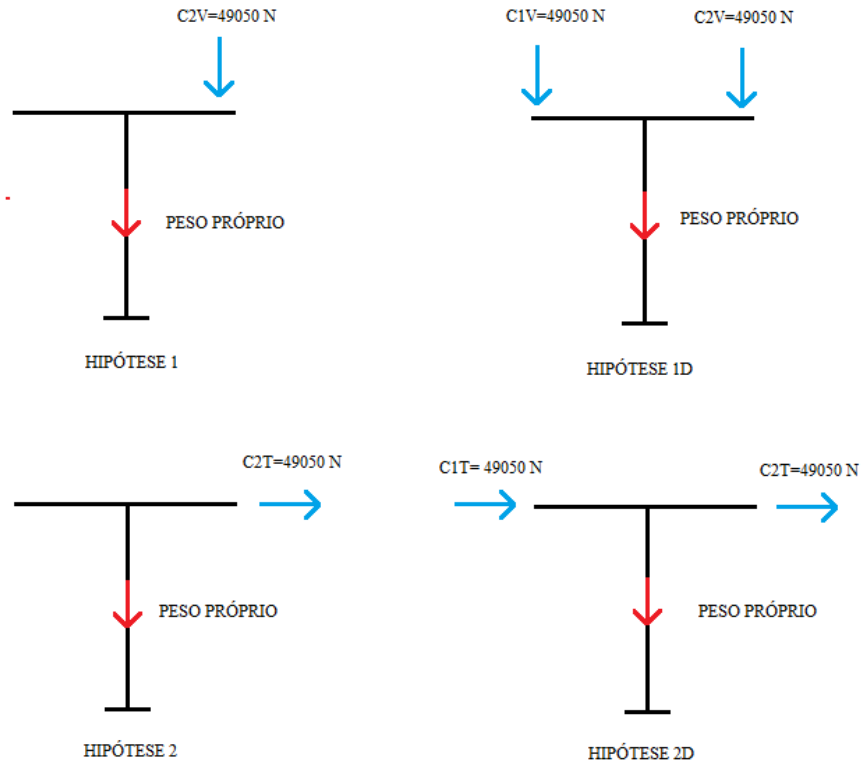
Para as três estruturas foram adotadas as mesmas hipóteses de carregamento. Foram propostos, agindo separadamente, componentes de carga individuais, verticais (hipóteses 1, 1D) Transversais (hipóteses 2, 2D), longitudinais (hipóteses 3, 3D). Adicionalmente a estas, uma quarta componente de carga foi também usada, com todas as cargas agindo em conjunto (casos 4, 4D). Além disso, as cargas foram aplicadas em duas configurações, simétrica (ambos os lados, casos 1D, 2D, 3D, 4D), e assimétrica (apenas um lado carregado, casos 1, 2, 3, 4).

Abaixo são mostradas, nas figuras 17 e 18, todas as hipóteses de carregamento.

Tabela 5: Barras, perfis e parafusos das torres “1”, “2” e “2 A”.

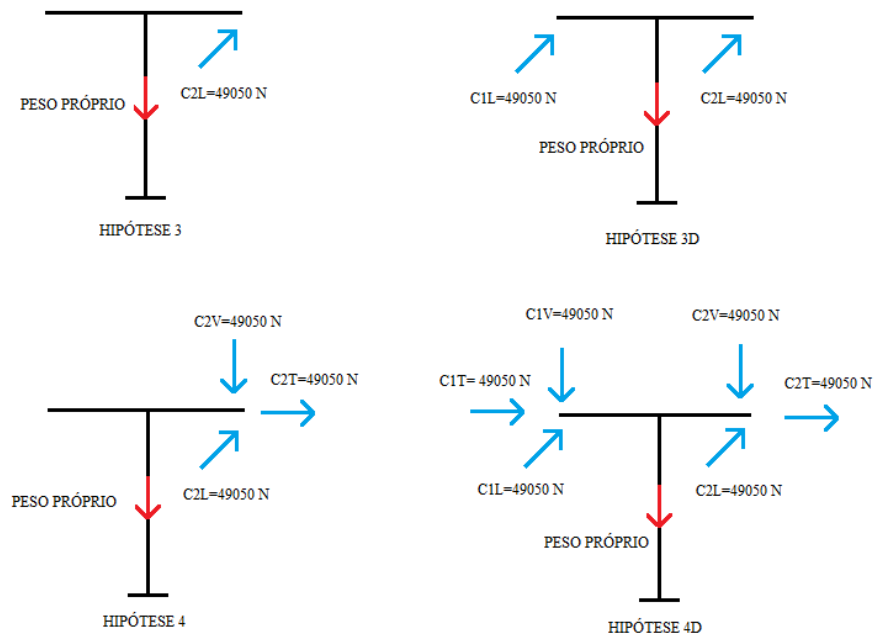
| BARRAS | PERFIS             | NÚMERO DE PARAFUSOS |           |            |
|--------|--------------------|---------------------|-----------|------------|
|        |                    | TORRE “1”           | TORRE “2” | TORRE “2A” |
| B10L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 2         | 2          |
| B10T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 2         | 2          |
| B11L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 2         | 2          |
| B11T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 2         | 2          |
| B12L   | 2L 50 x 50 x 5,0 H | 2                   | 2         | 2          |
| B12T   | 2L 50 x 50 x 5,0 H | 2                   | 2         | 2          |
| B13L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 1         | 1          |
| B13T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 1                   | 1         | 1          |
| B14L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | -                   | 1         | 1          |
| B14T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | -                   | 1         | 1          |
| F1A    | L 65 x 65 x 5,0 H  | 4                   | 4         | 4          |
| F1B    | L 65 x 65 x 5,0 H  | -                   | -         | -          |
| F1C    | L 65 x 65 x 5,0 H  | -                   | -         | -          |
| F1D    | L 65 x 65 x 5,0 H  | 4                   | 6         | 4          |
| F2A    | L 90 x 90 x 6,0 H  | 6                   | 6         | 6          |
| F2B    | L 90 x 90 x 6,0 H  | -                   | -         | -          |
| F2C    | L 90 x 90 x 6,0 H  | -                   | -         | -          |
| F3     | L 90 x 90 x 6,0 H  | 10                  | 8         | 8          |
| F4     | L 90 x 90 x 6,0 H  | 10                  | 8         | 8          |
| M1     | L 90 x 90 x 6,0 H  | 7                   | 7         | 7          |
| M2     | L 50 x 50 x 5,0 H  | 3                   | 3         | 3          |
| M3     | L 45 x 45 x 3,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| M10L   | L 45 x 45 x 3,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| M10T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 3                   | 3         | 3          |
| M11L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| M11T   | L 90 x 90 x 6,0 H  | 7                   | 7         | 7          |
| P3L    | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 3         | 3          |
| P3T    | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T1L    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 1                   | 1         | 1          |
| T1T    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T2L    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 3                   | 3         | 3          |
| T2T    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T3L    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 3                   | 3         | 3          |
| T3T    | L 45 x 45 x 3,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T3L    | L 50 x 50 x 5,0 H  | 3                   | 3         | -          |
| T3T    | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 2         | -          |
| LT11   | L 65 x 65 x 5,0 H  | 3                   | -         | -          |
| T11L   | L 65 x 65 x 5,0 H  | -                   | 2         | 3          |
| TT11   | L 65 x 65 x 5,0 H  | 2                   | -         | -          |
| T11T   | L 65 x 65 x 5,0 H  | -                   | 2         | 2          |
| T12L   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T12T   | L 50 x 50 x 5,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T13L   | L 65 x 65 x 5,0 H  | 2                   | 2         | 2          |
| T13T   | L 65 x 65 x 5,0 H  | 1                   | 1         | 2          |

Figura 17 - Hipóteses de carga 1, 1D, 2 e 2D.



(fonte:CIGRÉ, 2009 )

Figura 18 - Hipóteses de carga 3, 3D, 4 e 4D



(fonte: CIGRÉ, 2009)

## 5.5 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Com o objetivo de obter os esforços em algumas barras selecionadas e os deslocamentos de pontos notáveis da estrutura foram realizados ensaios em verdadeira grandeza com carregamento aplicado nas três estruturas propostas. Os ensaios foram realizados na estação de teste da Eskom Transmission Group, localizada em Joanesburgo, África do Sul.

Sobre os ensaios é importante ressaltar:

- As três estruturas foram ensaiadas com as oito hipóteses de carga, descritas no item 5.4.
- O Sistema de aplicação das cargas se deu através de macacos hidráulicos controlados remotamente a partir de uma casa de comando.
- As forças foram aplicadas de forma gradual, a uma taxa de aplicação na ordem de 1500 n/min e os resultados obtidos para níveis de carregamento de 25%, 50%, 75%, 90% e 100%.

### 5.5.1 Barras monitoradas

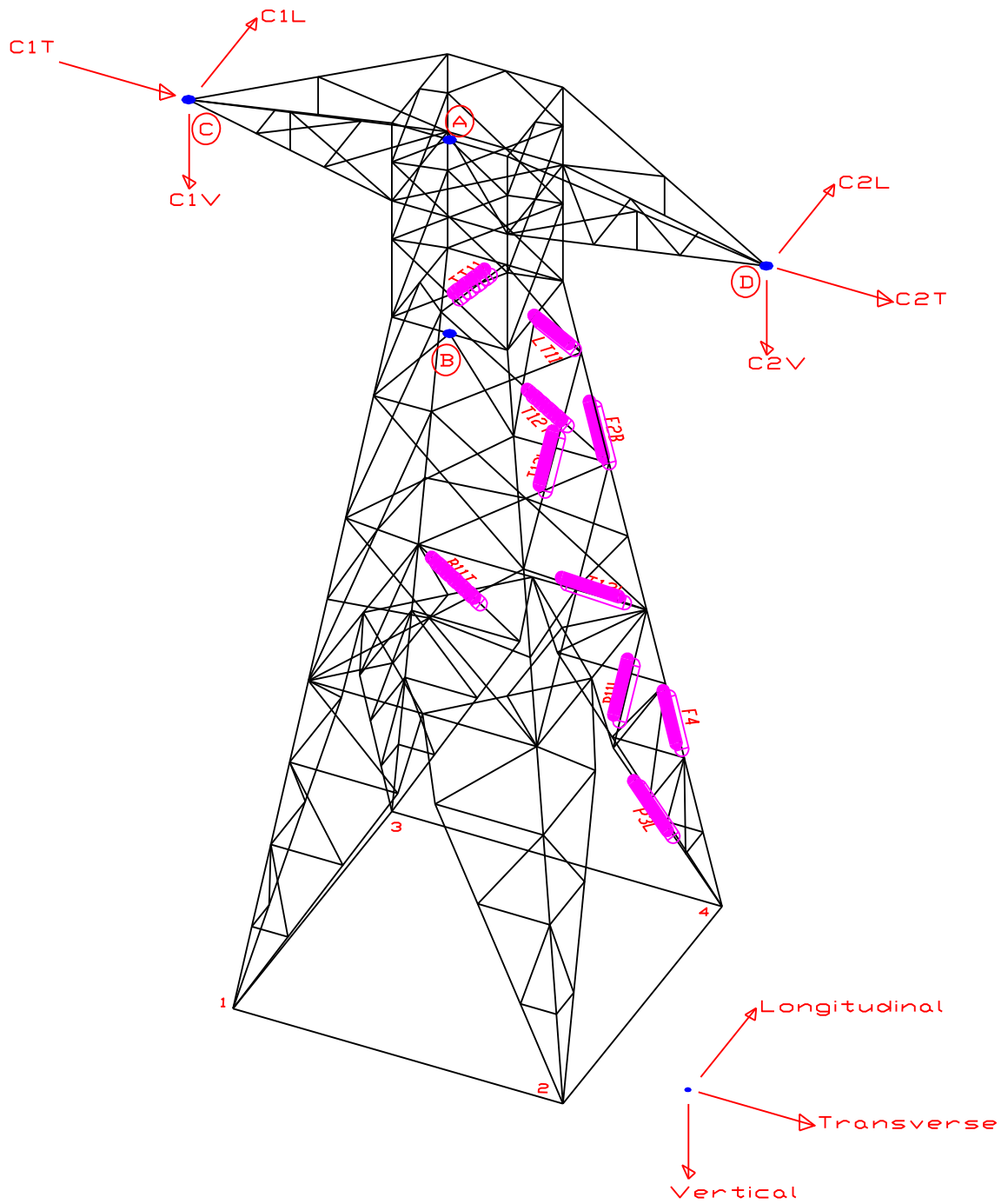
As barras monitoradas nas três estruturas, nos ensaios experimentais, foram selecionadas visando representar o comportamento das estruturas como um todo, por isso foram selecionadas barras dos montantes, barras horizontais, diagonais dos pés e diagonais das faces transversal e longitudinal. A tabela 6 resume as barras monitoradas em cada estrutura e as figuras 19, 20 e 21 mostram a localização das barras nas estruturas.

Tabela 6: Barras monitoradas nos ensaios experimentais

|                    | <b>TORRE 1</b>                                    | <b>TORRE 2</b>                                 | <b>TORRE 2A</b>                                |
|--------------------|---|--|--|
| Montantes          | F2B e F4  | F2B e F4                                       | F2B e F4                                       |
| Diagonais          | T11T, T11L,<br>T12T, T12L,<br>T13L, B11T,<br>B11L | T11T, T11L, T12T,<br>T12L, T13L, B11T,<br>B11L | T11T, T11L, T12T,<br>T12L, T13L, B11T,<br>B11L |
| Diagonal do pé     | P3L   | P3L  | P3L  |
| Barras Horizontais | -   | -  | B14T e B14L                                    |

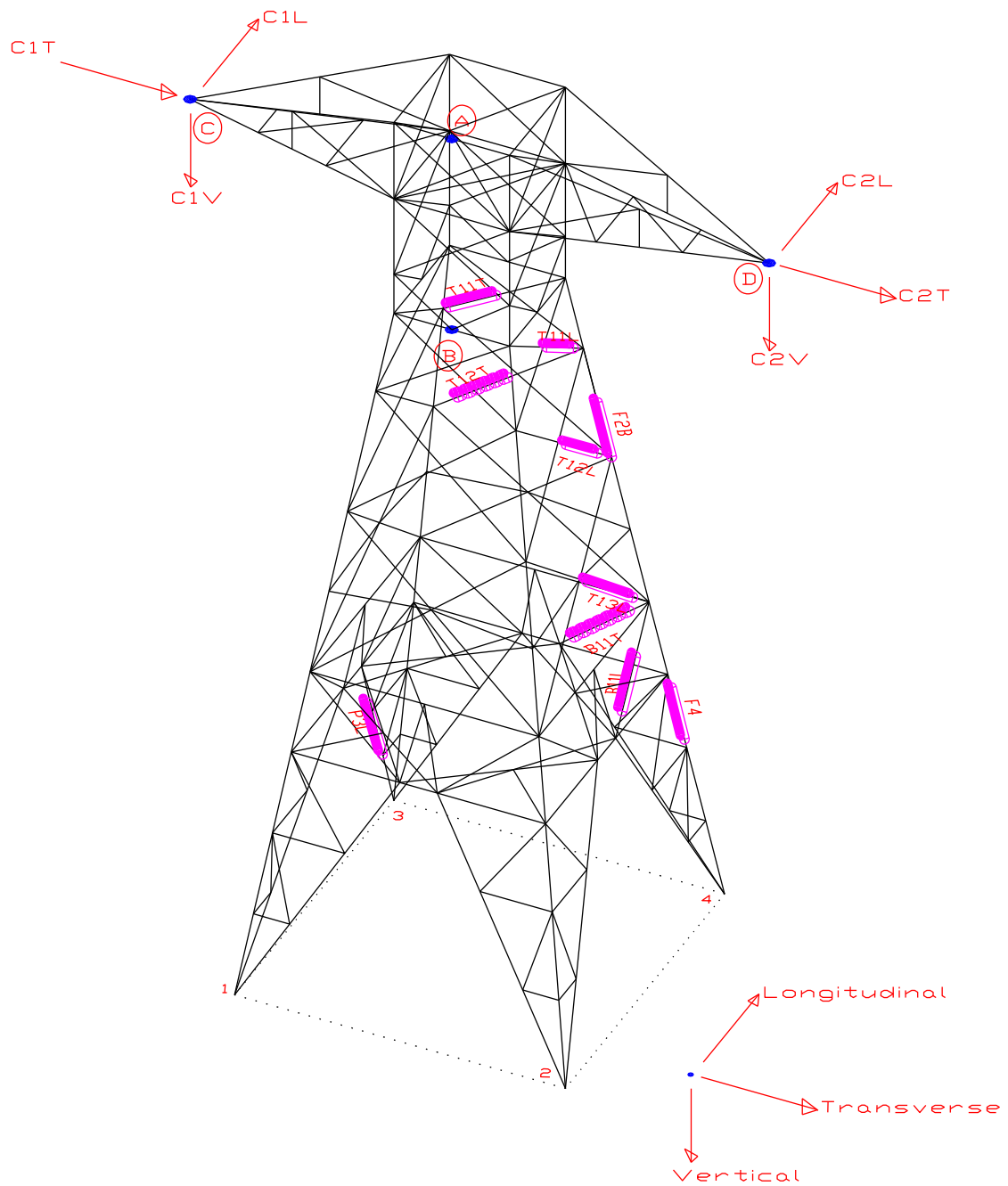
(fonte: CIGRÉ, 2009)

Figura 19 - Barras ensaiadas na estrutura "1".



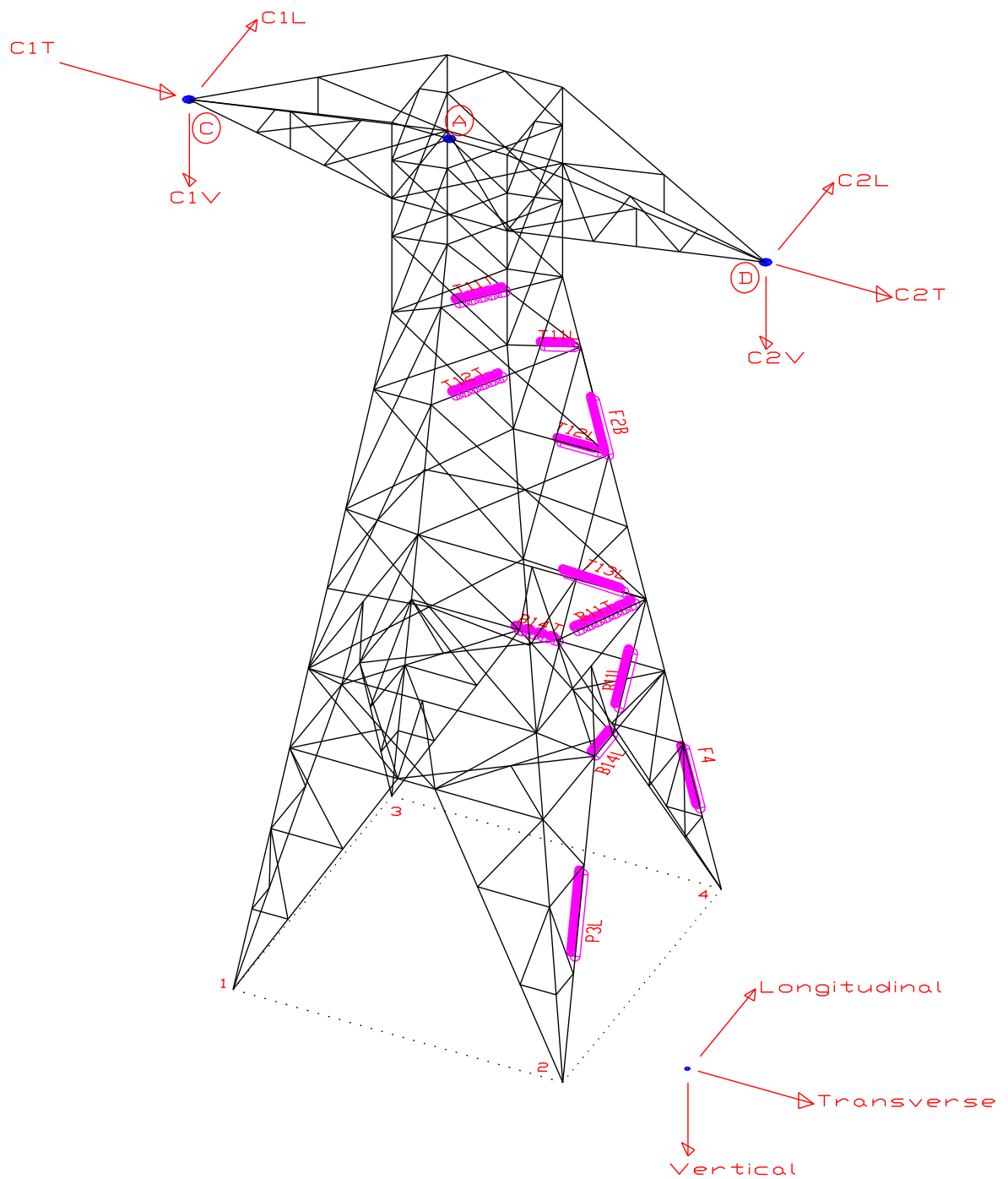
(fonte: CIGRÉ, 2009)

Figura 20 - Barras ensaiadas na estrutura "2"



(fonte: CIGRÉ, 2009)

Figura 21: Barras ensaiadas na estrutura "2 A"

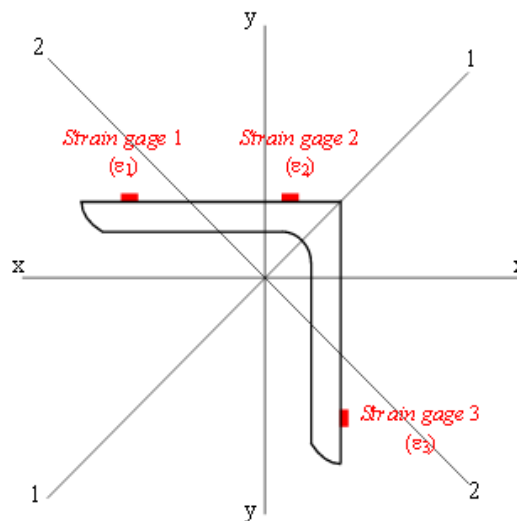


(fonte: CIGRÉ, 2009)

### 5.5.2 Determinação das solicitações

Cada uma das barras selecionadas foi instrumentada com três extensômetros, “strain gages”, dispostos conforme figura 22. Com os valores das deformações obtidas com os extensômetros foram determinados os valores do esforço normal e dos momentos fletores para cada uma das barras selecionadas.

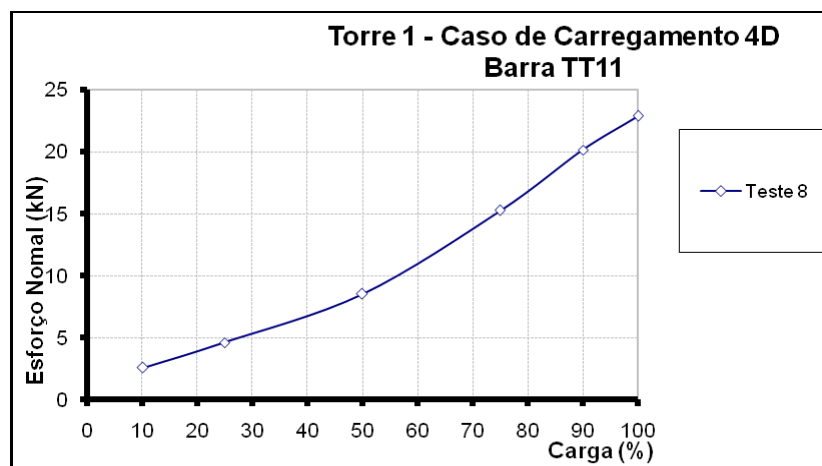
Figura 22 - Disposição dos extensômetros nas barras de seção cantoneira



(fonte: CIGRÉ, 2009)

A figura 23 ilustra o resultado experimental obtido pelos extensômetros, em termos do esforço normal, para a barra TT11 da torre “1” sujeita a hipótese de carregamento “4D”.

Figura 23 – Resultado experimental da barra TT11 da torre “1” sujeita a hipótese de carregamento “4D”



(fonte: CIGRÉ, 2009)



## 6. MODELOS MECÂNICOS

Neste capítulo são descritos todos os modelos utilizados na análise estática das torres de LT apresentadas no capítulo 5. Primeiramente são apresentados os modelos básicos, adotados na prática usual de projeto, e posteriormente os modelos mais aprimorados, que levam em consideração fatores relevantes na análise.

### 6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS

Em todos os modelos, para as três estruturas, é considerado que os apoios são indeslocáveis e que a análise é elástica linear. O peso próprio das estruturas não é considerado, a fim de que os esforços nas barras possam ser comparados com os valores experimentais, os quais começam a ser medidos a partir da aplicação das cargas externas, isto é, com a estrutura montada e sob a ação do peso próprio.

Todos os modelos foram analisados com o programa SAP2000 versão 18.2.0 (COMPUTERS & STRUCTURES, 2017).

### 6.2 MODELOS BÁSICOS

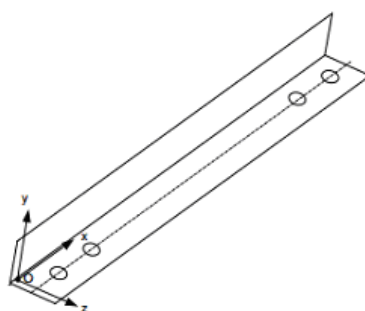
Nesta primeira etapa são apresentados os três modelos básicos construídos para avaliar a dispersão entre os resultados numéricos das três torres, submetidas às hipóteses de carga da figura 17 e 18. Esses modelos são baseados na prática usual de projeto, ou seja, utilizam apenas elementos de treliça espacial e/ou pórtico espacial, não levando em conta o comportamento das ligações parafusadas

#### 6.2.1 Modelo A

Neste modelo todas as barras foram modeladas com elementos de treliça espacial.

SAP2000 assume, inicialmente, que todas as barras da estrutura são do tipo pórtico espacial, portanto, para analisar uma estrutura como treliça é necessário converter cada nó da estrutura de uma conexão fixa para uma conexão tipo rotulada. Essa conversão é feita atribuindo liberações de momentos fletores e torçores nas extremidades das barras. Seguindo a convenção dos eixos locais dos perfis cantoneira, ilustrados na figura 24, os momentos fletores  $M_y$  e  $M_z$  são liberados em ambas as extremidades das barras enquanto e uma liberação de torção,  $M_x$ , para uma extremidade.

Figura 24 - Convenção dos eixos locais dos perfis cantoneira



(fonte: próprio autor)

Nos pontos onde existem “nós” planos são criadas restrições artificiais, barras estabilizantes, a fim de eliminar as hipostaticidades internas. As barras estabilizantes são modeladas com rigidez axial 100 vezes menor que a rigidez da barra de menor seção transversal, para que não alterem significativamente os resultados.

A tabela 7 ilustra o número de nós, de elementos de treliças e de barras fictícias para cada torre.

Tabela 7: Nós e elementos do modelo “A” nas torres “1”, “2” e “2 A”

| Torre | Nº de nós | Nº de Barras | Barras redundantes | Nº de barras "fictícias" | Nº de elementos de treliça |
|-------|-----------|--------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|
| "1"   | 74        | 196          | Não                | 25                       | 221                        |
| "2"   | 58        | 170          | Não                | 15                       | 185                        |
| "2A"  | 66        | 182          | Não                | 21                       | 203                        |

(fonte: próprio autor)

A fim de eliminar a necessidade de introduzir barras estabilizantes dois modelos adicionais são propostos:

### 6.2.2 Modelo B

Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial.

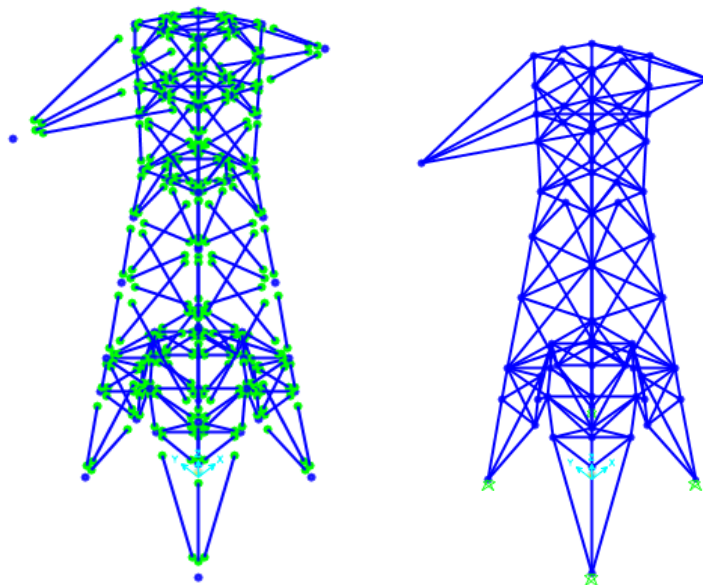
A tabela 8 indica, para cada torre, o número de nós e de elementos de pórtico. A figura 25 compara os modelos "A" e "B".

Tabela 8: Nós e elementos do modelo "B" nas torres "1", "2" e "2 A"

| Torre | Nº de nós | Nº de Barras | Barras redundantes | Nº de barras "fictícias" | Nº de elementos de pórtico |
|-------|-----------|--------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|
| "1"   | 74        | 196          | Não                | -                        | 196                        |
| "2"   | 58        | 170          | Não                | -                        | 170                        |
| "2A"  | 66        | 182          | Não                | -                        | 182                        |

(fonte: próprio autor)

Figura 25: Modelo "A" e B" no SAP2000



(fonte: próprio autor)

### 6.2.3 Modelo C

As barras dos montantes e as que apresentam “nós planos” são modeladas com elementos de pórtico espacial, e as demais com elementos de treliça espacial, eliminando com isso a necessidade de introduzir barras “fictícias”.

A tabela 9 indica, para cada torre, o número de nós e o número de elementos de pórtico e de treliça.

Tabela 9: Nós e elementos do modelo “C” nas torres “1”, “2” e “2 A”

| Torre | Nº de nós | Nº de Barras | Barras redundantes | Nº de barras "fictícias" | Nº de elementos de treliça | Nº de elementos de pórtico |
|-------|-----------|--------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|
| "1"   | 74        | 196          | Não                | -                        | 120                        | 76                         |
| "2"   | 58        | 170          | Não                | -                        | 70                         | 100                        |
| "2A"  | 66        | 182          | Não                | -                        | 78                         | 104                        |

## 6.3 MODELOS APRIMORADOS

Nesta etapa são apresentados três modelos complementares aos modelos descritos no item anterior, nestes modelos alguns fatores, discutidos no item 4.2, são introduzidos na análise das três torres, sendo estes: Excentricidade, rigidez rotacional e flexibilidade a translação das ligações parafusadas.

### 6.3.1 Modelo D

Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e as excentricidades nas ligações parafusadas são incorporadas ao modelo através de elementos rígidos.

Como padrão o SAP2000 assume que todas as barras são conectadas através de seus centros geométricos. Para incorporar o efeito das excentricidades das ligações é necessário informar ao programa o real ponto de ligação das barras. No programa esta mudança é feita através de offsets, dos centros geométricos para as superfícies de ligação das barras conectadas.

As superfícies de ligação tomadas como referência para os offsets são:

- Para a excentricidade  $e_y$ , conforme figura 24, a face inferior dos perfis;
- Para excentricidade  $e_z$  o centro geométrico das ligações parafusadas;

A ligação dos novos pontos de conexão e os centros geométricos dos perfis é feita por elementos rígidos externos a cada elemento, não possuindo massa nem cargas. Esses novos elementos não são computados na soma total dos elementos do modelo, sendo computados apenas internamente na análise pelo programa. Por esta razão o número de nós e de elementos deste modelo são idênticos aos do modelo “B” e estão indicados na tabela 8.

Para inclusão das excentricidades nos modelos, primeiramente, os membros individuais são representados com orientação espacial apropriada em relação às suas direções principais locais, de acordo com desenhos detalhados do projeto de protótipo, presentes no Anexo A. Depois de orientados, os valores das excentricidades são obtidas, para cada ligação parafusada, através das propriedades das seções transversais dos perfis a ela conectados e da disposição dos parafusos na ligação.

### 6.3.2 Modelo E

Todas as barras são modeladas como pórtico espacial e, a fim de considerar o parafuso que é colocado no cruzamento das diagonais, são criados “nós”, nestes pontos.

Para permitir o giro relativo entre as duas barras diagonais são criados dois nós coincidentes em cada ponto de cruzamento de duas diagonais e, nestes, são acoplados os graus de liberdade de translação nas direções “x”, “y” e “z”.

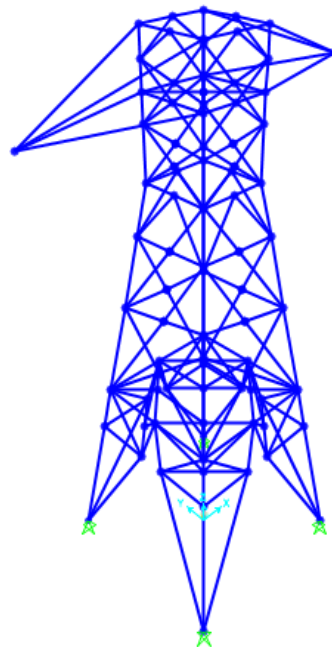
A tabela 10 indica, para cada torre, o número de nós e de elementos de pórtico e a figura 26 ilustra o modelo “E” para torre “1”.

Tabela 10: Nós e elementos do modelo "E" nas torres "1", "2" e "2 A"

| Torre | Nº de nós | Nº de Barras | Barras redundantes | Nº de barras "fictícias" | Nº de elementos de pórtico |
|-------|-----------|--------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|
| "1"   | 100       | 222          | Não                | -                        | 222                        |
| "2"   | 100       | 212          | Não                | -                        | 212                        |
| "2A"  | 100       | 216          | Não                | -                        | 216                        |

(fonte: próprio autor)

Figura 26 – Modelo "E" da torre "1" no SAP2000



(fonte: próprio autor)

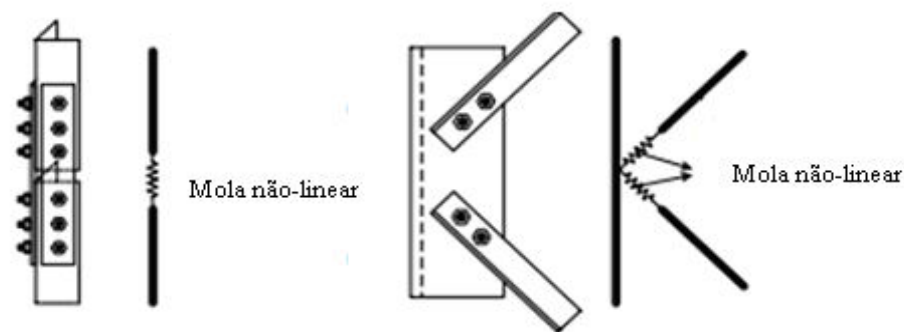
### 6.3.3 Modelo F

Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a deformação a translação nas ligações é introduzida através de elementos de mola não-lineares, cada elemento com um único grau de liberdade à translação.

Esses elementos serão criados em todas as ligações das estruturas, conectando dois nós concorrentes, conforme figura 27, abrangendo as ligações diagonais-montantes, diagonais-barras horizontais, barras horizontais- montantes e montantes-montantes.

No SAP2000 as molas não-lineares foram incorporadas aos modelos através de elementos do tipo Link Support. Link Support é um elemento de conexão de dois nós, onde cada elemento é composto de seis molas, uma para cada um dos seis graus de liberdade de um nó.

Figura 27 - Exemplos da disposição das molas não-lineares em ligações típicas



(fonte: JIANG et al., 2011)

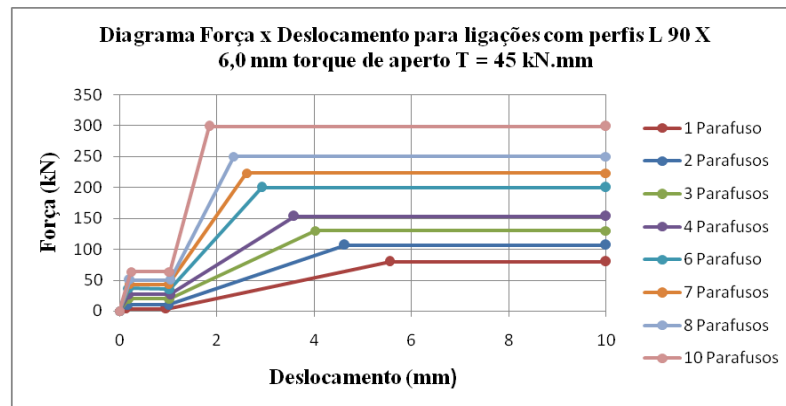
Para estes elementos são utilizadas as curvas carga x deslocamento determinadas experimentalmente por Ungkurapinan et al.(2003) e posteriormente ajustadas por Kaminski (2007). O modelo de Ungkurapinan et al.(2003), mostrado na figura 13, é válido para ligações entre perfis cantoneira de abas iguais L102x102x6,4 mm, com 1 a 4 parafusos alinhados de 16 mm de diâmetro, torque de aperto de 114,27 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos. Levando em conta variáveis como:

- A área da seção transversal dos perfis;
- A área de contato entre os parafusos e os perfis;
- O número de parafusos nas ligações;
- Tolerância de montagem;
- Torque de aperto dos parafusos.

Kaminski (2007) ajustou para cada um dos perfis utilizados nas torres “1”, “2” e “2A”, com 1 a 10 parafusos de 12 mm de diâmetro, torque de aperto de 45 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm as curvas obtidas por Ungkurapinan et al.(2003).

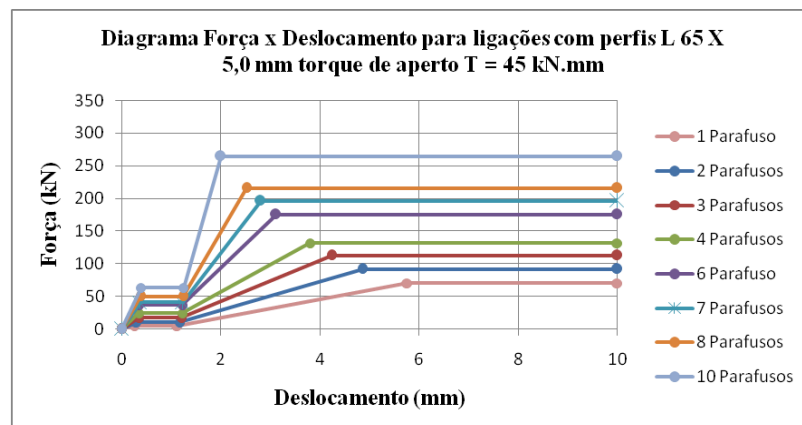
As figuras 28, 29, 30, 31 e 32 ilustram as curvas carga x deslocamento axial nas ligações para os perfis utilizados nas torres “1”, “2” e “2 A”.

Figura 28 - Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 90 X 90 X6,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm



(fonte: KAMINSKI, 2007)

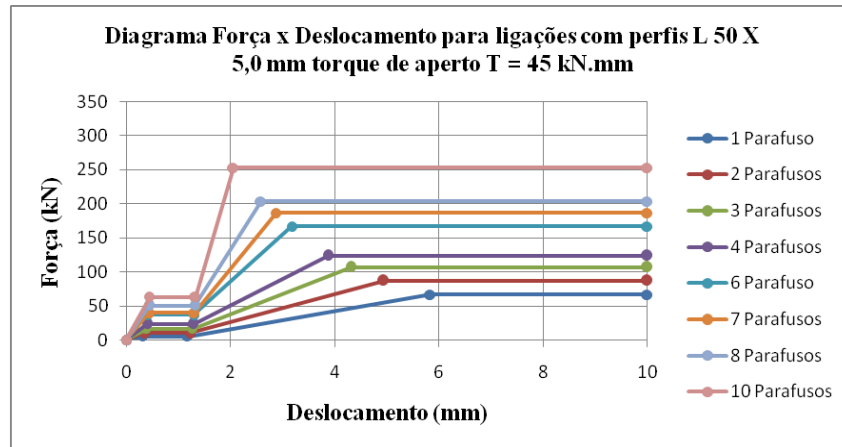
Figura 29 - Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 65 X 65 X5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm



(fonte: KAMINSKI, 2007)

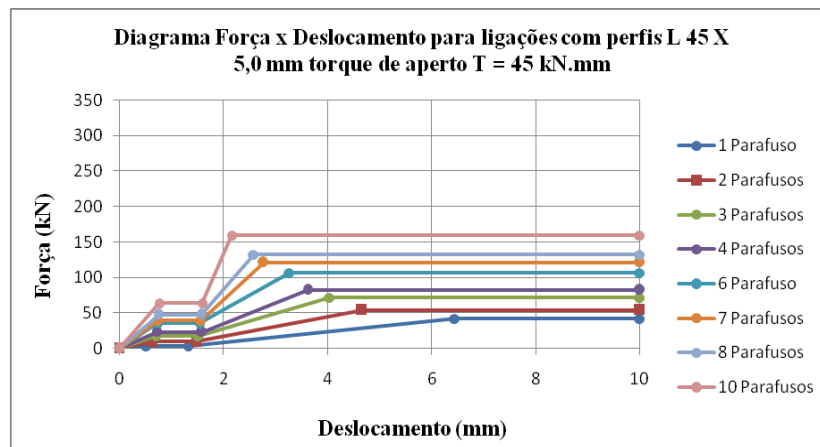


Figura 30 - Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 50 X 50 X5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm



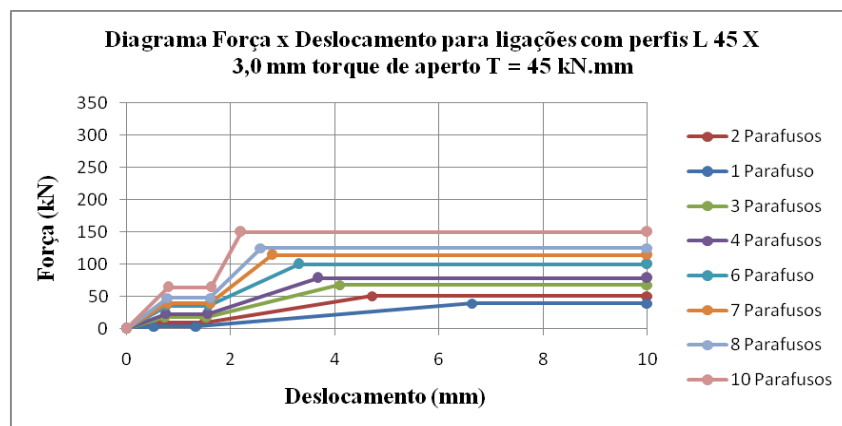
(fonte: KAMINSKI, 2007)

Figura 31 - Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 X 45 X5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm



(fonte: KAMINSKI, 2007)

Figura 32 - Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 X 45 X5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm



(fonte: KAMINSKI, 2007)

Devido ao comportamento não linear das molas o carregamento na estrutura é aplicado de forma incremental-iterativo, com passo de 2,5% do carregamento total. A tabela 11 ilustra o número de nós e de elementos do modelo, para as três estruturas.

Tabela 11: Nós e elementos do modelo "F" nas torres "1", "2" e "2 A"

| Torre | Nº de nós | Nº de Barras | Barras redundantes | Nº de barras "fictícias" | Nº de elementos de pórtico | Nº de elementos tipo LINK/SUPPORT |
|-------|-----------|--------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| "1"   | 148       | 196          | Não                | -                        | 196                        | 392                               |
| "2"   | 58        | 170          | Não                | -                        | 170                        | 376                               |
| "2A"  | 66        | 182          | Não                | -                        | 182                        | 388                               |

(fonte: próprio autor)

## 7. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados numéricos dos esforços normais nas barras selecionadas das três torres, identificadas nas figuras 14, 15 e 16 para todos os modelos descritos no Capítulo 6 e submetido as oito hipóteses de carregamento das figuras 17 e 18.

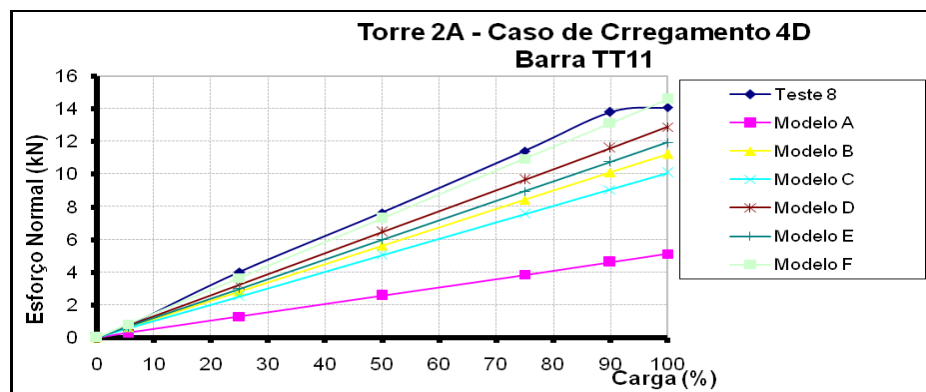
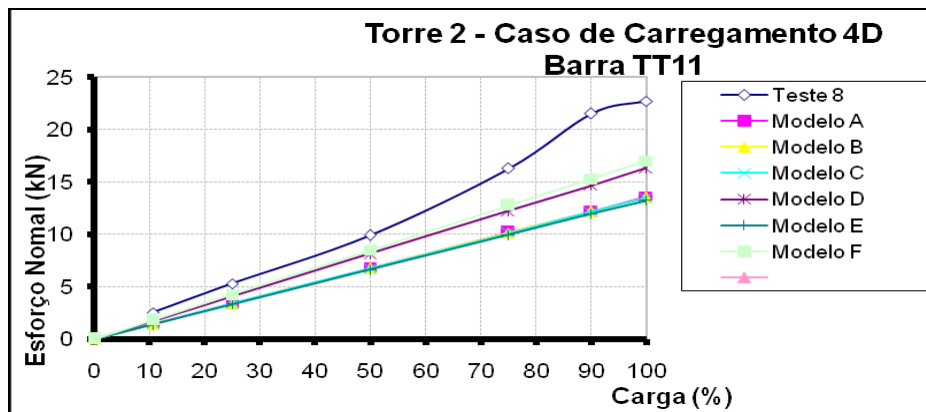
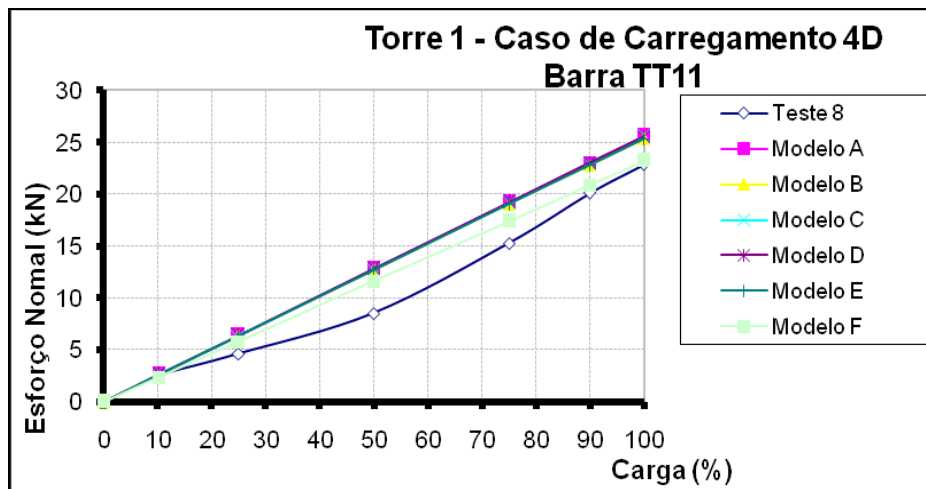
### 7.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os modelos mecânicos utilizados na determinação da respostas das três torres produzem esforços solicitantes distintos. Os modelos que utilizam elementos de pórtico espacial estão sujeitos aos esforços normal e cortante, e momentos fletores e torção, enquanto o modelo com elementos de treliça espacial está sujeito apenas ao esforço normal.

Para viabilizar a comparação dos esforços nas barras, nos diferentes modelos, adotou-se como critério comparar apenas o esforço normal, tal escolha se justifica uma vez que os esforços de corte e momentos nos modelos com elementos de pórtico espacial são de pequena magnitude.

A figura 33 ilustra os resultados numéricos dos esforços axiais para a barra TT11 submetida à hipótese de carregamento “4D”. Os resultados para todas as barras selecionadas das três torres para todos os modelos mecânicos, submetidas a todas as hipóteses de carregamento são apresentados no apêndice A.

Figura 33 : Esforço normal da barra LT11 das Torres “1”, “2” e “2 A” para a hipótese de carregamento “4D”



## 7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

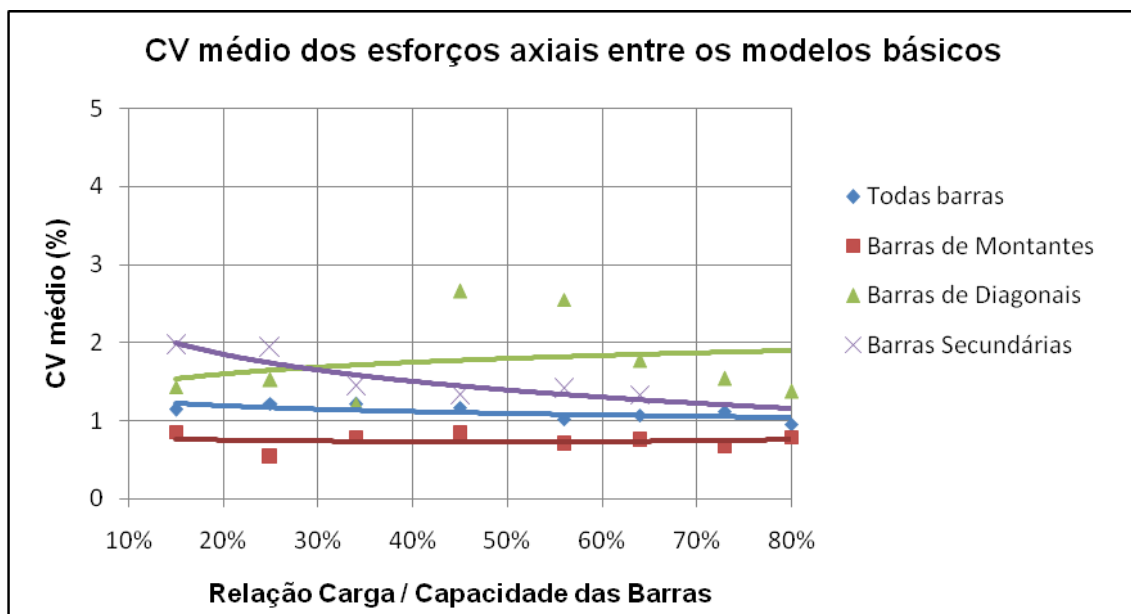
A comparação entre os modelos mecânicos foi feita através dos coeficientes de variação (CV) médio e máximo dos esforços normais obtidos da análise estática para todas as barras da torres “1”, “2” e “2 A”. O CV médio representa a média dos valores dos coeficientes de variação entre os modelos avaliados com todos os casos de carregamento, para as barras em consideração. O CV máximo é o máximo coeficiente de variação entre os mesmos modelos e barras.

Estes CV são determinados em função da relação carga / capacidade das barras, considerando:

- Apenas barras de montantes;
- Apenas barras de diagonais;
- Apenas barras secundárias (horizontais);
- Todas as barras.

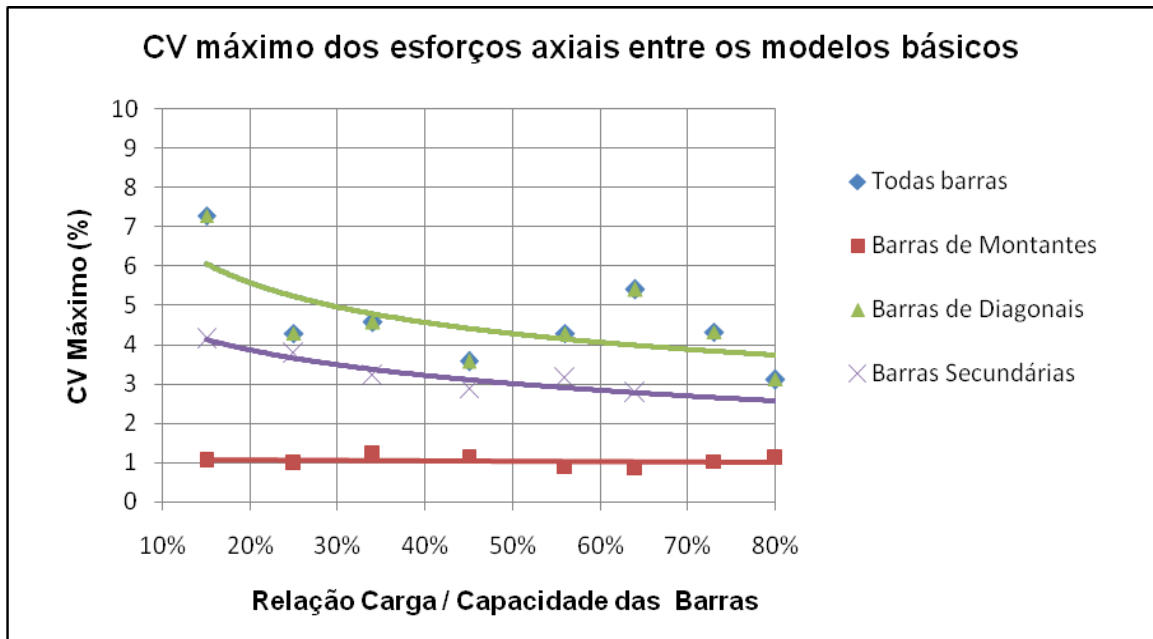
As figura 34 e 35 apresentam os valores dos coeficientes de variação médio e máximo apenas dos modelos básicos (“A”, “B” e “C”).

Figura 34: CV médio dos esforços axiais entre os modelos básicos



(fonte: próprio autor)

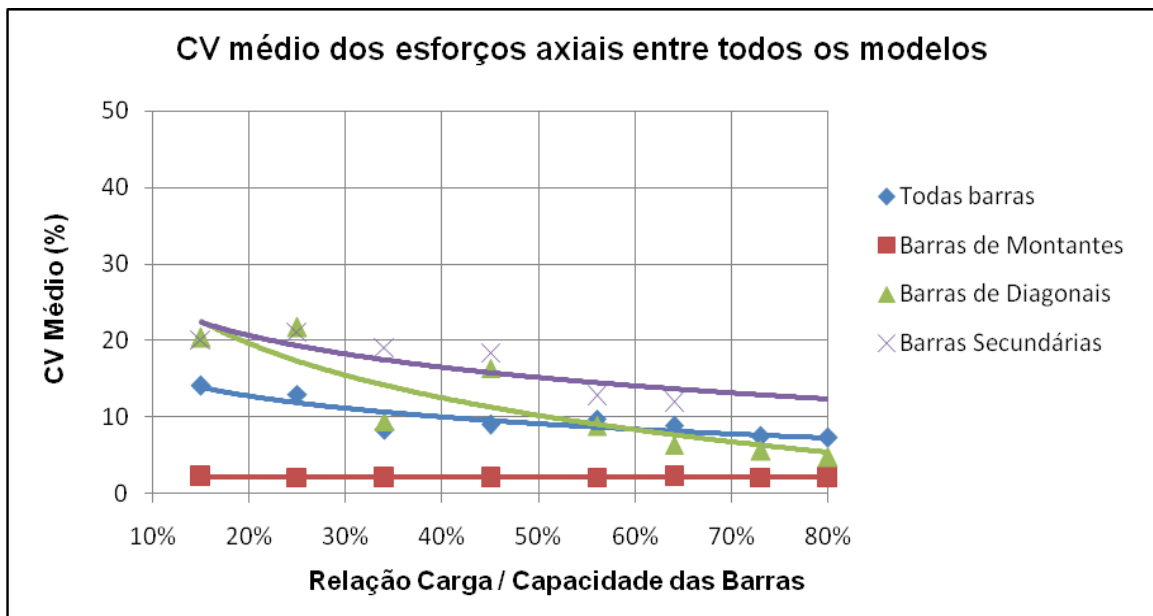
Figura 35: CV máximo dos esforços axiais entre os modelos básicos



(fonte: próprio autor)

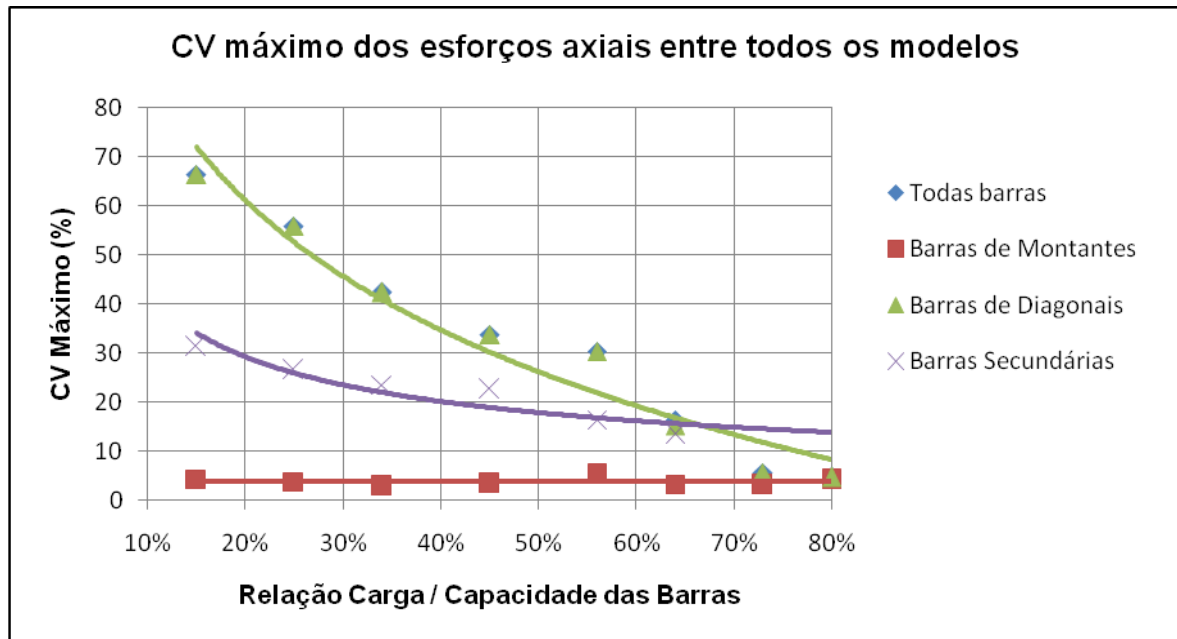
Nas figuras 36 e 37 são apresentados os mesmos CV só que para todos os modelos (“A”, “B”, “C”, “D”, “E” e “F”).

Figura 36: CV médio dos esforços axiais entre todos os modelos



(fonte: próprio autor)

Figura 37: CV máximo dos esforços axiais entre os todos os modelos



(fonte: próprio autor)

Os montantes foram o conjunto de barras que apresentaram a menor dispersão, CV máximo de 1% para os modelos básicos (“A”, “B” e “C”) e de 4% para todos os modelos (“A”, “B”, “C”, “D”, “E” e “F”) conforme figura 35 e 37. Estes valores de CV máximo mantiveram-se praticamente constante para todos os níveis de carregamento.

As menores dispersões entre os modelos ocorrem nas barras mais solicitadas (relação carga / capacidade das barras maior que 70%). Quando apenas os modelos básicos são avaliados os CVs máximos ficam entre 1% e 4%, conforme figura 35. Ao avaliar todos os modelos o valor da dispersão das barras mais carregadas aumenta, ficando entre 2% e 12%.

Do conjunto de barras mais carregadas o que apresenta maior dispersão é o das barras secundárias (horizontais) onde o CV máximo atinge 12%. As diagonais mais carregadas apresentam CVs com valores próximos aos dos montantes, 3% para os modelos básicos e 5% para todos os modelos.

As maiores dispersões são observadas nas barras de diagonais levemente carregadas (relação carga / capacidade das barras menor que 30%), com valores de CV máximo de 66%

Para avaliar qual dos modelos fornece a resposta mais próxima aos resultados experimentais é calculado o erro de cada modelo em relação aos resultados experimentais. Para o esforço normal das barras selecionadas das três torres, submetidas a todos os casos de carregamento, o erro do modelo mecânico “i” é definido como:

$$\text{Erro modelo mecânico "i"} = \frac{\sum_{\text{Barras selecionadas}} \frac{|N_{\text{mod}} - N_{\text{exp}}|}{\text{Casos de carregamento}}}{|N_{Rd}|} \quad (\text{equação 1})$$

Sendo,

$N_{\text{mod}}$  é o resultado numérico do esforço normal do modelo “i”, em uma das barras sujeitas a uma hipótese de carregamento.

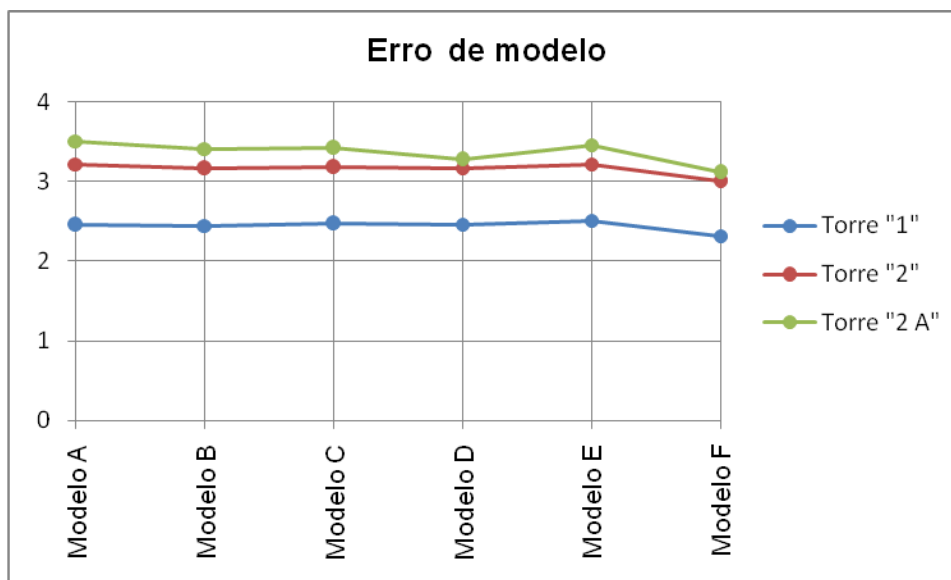
$N_{\text{exp}}$  é o resultado experimental do esforço normal para a mesma barra e mesmo caso de carregamento.

$N_{Rd}$  é a capacidade, à compressão ou à tração, da barra, calculada de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), descrita no anexo C.

A figura 38 ilustra os erros de modelo, calculados conforme a equação 1, para os esforços normais nas barras selecionadas nas três estruturas e submetidas a todas as hipóteses de carregamento.



Figura 38: Erro de modelo para os esforços normais



(fonte: próprio autor)

Os “erros de modelo” das torres “1” e “2” são praticamente constantes, com uma sensível queda no Modelo F. O mesmo comportamento se observa na torre “2 A”, contudo além da diminuição do “erro” no modelo F ser mais significativa nesta estrutura, esta também sofre uma queda no Modelo E.

Além da influencia do modelo mecânico o gráfico da figura 38 evidência a influência da distribuição interna das barras na previsão dos esforços nas mesmas. Embora a distribuição dos “erros” seja muito parecida, o seu valor aumenta com o aumento do grau de estaticidade interna das estruturas. A estrutura “1”, a “mais isostatica” entre as três estruturas, possui o menor “erro médio”, 2,4. O aumento do grau de estaticidade interna das estruturas “2” e “2 A”, estruturas “mais hiperstáticas”, se traduz em valores maiores de “erro médio”, 3,1 e 3,25, respectivamente.

## 8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo, primeiramente, são apresentados as conclusões acerca dos resultados obtidos. Por fim são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

### 8.1 CONCLUSÕES

Trabalhos anteriores conduzidos por EPRI (1986), CIGRÉ (1990) e CIGRÉ (2009) em torres metálicas treliçadas de LT sujeitas a carregamento estático, mostraram discrepâncias significativas entre as respostas obtidas por diferentes modelos mecânicos e os valores obtidos em ensaios experimentais. Tendo isto como motivação este trabalho avaliou a dispersão da resposta estática de três torres autoportantes em relação a diferentes modelos mecânicos.

Na análise dos modelos foram avaliados, primeiramente, apenas modelos básicos, usados na prática de projeto de torres metálicas de LT, os quais foram, posteriormente comparados com modelos mais aprimorados, que incorporam fatores relativos ao comportamento das ligações parafusadas, como a excentricidade, a rigidez rotacional e a flexibilidade a translação das ligações.

Entre modelos a dispersão foi avaliada em termos da variabilidade dos esforços normais das barras e expressos em termo de coeficientes de variação. Ao avaliar apenas os modelos básicos, para as barras mais carregadas (relação carga / capacidade das barras acima de 70%) a dispersão encontrada foi pequena, traduzida por baixos valores de CV máximo, entre 1% e 4%. Quando todos os modelos são avaliados a dispersão destas barras aumenta, com CV máximo entre 2% e 12%, com os maiores valores para as barras as secundárias.

Barras diagonais e secundárias submetidas a pequenos carregamentos (relação carga / capacidade das barras menor que 30%) apresentam elevadas dispersões, CV máximos maiores que 50% e 25% respectivamente. Contudo, estas barras não tem interesse prático, pois não são utilizadas em projeto.

De todos os conjuntos de barras os montantes foram os que apresentaram menor dispersão, com valores de CV máximo praticamente constante, independentemente do nível de carregamento.

Os resultados obtidos pelos diferentes modelos mecânicos empregados na análise foram, posteriormente comparados com os valores obtidos nos ensaios experimentais para avaliar qual dos modelos propostos representa de forma mais precisa o comportamento real das estruturas. Cabe salientar que existem incertezas de medição, relacionadas ao método de ensaio empregado, os resultados experimentais usados, portanto, não podem ser tratados como o comportamento real das estruturas. Contudo, os mesmos são bons indicadores da tendência de comportamento das torres.

Os erros de modelos encontrados são praticamente constantes para todos os modelos avaliados, com exceção do Modelo F, que apresentou uma queda nas três estruturas, e do Modelo D que apresentou uma melhora para torre “2 A”. O cálculo dos erros também evidenciou a influência da distribuição internas das diagonais no cálculo das solicitações. Os valores de erro foram maiores quanto maior o grau de estaticidade das estruturas.

Os valores de CV encontrados com os modelos propostos são consistentes com os valores obtidos por CIGRÉ (1990) e CIGRÉ (2009). Os erros encontrados apresentaram distribuição similar aos de CIGRÉ (2009), contudo os valores obtidos são maiores, em média 20%, que os presentes neste estudo, evidenciando diferenças na concepção dos modelos.

## 8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de complementar os resultados obtidos por este estudo, algumas sugestões para trabalhos futuros são feitas:

- a) Avaliar modelos que incorporem análises não-lineares física e geométrica.
- b) Avaliar a combinação de diferentes modelos mecânicos.
- c) Estudar a dispersão dos mesmos modelos em estruturas maiores, com o objetivo de comparar os resultados.

## REFERÊNCIAS

AL-BERMANI, F.G.A.; KITIPORNCHAI, S. **Nonlinear analysis of transmission towers**. Engineering Structures, v.14, n.3, p.139-151, 1992.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **Design of latticed steel transmission structures**. ASCE Standard 10-97, 2000

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

\_\_\_\_\_. NBR 8681: **ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

CAMARGO, F. E. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CANNON, D. D. J., **Variation in Design Practice for Lattice Towers**. Proceedings of the Sessions related to Steel Structures at Structures Congress of ASCE, San Francisco, CA, USA, 1989, pp. 268-277.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ÉLECTRIQUES (CIGRÉ), **An experiment to measure the variation in lattice tower design**. Report 22-90 (WG08) 17, 1990.

\_\_\_\_\_. **Influence of the hyperstatic modeling on the behavior of transmission line lattice structures**. Brochure number 287, 2009.

CASTRO, R.A. **Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua Influência na Resposta Dinâmica Não Linear de Pórticos de Aço**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE (EPRI). **Structural development studies at the EPRI transmission line mechanical research facility**. Interim Report, n. 1, EL-4756, 1986.

FUCHS, R. D.. **Transmissão de Energia Elétrica – Linhas Aéreas**. v1. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1982.

GONTIJO, C. R. **Contribuição à análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

JIANG, W.Q.; WANG, Z. Q.; MCCLURE, G.; WANG, G. L.; GENG, J. D. **Accurate modeling of joint effects in lattice transmission towers**. Engineering Structures, Vol. 33, p. 1817–1827, 2011.

KAMINSKI Jr., J. **Incertezas de Modelo na Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão**. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2007.

KAMINSKI JR., J.; ALVA, G. M. S.; MIGUEL, L. F. F.; MIGUEL, L. F. F. **Comportamento de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão considerando a flexibilidade das ligações e a interação solo-estrutura**. XX SNPTEE - seminário nacional de produção e transmissão de energia elétrica, Recife, PE, Brasil, 2009.

KROEKER, D. **Structural analysis of transmission towers with connection slip modeling**. Master thesis, Department of Civil and Geological Engineerin, University of Manitoba, 2000.

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. **Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão**. 2 ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1992.

LANGLOIS, S.; PRUD'HOMME, S. ; LÉGERON, F.; POURSHARGH, F. **Review of advanced modelling methods for lattice steel towers**. 2016 CIGRE-IEC Colloquium, Montréal, QC, Canada, 2016.

LEET, K.M.; UANG, C.M.; GILBERT, A.M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3ª edição. São Paulo: McGraw-Hill Interamericana, 2009.

LU, C.; OU, Y.; XING, M.,A.; MILLS, J.,E. **Structural Analysis of Lattice Steel Transmission Towers: A Review**. Journal of Steel Structures & Construction, v.2, n.114, 2016.

MARTHA., L .F. **Análise de estruturas: Conceitos e métodos básicos**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Elsevier Editora, 2010.

MENEZES, R. C. R. **Failure-data based reliability assesment considering mechanical model uncertainties**. 1992. Ph.D. Thesis – Institut für Mechanik, Universität Innsbruck, Áustria.

NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. **Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço**. Revista Construção Metálica. Associação Brasileira de Construção Metálica, São Paulo, n.79, p.23-26, 2007.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço – Dimensionamento prático**. 8ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2009

ROY, S.; FANG, S.; ROSSOW, E. **Secondary stresses on transmission tower structures**. Journal of Energy Engineering, ASCE, v.110, n.2, p.157-172, 1984.

SILVA, J. P. S.; VELLASCO, C. G. S.; ANDRADE, S. A. L.; DE OLIVEIRA, M. I. R. **Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers**. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, p. 1108–1134, 2005.

UNGKURAPINAN, N.; CHANDRAKEERTHY, S. R. De S.; RAJAPAKSE, R. K. N. D.; YUE, S. B. **Joint slip in steel electric transmission towers**. Engineering Structures, v. 25, n. 6, p. 779-788, 2003.

VELLASCO, P. C. G., et al. **Modelagem de estruturas de aço e mistas**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Elsevier Editora, 2014.

## **ANEXO A – Detalhamento das estruturas “1”, “2” e “2 A”**



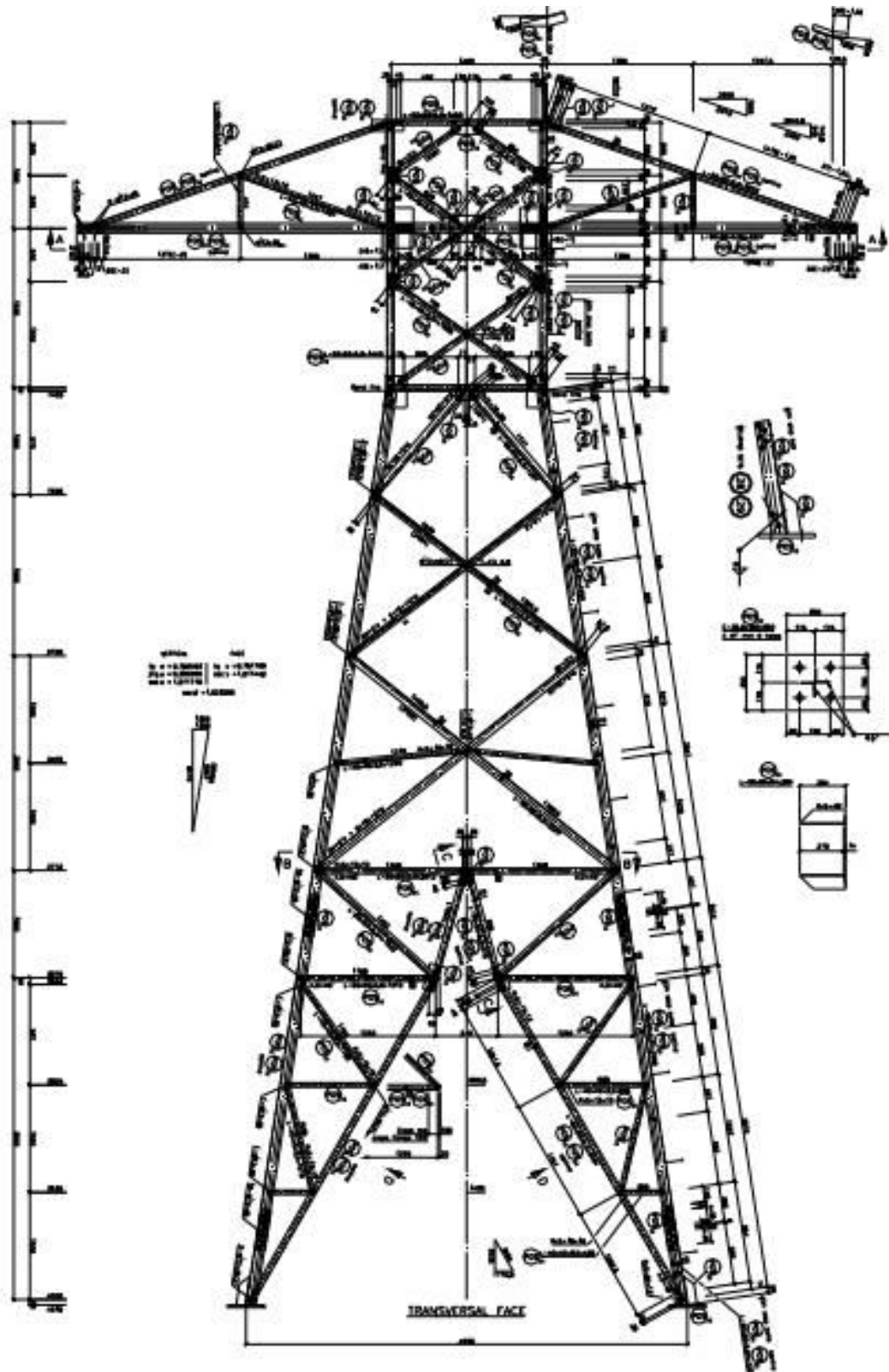


Figura A.1: Estrutura "1" - detalhamento da face transversal.

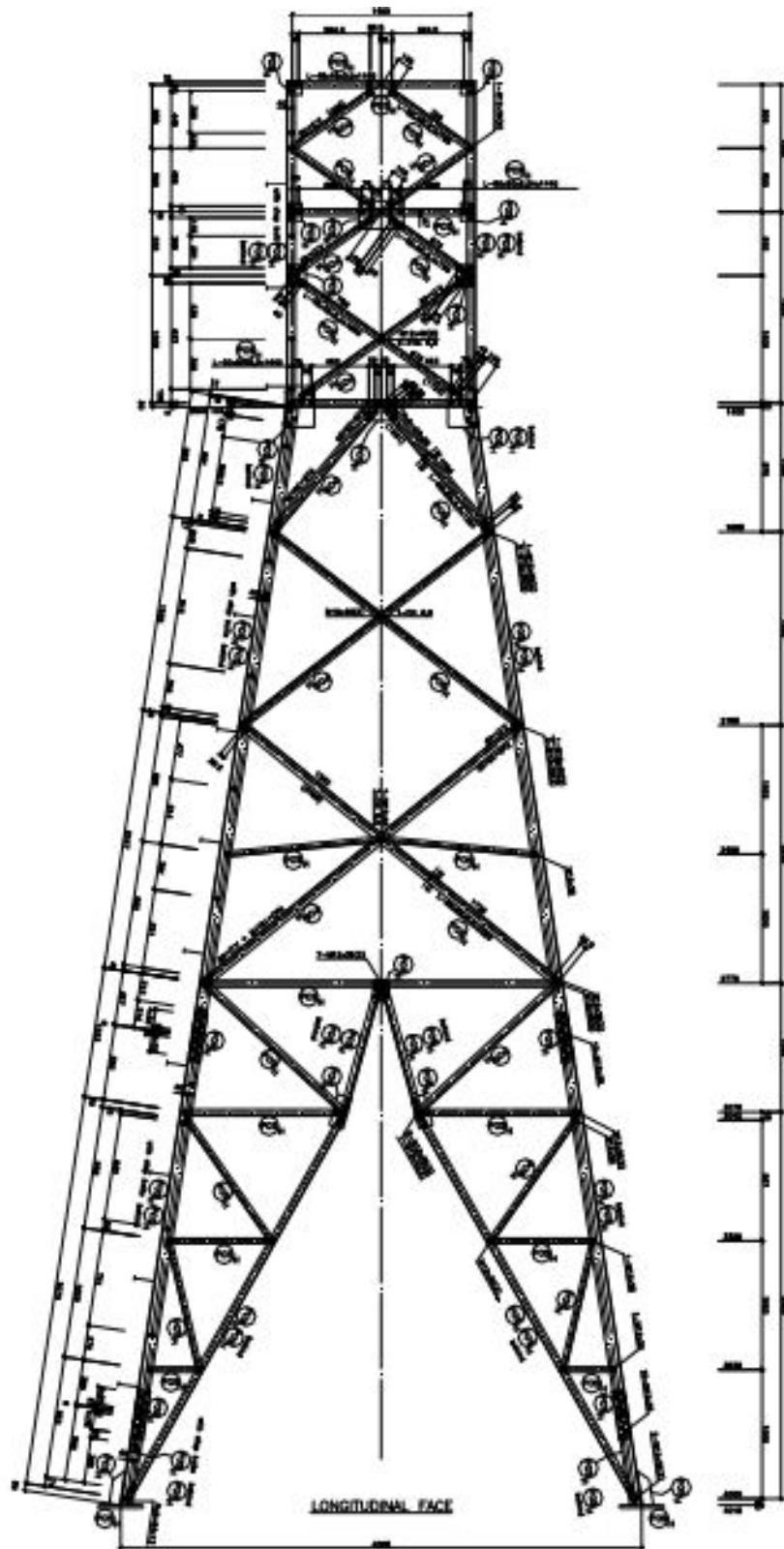


Figura A.2: Estrutura "1"- detalhamento da face longitudinal.

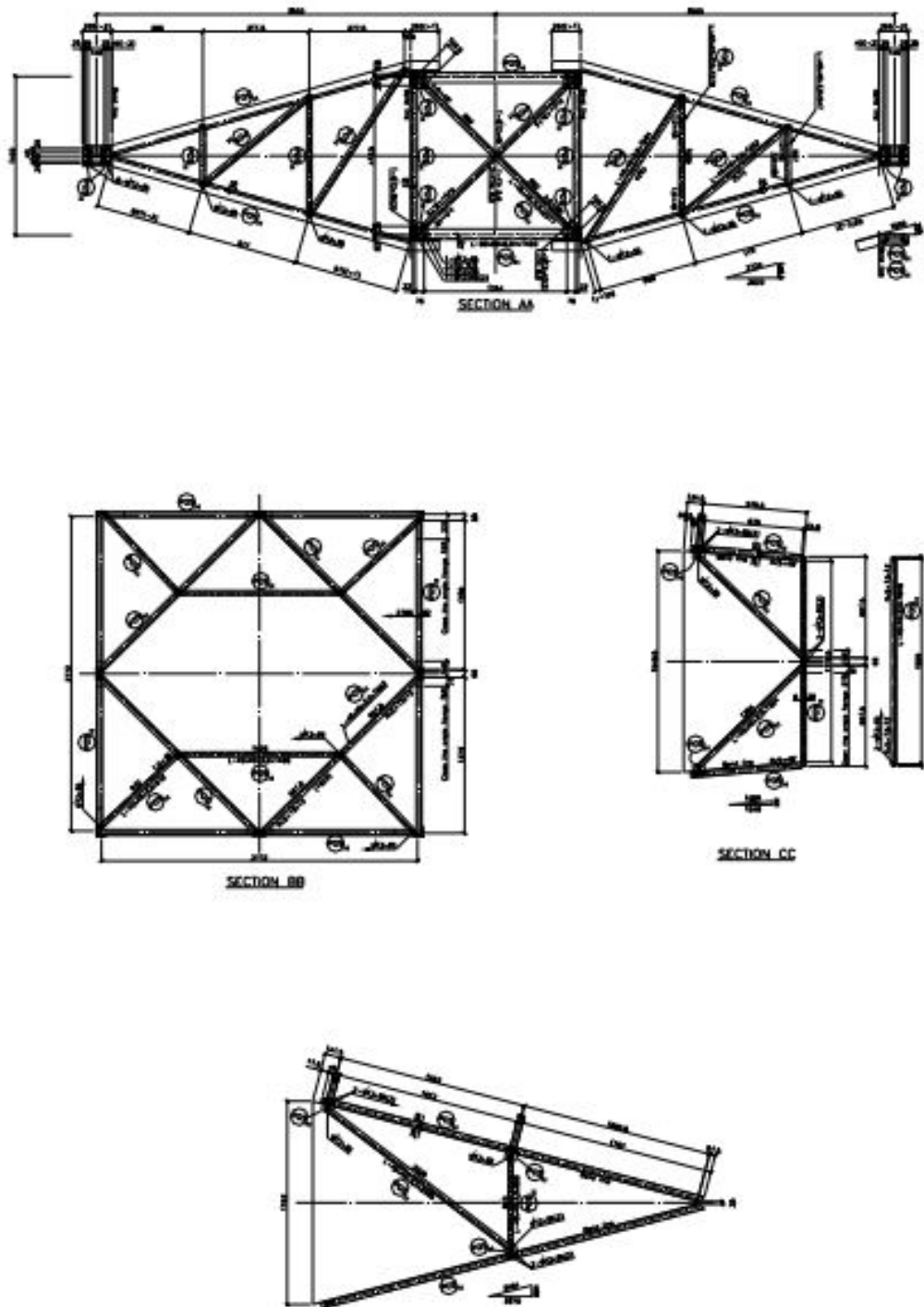


Figura A.3: Estrutura “1”- detalhamento dos corte AA, BB, CC e vista D.

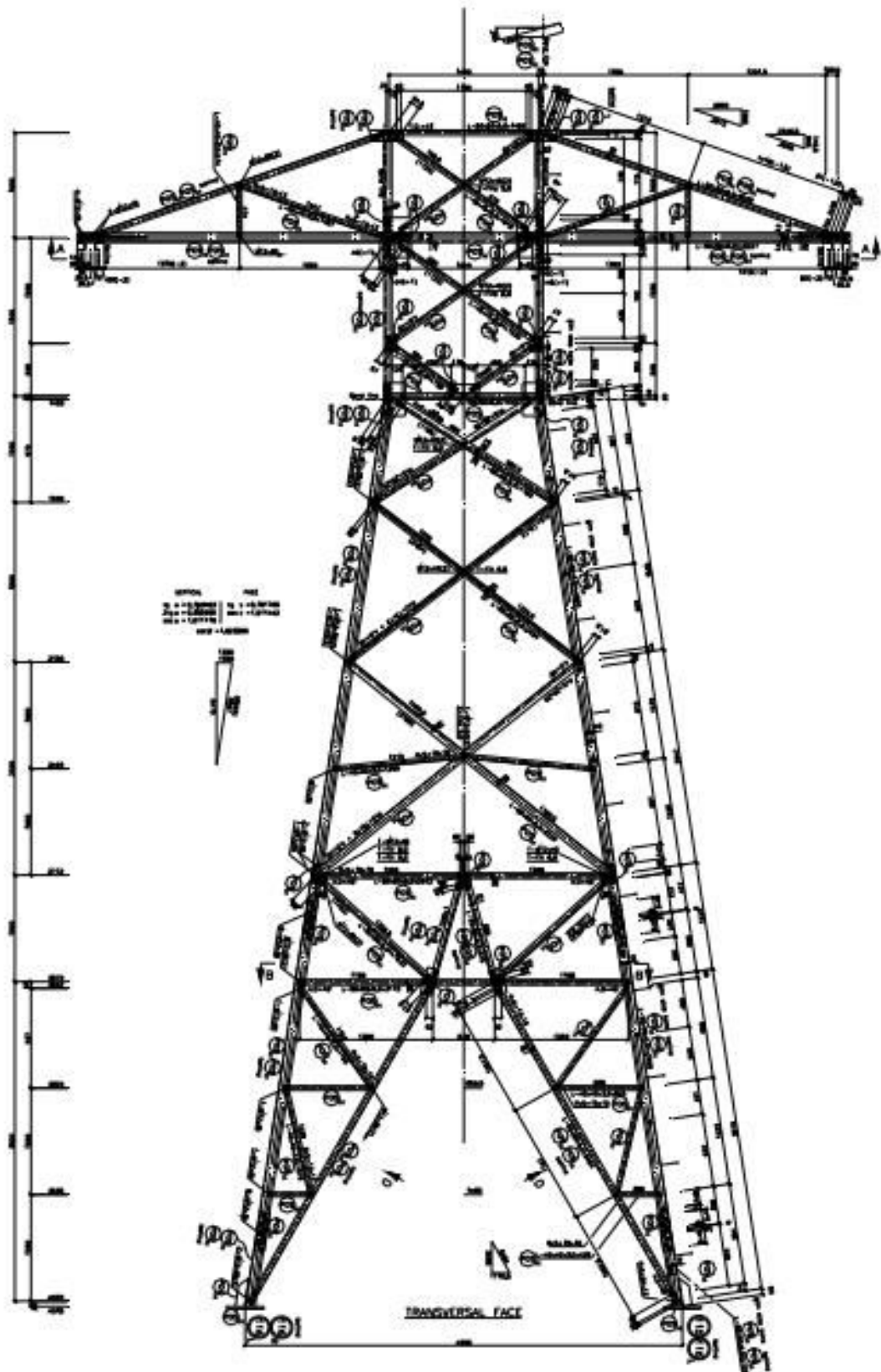


Figura A.4: Estrutura "2" - detalhamento da face transversal.

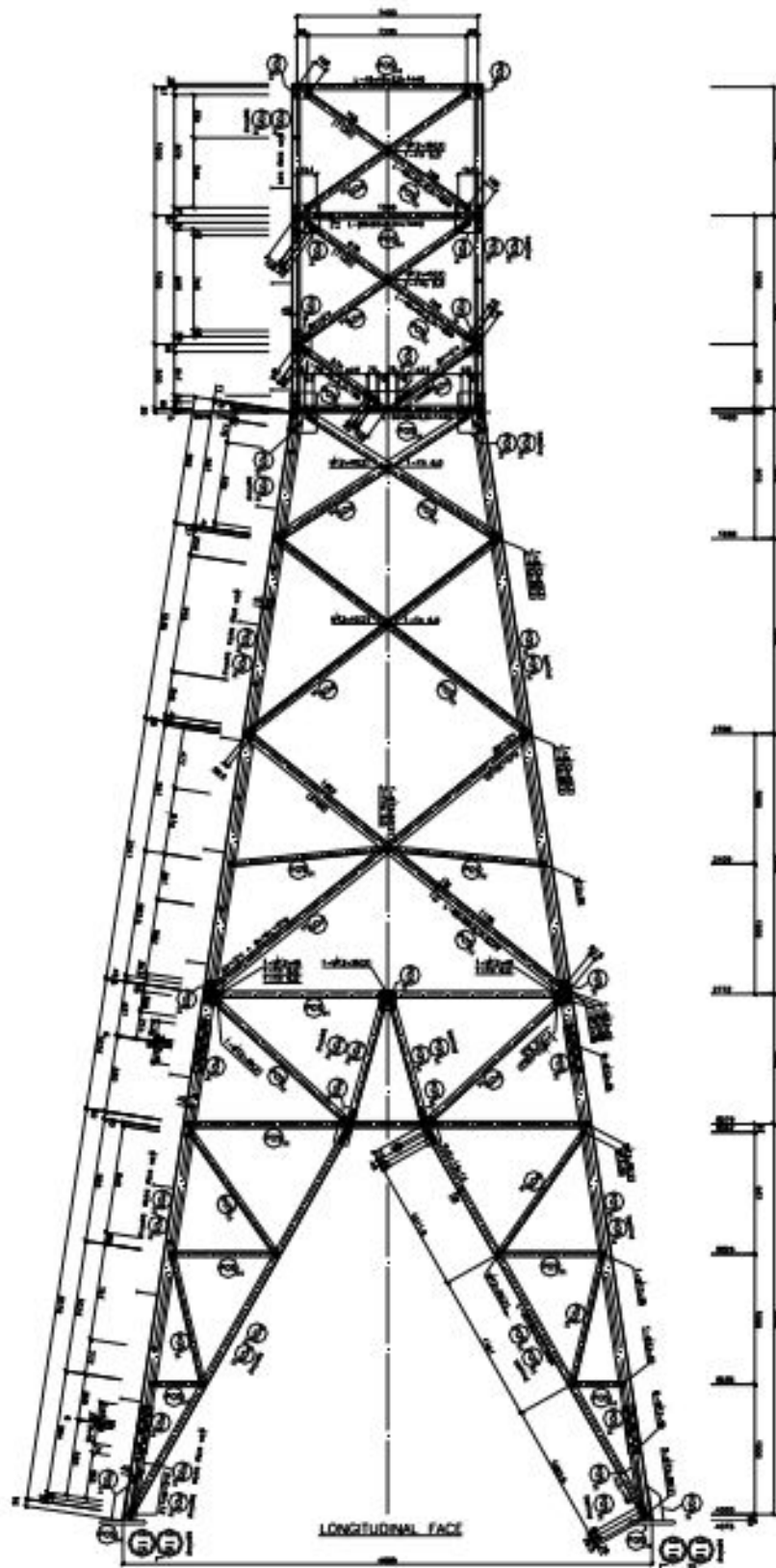


Figura A.5: Estrutura “2”- detalhamento da face longitudinal.

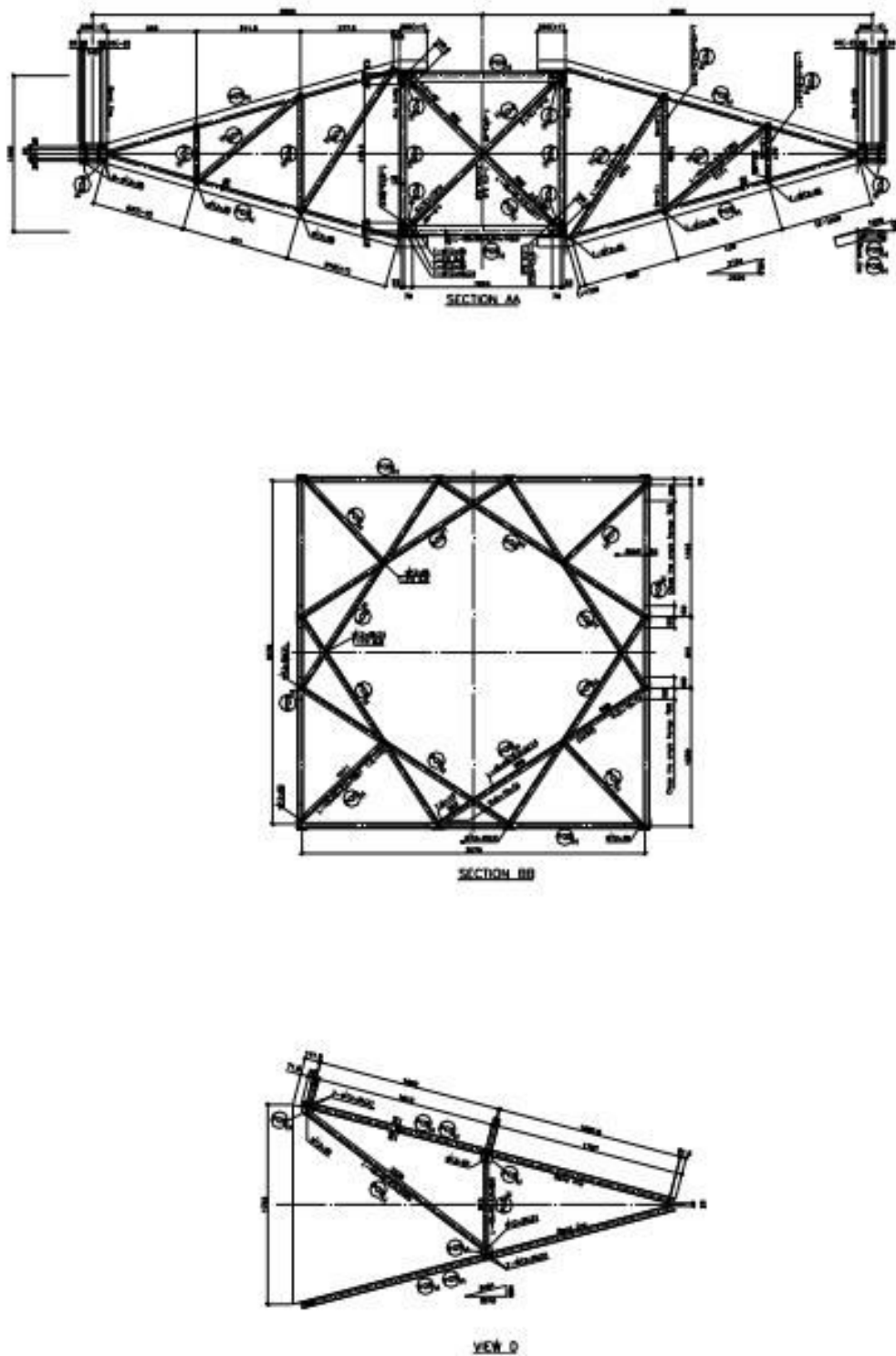


Figura A.6: Estrutura "2"- detalhamento dos corte AA, BB e vista D.

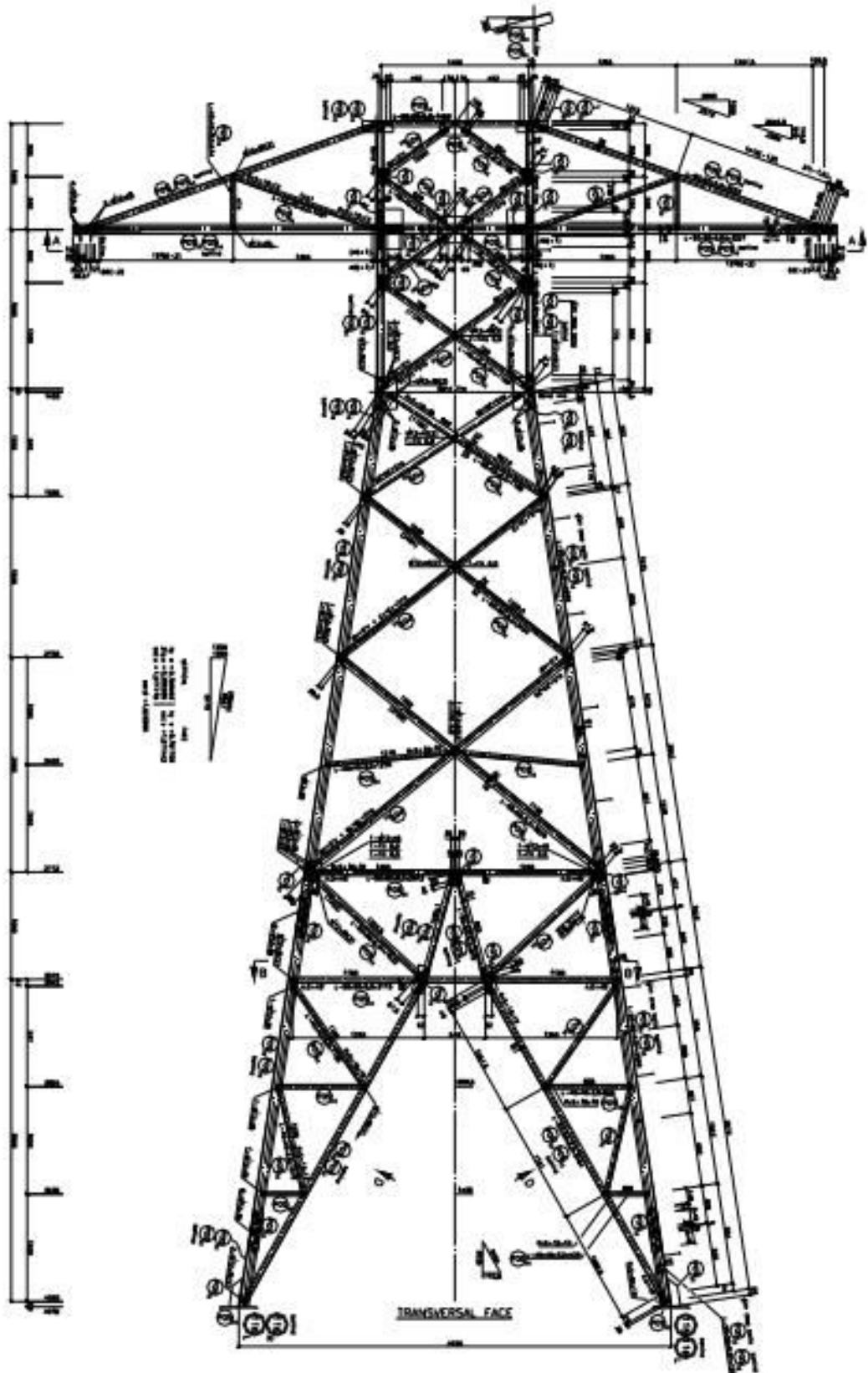


Figura A.7: Estrutura "2A"- detalhamento da face transversal.

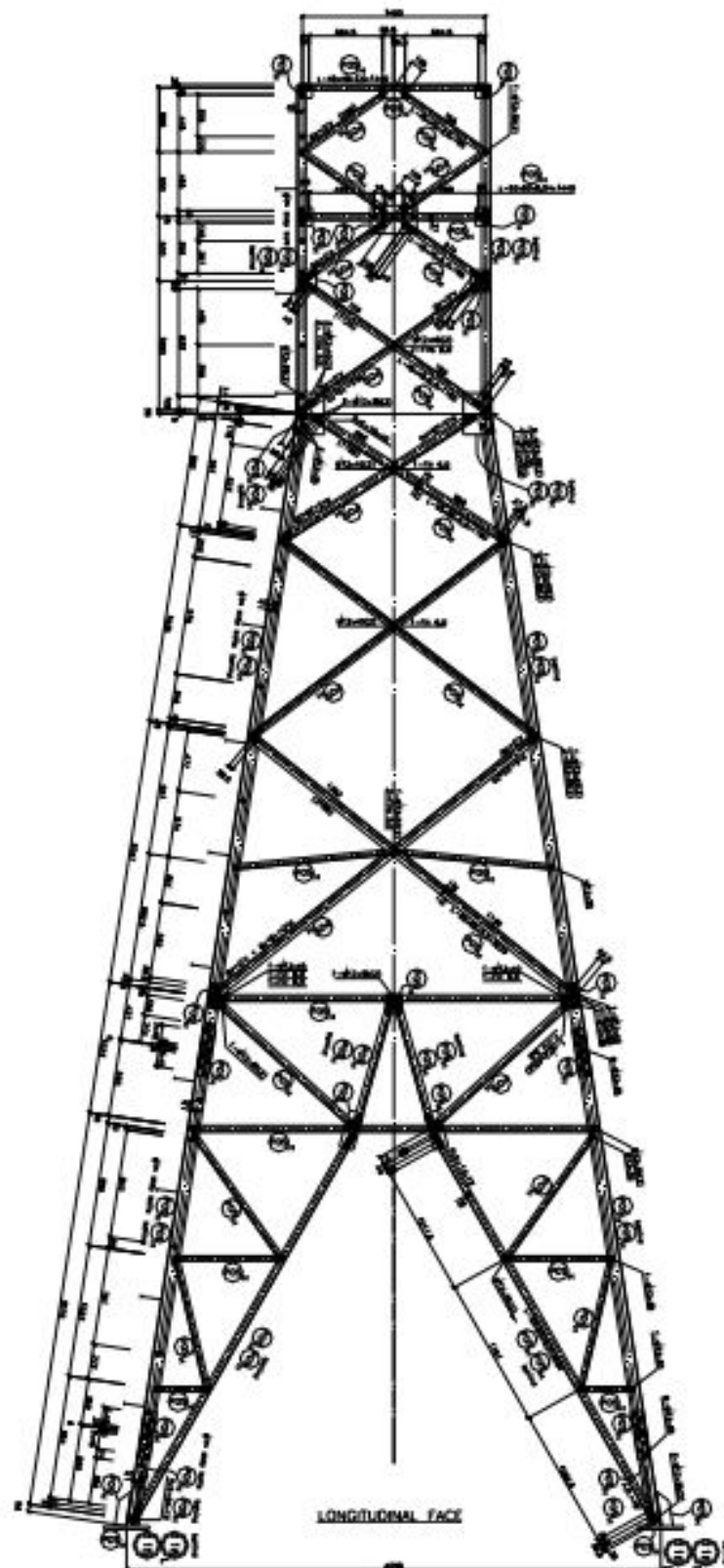


Figura A.8: Estrutura "2A"- detalhamento da face longitudinal.



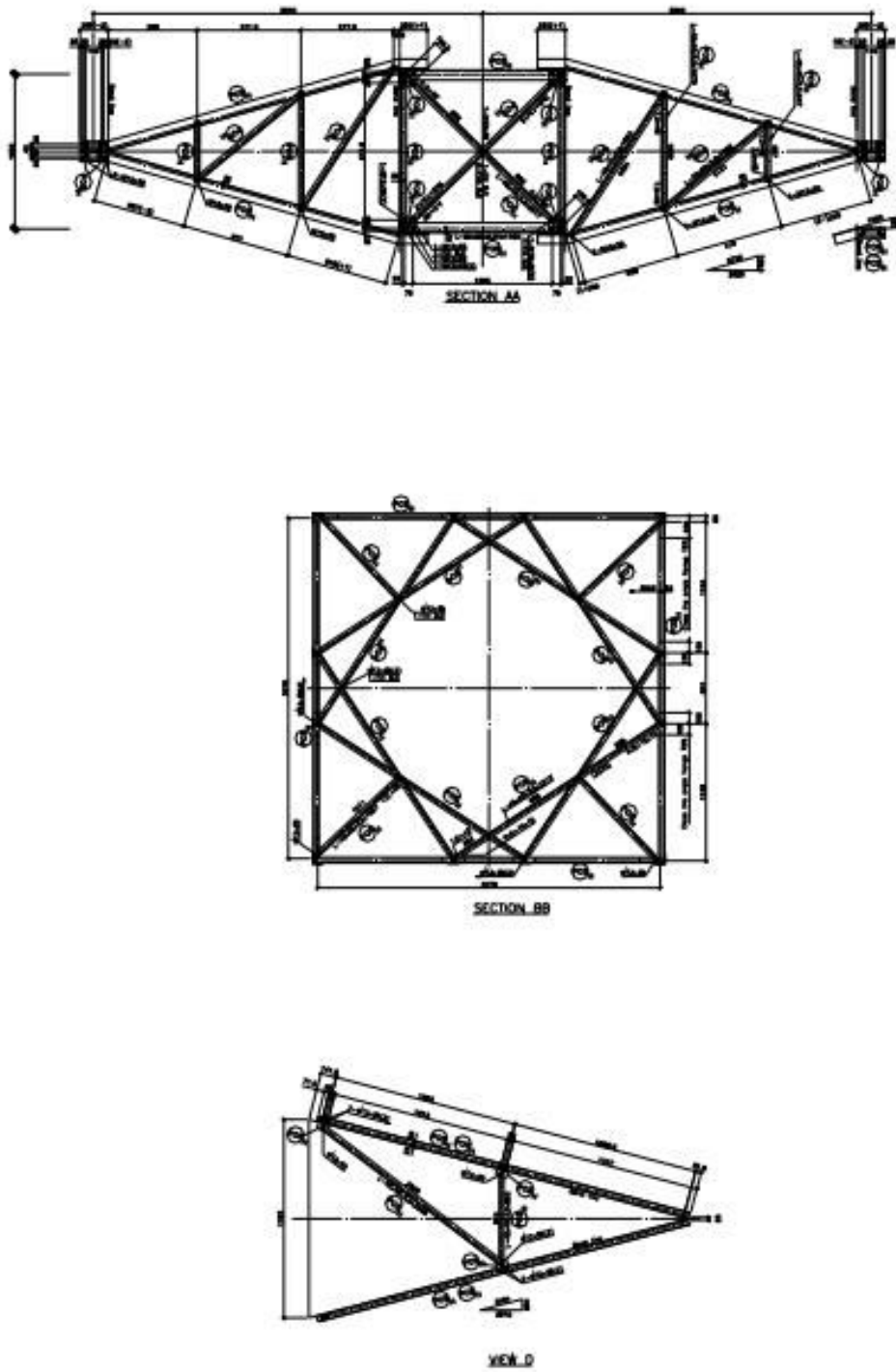


Figura A.6: Estrutura “2”- detalhamento dos corte AA, BB e vista D.

**APÊNDICE A – CAPACIDADE DE CARGA DE PERFIS  
CANTONEIRA SEGUNDO NBR 8800 (2008)**

## A.1 BARRAS TRACIONADAS

A força axial de tração resistente de cálculo deve ser o menor dos valores obtidos nas equações A.1 e A.2 sendo a primeira para escoamento da seção bruta e a segunda para ruptura da seção líquida.

$$N_{trd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (A.1)$$

$$N_{trd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (A.2)$$

Onde,

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;

$A_e$  é a área líquida efetiva da seção transversal da barra calculada conforme A.3;

$f_u$  é a resistência a ruptura do aço;

$\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento;

$\gamma_{a2}$  é o coeficiente de ponderação Relacionado à ruptura;

A área líquida efetiva é dada por:

$$A_e = C_t A_n \quad (A.3)$$

Onde,

$C_t$  é o coeficiente de redução da área líquida, dado pelo item 5.2.5 da NBR 8800 (ABNT,2008);

$A_n$  é a área líquida da barra, calculado conforme item 5.2.4 da NBR 8800 (ABNT,2008)

## A.2 VERIFICAÇÃO DE BARRAS COMPRIMIDAS

A força axial de compressão resistente de cálculo,  $N_{c,rd}$ , de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{A.4})$$

X é o fator de redução associado à resistência à compressão, calculado segundo item A.3.1;

Q é o fator de redução associada à flambagem local, calculado conforme item A.3.2;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra

#### A.2.1 Fator de redução $\chi$

O fator de redução associado à resistência a compressão  $\chi$ , varia conforme o índice de esbeltez reduzido,  $\lambda_0$ , equação A.5. Para valores de  $\lambda_0$  maiores que 1,5,  $\chi$  é expresso pela equação A.6. para os demais valores de  $\lambda_0$ ,  $\chi$  é dado pela equação A.7:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (\text{A.5})$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (\text{A.6})$$

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (\text{A.7})$$

Onde  $N_e$  é a força de flambagem elástica determinado segundo A.3.2

#### A.2.2 Força de flambagem elástica

Os efeitos da excentricidade da força de compressão atuante em uma cantoneira simples podem ser considerados por meio de um comprimento de flambagem equivalente, desde que essa cantoneira: (a) Seja carregada nas extremidades através da mesma aba; (b) Seja conectada por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação, e; (c) Não seja solicitada por ações transversais intermediárias. Neste caso a força de flambagem elástica da cantoneira é dada pela equação A.8.

$$N_e = \frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2} \quad (\text{A.8})$$

Onde,

$I_{x1}$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;.

$K_{x1} L_{x1}$  é o comprimento de flambagem equivalente, que para cantoneiras de abas iguais que são diagonais ou montantes de treliças espaciais com barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó dependem da relação  $L_{x1}/r_{x1}$ . Se esta relação é maior que 75 o comprimento de flambagem equivalente é dado pela expressão A.9, para demais valores pela equação A.10

$$K_{x1} L_{x1} = 45 r_{x1} + L_{x1} \leq 200 r_{x1} \quad (\text{A.9})$$

$$K_{x1} L_{x1} = 60 r_{x1} + 0,80 L_{x1} \quad (\text{A.10})$$

### A.2.3 Fator de redução Q

Para cantoneiras simples se a relação entre largura e espessura ( $b/t$ ) dos elementos da seção transversal for inferior à relação  $(b/t)_{lim}$ , equação A.11, o fator de redução associado à flambagem local, Q, será igual a 1,00. Caso contrário, se a relação  $(b/t)$  for superior à  $(b/t)_{lim}$ , Q é determinado pela equação A.12 e A.13, dependendo do valor de  $(b/t)$ .

$$(b/t)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{A.11})$$

$$Q = 1,34 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{A.12})$$

$$Q = \frac{0,53 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{A.13})$$

### A.3 VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS

#### A.3.1 Cisalhamento

A força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso de alta resistência, por plano de corte, depende da posição do plano de corte no parafuso. Quando o plano de corte passa pela rosca a força é dada pela equação A.14, para plano de corte fora da rosca, equação A.15.

$$F_{vrd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (\text{A.14})$$

$$F_{vrd} = \frac{0,5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (\text{A.15})$$

Onde,

$F_{ub}$  é a resistência à ruptura do material do parafuso

$A_b$  é a área bruta

#### A.3.2 Pressão de contato

A força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo externo e a borda, é dada pela equação A.16.

$$F_{crd} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{A.16})$$

Onde,

$l_f$  é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;

$t$  é a espessura da parte ligada;

$d_b$  é o diâmetro do parafuso;

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço na parede do furo.



## **APÊNDICE B – RESULTADOS**



