

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DE SEGUNDA
ORDEM DE ESTAIS UTILIZADOS EM
TORRES METÁLICAS E FLARES**

JOSÉ GERALDO FERRONI JÚNIOR

**Guaratinguetá
2015**

JOSÉ GERALDO FERRONI JÚNIOR

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM DE
ESTAIS UTILIZADOS EM
TORRES METÁLICAS E FLARES**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, como parte dos requisitos para a obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

**Guaratinguetá
2015**

Ferroni Junior, Jose Geraldo

F396c Considerações sobre a análise de segunda ordem de estais utilizados em torres metálicas e flares / Jose Geraldo Ferroni Junior – Guaratinguetá , 2015.

55 f. : il.

Bibliografia : f. 54-55

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

1. Construção metálica 2. Erupções solares 3. Teoria não linear
4. Cabos de aço I. Título

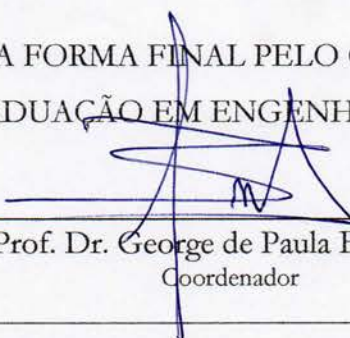
CDU 693.8

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM
DE ESTAIS UTILIZADOS EM
TORRES METÁLICAS E FLARES**

JOSE GERALDO FERRONI JUNIOR

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO PARA A
OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL

APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL




Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Coordenador

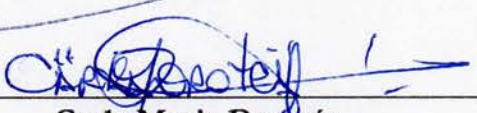
BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni
Orientador: DEC-FEG/UNESP



Luiz Guilherme Fernandes Lopes
Engenheiro Civil



Carla Maria Dorótea
Engenheira Civil

Campus da Faculdade de Engenharia da UNESP de Guaratinguetá
Dezembro de 2015

JOSÉ GERALDO FERRONI JÚNIOR

NASCIMENTO:02.04.1993 – GUARATINGUETÁ / SP

FILIAÇÃO: José Geraldo Ferroni

Maria Sílvia De Oliveira França Ferroni

2011/2015

Curso de Graduação em Engenharia Civil da
Faculdade de Engenharia do
Campus de Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista

à minha família que me deu plenas condições de me dedicar aos estudos mas principalmente ao meu pai que não pôde me ver formar.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à minha família que sempre me apoiou e me deu suporte para que eu me dedicasse quase que exclusivamente à graduação.

Aos meus amigos que fizeram desses anos de graduação únicos e inesquecíveis e me ajudaram a superar obstáculos durante todo o curso.

Ao meu professor orientador Dr. Antonio Wanderley Terni, pela grande atenção e pelo suporte que ele me proporcionou durante toda a faculdade, mas principalmente na conclusão do curso e com o trabalho de graduação.

E a todos os professores e funcionários da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, que contribuíram para minha formação como engenheiro civil nesta Instituição.

Ferroni, J. G. J. **Considerações sobre a análise de segunda ordem de estais utilizados em torres metálicas e flares**, 2015. 59 f. Trabalho de Graduação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” – UNESP, Guaratinguetá, 2015.

RESUMO

Este trabalho faz considerações sobre uma análise de segunda ordem (análise não linear) aplicada à estais de torres metálicas e flares. A análise é feita utilizando principalmente os esforços do vento e o peso próprio da estrutura. A análise em si é realizada com auxílio de um software de análise estrutural, o SAP2000, onde se propõe duas modelagens, uma referente para obtenção dos efeitos lineares e a segunda os efeitos não lineares.

PALAVRAS CHAVE: Estais. Torres metálicas. Flares. SAP2000 Análise de segunda ordem. Análise não linear.

FERRONI, J. G. J. **Considerations for nonlinearity analysis of steel tower's guyed masts and flare's guyed masts.** 2015. 59 f. Graduate Work (Graduate in Civil Engineering), Faculdade de Engenharia do campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, 2015.

ABSTRACT

This work is consideration of an analysis of second-order (nonlinear analysis) applied to e metal towers and flares. The analysis is mainly done using the wind efforts and the weight of the structure. The analysis itself is carried out with the aid of a structural analysis software, SAP2000 where two proposes modeling. The first for the linear effects and the second for the nonlinear effects.

KEYWORDS: Guyed Masts. Steel Towers. Flare. SAP2000. Nonlinearity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Flare Estaiado.....	13
Figura 2: Torre estaiada localizada em Aparecida/SP.....	14
Figura 3: Ponte Octávio Frias de Oliveira.....	16
Figura 4: Efeitos de 1ª e 2ª ordem em um pilar engastado.....	20
Figura 5: Cabos de barras paralelas	23
Figura 6: Cabos de fios paralelos	23
Figura 7: Cabos de Cordoalha	24
Figura 8: Cabos fechados.....	24
Figura 9: Corte transversal típico - Classe 6x7 com alma de aço	25
Figura 10: Corte transversal típico - Classe 6x7 com alma de fibra.....	26
Figura 11: Estudo da Catenária (A).....	28
Figura 12: Estudo da Catenária (B)	31
Figura 13: Estudo da Catenária (C).....	32
Figura 14: Distribuição de isopletas no Brasil	33
Figura 15: Taludes	34
Figura 16: Morros.....	34
Figura 17: Vista frontal do Flare	42
Figura 18: Corte transversal do Flare	42
Figura 19: Vista em planta do Flare e dos Estais	43
Figura 20: Esquema do Flare modelado no software SAP2000.....	43
Figura 21: Modelagem no SAP2000 com a força de arrasto distribuída por toda a estrutura	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fator topográfico em função da altura de edificação.....	35
Tabela 2: Classificação da rugosidade do terreno	35
Tabela 3: Classificação da edificação.....	36
Tabela 4: Parâmetros meteorológicos	37
Tabela 5: Valores mínimos do fator estatístico S_3	37
Tabela 6: Coeficiente de arrasto, C_a , para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito	40
Tabela 7: Valores do fator de redução, K , para barras de comprimento finito.....	40
Tabela 8: Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$	41
Tabela 9: Constantes utilizadas no cálculo da velocidade característica e da pressão dinâmica para qualquer 'z'.....	45
Tabela 10: Velocidade Característica (V_k) e pressão dinâmica (q) para a altura 'z'	46
Tabela 11: Determinação do número de Reynolds para a altura 'z' do Flare.....	48
Tabela 12: Constantes utilizadas no cálculo da força de arrasto atuante no Flare	48
Tabela 13: Determinação da força de arrasto atuante no Flare.....	49
Tabela 14: Força de arrasto distribuída a cada 10m do Flare	50
Tabela 15: Determinação do número de Reynolds para o estudo do cabo para a altura 'z'	51
Tabela 16: Determinação da força de arrasto resultante e da componente perpendicular ao cabo	52
Tabela 17: Determinação da componente perpendicular da força de arrasto distribuída a cada 10m do Flare.....	53
Tabela 18: Forças axiais nos cabos utilizando o SAP2000 (Análise linear).....	55
Tabela 19: Forças axiais nos cabos utilizando o SAP2000 (Análise não linear).....	56

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	12
1.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	12
1.1.1.	Flare.....	12
1.1.2.	Torres de Telecomunicação	13
1.1.3.	Pontes Estaiadas.....	14
1.2.	OBJETIVO.....	16
1.3.	JUSTIFICATIVA.....	16
1.4.	METODOLOGIA	18
2.	ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM (ANÁLISE NÃO LINEAR)	19
3.	ESTAIS.....	22
3.1.	ESTAIS DE PONTES.....	22
3.1.1.	Cabos de barras paralelas	22
3.1.2.	Cabos de fios paralelos	23
3.1.3.	Cabos de Cordoalhas	23
3.1.4.	Cabos Fechados	24
3.2.	ESTAIS DE TORRES E FLARES.....	24
4.	DEFINIÇÕES PARA MODELAGEM.....	27
4.1.	CATENÁRIA.....	27
4.2.	AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO	32
4.2.1.	Ação do Vento na Torre.....	32
4.2.1.1.	Velocidade Característica (v_k)	32
4.2.1.2.	Determinação da Força de Arrasto.....	38
5.	EXEMPLO PRÁTICO	42
5.1.	DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRASTO	43
5.1.1.	Força de arrasto no flare	43
5.1.1.1.	Determinação da pressão dinâmica:	44
5.1.2.	Força de Arrasto nos Cabos	50
5.2.	DETERMINAÇÃO DO PESO PRÓPRIO DO CABO	53
5.3.	FORÇA DE PRÉ-TENSIONAMENTO.....	54
5.4.	COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	54
5.5.	MODELAGEM NO SOFTWARE SAP2000	54

5.5.1.	Análise de primeira ordem.....	55
5.5.2.	Análise de segunda ordem.....	56
6.	CONCLUSÃO	57
	REFERÊNCIAS	58

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Estruturas estaiadas são estruturas nas quais os esforços solicitantes que ocorrem principalmente nas estruturas principais são resistidos também por cabos (tirantes).

No caso de pontes estaiadas, conectam-se a uma torre (mastro) até o tabuleiro da ponte.

Já para torres de comunicação e *flares*, conectam-se a própria estrutura e aos blocos de fundação dispostos no solo.

1.1.1. Flare

Flares são grandes chaminés muito esbeltas que são encontradas em refinarias de petróleo, tanto nas localizadas em terra quantos as que se encontram nas plataformas.

A utilização do *flare* ocorre principalmente em situações de transição da produção, como quando ocorre alguma falha nos equipamentos do processo produtivo, ou na falta de energia da concessionária.

Nesses momentos, o *flare* é acionado possibilitando, assim, um ajuste seguro na remoção dos gases contidos no interior dos gasodutos.

O manual de projetos da Petrobrás possui a seguinte classificação para *flares*.

- *Flare Boom (Lança do queimador ou lança da tocha):*
É uma estrutura em balanço ou estaiada por cabos e fixada à plataforma com idêntica finalidade que a torre do queimador (*Flare Stack*).

- *Flare Stack (Torre do queimador ou torre da tocha):*
É uma estrutura erguida sobre uma plataforma visando a queima do óleo e gás à distância suficientemente afastada da área de trabalho da plataforma.

Figura 1: Flare Estaiado



Fonte: Fokal

1.1.2. Torres de Telecomunicação

A partir do ano de 1998 no qual foi concretizada a desestatização das empresas do Sistema Telebrás, junto com o avanço da tecnologia de um modo geral e o desenvolvimento de novos serviços de telecomunicações, ocorreu a expansão de novos sistemas de radiodifusão.

Devido a essa expansão, teve-se um aumento significativo no número de torres de aço treliçadas em todo país.

A Anatel (Agência Nacional de Telecomunicações), órgão responsável por regular todo o sistema de telecomunicação no Brasil, utiliza muitos manuais da Telebrás, mesmo que essa já fora extinta.

Um deles, o que consta as diretrizes para a confecção de projetos dessas torres, datado de 1997, classifica as torres de telecomunicações em dois principais grupos, as *auto suportadas* e as *estaiadas*.

Dentre as estaiadas têm-se três tipos de torres, quais sejam:

➤ *Torres Estaiada Classe “A” (TEA):*

Estruturas de aço galvanizado compostas de um mastro treliçado, suportado por estais, para instalação de antenas na frequência de SHF (sistema de transmissão que utiliza antenas parabólicas cheias);

➤ *Torre Estaiada Classe “B” (TEB):*

Estruturas metálicas de aço galvanizado composta de um mastro treliçado, suportado por estais, para instalação de antenas na frequência de UHF (sistema de transmissão que utiliza antenas helicoidais, log-periódicas, parabólicas vazadas, yagi, omnidirecionais e ou setorizadas);

➤ *Torre Estaiada Classe “C” (TEC):*

Estruturas metálicas de aço galvanizado composta de um mastro treliçado, suportado por estais, para instalação de antenas na frequência de VHF (sistema de transmissão que utiliza antenas yagi e/ou log-periódicas).

Figura 2: Torre estaiada localizada em Aparecida/SP



Fonte: Autoria própria

1.1.3. Pontes Estaiadas

Uma das técnicas mais primitivas de construção é a utilização de cabos nas construções de pontes.

Porém, antigamente os cabos eram utilizados na construção de pontes pênséis pois, na época, apresentavam vantagens de custo sobre as outras pontes construídas com outros sistemas construtivos.

Essas, além de serem relativamente de fácil construção, possibilitavam que grandes vãos fossem vencidos. O único problema era que não suportavam veículos pesados.

Mesmo que as pontes estaiadas fossem consideradas mais estáveis, eram preteridas frente às pontes pênséis devido a alguns fracassos nas tentativas de execução. Um estudo do engenheiro Claude Louis Marie Henri Navier, não recomendava a utilização de pontes estaiadas. Só após os estudos realizados pelo engenheiro alemão Franz Dischinger sobre a rigidez dos estais é que as pontes estaiadas voltaram a estar em pauta na engenharia civil.

Atualmente, este sistema estrutural tem sido utilizado cada vez mais como solução em projetos rodoviários principalmente pela disponibilidade de novos materiais, de novos métodos construtivos e também pela sua beleza arquitetônica.

O Brasil também segue essa tendência.

Alguns exemplos de pontes estaiadas dessa tendência são:

- Ponte Octavio Frias de Oliveira em São Paulo no estado de São Paulo;
- Ponte Rio Negro em Aranduba em estado do Amazonas;
- Ponte sobre o Rio Poty no estado do Piauí;
- Ponte Newton Navarro em Natal no estado do Rio Grande do Norte e
- Ponte Estaiada do Sesquicentenário Mestre João Isidoro França em Teresina no estado do Piauí.

Figura 3: Ponte Octávio Frias de Oliveira



Fonte: Portal Metalica

1.2. OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo verificar os “estais” das torres de telecomunicação e dos *flares*.

Essa verificação se deve pelo tamanho dessas torres em que muitas delas possuem altura maior que 100 m e necessitam de cabos muito grandes que, devido ao próprio peso do cabo adquire uma forma de catenária que pode gerar esforços de segunda ordem que causa uma sobrecarga neste cabo da estrutura.

É a análise desse novo esforço nos “estais” que é estudada nesse trabalho.

1.3. JUSTIFICATIVA

Como descrito acima, o sistema de telecomunicações evoluiu muito nos últimos anos. Dessa maneira, para conseguir suprir a demanda de toda a população, é necessário que novas torres sejam construídas ou até mesmo adicionar outras antenas às torres já existentes.

Assim, as torres são submetidas a novos esforços, principalmente em decorrência da ação do vento, que previamente não tinham sido utilizados no dimensionamento.

Nesse caso, a análise dos estais se torna muito importante, principalmente em torres muito altas, já que a nova geometria que o cabo adquire pode gerar esforços completamente diferentes do que o que é previamente utilizado no dimensionamento.

Se essa nova configuração não for considerada, podem ocorrer acidentes como os que já ocorreram com torres estaiadas pelo mundo conforme Madugula (2002);

- *Alemanha, 1912:*
Torre estaiada de 200 m de altura.
Colapso por oscilações.
- *Inglaterra, 1965:*
Torre estaiada de 384 m de altura.
Colapso por oscilações.
- *Inglaterra, 1966:*
Torre estaiada de 290 m de altura.
Colapso por cargas cíclicas.
- *Finlândia, 1970:*
Torre estaiada de 212 m de altura.
Colapso devido a oscilações, vento e gelo.
- *Suécia, 1979:*
Torre estaiada de 320 m de altura.
Oscilações na estrutura.
- *Alemanha, 1985:*
Torre de 298 m de altura.
Oscilações e fadiga da estrutura.
- *Itália, 1992:*
Torre de 100m de altura.
Fadiga nos montantes da estrutura.

1.4. METODOLOGIA

As solicitações nos “estais” ocorrem devido aos esforços que as torres e os *flares* são submetidos como, por exemplo, as ações decorrentes de ventos e de terremotos.

Esse último, no Brasil ocorre com pouca frequência e, dessa forma, o trabalho se concentra nos esforços oriundos da ação dos ventos que são determinados com base na *NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações*.

Com o efeito do vento, a modelagem da estrutura é realizada num *software* de análise estrutural, o SAP2000.

É realizada uma análise linear (primeira ordem) e não linear (segunda ordem) no qual nos dois é levada em conta a deformação inicial que o cabo sofre devido ao seu próprio peso.

2. ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM (ANÁLISE NÃO LINEAR)

Os efeitos de segunda ordem estão diretamente ligados à instabilidade da estrutura. Segundo a NBR 8800 A análise não linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos.

Essa análise pode ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem.

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

Segundo a NBR 8800, a classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas é a seguinte:

➤ Estrutura de pequena deslocabilidade:

É uma estrutura no qual, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem for igual a 1,1.

➤ Estrutura de média deslocabilidade:

É uma estrutura no qual a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, for superior a 1,1 e inferior a 1,4.

➤ Estrutura de grande deslocabilidade:

É uma estrutura no qual a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem for superior a 1,4.

Esses novos efeitos são obtidos a partir da análise estrutural considerando a configuração deformada da estrutura.

Além disso, a norma estabelece que a determinação desses esforços deva ser feita considerando o comportamento não linear dos materiais que constituem a estrutura.

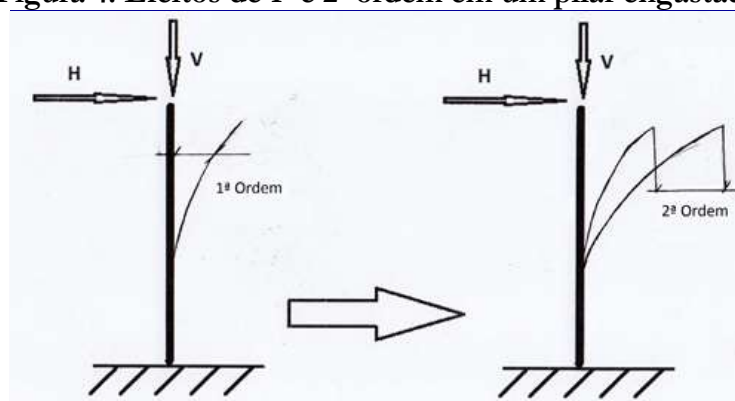
Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando não representarem um acréscimo superior a 10% nas solicitações e nas reações que realmente são relevantes a estrutura. (NBR 6118)

A análise de segunda ordem geralmente é feita em peças comprimidas que estão sujeitas a flambagem. Quando ocorre a flambagem nessas peças estruturais, o posicionamento da carga se altera, o que pode gerar uma instabilidade na peça que, se não levada em consideração quando dimensionada, pode levar a estrutura a ruína.

Outro motivo para a análise de segunda ordem ocorre quando além de comprimida, a peça sofre a ação de um carregamento perpendicular relativamente ao eixo longitudinal da estrutura, como o efeito do vento.

Dessa forma a peça pode sofrer de deformações excessivas devido aos esforços de segunda ordem, como mostra a figura 4.

Figura 4: Efeitos de 1ª e 2ª ordem em um pilar engastado



Fonte: Autoria própria

No caso em estudo nesse trabalho, os efeitos de segunda ordem aparecem devido à deformação do cabo. Qualquer cabo, mesmo que tracionado até a sua tensão máxima de ruptura, apresenta certa curvatura devido ao seu peso próprio.

Essa curvatura segue uma forma geométrica denominada *catenária*, ou seja, uma curva plana que representa a forma de equilíbrio de um fio homogêneo, flexível, pesado, suspenso por suas extremidades a partir de dois pontos fixos, e submetido exclusivamente à força da gravidade.

Como as torres em estudo são muito altas, os cabos também possuem um comprimento relativamente grande.

A deformação que o cabo sofre, portanto, não pode ser desprezada e, assim, podem gerar efeitos de segunda ordem que combinados com as ações atuantes podem elevar a carga solicitante que age na estrutura.

3. ESTAIS

Estais são cabos ou conjuntos de cabos que são utilizados na construção civil para estabilizar grandes construções esbeltas, tais que, para evitar a grande oscilação da torre ou do mastro, são colocados de maneira pré-tensionada auxiliando na estabilidade da estrutura. Mesmo tendo a mesma função estrutural, existem diferenças nos cabos que são utilizados na construção de pontes estaiadas e os que são utilizadas em torres estaiadas.

3.1. ESTAIS DE PONTES

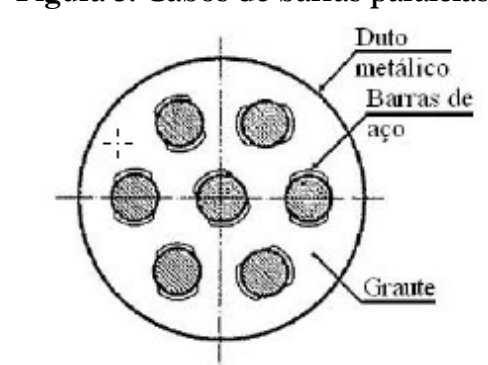
Segundo Walther, Houriet, Isler, Moia, Klein (1999), os estais de pontes classificam-se de quatro formas:

- De barras paralelas;
- De fios paralelos;
- De Cordoalhas e
- Fechados.

3.1.1. Cabos de barras paralelas

São cabos constituídos por barras de aço ou hastes de aço, no qual as mesmas ficam dispostas paralelamente entre si com espaçadores colocados entre si e envoltos por dutos metálicos. Por fim, é injetado graute dentro desses dutos para que estes cumpram sua função estrutural, ou seja, resistir a tensões devido à carga móvel.

Figura 5: Cabos de barras paralelas

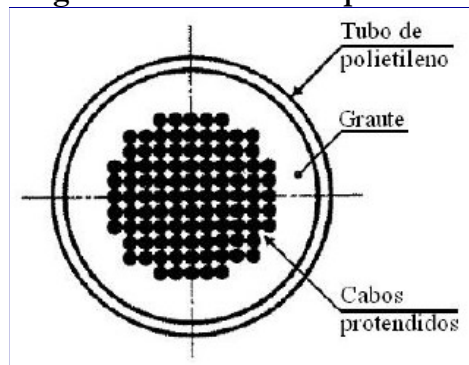


Fonte: Ruschel (2014)

3.1.2. Cabos de fios paralelos

São bastante semelhantes aos cabos de barras paralelas, porém ao invés de barras paralelas, possuem fios de 6 mm ou 7 mm dispostos paralelamente. Como referenciado no item 3.1.1, os dutos metálicos também são preenchidos por graute. A escolha entre fios paralelos ou barras paralelas depende da resistência máxima e da resistência à fadiga. Os fios possuem uma resistência máxima maior, porém a resistência à fadiga é menor do que o das barras.

Figura 6: Cabos de fios paralelos



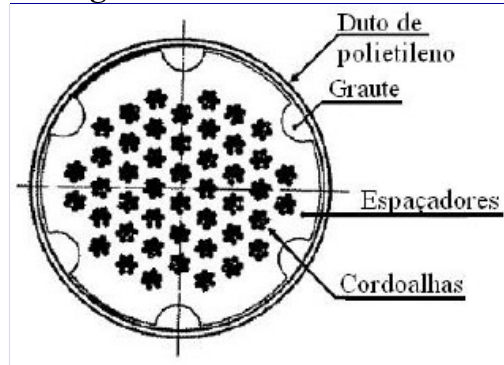
Fonte: Ruschel (2014)

3.1.3. Cabos de Cordoalhas

São conjuntos de cordoalhas revestidas por um duto. Cada cordoalha consiste de sete fios retorcidos, o que resulta em diferentes áreas transversais dependendo do fio utilizado. A vantagem desse tipo de cabo é o fato de possuir uma resistência à tração grande, porém, devido a sua forma, quando tensionadas surgem tensões laterais que diminuem sua

resistência à fadiga além de estar mais suscetível às intempéries facilitando, assim, a corrosão do cabo.

Figura 7: Cabos de Cordoalha

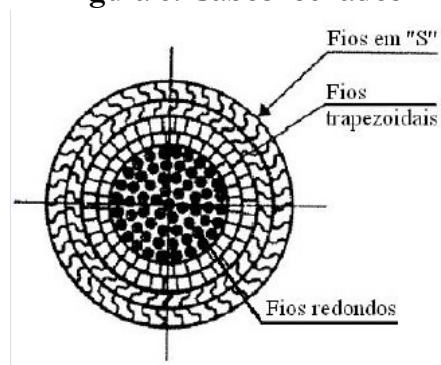


Fonte: Ruschel (2014)

3.1.4. Cabos Fechados

São cabos nos quais os fios são dispostos em várias camadas uma sucessiva a outra, todos enrolados em torno de um núcleo central. Este é constituído por fios circulares e paralelos. Por fim, todos estes fios são envoltos por fios com seção transversal em forma de “S”. As vantagens são que a instalação é relativamente fácil e não precisam ser envoltos por graute ou por dutos o que os torna mais flexível dos que os demonstrados anteriormente.

Figura 8: Cabos fechados



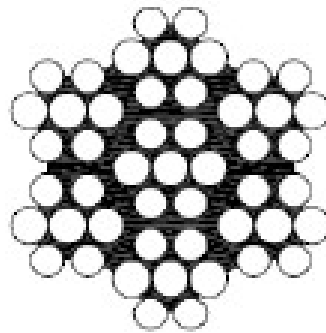
Fonte: Ruschel (2014)

3.2. ESTAIS DE TORRES E FLARES

Os estais de torres e flares são compostos de apenas um cabo de aço. A NBR 6327/2006 possui as seguintes definições para cabo de aço:

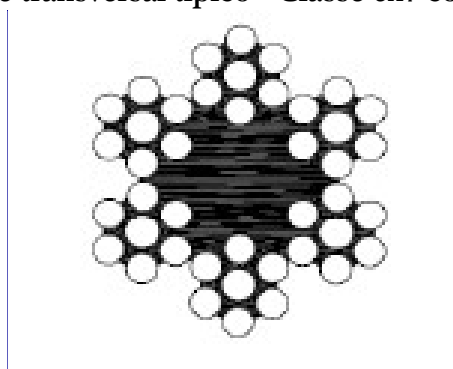
- *Cabo de aço:*
Conjunto de pernas dispostas em forma de hélice, podendo ou não ter uma alma de material;
- *Perna:*
Conjunto de arames torcidos em forma de hélice, podendo ou não ter um núcleo ou alma constituído por um arame, outro material metálico ou fibra;
- *Arame:*
Fio de aço obtido por trefilação;
- *Alma:*
Núcleo em torno do qual as pernas são dispostas em forma de hélice. A alma pode ser constituída em fibra natural ou artificial, podendo ainda ser formada por uma perna ou um cabo de aço independente.

Figura 9: Corte transversal típico - Classe 6x7 com alma de aço



Fonte: NBR 6327 (2006)

Figura 10: Corte transversal típico - Classe 6x7 com alma de fibra



Fonte: NBR 6327 (2006)

Segundo Oliveira (2002), os cabos de aço de torres estaiadas são considerados membros estruturais que devido a sua relação diâmetro-comprimento os efeitos da flexão podem ser desprezados e dessa forma possui rigidez apenas nas direções axiais.

Pode-se dizer que os cabos de aço apresentam características únicas dentre os elementos estruturais uma vez que, quando carregados no sentido longitudinal, apresentam uma deformação estrutural permanente.

O motivo dessa deformação é o ajustamento dos fios em relação à alma do cabo.

A deformação estrutural, no local de fabricação, é quase totalmente removida através de um pré-estiramento superior a 50% da capacidade de resistência do cabo.

Após essa remoção, no local final da estrutura em que é empregado, o cabo sofre um pré-tensionamento que, desse modo, garante a rigidez das torres.

4. DEFINIÇÕES PARA MODELAGEM

4.1. CATENÁRIA

Conforme a referência Beer e Johnson (1979), seguem-se as considerações de um cabo suspenso por dois pontos cuja equação que representa este cabo deformado é a de uma catenária.

Considere-se um cabo com duas pontas fixas, 'A' e 'B', carregado de uma única carga distribuída uniformemente ao longo de seu comprimento.

Geralmente esses cabos são carregados apenas com seu próprio peso.

Seja o peso por unidade de comprimento dado por 'w' e o peso resultante de uma porção de cabo dado por 'W'.

Nesse cabo, o ponto mais baixo chama-se de 'C' e, ao longo do cabo, escolhe-se um ponto 'D' arbitrário.

A porção de cabo 'CD' é o comprimento denominado "s" e, portanto, o peso dessa porção é "w.s".

Construindo o diagrama de forças de 'CD' como mostra a Figura 13 e após algumas manipulações com as equações abaixo, tem-se:

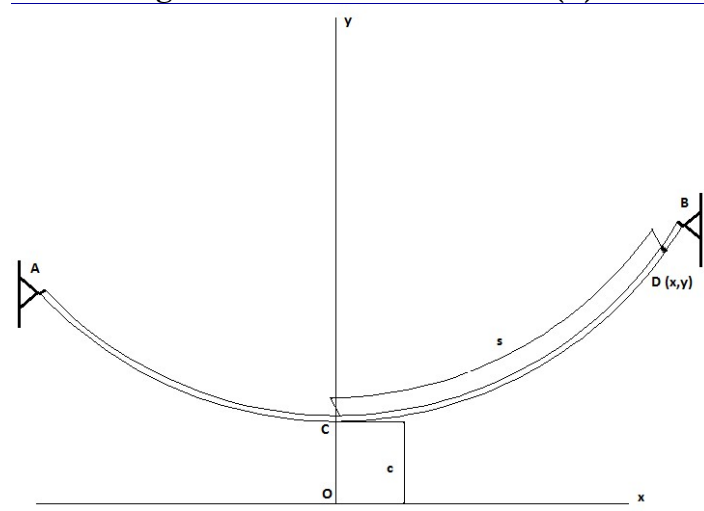
$$W = w s ; \quad (1)$$

$$T \cos \theta = T_0 ; \quad (2)$$

$$T \sin \theta = W ; \quad (3)$$

$$T = \sqrt{T_0^2 + W^2} = \sqrt{T_0^2 + w^2 s^2} . \quad (4)$$

Figura 11: Estudo da Catenária (A)



Fonte: Autoria própria

Para simplificar os cálculos subsequentes, introduz-se a constante c dada por

$$c = \frac{T_0}{w} . \quad (5)$$

Assim, tem-se que

$$T_0 = w c ; \quad (6)$$

$$T = \sqrt{w^2 c^2 + w^2 s^2} ; \quad (7)$$

$$T = w \sqrt{c^2 + s^2} . \quad (8)$$

Para obter diretamente a equação da curva assumida pelo cabo é necessário, em primeiro lugar, escrever que a projeção horizontal de um pequeno elemento do cabo de comprimento “ ds ” é:

$$dx = ds \cos \theta . \quad (9)$$

Observa-se da Figura 13 que

$$\cos \theta = \frac{T_0}{T} \quad (10)$$

e utilizando (8) e (9), tem-se:

$$dx = ds \cos \theta = \frac{T_0}{T} ds = \frac{(w c) ds}{w \sqrt{c^2 + s^2}} = \frac{ds}{\sqrt{1 + s^2/c^2}}. \quad (11)$$

Com a origem 'O' das coordenadas a uma distância 'c' logo abaixo de 'C' (figura 11) e integrando de 'C (0,c)' até 'D(x, y)', obtém-se:

$$x = \int_0^s \frac{ds}{\sqrt{1 + s^2/c^2}} = c \operatorname{senh}^{-1} \frac{s}{c}. \quad (12)$$

Esta equação, que relaciona o comprimento 's' da porção 'CD' do cabo à distância horizontal 'x', pode ser escrita da seguinte forma:

$$s = c \operatorname{senh} \frac{x}{c} \quad (13)$$

e a relação entre as coordenadas 'x' e 'y' pode ser obtida escrevendo

$$dy = dx \operatorname{tg} \theta. \quad (14)$$

Da figura 13 tem-se que

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{W}{T_0} \quad (15)$$

e, assim, utilizando (13) e (15), tem-se que

$$dy = dx \operatorname{tg} \theta = \frac{W}{T_0} dx = \frac{s}{c} dx = \operatorname{senh} \frac{x}{c} dx. \quad (16)$$

Integrando de ‘C(0,c)’ até ‘D(x,y)’, obtém-se:

$$y - c = \int_0^x \operatorname{senh} \frac{x}{c} dx = c \left(\operatorname{cosh} \frac{x}{c} - 1 \right) \quad (17)$$

ou

$$y = c \operatorname{cosh} \frac{x}{c}. \quad (18)$$

Esta é a equação de uma catenária com eixo vertical.

A ordenada “c” do ponto inferior C é denominada *parâmetro da catenária*.

Utilizando as equações (14) e (18), obtém-se a seguinte relação entre ‘y’ e ‘s’:

$$y^2 - s^2 = c^2. \quad (19)$$

Resolvendo a equação (19) para s^2 e introduzindo seu valor na última das relações (8), escreve-se estas relações como segue:

$$T_0 = w \cdot c; \quad (20)$$

$$W = w \cdot s \quad (21)$$

e, finalmente,

$$T = w y. \quad (22)$$

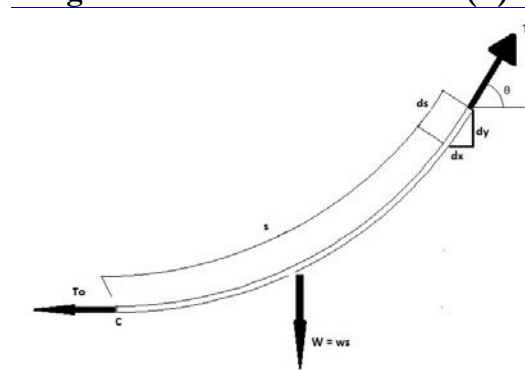
A última relação indica que a tensão em qualquer ponto ‘D’ do cabo é proporcional à distância vertical desde ‘D’ até a linha horizontal representando o eixo x.

Quando os suportes A e B do cabo estão à mesma altura, a distância 'L' entre os suportes é denominada *vão do cabo* e a distância vertical 'h' desde os suportes até o ponto inferior 'C' é denominada *flecha* do cabo.

Estas definições são as mesmas que foram dadas para o caso de cabos parabólicos, porém deve-se observar que, devido à escolha dos eixos coordenados, a flecha h é agora dada por

$$h = y_a - c . \quad (23)$$

Figura 12: Estudo da Catenária (B)



Fonte: Autoria própria

Deve também ser observado que certos problemas de catenária envolvem equações transcendentais que devem ser resolvidas por aproximações sucessivas.

Quando o cabo está razoavelmente tenso, no entanto, a carga pode ser suposta uniformemente distribuída ao longo da horizontal e a catenária pode ser substituída por uma parábola.

A solução do problema é assim bastante simplificada e o erro introduzido é pequeno.

Quando os suportes A e B estão em alturas diferentes, a posição do ponto inferior do cabo não é conhecida.

O problema pode então ser resolvido de maneira semelhante àquela usada para cabos parabólicos, expressando que o cabo deve ter dois de seus pontos coincidentes com os suportes e que

$$x_B - x_A = L , \quad (24)$$

e

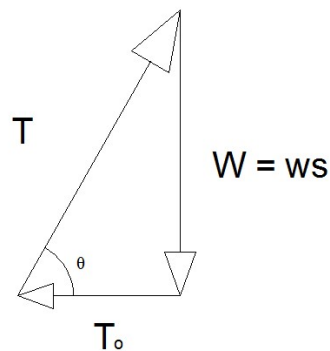
$$y_B - y_A = d \quad (25)$$

onde 'L' e 'd' designam, respectivamente, a distância horizontal e vertical entre os dois suportes.

Função parabólica, assim, segundo a referência Beer e Johnson ,1979, em seu capítulo 7:

$$y = \frac{w x^2}{2 T_0} \quad (26)$$

Figura 13: Estudo da Catenária (C)



Fonte: Autoria própria

4.2. AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO

4.2.1. Ação do Vento na Torre

4.2.1.1. Velocidade Característica (v_k)

O cálculo da ação do vento sobre as estruturas depende de vários fatores e a NBR6123/1988 inclui esses fatores no cálculo da força de arrasto devido o vento utilizando alguns parâmetros como:

- A velocidade básica do vento v_0 ;
- O fator topográfico S_1 ;
- O fator rugosidade do terreno S_2 e
- O fator estatístico S_3 .

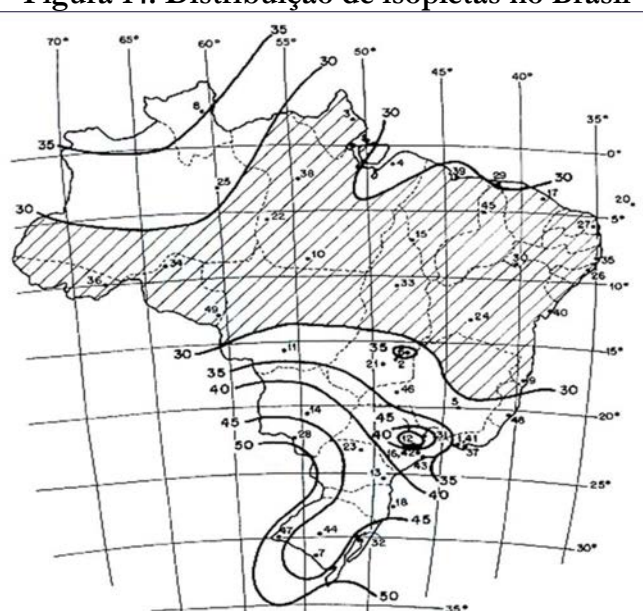
A velocidade básica do vento, descrita na norma, corresponde à velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Porém, como o Brasil é um país continental, a rajada de vento que atua no sudeste é diferente da que atua no nordeste, por exemplo.

Para solucionar esse problema admite-se uma distribuição de isopletras (Figura 14).

Como regra geral, admite-se que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

Figura 14: Distribuição de isopletras no Brasil



Fonte: :NBR 6123 (1988)

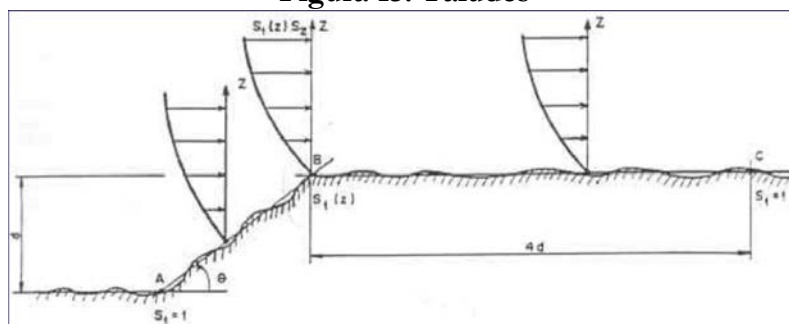
A velocidade característica, v_k , é calculada em função da velocidade básica e dos fatores S_1 , S_2 e S_3 , através de (27), obtida da NBR 6123 (1988):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (27)$$

O fator topográfico considera as variações do relevo do terreno, sendo, $S_1 = 1,0$ para terrenos planos ou levemente acidentados em uma mesma categoria.

Para vales profundos protegidos do vento de qualquer direção $S_1 = 0,9$ e para o caso de morros e taludes a análise é feita de acordo com a Figura 15 e a Figura 16 abaixo retiradas da NBR 6123 de 1988.

Figura 15: Taludes



Fonte: NBR 6123 (1988)

Figura 16: Morros

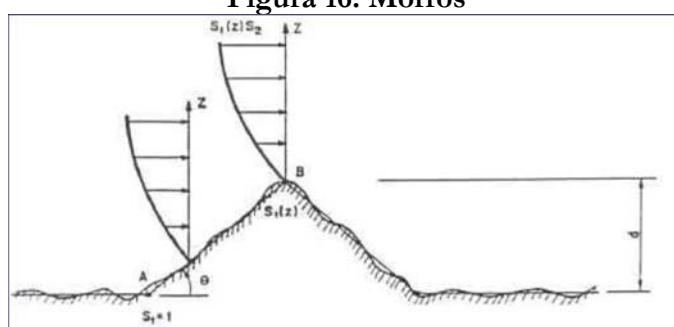


Figura 16 - Morros

Fonte: NBR 6123 (1988)

Na Figura 15 e na Figura 16, “z” é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, “d” é diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro e “ θ ” é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para as edificações nos pontos ‘A’ e ‘C’ de taludes e no ponto ‘A’ de morros, $S_1 = 1,0$.

Já para edificações no ponto ‘B’ de ambos os relevos, o fator é função de “z” e varia de acordo com a inclinação “ θ ”.

Abaixo segue a Tabela 1 que relaciona o fator topográfico com a inclinação do morro ou talude, observando que as expressões contidas nesta tabela são válidas apenas para o ponto ‘B’.

Para locais entre os pontos citados, S_1 deve ser obtido por interpolação linear (para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$ conforme a NBR 6123, 1988).

Tabela 1: Fator topográfico em função da altura de edificação

INCLINAÇÃO DO TALUDE/MORRO (θ)	FATOR TOPOGRÁFICO (S_1)
$\theta \leq 3^\circ$	$S_1(z) = 1,0$
$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$
$\theta \geq 45^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) 0,31 \geq 1$

Fonte: NBR 6123 (1988)

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação de velocidade do vento com a altura do terreno e das dimensões da edificação em estudo (NBR6123, 1988). Segundo a norma NBR6123 (1988) a rugosidade do terreno está dividida em cinco categorias que incluem diferentes tipos de terreno, conforme a Tabela 2, abaixo.

Tabela 2: Classificação da rugosidade do terreno

CATEGORIAS	CARACTERÍSTICAS	COTA MÉDIA DO TOPO DOS OBSTÁCULOS
I	Superfícies lisas de grandes dimensões com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.	-
II	Terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.	$\leq 1,0$ m
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.	3,0 m
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizadas. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.	10 m
V	Terrenos cobertos com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.	≥ 25 m

Fonte: NBR 6123 (1988)

A norma NBR 6123 (1988) estabelece a necessidade de se considerar algumas partes da edificação para a determinação das ações do vento.

Esta consideração depende das características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação.

Na Tabela 3 encontram-se relacionadas as três classes apresentadas pela norma onde em cada classe existe uma variação das dimensões da estrutura que influencia no tempo a ser considerado para uma análise da variação da velocidade do vento, aumentando o tempo de análise de acordo com o aumento da dimensão vertical ou horizontal considerada da edificação.

Tabela 3: Classificação da edificação

CLASSE	EDIFICAÇÃO	TEMPO
A	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não ultrapassa 20 m	3 s
B	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m.	5 s
C	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m	10 s

Fonte: NBR 6123 (1988)

A variação da velocidade do vento em relação à altura “z” acima do nível geral do terreno é dada pela expressão 28, a qual é válida somente até a altura gradiente Z_g apresentada na Tabela 4 (NBR6123, 1988), ou seja,

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (28)$$

sendo:

- “ F_r ” o fator de rajada, considerado sempre como categoria II;
- “b” o parâmetro meteorológico e
- “p” o expoente da lei potencial de variação de S_2 , os quais podem ser obtidos através da Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetros meteorológicos

CATEGORIAS	Z _g (m)	PARÂMETROS	CLASSES		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (1988)

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e o tempo de vida útil para a edificação.

Na falta de norma específica sobre segurança na edificação em questão ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos para S_3 estão dispostos na Tabela 5 obtida da NBR6123 (1988).

Tabela 5: Valores mínimos do fator estatístico S_3

GRUPO	DESCRIÇÃO	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências, edificações para comércio e indústria com alto teor de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais e etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR6123 (1988)

4.2.1.2. Determinação da Força de Arrasto

A força global (F_g) do vento é obtida pela soma vetorial de todas as forças que atuam sobre uma edificação ou parte dela.

De modo geral, uma componente qualquer da força global é obtida ao multiplicar-se o *coeficiente de força* (C_f) pela *área de referência* (A_e) e pela *pressão dinâmica* (q).

Sendo assim, a força de arrasto (F_a), componente da força global na direção do vento, é obtida pela expressão (29) (NBR 6123, 1988), dada por

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_c \quad (29)$$

onde:

- “ C_a ” é o coeficiente de arrasto;
- “ q ” é a pressão dinâmica e
- “ A_c ” é a área frontal efetiva (área de projeção ortogonal da estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento).

A pressão dinâmica (q) pode ser obtida através da expressão (NBR 6123, 1988):

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_k^2 \quad (30)$$

onde:

- ρ é a massa específica do ar e
- v_k é a velocidade característica.

Para o cálculo da pressão dinâmica, a norma brasileira NBR 6123 (1988) adota condições normais de pressão e temperatura, 1 atm. e 15°C, respectivamente.

Assim a pressão dinâmica (q) é obtida por

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (31)$$

sendo, “ v_k ” em m/s e “ q ” em N/m².

Devido à grande dimensão da estrutura estudada neste trabalho, para que a força de arrasto possua um caráter mais real, é necessário que a estrutura seja dividida em segmentos menores, assim a força de arrasto será discretizada de uma maneira que se aproxime mais do real, já que a força de arrasto varia conforme a cota do ponto da estrutura em estudo.

Considerando-se as equações 27 e 30, define-se o coeficiente

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 . \quad (32)$$

Tem-se, então, que

$$q(z) = K_1 S_2^2 . \quad (33)$$

Utilizando a equação (28) e um novo parâmetro K_2 , descrito como

$$K_2 = K_1 \left(\frac{b F_r}{10^p} \right)^2 \quad (34)$$

e, portanto, tem-se a pressão dinâmica em função da altura dada por

$$q(z) = K_2 z^{2p} . \quad (35)$$

A *força de arrasto* para barras prismáticas de seção circular, como é o caso em estudo, é determinada pela NBR6123 (1988) através da equação 36 a seguir, ou seja,

$$F_a = C_a q K l d . \quad (36)$$

Os valores do *coeficiente de arrasto* (C_a) podem ser obtidos para algumas formas de torres por intermédio de gráficos e de tabelas apresentados pela NBR 6123 (1988). Para o caso em estudo (barra prismática de seção circular e de comprimento infinito), o coeficiente de arrasto depende exclusivamente do número de Reynolds.

Tabela 6: Coeficiente de arrasto, C_a , para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito

Regime de Fluxo ($Re = 70000 V_k d$)		C_a
(v _k em m/s ; d em m)		
Subcrítico	$Re < 4,2 \cdot 10^5$	1,2
	$4,2 \cdot 10^5 \leq Re < 8,4 \cdot 10^5$	0,6
	$8,4 \cdot 10^5 \leq Re < 2,3 \cdot 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \cdot 10^6$	0,8

Fonte: NBR6123(1988)

O número de Reynolds, para o caso, é calculado utilizando a seguinte fórmula:

$$Re = 70000 v_k l_1 \quad (37)$$

onde l_1 é o diâmetro da parede externa do tubo.

Tabela 7: Valores do fator de redução, K , para barras de comprimento finito

l/C_a ou l/d	2	5	10	20	40	50	100	∞
Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico ($Re < 4,2 \cdot 10^5$)	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,95	1,00
Barras prismáticas de seção circular em regime acima do crítico ($Re \geq 4,2 \cdot 10^5$)	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,00	1,00
Barras prismáticas de faces planas	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,98	1,00

Fonte: NBR6123(1988)

Para o caso dos estais, a NBR6123/1988 o cálculo da força de arrasto é semelhante ao de barras prismáticas de seção circular e o que difere é se a direção do vento (supostamente horizontal) formar um ângulo α com os estais.

Nesse caso, a força perpendicular aos estais (F_y) é dada por:

$$F_y = F_a \text{ sen}^2 \alpha . \quad (38)$$

Já a força (F_x), na direção dos estais, pode ser desprezada.

Tabela 8: Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$

Regime do fluxo ($Re = 70000 V_k d$) (V_k em m/s; d em m)	Coeficiente de arrasto C_a para:			
	Fio Liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos $r'/d \leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r'/d \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$	-	-	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$	-	-	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2	-	-
$Re \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7	-	-

Para Re e r'/d intermediários, os valores de C_a são obtidos por interpolação.

Fonte: NBR6123(1988)

onde, tem-se que:

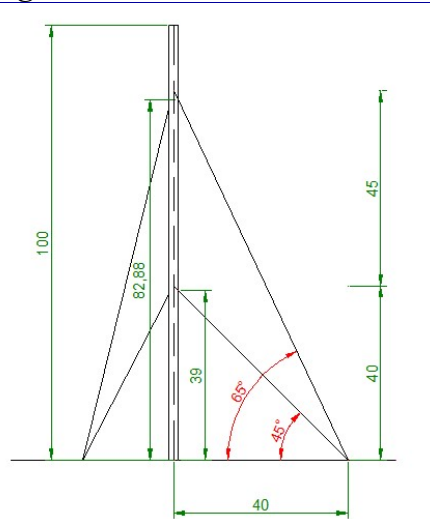
- r é o raio dos fios ou cabos secundários da camada externa do cabo;
- d é o diâmetro do círculo circunscrito da seção do fio ou cabo;
- l é o comprimento do fio ou cabo.

5. EXEMPLO PRÁTICO

Para a análise da segunda ordem em estais, o modelo a ser utilizado é o de um flare localizado no Vale do Paraíba, com três pares de estais, em um terreno plano afastado da cidade.

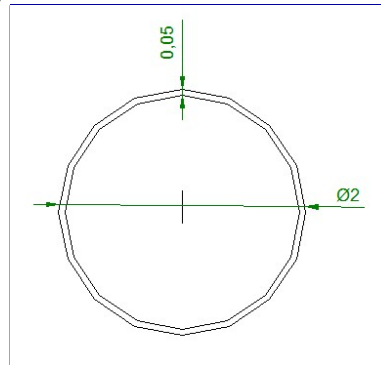
A geometria do flare se encontra a baixo:

Figura 17: Vista frontal do Flare



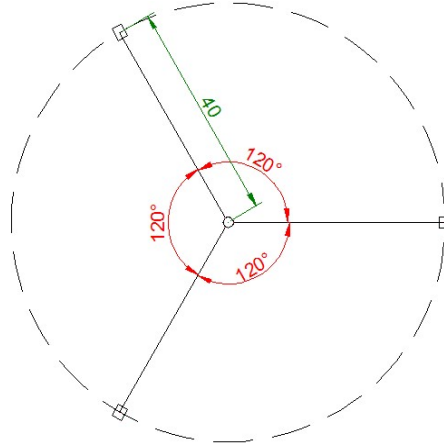
Fonte: Autoria própria

Figura 18: Corte transversal do Flare



Fonte: Autoria própria

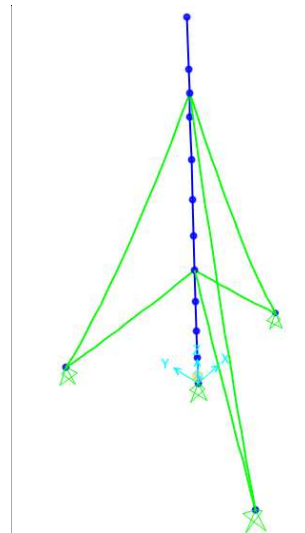
Figura 19: Vista em planta do Flare e dos Estais



Fonte: Autoria própria

As dimensões nas figuras estão referenciadas em metros e não estão representadas em escala.

Figura 20: Esquema do Flare modelado no software SAP2000



Fonte: Autoria própria

5.1. DETEREMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRASTO

5.1.1. Força de arrasto no flare

Para o cálculo da força de arrasto no flare devido ao vento é utilizada a NBR 6123 (1988).

5.1.1.1. Determinação da pressão dinâmica:

Como visto em 4.2.1.2 pode-se escrever a pressão dinâmica em função da altura da torre, ou seja,

$$q(z) = K_2 z^{2p} \quad (39)$$

onde:

- z é a altura da torre, ou do ponto em questão;
- K_2 é uma constante que depende de S_1 , S_2 , S_3 e V_0 .

Desta forma para determinar a pressão dinâmica do vento, tem-se que determinar as constantes “ z ” e “ K_2 ”.

Da figura 14, sabe-se que:

$$\checkmark V_0 = 35 \text{ m/s.}$$

Como o terreno é plano, logo $\theta < 3^\circ$, tem-se que:

$$\checkmark S_1 = 1,0.$$

Para o cálculo de S_3 (fator estatístico) é utilizado o valor de 1,10 pois o flare em estudo enquadra-se no grupo 1, onde a ruína da estrutura pode acarretar problemas com a segurança de pessoas.

O cálculo de S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação de velocidade do vento com a altura do terreno e das dimensões da edificação.

Deve-se considerar diversos fatores que estão referenciados nas tabelas 2, 3 e 4.

Quanto a rugosidade do terreno, pode-se considerar que o flare está localizado em um terreno plano com alguns obstáculos, como árvores, muros, já que ele está afastado da cidade.

Portanto, enquadra-se na Classe III conforme a tabela 2.

Quanto às dimensões da estrutura, pode-se enquadrar o flare na Classe C, no qual uma dimensão, a vertical, excede 50 m, conforme a tabela 3.

Sabe-se que a variação velocidade do vento só pode ser considerada até uma altura Z_g .

Para o caso da Classe III e com a altura Z_g de 350 m, toda a estrutura está sujeita a variação da velocidade do vento.

Por fim, para o cálculo dos parâmetros meteorológicos os parâmetros F_r , b e p , considerando a Classe III para o terreno e a Classe C para a edificação, a partir da tabela 4 tem-se que:

- ✓ $F_r = 0,95$;
- ✓ $b = 0,93$;
- ✓ $p = 0,115$.

Com todos os parâmetros determinados e com o auxílio de uma planilha excel, é possível avaliar a ação do vento a cada 10 m.

Tabela 9: Constantes utilizadas no cálculo da velocidade característica e da pressão dinâmica para qualquer 'z'

V_0 (m/s)	35,00
S_1	1,00
S_3	1,10

F_r	0,95
b	0,93
p	0,115

K_2	417,63
-------	--------

Fonte: Autoria própria

Tabela 10: Velocidade Característica (V_k) e pressão dinâmica (q) para a altura 'z'

Z (m)	S_z	V_k (m/s)	q (N/m ²)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,88	34,01	709,24
20	0,96	36,84	831,82
30	1,00	38,60	913,13
40	1,04	39,89	975,59
50	1,06	40,93	1026,97
60	1,09	41,80	1070,95
70	1,11	42,55	1109,60
80	1,12	43,20	1144,21
90	1,14	43,79	1175,63
100	1,15	44,33	1204,47
110	1,16	44,82	1231,16
120	1,18	45,27	1256,05
130	1,19	45,68	1279,39
140	1,20	46,08	1301,38
150	1,21	46,44	1322,20
160	1,22	46,79	1341,97
170	1,22	47,12	1360,81
180	1,23	47,43	1378,82
190	1,24	47,72	1396,07
200	1,25	48,00	1412,64

Fonte: Autoria própria

Assim como a pressão dinâmica, a força de arrasto também depende da altura e de certos parâmetros.

Sabe-se, que para as barras prismáticas circulares, a força de arrasto é determinada por:

$$F_a = C_a q K l d . \quad (40)$$

A dimensão “l”, correspondente ao comprimento da barra, e diâmetro externo da barra “d”, não dependem direta ou indiretamente da altura em que está o ponto para a determinação da força de arrasto devido ao vento.

Ainda, para a determinação de “C_a” e “K” é necessário que se conheça o número de Reynolds que possibilita analisar se o escoamento é acima do crítico ou é subcrítico, para em seguida fazer-se uma consulta em uma tabela.

Da NBR 6123 tem-se:

$$R_e = 70000 V_k l_1 . \quad (41)$$

Para o estudo de barras prismáticas circulares o valor de l₁ é igual ao diâmetro externo do tubo que no caso é 2 m.

Portanto, como a velocidade característica varia conforme a altura, encontra-se vários valores de R_e como visto na tabela 11.

Tabela 11: Determinação do número de Reynolds para a altura 'z' do Flare

Z (m)	V _k (m/s)	R _e
0	0,00	0,00
10	34,01	2,38E+06
20	36,84	2,58E+06
30	38,60	2,70E+06
40	39,89	2,79E+06
50	40,93	2,87E+06
60	41,80	2,93E+06
70	42,55	2,98E+06
80	43,20	3,02E+06
90	43,79	3,07E+06
100	44,33	3,10E+06
110	44,82	3,14E+06
120	45,27	3,17E+06
130	45,68	3,20E+06
140	46,08	3,23E+06
150	46,44	3,25E+06
160	46,79	3,28E+06
170	47,12	3,30E+06
180	47,43	3,32E+06
190	47,72	3,34E+06
200	48,00	3,36E+06

Fonte: Autoria própria

Analisando todos os valores de R_e , nota-se que independente da altura z , o escoamento do vento é acima do crítico e, de acordo com a Tabela 6, o valor do coeficiente de arrasto é 0,8. Ainda, a partir da determinação do número de Reynolds, pode-se determinar o valor de K com base na Tabela 7. Desse modo, tem-se que para qualquer valor de z , o valor de K adotado é 1,0.

Tabela 12: Constantes utilizadas no cálculo da força de arrasto atuante no Flare

C _a	0,80	l (m)	10,00
K	1,00		
d (m)	1,00		

Fonte: Autoria própria

Tabela 13: Determinação da força de arrasto atuante no Flare

Z (m)	q (N/m ²)	R _c	F _a (N)	F _a (kN)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
10	709,24	2,38E+06	5,67E+03	5,67
20	831,82	2,58E+06	6,65E+03	6,65
30	913,13	2,70E+06	7,31E+03	7,31
40	975,59	2,79E+06	7,80E+03	7,80
50	1026,97	2,87E+06	8,22E+03	8,22
60	1070,95	2,93E+06	8,57E+03	8,57
70	1109,60	2,98E+06	8,88E+03	8,88
80	1144,21	3,02E+06	9,15E+03	9,15
90	1175,63	3,07E+06	9,41E+03	9,41
100	1204,47	3,10E+06	9,64E+03	9,64
110	1231,16	3,14E+06	9,85E+03	9,85
120	1256,05	3,17E+06	1,00E+04	10,05
130	1279,39	3,20E+06	1,02E+04	10,24
140	1301,38	3,23E+06	1,04E+04	10,41
150	1322,20	3,25E+06	1,06E+04	10,58
160	1341,97	3,28E+06	1,07E+04	10,74
170	1360,81	3,30E+06	1,09E+04	10,89
180	1378,82	3,32E+06	1,10E+04	11,03
190	1396,07	3,34E+06	1,12E+04	11,17
200	1412,64	3,36E+06	1,13E+04	11,30

Fonte: Autoria própria

Para inserir no modelo do flare, a ação da força de arrasto é considerada distribuída ao longo da barra.

Para essa modelagem, assume-se um valor intermediário entre os dois extremos da barra.

Desta forma, tem-se:

Tabela 14: Força de arrasto distribuída a cada 10m do Flare

Barra	Fa (kN/m)
0 m - 10 m	0,284
10 m - 20 m	0,616
20 m - 30 m	0,698
30 m - 40 m	0,755
40 m - 50 m	0,801
50 m - 60 m	0,839
60 m - 70 m	0,872
70 m - 80 m	0,902
80 m - 90 m	0,928
90 m - 100 m	0,952
100 m - 110 m	0,974
110 m - 120 m	0,995
120 m - 130 m	1,014
130 m - 140 m	1,032
140 m -150 m	1,049
150 m - 160 m	1,066
160 m - 170 m	1,081
170 m - 180 m	1,096
180 m -190 m	1,110
190 m - 200 m	1,123

Fonte: Autoria própria

5.1.2. Força de Arrasto nos Cabos

Em cabos, o cálculo da força de arrasto é semelhante ao utilizado para calcular a força de arrasto no flare, ou seja, diferencia-se no fator S_2 (fator devido a geometria da estrutura) e no coeficiente de arrasto C_a .

Porém, como se trata de um cabo com uma dimensão maior que 50m, é considerado Classe C, e o valor de S_2 não se altera o que, conseqüentemente, não altera o valor da pressão dinâmica do vento.

O coeficiente de arrasto, no caso para barras prismáticas de seção circular como estabelecido para o flare, varia de acordo com o número de Reynolds.

Dessa forma, tem-se, segundo a NBR 6123:

$$R_e = 70000 V_k l_1 \quad (\text{repetida}) \quad (42)$$

onde, agora l_1 é o diâmetro do cabo, para o caso é 0,0381 m, como mostra a figura 18.

Portanto:

Tabela 15: Determinação do número de Reynolds para o estudo do cabo para a altura 'z'

z	V_k (m/s)	R_e	z	V_k (m/s)	R_e
0	0	0	110	44,82	1,20E+05
10	34,01	9,07E+04	120	45,27	1,21E+05
20	36,84	9,82E+04	130	45,68	1,22E+05
30	38,6	1,03E+05	140	46,08	1,23E+05
40	39,89	1,06E+05	150	46,44	1,24E+05
50	40,93	1,09E+05	160	46,79	1,25E+05
60	41,8	1,11E+05	170	47,12	1,26E+05
70	42,55	1,13E+05	180	47,43	1,26E+05
80	43,2	1,15E+05	190	47,72	1,27E+05
90	43,79	1,17E+05	200	48	1,28E+05

Fonte: Autoria própria

Considerando ainda que são cabos de fios grossos, da tabela 8, tem-se que o coeficiente de arrasto é $C_a = 1,1$.

Ainda, como o cabo está inclinado, a força de arrasto forma um ângulo θ com o cabo.

Para mostrar o real efeito do vento, a força de arrasto tem que ser decomposta na direção x (paralela aos estais) e na direção y (perpendicular aos estais).

A NBR 6123 (1988) permite desprezar a componente da direção x.

Desse modo, os valores que se obtém para a força de arrasto ao longo do cabo são:

Tabela 16: Determinação da força de arrasto resultante e da componente perpendicular ao cabo

Z	V_k (m/s)	R_c	F_a (N)	F_a (kN)	F_y (kN)
0	0,00	0	0,000	0,000	0,000
10	34,01	9,07E+04	416,100	0,416	0,208
20	36,84	9,82E+04	488,016	0,488	0,244
30	38,60	1,03E+05	535,717	0,536	0,268
40	39,89	1,06E+05	572,362	0,572	0,286
50	40,93	1,09E+05	602,505	0,603	0,301
60	41,80	1,11E+05	628,307	0,628	0,314
70	42,55	1,13E+05	650,983	0,651	0,325
80	43,20	1,15E+05	671,287	0,671	0,336
90	43,79	1,17E+05	689,720	0,690	0,345
100	44,33	1,18E+05	706,639	0,707	0,353
110	44,82	1,20E+05	722,300	0,722	0,361
120	45,27	1,21E+05	736,901	0,737	0,368
130	45,68	1,22E+05	750,593	0,751	0,375
140	46,08	1,23E+05	763,496	0,763	0,382
150	46,44	1,24E+05	775,708	0,776	0,388
160	46,79	1,25E+05	787,308	0,787	0,394
170	47,12	1,26E+05	798,363	0,798	0,399
180	47,43	1,26E+05	808,928	0,809	0,404
190	47,72	1,27E+05	819,050	0,819	0,410
200	48,00	1,28E+05	828,770	0,829	0,414

Fonte: Autoria própria

Do mesmo modo da modelagem do flare, a força no cabo também é considerada distribuída. Desta forma é obtido um valor intermediário para o intervalo em estudo, semelhante ao que foi feito no item 5.1.1.

Na tabela 17 tem-se os valores de F_y da determinação da componente perpendicular da força de arrasto distribuída a cada 10 m do flare.

Tabela 17: Determinação da componente perpendicular da força de arrasto distribuída a cada 10m do Flare

z	F _y (kN/m)
0 m - 10 m	0,010
10 m - 20 m	0,023
20 m - 30 m	0,026
30 m - 40 m	0,028
40 m - 50 m	0,029
50 m - 60 m	0,031
60 m - 70 m	0,032
70 m - 80 m	0,033
80 m - 90 m	0,034
90 m - 100 m	0,035
100 m - 110 m	0,036
110 m - 120 m	0,036
120 m - 130 m	0,037
130 m - 140 m	0,038
140 m - 150 m	0,038
150 m - 160 m	0,039
160 m - 170 m	0,040
170 m - 180 m	0,040
180 m - 190 m	0,041
190 m - 200 m	0,041

Fonte: Autoria própria

5.2. DETERMINAÇÃO DO PESO PRÓPRIO DO CABO

Como se trata de um cabo de diâmetro de 1½” (3,81 cm), a área da seção transversal do cabo é

$$A_{\text{cabo}} = \pi \frac{D^2}{4} = 1,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

Logo, o peso próprio do cabo é

$$pp_{\text{cabo}} = \gamma_{\text{aço}} A_{\text{cabo}} = 78,5 \cdot 1,14 \cdot 10^{-3} = 0,089 \text{ kN/m}$$

5.3. FORÇA DE PRÉ-TENSIONAMENTO

De acordo com a norma canadense de torres CSA S37-94, deve-se utilizar uma tensão da ordem de 10% da capacidade resistente nominal do cabo.

Como se trata de aço, é utilizado a força para pré-tensionamento de 30 kN.

5.4. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Para a determinação das ações de cálculo para o caso, são utilizados os coeficientes de ponderação descritos na NBR 8800/2008, quais sejam:

- ✓ $\gamma_{g1} = 1,25$ (peso próprio);
- ✓ $\gamma_q = 1,4$ (vento) e
- ✓ $\gamma_{g2} = 1,4$ (força de pré-tensionamento).

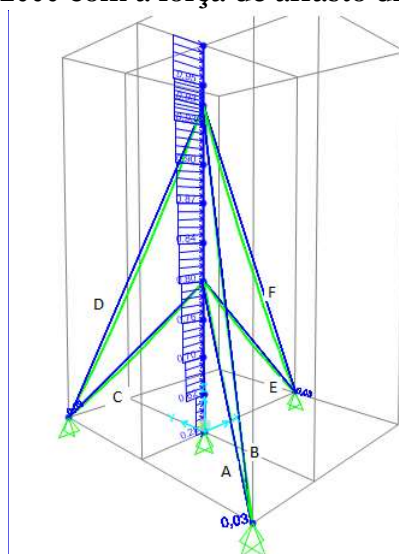
Portanto, tem-se que a combinação elaborada fica dada por

$$P_d = 1,25 g_{pp} + 1,4 g_{\text{pré-tens}} + 1,4 q_{\text{vento}} \quad (43)$$

5.5. MODELAGEM NO SOFTWARE SAP2000

Na figura 21 vê-se a modelagem do carregamento referente ao vento na estrutura do flare.

Figura 21: Modelagem no SAP2000 com a força de arrasto distribuída por toda a estrutura



Fonte: Autorial própria

5.5.1. Análise de primeira ordem

A primeira análise elaborada no SAP2000 foi considerando-se uma análise linear.

A entrada de dados para a modelagem da estrutura, quando definido para cabo de aço, já é introduzida a força de pré-tensionamento, assumida de 30 kN, como comentada anteriormente.

Os resultados obtidos encontram-se na tabela 28:

Tabela 18: Forças axiais nos cabos utilizando o SAP2000 (Análise linear)

Cabo	Força Axial (kN)
A	93,15
B	131,49
C	93,15
D	131,49
E	50,41
F	59,50

Fonte: Autorial própria

5.5.2. Análise de segunda ordem

Para realizar a análise de segunda ordem, ou seja, não linear, a modelagem da estrutura no SAP2000 é a mesma.

A diferença de uma modelagem para outra é caracterizar os esforços com um comportamento não linear.

Dentre os comportamentos não lineares implementados no SAP2000 pode-se atribuir um como do tipo P- δ .

Para o caso, apenas a força de pré-tensionamento não tem um comportamento não linear do tipo P- δ .

Após executado o programa foram obtidos os seguintes resultados:

Tabela 19: Forças axiais nos cabos utilizando o SAP2000 (Análise não linear)

Cabo	Força Axial (kN)
A	197,99
B	194,03
C	197,99
D	194,03
E	94,46
F	108,42

Fonte: Autoria própria

6. CONCLUSÃO

Após a análise de primeira e segunda ordem, e comparando os resultados, nota-se que, primeiramente, um ponto a ser analisado é o fato de a análise não linear resultar em esforços de que significam um aumento de 100% aos esforços obtidos na análise linear. Isso ocorre devido a deformação do cabo com o peso próprio (catenária) e também a deformação que o Flare sofre devido a ação do vento. Dessa forma, quando analisado com o peso próprio e a força de arrasto devido ao vento a análise tem que ser do tipo P- δ , ou seja, conforme a estrutura se deforma, um novo acréscimo de carregamento será gerado. Para a estrutura ser considerada estável esse acréscimo tem que tender a zero, caso não ocorra, a estrutura pode ser considerada instável. Com esse acréscimo de esforços, conseqüentemente os estais ficam muito mais solicitados do que quando o flare não havia sofrido nenhum deslocamento.

O trabalho exposto a cima foi de suma importância para a minha formação, já que eu pude trabalhar com um assunto que pouco é comentado em sala de aula (análise não linear ou de segunda ordem), além de que foi possível aprender a utilizar softwares de análise estrutural que eu ainda não havia ouvido falar e nem sabia ao certo a aplicação desses.

Em suma, o trabalho me trouxe novos conhecimentos, que agregados com os que eu já obtivera na graduação serão de grande importância na minha vida profissional.

REFERÊNCIAS

ANATEL. **Procedimentos de projeto para torres metálicas auto-suportadas, estaiadas e postes metálicos.** Disponível em: <<http://sistemas.anatel.gov.br/PraticasTelebras/01264.pdf>>. Acesso em 20 de agosto de 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6327:** cabos de aço para uso geral – requisitos. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BEER, F, JOHNSTON, E. **Mecânica vetorial para engenheiros: estática.** São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil, 1979. v 1, 348 p.

CARDOSO, A. M. L., **Estudo da rigidez efetiva do cabo de pontes estaiadas.** 2013. 55p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2013ME_AlexandreMagnoLimaCardoso.pdf>. Acesso em: 15 jun. 2015.

FOKAL, Equipamentos industriais confiáveis. Disponível em: <http://www.fokal.com.br/imagens/produtos/f_flares01gr.jpg> Acesso em: 20 nov. 2015.

MADUGULA, M. K. S., YOHANNA, M. F. W., GERALD, R. M. **Dynamic response of guyed masts.** Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/223732548_Dynamic_response_of_guyed_masts>. Acesso em: 20 ago. 2015.

OLIVEIRA, P. A., MACHADO, R.D., HECKE, M.B., Análise estática não-linear de cabos suspensos utilizando o método dos elementos finitos. In: JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL 30., 2002. Brasília: **Anais eletrônicos...** Curitiba: UFPR, 2002. Disponível em: <http://www.ufpa.br/nicae/projetos/eletronorte_cabos/ref_pdf/Oliveira_2002a.pdf>. Acesso em: 12 ago. 2015.

PORTAL METALICA, Construção civil. Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/images/stories/Id480/maior/estaiada01.jpg>>. Acesso em 20 nov. 2015.

RIBEIRO, E. C.. **Análise de torres metálicas estaiadas submetidas à ação do vento.** 2007. 177f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/2533/1/2007_EvandrodeCarvalhoRibeiro.pdf>. Acesso em: 15 jun. 2015.

RUSCHEL, A., **Projeto de uma passarela estaiada: determinação da geometria dos elementos, dimensionamento e detalhamento.** 2014. 133f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/107508/000940529.pdf?sequence=1>>. Acesso em 15 de junho de 2015.

WALTHER, R, HOURIET, B, ISLER, W, MOIA, P, KLEIN, J.F. **Cable stayed bridges.** 2nd ed. Londres: ICE Publishing, 1999.