

PNU

FD-1372

**MARCOS VINICIUS MEDURI**  
Engenheiro Naval, Escola Politécnica da USP, 1981

**MODELO PARA ANÁLISE ESTRUTURAL  
ESTÁTICA E DINÂMICA DE COLUNAS  
E TORRES DE PROCESSO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade  
de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Orientador:

**Prof. Dr. Carlos Alberto Nunes Dias**  
Professor Assistente Doutor do Departamento de  
Engenharia Naval da Escola Politécnica da USP

PNV

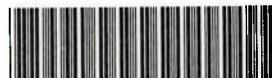
FD-1372

São Paulo  
1992

## **DEDICATORIA**

O presente trabalho é dedicado às minhas filhas, Beatriz e Juliana, pela paciência que tiveram, quando, nos últimos anos, as privei de minha companhia, realizando pesquisas e dispendendo horas de estudo, além do constante incentivo sempre dado com muito amor e carinho.

**DEDALUS - Acervo - EPMN**



31600009909

## AGRADECIMENTOS

O autor deseja externar os sinceros agradecimentos às seguintes entidades e pessoas, pela inestimável colaboração prestada à execução deste trabalho :

Ao Professor Dr. Carlos Alberto Nunes Dias, pela orientação, valorosas sugestões e, principalmente, por sua interminável paciência e compreensão.

Aos meus pais, João e Odete, pelo constante incentivo.

A RHODIA S.A., pelo apoio dado, para que se pudesse desenvolver o curso de mestrado em paralelo ao trabalho.

Ao Mestre Jesus, por me amparar e permitir que entidades maravilhosas estivessem sempre ao meu lado, iluminando meus passos.

## RESUMO

O presente trabalho propõe- se a definir um modelo de cálculo para análise estrutural de torres de processo utilizadas na indústria química e petroquímica, de forma a obter- se a resposta das mesmas, sob carregamento estático e dinâmico de vento.

Neste trabalho, procuraremos dar um enfoque geral sob a ótica de projeto, baseando- se, dessa forma, nas normas de cálculo que são, normalmente, utilizadas no Brasil : ASME Sec. VIII Div 1, ASME Sec. VIII Div. 2 e ABNT NBR- 6123.

Para tal finalidade, a estrutura será discretizada por um modelo de vigas, possibilitando- se, assim, a análise matricial da mesma. No caso da análise dinâmica, o problema será resolvido através do método da superposição modal.

Uma completa comparação da formulação aqui proposta com dados de campo, infelizmente, não pode ser feita, em face a uma falta total de dados publicados na literatura especializada. Entretanto, a fim de se aplicar tal trabalho, foi gerado um completo programa iterativo de cálculo, aplicando- se o mesmo na construção de uma torre real: Coluna de Retificação de Cumeno da Rhodia S.A. em Paulinia, SP, cujos resultados se encontram no corpo deste trabalho.

## ABSTRACT

The aim of this work is to define a calculation model to make structural analyses of the process towers used in the chemical and petrochemical industries in order to obtain their responses under static and dynamic loads.

In this work, we will attempt to give a general emphasis based on the usual codes used in Brazil: ASME Sec. VIII Div. 1, ASME Sec. VIII Div. 2 and ABNT NBR-6123.

For that purpose, we will describe the structure by a beam model in order to make the calculation using the Finite Element Theory. For the dynamic calculation, we will use the Superposition Modal Method.

Unfortunately, we couldn't do a comparason with field data because there are no data available in the specialized literacture. However, in order to apply the the method herein proposed, a complete iterative computer program has been written and used in a real case: the fabrication of the Rhodia's Cumene Retification Column, Paulinia, SP, Brazil. The outputs and analysis are in work enclosed.

## INDICE GERAL

RESUMO

ABSTRACT

AGRADECIMENTOS

DEDICATÓRIA

SÍMBOLOGIA

1. Introdução	01
2. Modelo de Cálculo	10
3. Análise Estática	
3.1. Carregamento Estático	18
3.2. Matriz de Rígidez	21
3.3. Equilíbrio/ Resolução do Sistema	23
3.4. Análise da Resposta Estática	23
4. Análise Dinâmica	
4.1. Equação de Equilíbrio	28
4.2. Matriz de Massa	29
4.3. Determinação do Amortecimento	30
4.4. Esforços de Excitação	39
4.5. Ocorrência de Ressonância	43
4.6. Determinação da Resposta do Sistema	45
4.7. Análise da Resposta Dinâmica	49
4.8. Métodos para Evitar a Ressonância	58
5. Exemplo de Aplicação / Teste de Confiabilidade	
5.1. Tratamento Computacional	62
5.2. Dados de Campo	62
5.3. Comparação de Resultados	63

6. Sugestões para Trabalhos Futuros	70
7. Conclusões	71
8. Bibliografia	72
9. Apêndices	
Apêndice 1 : Esforços Devidos ao Vento Conforme Norma NBR-6123	78
Apêndice 2 : Análise de Fadiga Conf. ASME Sec. VIII Div. 2	83
Apêndice 3 : Métodos Empíricos de Análise	89
Apêndice 4 : Aplicação Prática do Modelo	92

## INDICE DAS TABELAS

Tabela 1 : Valores de J e n para diversos materiais na determinação do amortecimento por histerese	32
Tabela 2 : Decremento logaritmico para colunas não revestidas	37
Tabela 3 : Decremento logaritmico para colunas revestidas	37
Tabela 4 : Valores recomendados para decremento logaritmico	38
Tabela 5 : Comportamento de campo de algumas torres	41
Tabela 6 : Valores médios de resistência à fadiga para aços	51
Tabela 7 : Fator de confiabilidade Kc para correção da resistência à fadiga	53

## INDICE DAS FIGURAS

Figura 1 : Principais Componentes de uma Torre de Processo	09
Figura 2 : Modelo de cálculo genérico	13
Figura 3 : Convenção dos graus de liberdade	15
Figura 4 : Gráfico para determinação dos fatores A e B utilizados no cálculo do amortecimento por histerese.	32
Figura 5 : Variação do Número de Strouhal em função do Número de Reynolds	41
Figura 6 : Fator de acabamento superficial para correção da resistência à fadiga	52
Figura 7 : Fator de temperatura para correção da resistência à fadiga	54
Figura 8 : Diagrama de Goodman	55
Figura 9 : Arranjo básico de "helical-strakes"	61

## SIMBOLOGIA

[ Ae ] : vetor de deslocamentos estáticos  
[ Ad ] : vetor de deslocamentos dinâmicos  
 $A_s$  : área de cisalhamento  
A : área resistente transversal  
C : amortecimento  
Cc : amortecimento crítico  
[ C ] : matriz de amortecimento  
Ca : coeficiente de arraste  
Cl : coeficiente de sustentação ( Lift )  
Di : diâmetro interno  
Do : diâmetro externo  
 $\delta$  : decremento logarítmico  
 $\bar{f}$  : frequência de excitação  
f : frequência natural  
fd : frequência natural amortecida  
F : força cortante estática  
Fa : força axial  
Fam : força de amortecimento  
Fd : força cortante dinâmica  
Fe : força elástica  
Fh : força horizontal externa  
Fi : força inercial  
Fl : força de sustentação  
Fs : fator de sobrecarga  
g : aceleração da gravidade  
[ K ] : matriz de rigidez

L : comprimento da seção  
[ M ] : matriz de massa  
M : momento externo  
Mf : momento fletor estático  
Mfd : momento fletor dinâmico  
N : número de seções  
Nc : número de ciclos  
pi : pressão interna  
Pv : pressão plana de vento  
[ Qe ] : vetor de cargas nodais estáticas equivalentes  
[ Qd(t) ] : vetor de cargas nodais dinâmicas equivalentes  
q : fator de sensibilidade  
 $\zeta$  : relação de amortecimento ( C/Cc )  
 $\rho$  : densidade do material  
Re : número de Reynolds  
S : número de Srouhal  
Sa : tensão axial  
Sae : tensão alternada equivalente  
Salt : tensão alternada  
Sct : tensão circumferencial resultante  
Se : resistência à fadiga para vida infinita  
Se' : resistência à fadiga para vida infinita de  
corpo de prova padrão girante  
Seq : tensão equivalente ( Von Mises )  
Sfl : tensão de flexão longitudinal  
Slt : tensão longitudinal resultante  
Sm,c : tensão média circumferencial  
Sm,l : tensão média longitudinal

$S_{me}$  : tensão média equivalente  
 $S_{ml}$  : tensão de membrana longitudinal  
 $S_{mt}$  : tensão de membrana transversal  
 $S_{rup}$  : tensão de ruptura  
 $tr$  : espessura do revestimento  
 $ts$  : espessura do costado  
 $\tau$  : tensão de cisalhamento média  
 $v$  : velocidade de vento  
 $\bar{v}$  : velocidade média  
 $v_{cr}$  : velocidade crítica  
 $\bar{w}$  : carga estática distribuída  
 $w_d$  : carga dinâmica distribuída  
 $Z$  : módulo de resistência à flexão

## 1. INTRODUÇÃO

As torres utilizadas na indústria química e petroquímica podem ser subdivididas em colunas, flares e chaminés.

As colunas são vasos de pressão verticais que, contendo internos, podendo ser bandejas ou recheio, se destinam à separação de líquidos via destilação.

No caso de chaminés ou flares, temos estruturas semelhantes, sendo que, no primeiro caso, o papel da mesma é simplesmente a condução de gases ou efluentes gasosos para sua emissão numa altura adequada e no segundo caso sua função é conduzir gases para queima naquela altura.

A construção das mesmas é feita como no caso tradicional de vasos de pressão, obtida a partir de chapas calandradas e soldadas. No caso de colunas, a tendência industrial é a do uso de estruturas autoportantes, ancoradas ao solo diretamente através de chumbadores. Já no caso de flares, normalmente, é adotada uma estrutura auxiliar para a respectiva suportação, uma vez que seu papel é apenas o de canalizar gases, não havendo, dessa forma, necessidade de espaço interno, como no caso de colunas. Esta estrutura auxiliar, geralmente, ocupa bastante espaço útil na planta onde é instalada, entretanto, isso não se constitui em limitação de implantação, uma vez que se costuma deixar um "cinturão de segurança", não ocupado ao redor do flare, em

decorrência dos riscos que a chama acarreta aos equipamentos vizinhos, geralmente armazenando produtos inflamáveis.

Para chaminés, geralmente se adotam, como no caso de colunas, estruturas autoportantes.

Historicamente, a análise estrutural de torres, nas indústrias químicas e petroquímicas, tem sido feita de maneira bastante simplista, quase sempre usando tradicionais métodos semi-empíricos.

Apesar de tais métodos oferecerem boa confiabilidade, em termos de projeto do equipamento, deixam a desejar quanto à otimização estrutural, pois conduzem, quase sempre, a estruturas superdimensionadas. Um aspecto bastante interessante a ressaltar é que, como solução do problema dinâmico, há apenas um indicativo da ocorrência de ressonância, sem subsídios, todavia, para uma avaliação precisa das tensões necessárias ao cálculo da vida em fadiga.

Como paliativo, pode-se arbitrar coeficiente de amplificação dinâmica, baseado em modelo simples de viga, com carregamento harmônico constante ao longo do comprimento. Este método simplifica em demasia o que se tem na realidade, uma vez que, raramente, temos, na prática, distribuições uniformes de propriedades ou carregamento ao longo das estruturas. A experiência tem demonstrado que estruturas calculadas por tal método têm como resultado o superdimensionamento.

O presente trabalho procura estabelecer um modelo de análise que, sem recorrer a fortes hipóteses simplificadoras, sirva à avaliação do comportamento estrutural de tais equipamentos, tanto estática como dinamicamente, tendo ainda o mérito adicional de poder ser facilmente transformado em um programa de computador para cálculo automatizado.

Com o intuito de aplicar-se o método proposto, gerou-se um completo programa iterativo de cálculo. Este aplicativo, com a finalidade de poupar o extenuante trabalho de geração do modelo de cálculo e interpretação dos resultados, inclui módulos pré e pós processamento.

A dificuldade de geração do modelo de cálculo deve-se ao fato de que as distribuições de massa, rigidez e geometria são bastante grandes ao longo da estrutura, além do fato de que uma coluna, normalmente, não é analisada em apenas uma condição operacional.

Necessariamente, o programa deve ser iterativo, uma vez que a melhor solução, sob o ponto de vista dinâmico, será função de uma combinação da distribuição de massa e rigidez. Dessa forma, o programa deve possibilitar ao usuário uma fácil intervenção ao modelo, durante a análise da estrutura. Caso contrário, o tempo requerido, para análise, será inutilmente multiplicado.

Em linhas gerais, o programa gerado tem como módulos:

- a. Pré-processador : Esse módulo gera automaticamente o

modelo de cálculo que será analisado, gerando- o a partir das propriedades geométricas da coluna. Nesse módulo, temos como "defaults" possíveis :

- distribuição de ventos, conforme normas brasileiras (NBR 6123 e NB 5), ou segundo padrão definido pelo usuário;
- fórmulas empíricas para cálculo de peso de internos (bandejas);
- geração automática de fatores de sobrecarga, aplicados nos esforços devidos ao vento, de acordo com fórmulas empíricas;
- amortecimento crítico percentual em função das características físicas da estrutura;

Nesse módulo, temos ainda a possibilidade de selecionar :

#### a.1. Modo de Cálculo

O programa possibilita três alternativas :

Cálculo Estático: esse módulo determina, ao longo da coluna, as tensões de membrana e flexão, bem como a linha elástica ponto a ponto, mostrando as translações e rotações em cada seção da coluna sob cargas de vento, ou esforços localizados externos pontuais, tais como cargas de tubulação.

**Verificação à Ressonância:** esse módulo verifica se a estrutura, sob carga de vento, apresentará ou não, problemas de ressonância, tanto segundo análise teórica, quanto a critérios empíricos, já consagrados. No caso de haver possibilidade da ocorrência de ressonância, o programa indica os parâmetros para a colocação de "Helical Strakes".

**Cálculo da Resposta Dinâmica:** esse módulo possibilita a extração de resposta dinâmica da coluna sujeita a cargas de vento, possibilitando, assim, ao usuário a elaboração de uma análise de fadiga. Essa análise pode ser feita utilizando- se um outro aplicativo auxiliar gerado, cujos dados de entrada são retirados do relatório final do programa principal.

#### a.2. Opção de Cálculo

O programa possibilita ao usuário a escolha da condição da coluna em que se deseja fazer análise:

- Coluna Vazia
- Coluna em Teste Hidrostático
- Coluna em Lavagem
- Coluna em Montagem
- Coluna em Operação

Para cada opção escolhida, o programa compõe, automaticamente, os dados variáveis do cálculo. O padrão usual é:

**i. Coluna vazia**

- costado corroído
- coluna revestida
- internos sem líquido de processo
- coluna despressurizada
- temperatura de projeto

**ii. Coluna em Teste Hidrostático**

- costado não corroído
- coluna não revestida
- internos não montados
- coluna cheia d'água
- coluna com pressão de teste
- temperatura ambiente

**iii. Coluna em Lavagem**

- costado corroído
- coluna revestida
- internos montados
- coluna cheia d'água
- coluna despressurizada
- temperatura ambiente

**iv. Coluna em Montagem**

- costado não corroído
- coluna não revestida
- internos não montados
- coluna despressurizada
- temperatura ambiente

**v. Coluna em Operação**

- costado corroído
- coluna revestida
- internos com líquido de processo
- coluna pressurizada
- temperatura de projeto

**b. Módulo de execução de cálculo:** a partir dos dados pré- processados, o programa faz a execução do cálculo propriamente dito.

c. Pós Processador: esse módulo decodifica o modelo de elementos finitos, que o programa gera automaticamente, e emite um relatório padrão, facilmente interpretado pelo usuário.

No Capítulo 2, descrevemos as hipóteses básicas do modelo de análise proposto, considerando os aspectos físicos mais relevantes do problema, tais como: linearidade do comportamento, deformações por flexão e cisalhamento, carregamentos e interação com o solo.

Aos Capítulos 3 e 4, reservamos a apresentação das equações matemáticas do modelo de cálculo, desenvolvido segundo os preceitos do Método dos Elementos Finitos para vigas contínuas de seção constante por trechos, como esteio das análises estática e dinâmica propostas.

No Capítulo 5, temos a aplicação da formulação proposta a um caso prático: Coluna de Retificação de Cumêno da Rhodia Paulinia, SP, com os resultados comentados, tomando-se, como referência, as observações de campo.

Como Apêndices a este trabalho, compilamos dados importantes, que têm a finalidade de auxiliar o projetista no cálculo/ análise de colunas e torres de processo :

Apêndice 1 : Esforços devido ao vento conforme norma brasileira NBR-6123.

Apêndice 2 : Análise de fadiga conforme norma ASME Sec. VIII Div. 2.

Apêndice 3 : Resumo dos principais métodos empíricos de análise dinâmica, mencionados anteriormente, a fim de que se possa ter, rapidamente, uma primeira aproximação do projeto da estrutura em análise.

Apêndice 4 : Alternativas de projeto para eliminação da ressonância

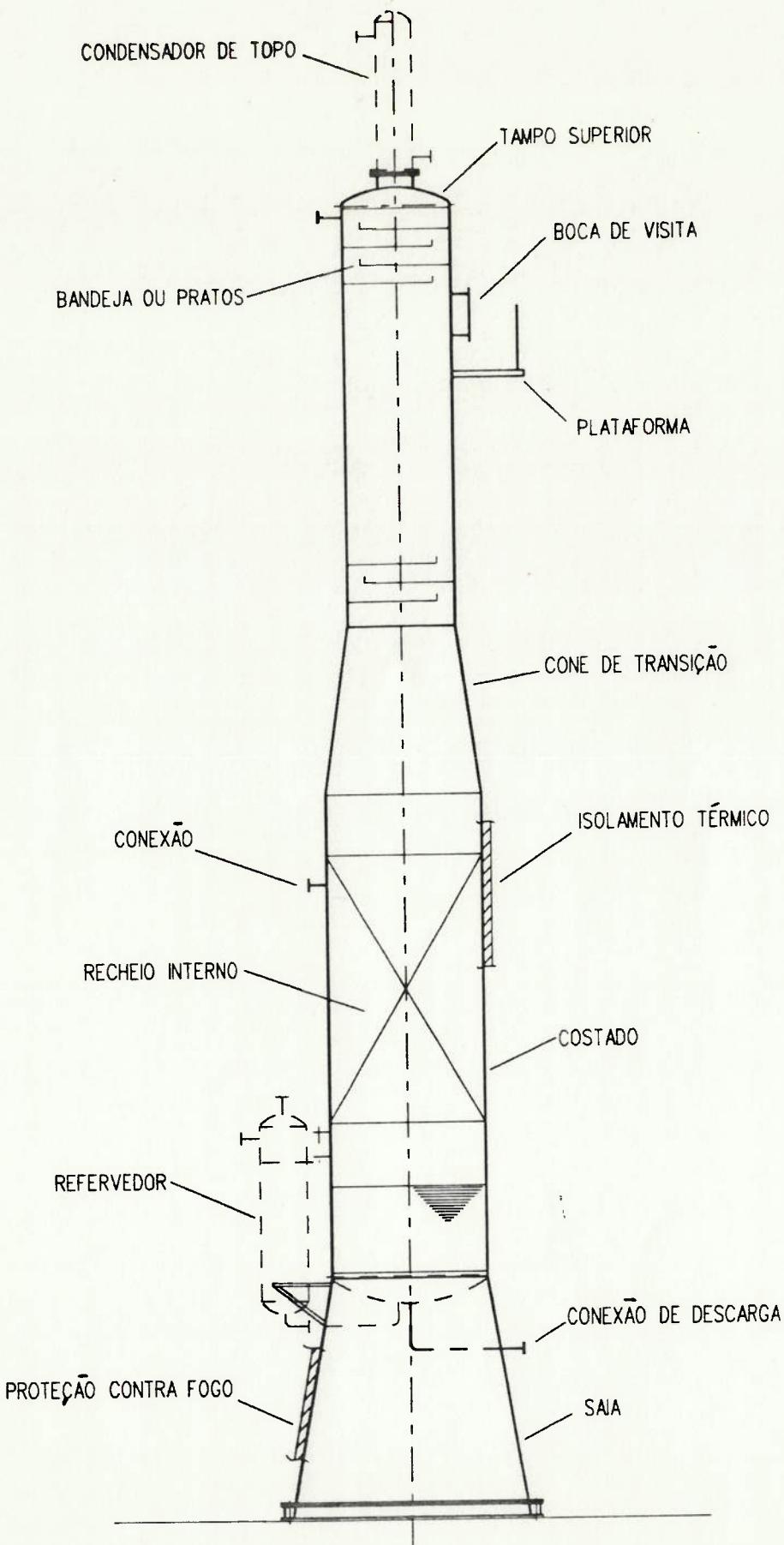


FIG. 1: PRINCIPAIS COMPONENTES DE UMA TORRE DE PROCESSO

## 2. MODELO DE CALCULO

O presente trabalho é baseado em modelagem das colunas e torres por elementos simples de viga, onde são adotadas as seguintes hipóteses básicas :

- O comportamento da estrutura é linear, valendo, portanto, o princípio da superposição;
- São desprezados os efeitos de deformação por cisalhamento, uma vez que, neste tipo de estrutura, temos esforços cortante de pequena magnitude, além do fato de que as seções constituintes da mesma têm, via de regra, relação altura/diâmetro elevada;
- Quanto ao carregamento da estrutura, temos três cargas básicas atuantes na estrutura :
  - a) Peso próprio distribuído do material resistente estrutural e seu revestimento;
  - b) Esforços concentrados, normalmente originários da interação da estrutura com a tubulação a ela conectada, peso próprio de equipamentos auxiliares, tais como condensadores e refrevédores, além da reação de escadas e plataformas destinadas à operação e manutenção do equipamento;
  - c) Esforços decorrentes da incidência de vento sobre a estrutura. Estes são normalmente de maior relevância no projeto, uma vez que, além do carregamento estático de arraste do vento, são responsáveis pelo carregamento dinâmico

gerado pela formação cíclica de vórtices ao redor da estrutura, fonte potencial de problemas de vibração.

Uma das preocupações deste trabalho é a compatibilização entre a formulação matricial das cargas no Método dos Elementos Finitos e a distribuição das velocidades de vento, na forma correntemente especificada para projeto por normas de engenharia [21] [22]. Assim sendo, conforme tais normas, adotaremos velocidades de vento com distribuições uniformes, em faixas de altura previamente convencionadas, constantes ao longo do tempo, ao invés de adotar a forma "spectral" teoricamente recomendada.

Adotaremos, ainda, que as velocidades de vento usadas no projeto são constantes em módulo e direção. Tal hipótese é simplificadora, pois, durante a vibração, a velocidade relativa do vento varia em função do deslocamento da estrutura, além da própria variação do vento. Por fim, assumiremos que todos os esforços dinâmicos, devidos ao vento, agentes na estrutura atuam em fase.

- Quanto à interação do solo com a estrutura, adotaremos que o mesmo é indeslocável, não afetando, portanto, a montagem da matriz de rigidez. Conforme veremos adiante, temos que, por dados experimentais, o tipo de fundação afeta significamente apenas o amortecimento da estrutura.

Quanto à análise sismica, não faremos qualquer menção no

corpo deste trabalho, uma vez que, tanto as normas brasileiras de cálculo para tais estruturas como as especificações das empresas usuárias, não fazem qualquer menção para a necessidade de tal cálculo. A nível internacional, nos países em que se adota a norma ASME para cálculo, a análise sismica é feita normalmente pela Uniform Building Code. Na Europa, é bastante comum o uso da British Standard.

Adotaremos, como modelo de cálculo, o caso de viga engastada na base, composta por  $N$  seções de comprimento  $L_i$  ( $i = 1, 2, 3 \dots N$ ) de forma que, em cada uma das seções, as seguintes propriedades médias são constantes ao longo do comprimento :

- Diâmetro Interno;
- Espessura do costado;
- Espessura do revestimento ( proteção contra fogo ou isolamento térmico );
- Características do material constituinte
  - peso específico
  - módulo de elasticidade;
- Margem de corrosão;
- Pressão interna ou externa de gás;
- Carga Lateral de Vento;
- Peso distribuído. Neste item, podem ser considerados os pesos dos internos, tais como bandejas ou recheio, ou dos externos, tais como escadas ou acessórios.

No caso de esforços externos concentrados, assumiremos sempre um nó no ponto de atuação dos mesmos, trabalhando- se,

desta forma, diretamente com esforços nodais.

A figura 2 mostra, como ilustração, como seria o modelo de cálculo para uma coluna de processo genérica. Conforme se vê na discretização do exemplo mostrado, cada nó do modelo é definido como um ponto de mudança de propriedades distribuídas ao longo da coluna, ou como um ponto de ocorrência de singularidade, como, por exemplo, esforço ou peso concentrado.

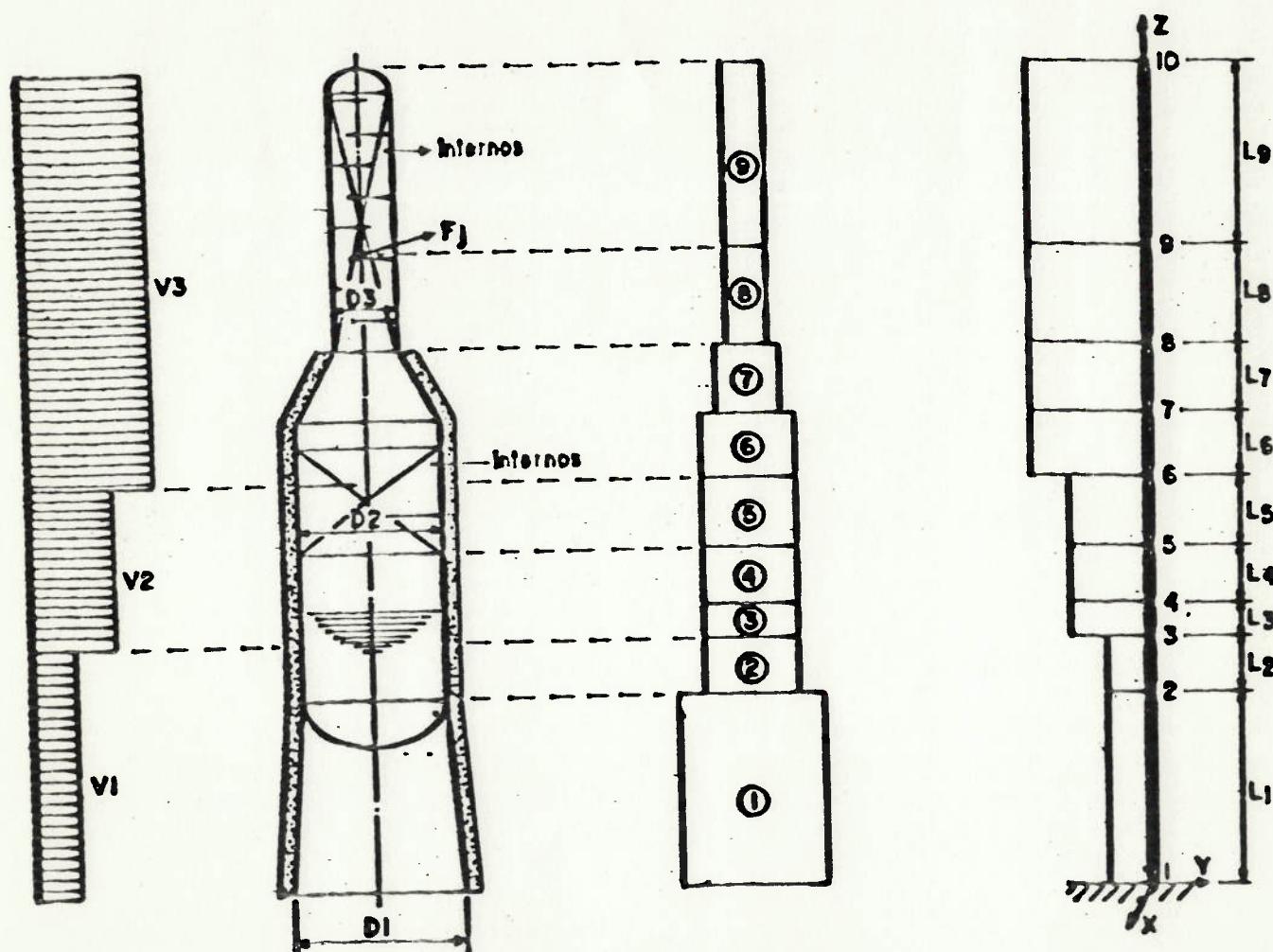


Figura 2 : Modelo de cálculo genérico

Partindo- se das hipóteses básicas de que:

- o comportamento da estrutura é linear, com deformações e deslocamentos pequenos;
- os esforços dinâmicos, devidos unicamente ao vento, são praticamente ortogonais à direção do vento;
- as cargas de peso e de arraste do vento são estáticas;
- os efeitos da deformação axial são desprezíveis na flexão, tendo em vista o fato de que o peso, agente neste tipo de estrutura, é pequeno quando comparado à sua rigidez. Não há qualquer caso registrado de flambagem global de tais estruturas como viga. O que ocorre, bem antes, é a flambagem localizada como casca de seções sujeitas a tensões de compressão advindas da flexão. A Norma ASME Sec. VIII traz, como função do material, diâmetro, espessura e temperatura, o valor limite de tensão axial que limita a flambagem de costados cilíndricos. Sendo esse trabalho destinado ao cálculo do comportamento global de colunas e torres, análises localizadas estão excluídas de seu escopo.
- as seções são axi-simétricas, uma vez que sempre são constituidas por porções cilíndricas;

Consideram- se dois graus de liberdade por nó, sendo um de rotação e outro de translação lateral. Dessa forma, a estrutura será analisada em duas etapas ( estática e dinâmica ), utilizando- se um único modelo planar. Inicia-

se pela análise das cargas estáticas no plano do vento, seguindo-se com a análise dinâmica no plano ortogonal a esse. Sendo as seções cilíndricas, as respostas podem ser facilmente superpostas a fim de obter-se o comportamento global da estrutura. Tal procedimento é bastante importante, uma vez que se trabalhará com matrizes significantemente menores, reduzindo-se, dessa forma, o tempo de resolução dos sistemas de equações, sem, entretanto, afetar a qualidade do resultado final, obtido pelo princípio da superposição.

A ação dos pesos, como cargas externas axiais estáticas, pode ser computada diretamente (veja 3.1.1), de sorte que a distribuição de força normal, assim obtida, participe do cálculo de tensões.

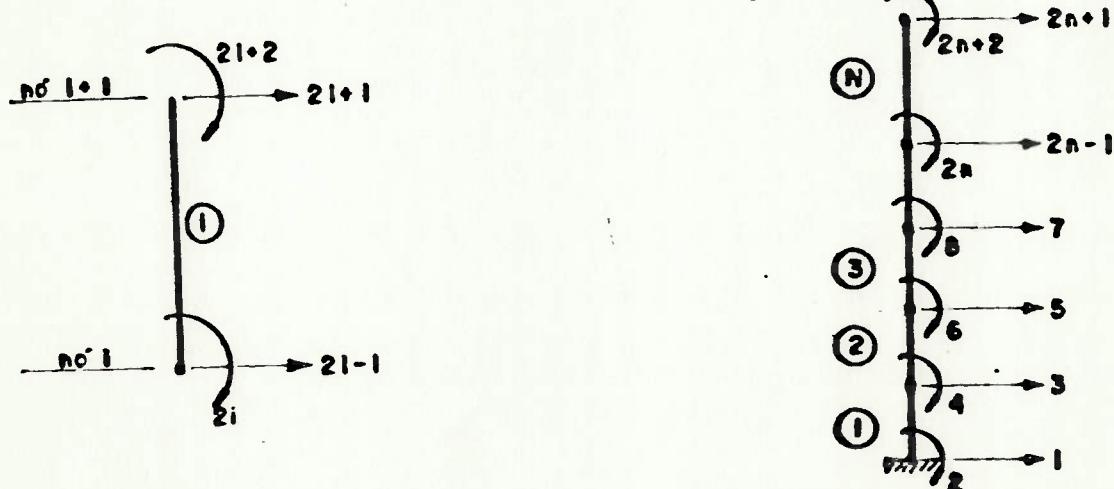


Figura 3 : Convenção dos graus de liberdade

A figura 3 mostra a convenção adotada para os graus de liberdade numa seção genérica de número i. Vê-se que os graus de liberdade ( $2i - 1$ ) e ( $2i + 1$ ) referem-se à translação da estrutura e os graus de liberdade ( $2i$ ) e ( $2i + 2$ ) à rotação.

Na discretização da estrutura, dois aspectos importantes devem ser notados :

1. No caso de seções cônicas, que, geralmente, existem em colunas, propõe-se sua representação em forma cilíndrica, adotando-se o diâmetro médio para cálculo das propriedades de rigidez.

O cálculo da fecha máxima é um dos requisitos fundamentais no dimensionamento de torres, uma vez que ela afeta :

- a manutenção da estrutura e acesso às plataformas intermediárias para monitoração do processo de funcionamento, já que, se excessiva, pode causar desconforto aos operadores.
- o processo propriamente dito, já que o dimensionamento termo-hidráulico das colunas presupõe um nível pré-determinado de fluido de processo nos pratos e um fluxo com dada uniformidade em casos de recheio. Uma flecha excessiva pode influenciar tais parâmetros, afetando a "performance" processual.

2. Para contabilização da distribuição de massas concentradas dos internos, como pratos, propõe-se um agrupamento dos mesmos em lotes, adotando-se, assim, propriedades médias ao longo do comprimento onde, os mesmos estão posicionados. Uma vez feita a distribuição ao longo das seções, adota-se a partição clássica, colocando-se metade da massa em cada um dos nós limitantes da seção. Tal procedimento tem se mostrado, na prática, bastante satisfatório, desde que se discretize racionalmente a estrutura.

### 3. ANALISE ESTATICA

A análise estática de colunas e torres é o primeiro passo na avaliação do projeto ou dimensionamento estático. Nesse caso, tem-se como limitantes : tensões agentes ao longo do costado, deflexão máxima no topo ( flecha ) e rotação máxima no topo. O dimensionamento estático serve, normalmente, como passo inicial para a verificação do comportamento dinâmico da estrutura.

#### 3.1. Carregamentos Estáticos

##### 3.1.1. Carregamento Axial Estático

O esforço axial resultante no i-ézimo nó da estrutura pode ser escrito na forma :

$$F_a(i) = h(i) \cdot \sum_{j=1}^N W_1(j) \cdot L(j) + \sum_{j=1}^{N+1} [ F_v(j) + M_c(j) \cdot g ] + \\ + \sum_{j=1}^N L(j) \cdot [ W_1(j) + W_2(j) ] \quad (1)$$

Onde :  $W_1(j)$  é o peso distribuído do costado + internos na seção j

$W_2(j)$  é o peso distribuído do revestimento na seção j

$W_1(j)$  é o peso distribuído de líquido contido na seção j

$M_c(k)$  é a massa concentrada num nó k

$F_v(k)$  é a força axial aplicada num nó  $k$ , sendo positivo quando atuante de cima para baixo.

$h(j)$  é uma função auxiliar que indica a existência ou não de tampo estanque no nó  $j$ .

Esta função assume os seguintes valores :

= 0 se não existe tampo posicionado no nó

= 1 caso contrário

$g$  é a aceleração da gravidade

### 3.1.2. Carregamento Lateral Estático

Como carregamento lateral estático considera- se : força lateral em razão do vento e esforços nodais, que podem ser forças horizontais ou momentos concentrados, entrando, dessa forma, diretamente na composição do vetor global de cargas nodais.

No caso das cargas nodais equivalentes, decorrentes dos esforços de vento, temos, considerando- se distribuição uniforme ao longo de uma seção  $i$  qualquer :

$$\bar{w}(i) = C_a(i).F_s(i).P_v(i).[D_o(i) + 2 \cdot t_s(i)] \quad (2)$$

Definindo- se as cargas nodais equivalentes, devidas ao carregamento lateral externo:

$$\text{Momento Nodal Equivalente} = M^*(i) = \frac{\bar{w}(i).L(i)}{12}^2$$

$$\text{Força Nodal Equivalente} = F^*(i) = \frac{\bar{w}(i).L(i)}{2}$$

e, combinando-se as mesmas, às aquelas inicialmente aplicadas nos nós da estrutura, obtemos o vetor global de cargas nodais :

\* Para  $i = 3, 5, 7 \dots (2n-1)$  ( graus de liberdade ímpares ) :

$$Q_e(i) = F^*(\frac{i+1}{2}) + F^*(\frac{i-1}{2}) + F_h(\frac{i+1}{2}) \quad (3a)$$

\* Para  $i = 4, 6, 8 \dots (2n)$  ( graus de liberdade pares ) :

$$Q_e(i) = M^*(\frac{i}{2}) - M^*(\frac{i-2}{2}) + M^*(\frac{i}{2}) \quad (3b)$$

\* Para os demais graus de liberdade da estrutura, temos :

$$Q_e(2N+2) = -M^*(N) + M^*(2N+2)$$

$$Q_e(2N+1) = F^*(N) + F_h(2N+1) \quad (3c)$$

$$Q_e(1) = M^*(1) \quad Q_e(1) = F^*(1)$$

Onde :  $F_h(i)$  é a força horizontal externa, aplicada no nó  $i$ , sendo positiva quando aplicada no mesmo sentido que os esforços de vento.

$M^*(i)$  é o momento externo, aplicado no nó  $i$ .

### 3.2. Matriz de Rigidez da Estrutura

A análise estática será feita através da equação de equilíbrio simplificada, dada por :

$$[Q_e] = [K] \cdot [A_e] \quad (4)$$

Note que se desprezou, na composição da matriz de rigidez, a contribuição da rigidez geométrica [3][2], como função da pequena ordem de grandeza dos esforços axiais.

Sendo  $i$  e  $j$  dois deslocamentos nodais possíveis quaisquer, um elemento  $K_{ij}$  da matriz de rigidez  $[K]$  pode ser definido como "a força associada ao deslocamento  $i$ , proveniente de um deslocamento  $j$  unitário" [4]. Esse elemento  $K_{ij}$  pode ser obtido a partir das propriedades elásticas e das funções de interpolação de deslocamento, adotadas para os elementos constituintes do modelo.

Dessa forma, a matriz de rigidez para um elemento  $m$  qualquer é dada por [3] :

$$[K]^m = \int_V^T [H^T] \cdot [C] \cdot [H] \cdot dV \quad (5)$$

onde  $[H^T]$  é derivada das funções de forma escolhida e  $[C]$  é a matriz de elasticidade obtida, a partir das propriedades físicas elásticas do material relacionando tensões e deformações.

A partir das matrizes de rigidez individuais de cada elemento constituinte da estrutura, podemos, então, determinar a matriz de rigidez global, a partir da superposição dos termos individuais dos elementos :

$$K_{i,j}^{\text{global}} = \sum_{m=1}^n K_{i,j}^m \quad (6)$$

No caso de colunas e torres, onde usamos, para análise, elementos de viga, temos, para um  $i$ -éximo elemento, com os graus de liberdade referenciados na figura 2, a matriz de rigidez dada a seguir.

$$[K]^i = \begin{bmatrix} (2i-1) & (2i) & (2i+1) & (2i+2) \\ \downarrow & \downarrow & \downarrow & \downarrow \\ \frac{12E_iJ_i}{L_i^3} & \frac{6E_iJ_i}{L_i^2} & \frac{-12E_iJ_i}{L_i^3} & \frac{6E_iJ_i}{L_i^2} \\ & \frac{4E_iJ_i}{L_i} & \frac{-6E_iJ_i}{L_i^2} & \frac{2E_iJ_i}{L_i} \\ & & \frac{12E_iJ_i}{L_i^3} & \frac{-6E_iJ_i}{L_i^2} \\ & & & \frac{4E_iJ_i}{L_i} \end{bmatrix}$$

*SIMÉTRICO*

### 3.3. Equilíbrio/ Resolução do sistema

Para resolução da equação ( 4 ), torna- se necessária a imposição das condições de contorno, uma vez que, sem as mesmas, teríamos uma estrutura hipostática.

A imposição dessas condições pode ser feita através da inclusão de elementos de mola diretamente na diagonal da matriz de rigidez [ 6 ], simulando- se, assim, as restrições impostas pelo meio à estrutura.

A tendência atual na caldeiraria é a construção de estruturas autoportantes quer seja pelas restrições de espaço para estaiamento das colunas nas refinarias ou plantas químicas, quer seja pela evolução dos métodos de fabricação e projeto. Dessa forma, normalmente, para cálculo de tais estruturas, basta simular o engaste no solo, adicionando- se, para tanto, um termo de rigidez bastante grande, quando comparado à rigidez da estrutura, nos graus de liberdade 1 e 2 do modelo.

No caso de haver estaiamento ou apoio lateral, aplica- se o mesmo raciocínio, introduzindo- se, no grau de liberdade correspondente ao nó, onde a restrição está localizada, a constante de mola equivalente.

### 3.4. Análise da Resposta Estática

Uma vez obtida a resposta estática da estrutura, conforme já mencionado, os seguintes aspectos devem ser analisados :

### 3.4.1. Flecha

Um dos aspectos limitantes, no dimensionamento de colunas e torres, é a relação altura/ flecha. A norma Petrobras N-253, por exemplo, estabelece, para o caso de colunas, a relação ( altura/ flecha ) máxima = 200.

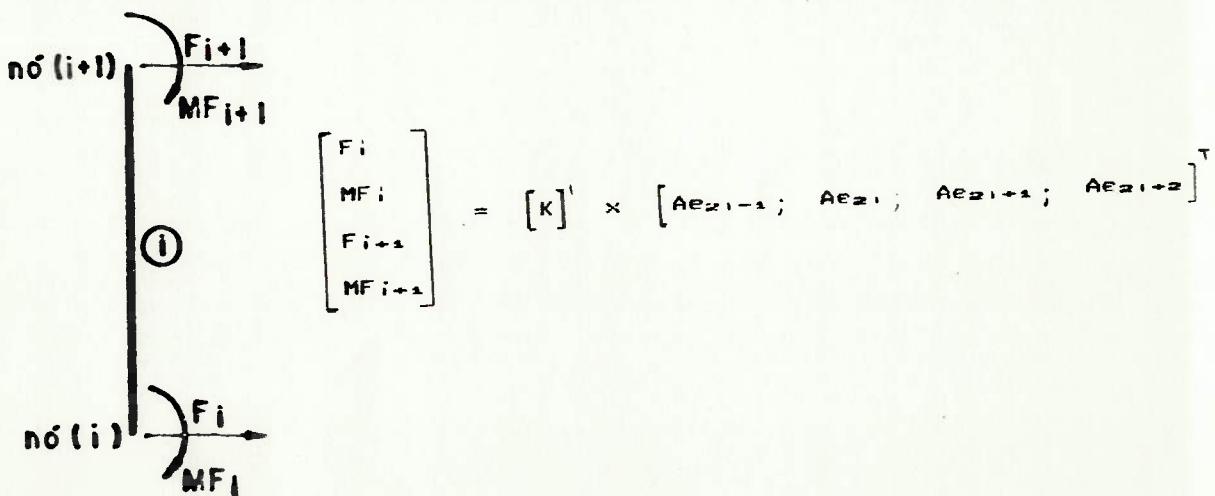
Na prática, para o caso de chaminés, adota-se :

$$(\text{altura/ flecha}) \text{ máxima} = 250$$

A flecha, em cada nó da estrutura, é dada pelos graus de liberdade impares do vetor de deslocamentos, obtido a partir de ( 4 ).

### 3.4.2. Esforços na Extremidade dos Elementos

Os esforços, na extremidade das diversas seções, são obtidos a partir da resolução do equilíbrio individual dos elementos constituintes do modelo, a partir dos valores obtidos para os deslocamentos :



Onde  $F_j$  e  $M_F_j$  são esforços de extremidade atuantes nos nós  $i$  e  $i+1$ .

Assim, com os esforços agentes nas extremidades das seções, pode-se, então, determinar as tensões atuantes decorrentes do carregamento externo.

### 3.4.3. Tensões Agentes

Normalmente, no Brasil, as tensões desse tipo de estrutura são limitadas pelas tensões admissíveis de membrana, no caso de tração, ou pela admissível de flambagem elástica, no caso de compressão, dadas pelo código ASME, majorando-se as mesmas em 25 % por tratarem-se de cargas ocasionais.

Temos, no caso estático, as seguintes tensões atuantes na estrutura :

#### i. Tensões de Membrana

Essas tensões são decorrentes da pressão interna agente.

Para uma seção i qualquer, temos :

\* na direção longitudinal :

$$Sml(i) = \frac{\pi(i) \cdot D(i)}{4 \cdot ts(i)} \quad (7)$$

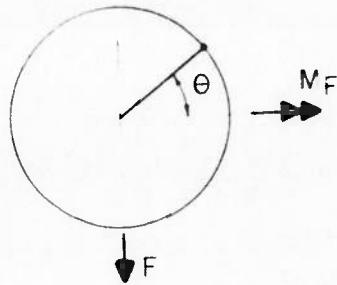
\* na direção circunferencial :

$$Smt(i) = 2 \cdot Sml(i) \quad (8)$$

ii. Tensão Devida à Flexão

Essa tensão é longitudinal e dada por :

$$S_{fl}(i) = \frac{M_f}{Z} \sin(\theta) \quad (9)$$



iii. Tensão Devida ao Carregamento Axial

Também de caráter longitudinal, é dada por :

$$S_a(i) = \frac{F_a(i)}{A(i)} \quad (10)$$

iv. Tensão de Cisalhamento

A tensão de cisalhamento média pode ser escrita como a relação entre a força cortante agente na seção e a área de cisalhamento da mesma :

$$\bar{\tau}_{(i)} = \frac{F(i)}{A\bar{\tau}(i)} \quad (11)$$

Na análise final, tais tensões devem ser sobrepostas, resultando em :

\* Tensão Longitudinal Total

$$S_{lt}(i) = S_a(i) + S_{ml}(i) + S_{fl}(i) \quad (12)$$

\* Tensão Circunferencial

$$S_{ct}(i) = S_{mc}(i) \quad (13)$$

\* Tensão Equivalente de Von Mises

$$\text{Seq(i)} = [ \text{Slt}(i)^2 + \text{Sct}(i)^2 - \text{Sct}(i) \cdot \text{Slt}(i) + 3\bar{\sigma}(i)^2 ]^{0.5} \quad (14)$$

No caso de o projeto não ser feito em concordância com o código ASME, para efeito de dimensionamento estático, a tensão equivalente deve ser menor ou igual à tensão admissível do material na temperatura de projeto.

Conforme o Código ASME Sec. VIII Div. 1 a tensão admissível é dada pelo valor mínimo das condições abaixo:

- i. (tensão de ruptura na temperatura de projeto) / 4
- ii. (tensão de escoamento na temperatura de projeto) / 1.5

#### 3.4.4 Rotação

Em alguns casos especiais, além das restrições de projeto, já mencionadas, costuma-se limitar também o ângulo de inclinação da linha elástica, a fim de garantir-se sempre o nível de projeto processual, nos internos da coluna.

A rotação, em cada nó da estrutura, é dada pelos graus de liberdade pares do vetor de deslocamentos, obtido a partir de (4).

#### 4. ANALISE DINAMICA

Conforme já dito anteriormente, na indústria basileira, a análise dinâmica de torres de processo raramente é efetuada, recorrendo-se, no projeto, a fatores empíricos que dão ao mesmo uma grosseira confiabilidade. Será aqui proposta uma formulação matricial para análise dinâmica, tomando-se como balizas as normas ASME Sec. VIII e NBR-6123, normalmente empregadas.

##### 4.1. Equação de Equilibrio

A equação geral de equilíbrio dinâmico pode ser estabelecida através da relação :

$$[ F_i ] + [ F_{am} ] + [ F_e ] = [ Q_d (t) ] \quad (15)$$

Assumindo- se que a estrutura tem o comportamento linear, e as forças de amortecimento comportamento viscoso, podemos, então, escrever os termos componentes de ( 15 ), na forma :

$$[ F_i ] = [ M ] \frac{\partial^2 [ Ad ]}{\partial t^2}$$

$$[ F_{am} ] = [ C ] \frac{\partial [ Ad ]}{\partial t} \quad (16a)$$

$$[ F_e ] = [ K ] . [ Ad ]$$

Que, agrupados, resultam na equação geral de equilibrio dinâmico :

$$[M] \frac{\partial^2 [Ad]}{\partial t^2} + [C] \frac{\partial [Ad]}{\partial t} + [K].[Ad] = [Qd(t)] \quad (16b)$$

#### 4.2. Matriz de Massa

Sendo a estrutura em análise bastante simples, constituindo-se, basicamente, de elementos de viga, adotaremos, aqui, a matriz de massa consistente, que é obtida com as mesmas funções de interpolação usadas na geração da matriz de rigidez. Assim, desprezando-se a contribuição da inércia rotacional, resulta para um elemento i qualquer da estrutura [3] :

$$[M]^i = \frac{\rho_i A_i}{420 L_i} \begin{bmatrix} (2i-1) & (2i) & (2i+1) & (2i+2) \\ 156 & -22L_i & 54 & -13L_i \\ & 4L_i^2 & +13L_i & -3L_i^2 \\ & & 156 & 22L_i \\ & & & 4L_i^2 \end{bmatrix}$$

*SIMÉTRICA*

Onde :  $A_i$  é a área seccional do elemento i

$L_i$  é o comprimento do elemento i

$\rho_i$  é a massa por unidade de volume do material constituinte do elemento, contabilizando-se :

- massa própria da estrutura, incluindo

material estrutural, revestimento,  
apêndices e internos;  
- massa de líquido contido no interior da  
torre;

No caso de massas concentradas, as mesmas são introduzidas diretamente na diagonal da matriz de massa.

Assim como foi feito para a matriz de rigidez, cada termo da matriz de massa global da estrutura pode ser determinada através da somatória dos diversos termos individuais dos elementos que a constituem.

#### 4.3 Determinação do Amortecimento

O mecanismo de amortecimento, em colunas e torres de processo, é bastante complexo, sendo função de vários fatores, tais como : materiais adotados em sua construção, isolamento térmico e proteção contra fogo, tipo de fundação, fenômenos de movimentação interna de fluido e interação da estrutura com o meio envolvente ( ar ).

Estimativas teóricas, para determinação do amortecimento de colunas e torres, têm se mostrado impraticáveis [ 14 ].

Dessa forma, o que normalmente se recomenda é a estimativa a partir de estruturas semelhantes.

A referência [ 13 ] propõe que o amortecimento global da estrutura seja avaliado, a partir da soma individual dos decrementos logarítmicos de suas parcelas componentes.

Com o valor do decremento logarítmico resultante, pode-se, então, a fim de se determinar a resposta do sistema, calcular, aproximadamente, o valor da relação de amortecimento [ 3 ]:

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi}$$

Sachs [ 13 ], divide o amortecimento da estrutura nas componentes a seguir estudadas.

#### 4.3.1 Amortecimento por Histerese

O decremento logarítmico devido à histerese de material pode ser calculado pela fórmula de Sachs :

$$\Delta_m = \frac{A}{B} \cdot E \cdot J \cdot \sigma^{n-2} \quad ( 17 )$$

Onde : E ( PSI ) módulo de elasticidade

$\sigma$  ( PSI ) tensão de pico ciclica  
( entre 0,5 - 1,5 vezes o limite de fadiga )

n ( -- ) constante do material ( 2,5 para o aço comum )

A,B,J constantes que dependem do material e da distribuição de tensões na estrutura.

Tabela 1 : Valores de J e n para diversos materiais

	J ( $\times 10^{12}$ )	n
Aço Carbono	447	2.14
Aluminio	1221	2.10
Fibra de Vidro	4.2	2.90

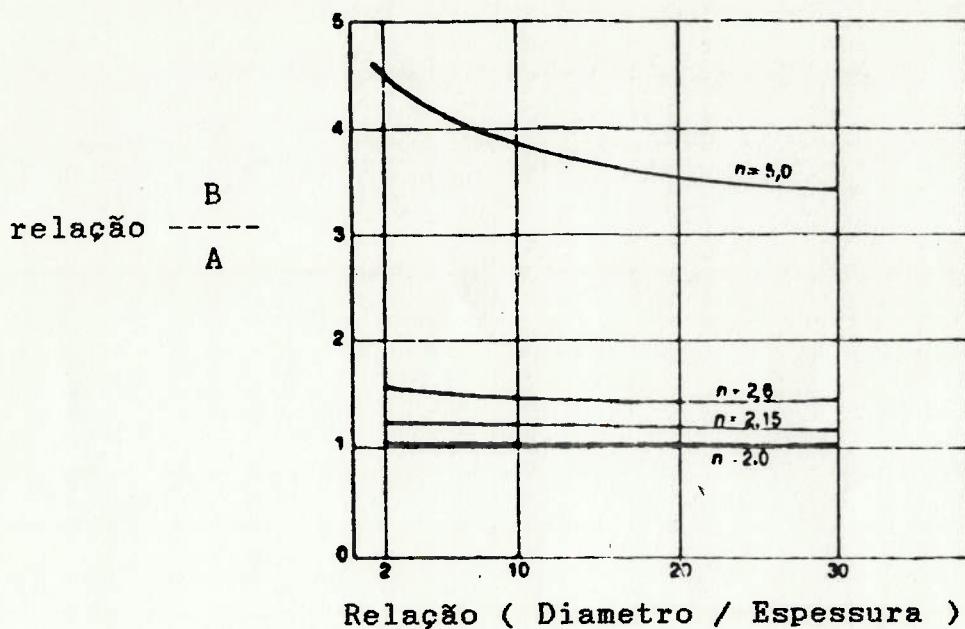


Figura 4 : fatores A e B

Na prática, temos que o amortecimento por histerese sofre um acréscimo decorrente de singularidades como: junções aparafusadas, apêndices, tubulações, etc., o que torna sua perfeita previsão teórica inviável.

#### 4.3.2. Amortecimento Devido ao Isolamento Térmico

Freese [ 23 ] tomou resultados de testes de campo para estabelecer o efeito do isolamento térmico, comparando os

valores do decremento logarítmico antes e após a colocação do isolamento, constatando que, em alguns casos, a colocação do isolamento quase dobrou o decremento.

Comparando- se as tabelas 2 e 3, percebe- se que o efeito do revestimento térmico resulta, em média, em um acréscimo de amortecimento da ordem de 0.3 %. Através de valores do amortecimento crítico percentual, calculados com base em estudos de Zorilla [ 14 ], também observa- se que o uso de isolamento térmico acresce o amortecimento na ordem de 0.3 %.

Adota- se, na prática, para isolamento térmico, um valor conservativo de 0.1 % (decremento logarítmico = 0.0063 ), válido sempre que a densidade do isolamento for muito menor que a densidade do material construtivo da torre, o que, normalmente, ocorre.

#### 4.3.3. Amortecimento das Fundações

A contribuição do amortecimento das fundações é quase, por si só, o amortecimento total do sistema.

De acordo com [ 13 ], o amortecimento das fundações pode ser dividido em duas parcelas: amortecimento interno e amortecimento por radiação.

O fenômeno do amortecimento interno ocorre em solos secos não coesos, onde a energia é dissipada através de um mecanismo de atrito entre as partículas do solo, durante

a reversão das tensões. Já o amortecimento por radiação ocorre quando a energia cinética, transmitida ao solo em forma de vibrações, é repassada em forma de ondas, através do solo a longas distâncias.

A interação do solo com a estrutura pode ser imaginada como um pistão, formado pela base da coluna, e envolvida por uma camisa formada pelo solo propriamente dito, com água ou ar preenchendo o vazio deixado pelo movimento ascendente e descendente, em razão da movimentação da coluna.

Percebe-se, nesse caso, a existência de uma grande parcela de amortecimento viscoso.

Juntamente com o escorregamento da fundação com o solo que a envolve, temos também o atrito seco de Coulomb gerarando forças de amortecimento nessas "interfaces". Ao mesmo tempo, o solo abaixo da fundação, sofrerá tensões variáveis, que resultarão em amortecimento por histerese.

Assim, todos esses efeitos contribuirão para a perda de energia no sistema, relacionando-se com a diminuição da amplitude de vibração a cada ciclo, isto é, o próprio decremento logarítmico.

Um considerável efeito do aterramento, no valor do amortecimento, foi observado também em análise de fundações, colocadas em solos arenosos. Por exemplo, temos o caso em que o amortecimento subiu em quase 60 %

[ 14 ], quando a fundação foi aterrada até uma altura de 1 metro.

Whitman e Richart [ 13 ] obtiveram a seguinte equação empírica para o amortecimento interno do solo :

$$\delta_s = 4.5 \cdot \delta_{xy}^{0.2} \cdot \sigma_o^{-0.5} \quad (18)$$

onde :  $\delta_{xy}$  (---) deformação por cisalhamento  
 $\sigma_o$  (PSF) pressão de compactação do solo

#### 4.3.4. Amortecimento Devido aos Apêndices

Outra fonte de amortecimento que é muito difícil de ser quantificada, é aquela relativa à defasagem de frequência de vibração dos apêndices da coluna ( plataformas, escadas, tubulação,...) e da coluna propriamente dita. Tais elementos irão vibrar em modos desacoplados do modo de vibração da coluna, dessa forma, forças de amortecimento serão induzidas em várias regiões da coluna, além do amortecimento por histerese, que se desenvolverá dentro de cada um desses elementos.

Vemos, então, que é praticamente impossível determinar qual o valor de tal amortecimento. Assim sendo, o que se faz é arbitrar, como parcela de influência dos apêndices, um amortecimento crítico percentual de 0,1 %.

#### 4.3.5. Amortecimento Aerodinâmico

Geralmente o amortecimento aerodinâmico é desprezível para o caso de torres. Isso se deve ao fato de que as velocidades oscilatórias das mesmas são normalmente baixas, e o amortecimento aerodinâmico é proporcional ao quadrado da velocidade. Na prática despreza-se tal efeito.

#### 4.3.6. Amortecimento devido à movimentação interna de líquido

Freese [ 13 ] estudou, através de testes de campo, a influência do movimento interno de fluido no decremento logarítmico de torres de processo. O valor médio, por ele obtido para o decremento logarítmico, testando-se colunas inicialmente vazias e depois com líquido, foi da ordem de 0,09, equivalente a um amortecimento crítico percentual de 1,5 %.

#### 4.3.6. Determinação do Amortecimento Global da Estrutura

Para chegar-se ao amortecimento total do sistema, consideraremos o modo fundamental como sendo predominante. A energia dissipada pelos mecanismos discutidos de dissipação é somada e igualada ao total da energia dissipada por um sistema fictício linear equivalente. Adotando-se o conceito de decremento logarítmico para cada mecanismo de amortecimento, a força

de amortecimento, independente de sua lei de variação, é automaticamente linearizada e transformada em força viscosa de amortecimento equivalente. Dessa forma, somando-se os vários coeficientes de amortecimento viscosos linearizados, obtém-se o coeficiente de amortecimento global.

Sachs [ 13 ] listou alguns dados de campo para torres de aço soldadas, não revestidas e revestidas, conforme tabelas 2 e 3.

Tabela 2 : Colunas Não Revestidas

Altura ( ft )	Diâmetro ( ft )	Decremento Logaritmico
150	4.0	0.010
225	11.3	0.027
225	11.3	0.027
200	11.0	0.040
250	7.0	0.050
296	17.5	0.030
274	13.5	0.038
253	12.8	0.032

Tabela 3 : Colunas Revestidas

Altura ( ft )	Diâmetro ( ft )	Decremento Logaritmico
225	11.3	0.040
225	11.3	0.070
200	11.0	0.060
250	16.5	0.060
300	14.5	0.090

Conforme se nota, é muito difícil estabelecer uma regressão confiável para os dados relatados no campo,

desta forma, como primeira aproximação para valores médios de projeto, o que se adota, normalmente, são os valores propostos por Zorrilla [ 14 ], dados na tabela 4.

E conveniente notar que os valores de amortecimento, mostrados nesta, tabela são válidos, a rigor, apenas para o primeiro modo de vibração [ 13 ] [ 14 ]. Entretanto, conforme veremos a seguir, na determinação da resposta dinâmica, necessitamos de valores correspondentes aos outros modos fundamentais da estrutura, uma vez que a faremos pelo método da superposição modal [ 3 ]. Sendo tais valores bastante dificeis de serem obtidos, tendo em vista a série de aproximações até aqui já feitas, adotaremos os valores da tabela 4 como válidos para todos os modos.

Tabela 4 : Valores recomendados para Decremento Logarítmico no projeto de Colunas e Torres

Construção	Revestimento	Valor Recomendado
Soldada	nenhum	0.03
Soldada	gunite	0.05
Soldada	vaso cheio d'água	0.07
Rebitada	refratário	0.07

#### 4.4. Esforços de Excitação

A principal fonte de esforços dinâmicos, no projeto de colunas e torres, é o vento, uma vez que um corpo cilíndrico imerso em um fluxo fluido sofre, além de esforços de arraste na direção do fluxo, esforços dinâmicos de sustentação na direção ortogonal ao mesmo.

Tais esforços são oriundos do despreendimento cíclico de vórtices, fenômeno conhecido também por "Rua de Vórtices de Von Karman", que começa a ocorrer a baixos números de Reynolds.

Sendo a ocorrência dos vórtices alternada, em ambos os lados do cilindro, em direção praticamente ortogonal ao fluxo no qual o mesmo está imerso, temos que, o despreendimento de vórtices, causa depressões localizadas, que, por sua vez, induzem o cilindro uma resultante de pressão também alternada.

A frequência de despreendimento de tais vórtices é proporcional à velocidade do fluxo e inversamente proporcional ao diâmetro externo do cilindro. A constante de proporcionalidade, um número adimensional, é conhecida como Número de Strouhal ( S ). Dessa forma, a frequência de despreendimento de vórtices é dada por [ 10 ]:

$$\bar{f} = S \frac{V}{D_o}$$

( 19 )

Este fenômeno vem sendo alvo de estudo há muitos anos e, ainda não se pode dizer que esteja plenamente dominado. Testes de laboratório têm mostrado que o valor teórico normalmente adotado em projeto,  $S = 0.2$ , pode ser considerado como uma boa aproximação em uma faixa bastante larga do número de Reynolds [ 7 ]. A figura 5 mostrada a seguir é, atualmente, aceita por diversos autores como uma aproximação do comportamento do número de Strouhal para números de Reynolds inferiores a 2.000.000. Tal consenso foi obtido após exaustivos testes de campo em estruturas conhecidas [ 7 ].

Experimentos mostram que o fenômeno de formação de vórtices se inicia para  $Re > 40$ , sendo que, na faixa  $150 < Re < 300$ , ocorre uma oscilação bastante grande do número de Strouhal, conhecida como faixa de transição. Acima desse valor, há uma estabilização de  $S$  em torno de 0.2. Testes de laboratório, em tunel de vento, mostram que para  $Re > 200.000$  ocorre um crescimento bastante acentuado de  $S$ .

Testes de laboratório demonstram que para  $Re > 3.000.000$  a Rua de Vórtices começa a tornar-se aleatória, além do ponto de separação de vórtices começar a deslocar-se perimetralmente, ao redor do cilindro, em direção de jusante, diminuindo, dessa forma, a componente de força normal ao fluxo.

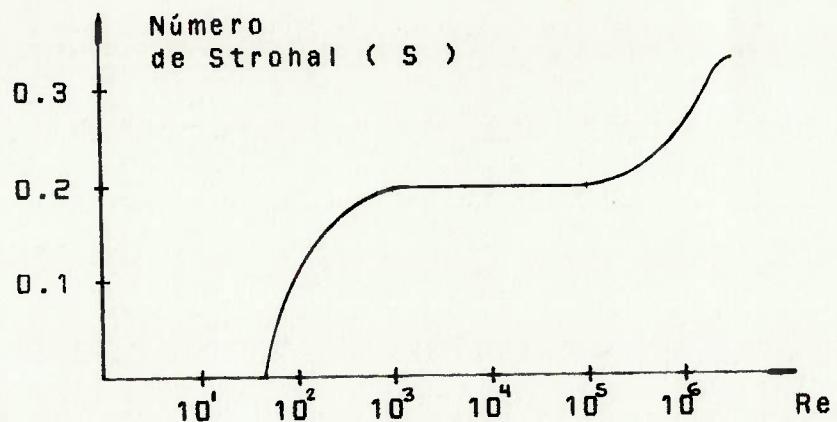


Figura 5 : Variação de S em função de Re

Vários experimentos de campo têm sido feitos para chegar-se a um consenso sobre o valor de S, que será adotado em projeto. A tabela 5 mostra alguns casos, acompanhados no campo [ 7 ].

Caso	Vc	f	d	Re(10 <sup>3</sup> )	S	Solo
1	33.0	1.50	8.83	2.10	0.21	SSF
2	25.5	1.60	4.60	1.05	0.22	SSF
3	17.0	0.57	8.00	1.30	0.18	SSF
4	19.0	0.58	10.60	1.90	0.22	SSF
5	64.0	1.00	16.50	9.80	0.175	?
6	49.0	1.20	11.33	5.10	0.19	?

TABELA 5

onde : Vc velocidade do vento ( mph )

f frequência natural da coluna ( cps )

d diâmetro da coluna ( ft )

R Número de Reynolds

S Número de Strohal

SSF Fundação em Solo Compactado

Tendo em vista a faixa de  $Re$ , onde, normalmente, as estruturas em questão operam ( $< 2.000.000$ ), adota-se, correntemente em projeto, o valor de  $S = 0.2$ .

A amplitude da força de sustentação média, distribuída ao longo de uma seção i qualquer da estrutura pode, então, ser escrita :

$$F_1(i) = C_1 \cdot D_o(i) \frac{\bar{V}^2(i)}{2} \cdot \rho_a \quad (20)$$

Onde :  $C_1$  : coeficiente médio de sustentação

$\bar{V}$  : velocidade relativa média incidente

$D_o$  : diâmetro externo da seção

$\rho_a$  : densidade do ar

Testes de laboratório e observações em campo têm demonstrado que o valor de  $C_1$  varia entre 0.2 a 1.9. É bastante interessante o comportamento de  $C_1$  em função de  $Re$ , uma vez que diversos pesquisadores se têm reportado a valores constantes de  $C_1$  em uma faixa bastante larga de  $Re$  enquanto outros se referem a valores decrescentes de  $C_1$  para  $Re$  crescentes. Younis [ 18 ] publicou um dos mais recentes trabalhos na área, baseado em uma série de observações experimentais, recomendando a adoção de  $C_1 = 0.60$  para todas as faixas de Reynolds, no cálculo de torres.

Uma vez definida a amplitude da força de excitação, e sua frequência, que coincide com a frequência de despreendimento da Rua de Vórtices de Von Karman, podemos, então, para cada seção, descrever a variação dos esforços dinâmicos distribuidos, devidos ao vento :

$$\bar{w}_d(i) = F_l(i) \cdot \sin(\bar{f}(i) \cdot t) \quad (21)$$

Calculando- se para cada seção os esforços dinâmicos distribuidos, pode- se, então, calcular o vetor de esforços dinâmicos [ Qd(t) ] de maneira análoga ao que foi feito para o caso de cargas estáticas, conforme mostrado no item 3.1.2.

#### 4.5 Ocorrência de Ressonância

Teoricamente, temos caracterizada a ressonância da estrutura, sempre que tivermos qualquer esforço externo agindo com frequência coincidente a uma das frequências naturais do sistema. Na prática, entretanto, temos alguns erros bastante comuns que são, no dia a dia, incorporados ao projeto :

- a) Caracteriza- se a ocorrência de ressonância apenas pela coincidência "exata" de frequências de excitação com frequências naturais do sistema. Nesse caso, esquece- se a série de hipóteses implicadas na modelagem matemática para determinação de tais valores, pois,

conforme já discutido, existe uma série de incertezas na determinação do modelo de cálculo dos esforços atuantes do amortecimento, além de uma série de fatores simplificadores assumidos na resolução do problema, recomendando-se assim, adotar, como faixa de ocorrência de resonância, uma variação de 20 % em torno do ponto teórico de coincidência.

b) Outro erro, bastante comum na indústria, é constatar que a frequência de despreendimento de vórtices, para a velocidade de vento de projeto, está fora da faixa de ressonância, concluindo-se, assim, que a estrutura não terá problema de vibração. O problema reside no fato de que a velocidade de vento de projeto indica, com segurança, apenas o valor máximo que pode ser atingido, quando, na verdade, poderemos ter caracterizada a ressonância para velocidades menores.

c) Costuma-se concluir diretamente que, se a estrutura está na faixa de ressonância, a mesma está projetada inadequadamente. Esse é o principal problema, que, a meu ver, está relacionado à cultura dos projetistas ligados à indústria. Verifica-se, através de modelagens, que na maioria dos casos a energia transmitida pelo vento a esses sistemas, durante ressonância, é bastante pequena, resultando em tensões que indicariam vida útil infinita se feita análise de fadiga. Esse fato deve-se principalmente, a dois fatores: falta de conhecimento da grande maioria dos projetistas do fenômeno e a falta de

ferramentas adequadas para tal tipo de análise no mercado.

#### 4.6. Determinação da Resposta do Sistema

A forma mais usual de cálculo da resposta de um sistema linear é proporcionada pela combinação das formas de vibração livre não amortecidas. Essas formas têm o mesmo papel que as funções trigonométricas em uma série de Fourier e são vantajosas pelas mesmas razões : obedecem às propriedades de ortogonalidade e descrevem os deslocamentos da estrutura eficientemente. Assim sendo, bons resultados podem ser obtidos com a superposição de poucos termos. Esse método é comumente conhecido como "Método da Superposição Modal" [ 3 ].

Por Superposição Modal, o deslocamento dinâmico da estrutura pode ser obtido pela somatória :

$$[ Ad ] = \sum_{i=1}^n Y_i \cdot \phi_i \quad ( 22 )$$

onde  $Y_i$  é a resposta normal para o i-ézimo modo.

$\phi_i$  é o auto vetor normalizado para o i-ézimo modo

$n$  é o número de termos usados na superposição

Por decorrência temos :

$$\frac{\partial^2 [Ad]}{\partial t^2} = \sum_{i=1}^n [ \phi_i ] \frac{\partial^2 Y_i}{\partial t^2} \quad ( 23a )$$

$$\frac{\partial [\text{Ad}]}{\partial t} = \sum_{i=1}^n [\phi_i] \frac{\partial y_i}{\partial t} \quad (23b)$$

substituindo- se, na equação geral de equilíbrio dinâmico (15), vem :

$$[M] \sum_{i=1}^n [\phi_i] \frac{\partial^2 y_i}{\partial t^2} + [C] \sum_{i=1}^n [\phi_i] \frac{\partial y_i}{\partial t} + [K] \sum_{i=1}^n [\phi_i] y_i = [Pd] \quad (24)$$

sendo  $[\phi_i]$  um auto vetor correspondente ao i-ézimo modo da estrutura, cabe, aqui, a introdução das propriedades de ortogonalidade dos auto vetores [3] :

$$[\phi_i]^T [M] [\phi_j] = m_i \quad \text{para } i = j \\ = 0 \quad \text{para } i \neq j$$

$$[\phi_i]^T [K] [\phi_j] = k_i \quad \text{para } i = j \\ = 0 \quad \text{para } i \neq j$$

onde :  $m_i$  é chamada massa generalizada  
 $k_i$  é chamada rigidez generalizada

Assumindo- se, por simplificação [3], que tais propriedades possam também ser aplicadas à matriz de amortecimento da estrutura, obtém- se assim o amortecimento generalizado  $\zeta_i$ .

Multiplicando- se ambos os lados de ( 24 ) por  $[ \quad i ]$ ,  
e usando- se as propriedades de ortogonalidade, descritas  
acima, teremos :

$$m_i \frac{y_i}{t} + C_i \frac{y_i}{t} + k_i y_i = [\phi_i]^T [Q_d] \quad ( 25 )$$

Note, dessa forma que se pode obter uma série de equações diferenciais desacopladas entre si, onde cada uma delas, para cada modo  $i$ , é a equação de equilíbrio de um sistema de um grau de liberdade.

A solução de tais equações torna- se mais simples ainda quando partimos do princípio de que os esforços dinâmicos, advindos do vento, são senoidais.

Por conseguinte, a solução de ( 25 ) é dada por [ 3 ] :

$$y_i = e^{-\gamma f t} \cdot \{ A \cdot \sin(fd.t) + B \cdot \cos(fd.t) \} +$$

$$+ \frac{\phi_i^T [Q_d(t)] \cdot [(1 - \beta^2) \cdot \sin(\bar{f}.t) - 2\gamma \beta \cdot \cos(\bar{f}.t)]}{k_i \cdot [(1 - \beta^2)^2 + 4\gamma^2 \beta^2]^{1/2}} \quad ( 26 )$$

onde :  $\beta = \frac{\bar{f}}{f}$       relação entre frequências

$$fd = f \cdot (1 - \gamma^2)^{0.5} \quad \text{frequência natural amortecida}$$

O primeiro termo de ( 26 ) representa a resposta transitória da estrutura sob o carregamento de vento, sendo que as constantes A e B são determinadas a partir das condições iniciais do sistema. Esse termo "morre" rapidamente, em função do tempo, de sorte que consideraremos apenas o segundo termo, que representa a resposta permanente na solução do problema.

Obtendo- se, portanto, os diversos  $Y_i$ 's, considerados na superposição modal, a resposta final do sistema é dada, então, pela equação :

$$[Ad] = \sum_{i=1}^n Y_i \cdot \phi_i \quad (27)$$

Uma vez que estamos interessados nos esforços elásticos agentes nas diversas seções da estrutura, os mesmos podem ser determinados conforme já mencionados no item 3.3, aplicando- se os deslocamentos dinâmicos, ao invés dos estáticos na equação de equilíbrio.

Sendo o comportamento da estrutura linear, e estando a mesma sujeita a carregamentos diferenciados em suas diversas seções, o procedimento que se adota para resolução de ( 26 ) é assumir uma seção por vez carregada, superpondo- se às influências individuais de cada carga, na linha elástica final :

$$Y_i = \sum_{j=1}^{2n+2} Y_{ij} \quad \text{onde } Y_{ij} \text{ é a resposta normal,}$$

resultante da aplicação de carga no grau de liberdade j no i-ézimo modo de vibração.

Dessa forma, de maneira análoga ao que foi feito no item 3.4.2., serão obtidos :

$F_{dj}$  - força cortante, atuante no nó j, devido ao carregamento dinâmico

$M_{Fdj}$  - momento fletor, atuante no nó j, devido ao carregamento dinâmico

#### 4.7. ANALISE DA RESPOSTA DINAMICA

A análise de resposta não é imediata, como no caso estático anteriormente discutido. Antes de qualquer coisa, deve-se ter em mente que a resposta dinâmica ocorre sempre em superposição à estática, e ortogonal a esta. Portanto, deve-se, para cada seção da estrutura em análise, encontrar a lei de variação das tensões, a fim de proceder-se à verificação, através de uma análise de fadiga.

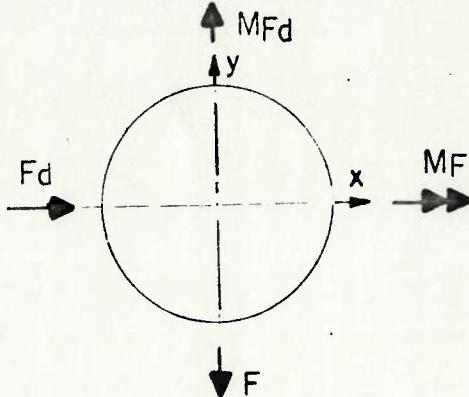
No Brasil a grande maioria das análises de fadiga de equipamentos de caldeiraria são regidas pelo ASME Sec. VIII Div. 2, cujo resumo de sua sistemática está mostrado no Apêndice 2 deste trabalho.

Vamos, aqui, propor uma sistemática de análise, adotando-se o Critério de Goodman [ 25 ] [ 26 ].

#### 4.7.1. Tensões Agentes nas Seções

Sendo os esforços dinâmicos ortogonais aos estáticos, os esforços globais de flexão, atuantes em um nó j da estrutura, são dados por:

$$\begin{aligned} M \text{ fletor} &= MF^{\hat{i}} + MF_d^{\hat{j}} \\ F \text{ cortante} &= F_d^{\hat{i}} - F^{\hat{j}} \end{aligned} \quad (28)$$



que, combinados aos esforços devidos à pressão interna e axial, resultam nas tensões globais para uma seção i :

Circunferencial :

$$Sct(i) = \frac{\pi(i).Di(i)}{2.ts(i)} \quad (29)$$

Longitudinal :

$$\begin{aligned} Slt(i) &= \frac{Fa(i)}{A(i)} + \frac{\pi(i).Di(i)}{4.ts(i)} + \frac{Mf}{Z} \operatorname{sen}(\Theta) \\ &\quad - \frac{Mfd}{Z} \cos(\Theta) \cdot \operatorname{sen}(f.t) \end{aligned} \quad (30)$$

Cisalhamento :

$$\bar{\epsilon}(i) = \frac{\{ [ F_d \cdot \operatorname{sen}(\bar{f} \cdot t) ]^2 + F \}^{0.5}}{A\bar{\epsilon}(i)} \quad (31)$$

#### 4.7.2. Tensão Admissível

Ao contrário do que ocorre no caso da análise estática, onde comparamos diretamente a tensão atuante ao valor da admissível, no caso de análise dinâmica, a tensão limitante é chamada de "Resistência à Fadiga" ( $S_e$ ).

A Resistência à Fadiga  $S_e$ , que é o valor abaixo do qual as tensões atuantes resultam em vida útil infinita, depende de uma série de fatores, além das propriedades do material, que implicam em sua determinação [ 25 ] :

$$S_e = K_a \cdot K_b \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_e \cdot K_f \cdot S_e' \quad (32)$$

onde :

$S_e'$  = Resistência à Fadiga obtida através de um corpo de prova do tipo "rotating beam". A tabela 6 traz o valor de  $S_e'$  para alguns tipos de aços.

Tabela 6 : valores médios para a relação entre resistência à fadiga e tensão de ruptura para aços

	Ferrítico	Perlitico	Martensítico
Aço Carbono	0.60	0.40	0.25
Aço Liga	....	....	0.35

$K_a$  = fator de acabamento do material. O corpo de prova para obtenção do valor. Se tem superfície polida, razão pela qual seu valor deve ser corrigido em função do grau de acabamento do ponto analisado.

Grau de acabamento :

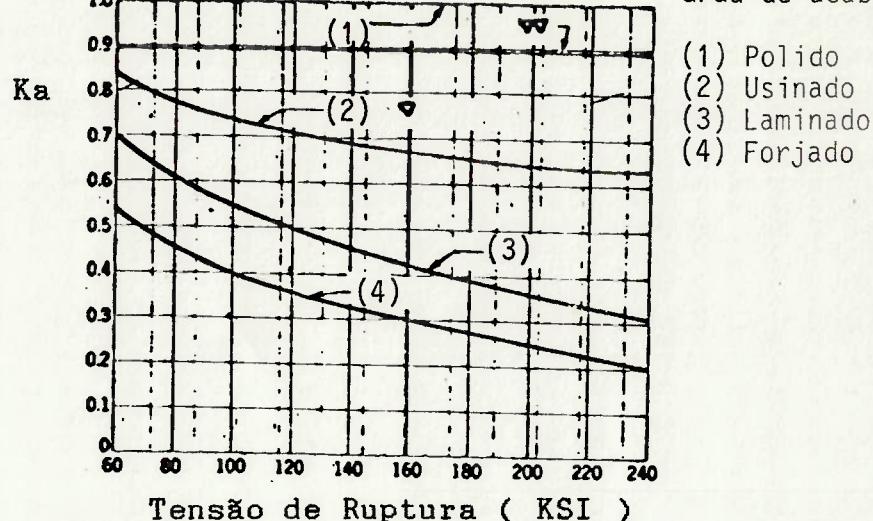


Figura 6 : Fator de acabamento superficial

$K_b$  = fator de tamanho. Um fator a ser considerado na avaliação da resistência a fadiga de um corpo é um efeito de escala, uma vez que este limite cai à medida que o tamanho do corpo de prova ou da peça aumenta.

Infelizmente, o teste de uma grande gama de peças com tamanhos variáveis em laboratório, para parametrização de  $K_b$ , seria muito dispendioso, além de demandar num tempo bastante grande. Por essa razão, existem poucos dados disponíveis para determinação deste fator.

A nível de projeto, recomenda-se [ 25 ]:

K<sub>b</sub> = 0.71 quando existem testes  
específicos, relacionados à  
estrutura em análise;

K<sub>b</sub> = 0.60 em caso contrário.

K<sub>c</sub> = fator de confiabilidade. Esse fator indica o nível de confiabilidade com o qual o valor de S<sub>e</sub> é obtido. A tabela 7 traz K<sub>c</sub>, em função do nível de confiabilidade desejado, assumindo-se um desvio padrão de 8%, em função do valor correto de S<sub>e</sub> [ 25 ].

Tabela 7 : fator de confiabilidade K<sub>c</sub>

Confiabilidade	K <sub>c</sub>
0.50	1.000
0.90	0.897
0.95	0.868
0.99	0.814
0.999	0.753
0.999 9	0.702
0.999 99	0.659
0.999 999	0.620
0.999 999 9	0.584
0.999 999 99	0.551
0.999 999 999	0.520

K<sub>d</sub> = fator de temperatura. A temperatura tem também influência na resistência à fadiga do material, existindo uma vasta bibliografia disponível a respeito. A figura 7 traz a variação de K<sub>d</sub>, em função da temperatura para o aço carbono médio, usualmente empregado em

torres de processo.

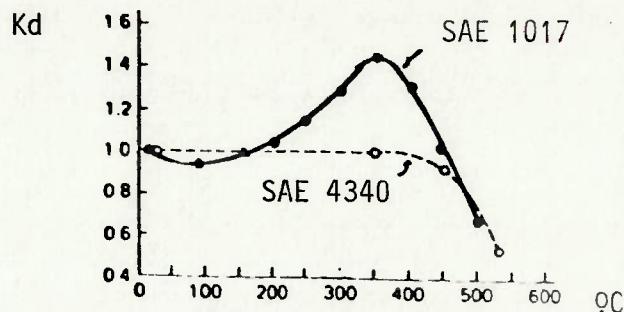


Figura 7 : fator de temperatura

$K_e$  = fator de concentração de tensões em fadiga.

Como o corpo de torres possui, geralmente, uma série de descontinuidades, que alteram o campo de tensões, 'o valor de  $S_e$ ' também deve ser corrigido, a fim de levar em conta esta influência. O fator de concentração de tensões em fadiga é relacionado ao fator de concentração de tensões usualmente adotado na análise estática ( $K_t$ ), através da "constante de sensibilidade"  $q$  do material, que varia entre 0 e 1 :

$$K_e = 1 + q ( K_t - 1 ) \quad ( 33 )$$

A favor da segurança, na falta de maiores informações, pode-se, a nível de projeto, adotar  $q = 1$ .

$K_f$  = o fator  $K_f$  é usualmente adotado como uma

correção de  $S_e$ , em face de uma série de fatores particulares que influem sobre o mesmo, tais como: atmosfera corrosiva, tensões residuais, variações na estrutura cristalina do material, etc. Esse fator deve ser arbitrado em função da experiência do projetista.

Verifica-se experimentalmente que, quando se aumenta a tensão média ( $S_m$ ) de um ensaio, a tensão alternada ( $S_a$ ) admissível, para que não ocorra a fratura em um dado número de ciclos, cai. A dependência entre tais grandezas pode ser definida segundo o Critério de Goodman [ 25 ]:

$$\frac{S_a}{S_e} + \frac{S_m}{S_{rup}} = 1 \quad ( 34 )$$

ou para um número finito de ciclos ( $N_s$ ) :

$$\frac{S_a}{S_{fc}} + \frac{S_m}{S_{rup}} = 1 \quad ( 35 )$$

onde  $S_{fc} = 10 \cdot N_s$

$$C = \log ( 0.64 \times S_{rup} / S_e' )^2$$

$$b = -0.33 \times \log ( 0.8 \times S_{rup} / S_e' )$$

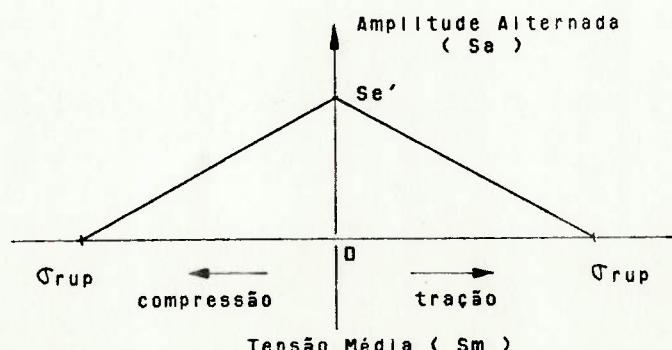


Figura 8 : Diagrama de Goodman

Em nosso caso, temos, em um nó j qualquer da estrutura, as seguintes tensões média e alternada :

Tensão Média :

\* Circunferencial :

$$S_{m,c}(i) = \frac{\pi(i).D_i(i)}{2.ts(i)} \quad (36)$$

\* Longitudinal :

$$S_{m,l}(i) = \frac{F_a(i)}{A(i)} + \frac{\pi(i).D_i(i)}{4.ts(i)} + \frac{M_f}{Z} \sin(\theta) \quad (37)$$

\* Cisalhamento :

$$\bar{\gamma}_m(i) = \frac{F}{A\bar{\gamma}(i)} \quad (38)$$

Tensão Alternada :

\* Longitudinal :

$$S_{alt}(i) = -\frac{M_{fd}}{Z} \cos(\theta) \cdot \sin(f.t) \quad (39)$$

\* Cisalhamento :

$$\bar{\gamma}_a(i) = \frac{F_d}{A\bar{\gamma}(i)} \quad (40)$$

Conforme [ 25 ] adotando- se como elementos de análise as tensões equivalentes de Von Mises temos :

Tensão Média :

$$S_{me}(i) = \{S_{m,l}(i)^2 + S_{m,c}(i)^2 - S_{m,l}(i).S_{m,c}(i) + 3\bar{\epsilon}_a^2(i)\}^{0.5} \quad (41)$$

Tensão Alternada :

$$S_{ae}(i) = Salt(i) + 3\bar{\epsilon}_a^2(i) \quad (42)$$

Com as quais podemos, então, definir o critério de análise da vida útil da estrutura para um dado nó j :

$$\bar{S}_a = S_e \cdot \left( 1 - \frac{S_{me}}{S_{rup}} \right) \quad (43)$$

onde  $\bar{S}_a$  é a tensão máxima alternada admissível para uma vida útil infinita. Dessa forma, tem-se :

i. Se  $S_{ae} < \bar{S}_a$  então, a vida útil será infinita

ii. Se não a vida útil será dada por :

$$N_s = 10^{-C/b} \times S_{ae}^{1/b} \quad (44)$$

com os fatores C e b definidos na equação 35.

No caso de torres, via de regra, temos, sob o ponto de vista de projeto a estrutura sujeita a um único carregamento cíclico, que é, geralmente, a mesma sujeita ao carregamento de vento, que induz a mesma ao primeiro

modo de vibração. No caso da estrutura, ao longo de sua vida útil, estar sujeita a uma série de solicitações cíclicas, pode-se então usar a "Lei de Palmgren-Miner" [ 25 ] [ 26 ] para verificação do dano cumulativo. Se  $N_s$  é o número de ciclos necessários para romper um material quando  $S_a = i$ , e  $n_i$  é o número de ciclos a que o material foi submetido sob a tensão  $i$ , a lei de Palmgren-Miner afirma que a fratura ocorrerá quando :

$$\frac{n_i}{N_{si}} \geq 1 \quad (45)$$

onde  $k$  é o número de níveis de solicitação  $i$ , envolvidos no programa de cargas. Apesar de observarem-se muitos desvios com relação à lei acima, e numerosas modificações haverem sido propostas, essa formulação sido largamente utilizada [ 26 ].

#### 4.8. Métodos para Evitar a Ressonância

No caso de haver um comportamento dinâmico não aceitável na estrutura, os seguintes artifícios podem ser adotados, no projeto ou na modificação construtiva:

- i. Pode-se adicionar revestimento em colunas não revestidas, ou, no caso de a mesma já ser revestida, pode-se aumentar a espessura do revestimento ou sua densidade. Tal procedimento contribui de duas formas : aumenta a massa global da estrutura e também o respectivo amortecimento. Em alguns casos apenas um aumento de nível do fluido de processo já é suficiente para estabilizar a

estrutura.

ii. Pode- se, na fase de projeto, tirar a estrutura da faixa de ressonância, alterando- se o diâmetro ou sua altura. Essa solução nem sempre é possível, uma vez que influí diretamente em seu dimensionamento processual. Uma outra forma de alterar sua rigidez e, ao mesmo tempo, a massa, é a modificação das espessuras constituintes do costado. Essa solução tem como vantagem a não interferência no cálculo processual, sendo sua maior desvantagem o fator econômico, pois afeta diretamente o montante da matéria prima utilizada na fabricação.

iii. O amortecimento da estrutura pode ser também aumentado com o acréscimo do diâmetro, podendo, alguns casos, tirá-la da zona de ressonância. Esse método, conforme já mencionado, é dificilmente adotado uma vez que, além de influir diretamente na eficiência processual da coluna, é pouco significativo.

iv. A colocação de "stays", ou guias colocados ao longo do corpo da estrutura, pode tirá-la da faixa de ressonância, uma vez que aumentam sua rigidez. Essa solução, clássica no passado, é atualmente muito pouco utilizada, tendo em vista o grande espaço físico necessário para sua implantação, levando- se em conta a grande taxa de utilização nas refinarias ou plantas químicas.

v. Uma solução clássica é a colocação de "Helical Strakes" no corpo da coluna, a fim de quebrar a periodicidade da formação da Rua de Vórtices de Von Karman ao seu redor. Essa solução consiste na colocação de helicóides ao redor da coluna, ou torre, na região de maior amplificação dinâmica. Essa solução tem-se mostrado bastante eficiente, sendo, no final da década de 50, exaustivamente estudada, pelo "National Physical Laboratory, Teddington", Inglaterra.

Mahajan [ 24 ] recomenda a seguinte distribuição de "Helical Strakes" :

- quantidade : 3 espaçados a 120 graus
- passo : 5 vezes o diâmetro da região onde está localizado
- altura : 10 % do diâmetro
- comprimento : na prática tem- se mostrado que a colocação de helicóides no terço superior da coluna é suficiente para torná- la estável.

A colocação simples de "Helical Strakes" num trecho de comprimento igual a um terço da altura total da estrutura deve ser verificada com cuidado, uma vez que, em alguns casos, o vento incidindo em regiões onde os mesmos não estão posicionados, pode levar a estrutura à vibrações indesejáveis. Tal posicionamento recomendado se deve ao fato daquela região sofrer maior amplificação dinâmica.

Como decorrência desta solução, pode-se distribuir convenientemente ao redor da estrutura os diversos apêndices (clips, tubulação, plataformas, escadas) com a finalidade de ajudar ou, em alguns casos, eliminar a formação periódica da Rua de Vórtices de Von Karman.

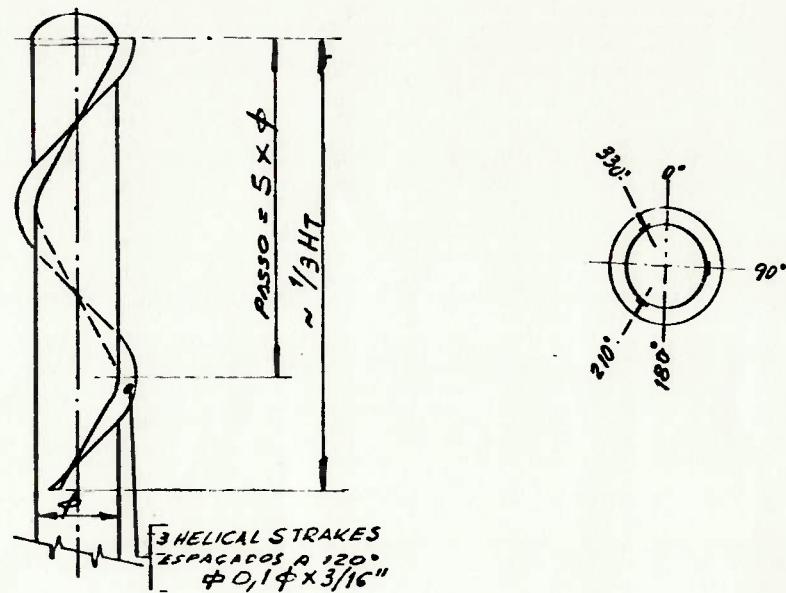


Figura 9 : Arranjo básico de "helical-strakes"

## 5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO / TESTE DE CONFIABILIDADE

### 5.1. Tratamento Computacional

Foi desenvolvido, para aplicação da formulação mostrada neste trabalho, um programa de simulação estática e dinâmica de colunas e torres sujeitas a carregamento de vento. O programa foi desenvolvido com o apoio da GES Consultoria e Informática S/C Ltda., que colocou à disposição programadores, executando os serviços de programação. O programa foi batizado de ANACOL.

### 5.2. Dados de Campo

Existem muitas referências disponíveis que descrevem resultados de campo [7] [14] [23] [24], entretanto, os dados organizados a respeito das estruturas em observação, em nenhum caso, são suficientes para execução de uma simulação analítica. Normalmente, são omitidas as seguintes informações :

- peso e distribuição de internos;
- dados do revestimento ( quando existe );
- peso e distribuição de apêndices ou periféricos solidários à estrutura;
- propriedades mecânicas do material constituinte do costado;
- velocidades de vento ao longo da estrutura

Normalmente, as fontes bibliográficas indicam apenas as dimensões gerais da estrutura, com espessuras e algumas vezes uma distribuição aproximada, a nível qualitativo, dos internos.

Assim sendo, conforme se pode notar, não há subsídios suficientes para estimar a distribuição de massa na estrutura, que influi diretamente no cálculo da resposta, além da falta de dados para estimarem-se os esforços atuantes, uma vez que os mesmos são função do vento propriamente dito e da área efetiva projetada da estrutura.

Por outro lado, até o presente momento, não há relatos de observações ou ensaios feitos no Brasil para o tipo de estrutura em questão, dificultando, ainda mais, a verificação da adequação do método proposto com a realidade.

Dessa forma, qualquer tentativa de simulação da precisão do método, baseando-se nos dados disponíveis, seria infrutífera, uma vez que o erro de avaliação mascararia o resultado completamente.

### 5.3. Comparação de Resultados

Consoante já mencionado, não há subsídios bibliográficos à disposição para compararem-se os resultados de campo, através de uma simulação, usando-se a formulação aqui descrita. Assim sendo, utilizou-se o programa no

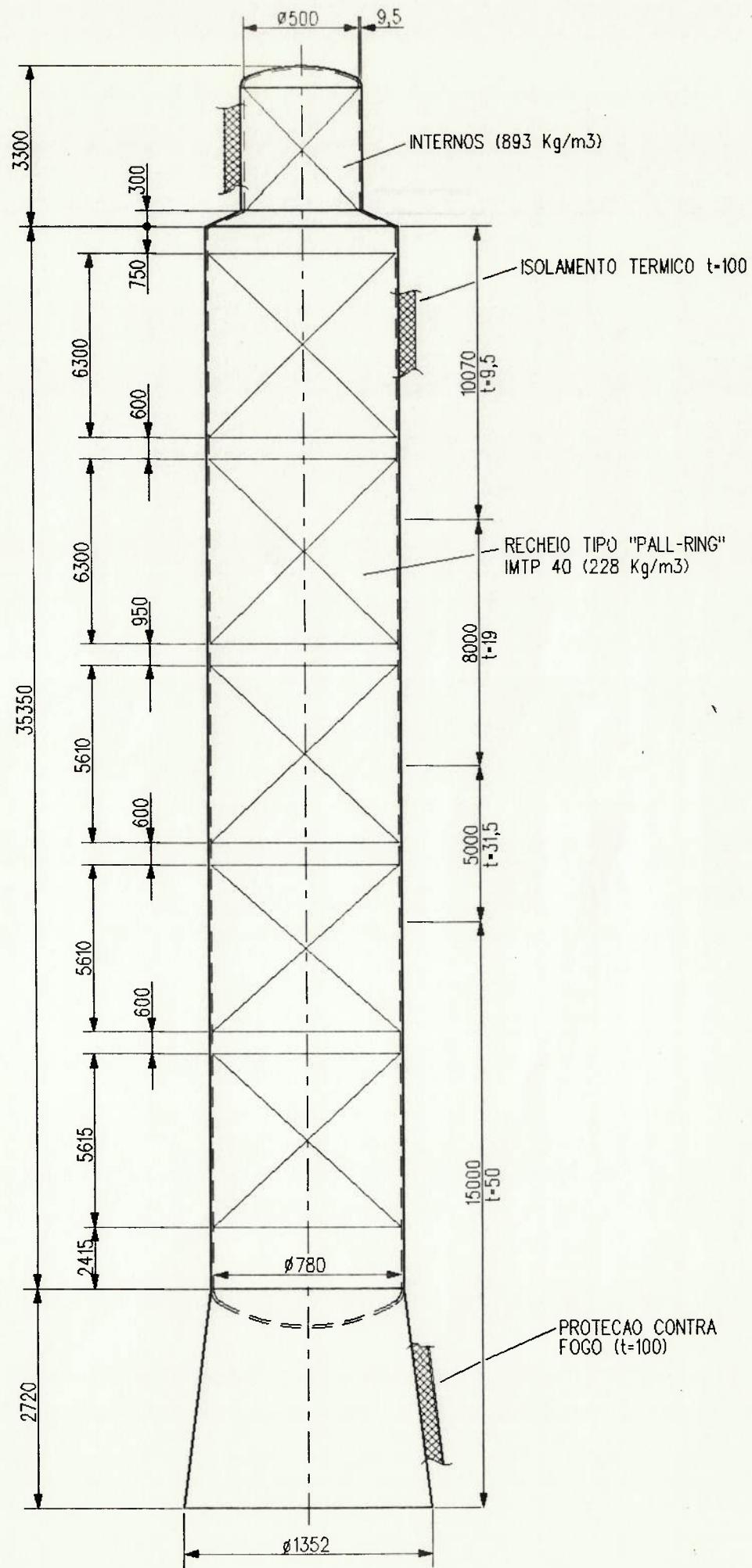
dimensionamento da Coluna de Retificação de Cumeno ( Item E-602 A ), da Rhodia S.A., instalada na Usina Química de Paulinia, São Paulo, a fim de, baseando- se em observações de campo, avaliarem- se os resultados do programa. Infelizmente, por problemas de segurança da Usina, além da dificuldade de alocar- se mão de obra qualificada para medições em campo, não foi possível a comparação quantitativa aos resultados obtidos pelo programa.

O Apêndice 4 traz a simulação dessa coluna, empregando- se o programa ANACOL.

Estrutura em análise :

Altura Total	:	41370 mm
Altura da Saia	:	2720 mm
Diametro do Corpo	:	780 mm
Material do Costado	:	ASTM A-285 Gr. C
Margem de Corrosão	:	1,00 mm
Pressão Interna	:	2,20 kgf/cm <sup>2</sup>
Temperatura de Projeto	:	210 C
Fator de Forma Global	:	0,70
Fator de Sobrecarga	:	1,30
Norma de Vento	:	NBR-6123 ed. 1988
Velocidade Básica	:	45 m/s ✓
Fator Topográfico	:	S1 = 1,0
Fator Estatístico	:	S3 = 1,0
Tipo de Internos	:	Recheio Tipo Pall IMTP #40

E-602A COLUNA DE RETIFICACAO DE CUMENO  
DIMENSÕES EM MILIMETROS



Optou- se por analisar a coluna na condição vazia, uma vez que é nesta condição que se têm, normalmente, problemas de ressonância, onde a estrutura apresenta seu menor peso e menor rigidez ( costado corroído e ausência de fluido de processo ). O fato de a coluna, nesta condição, não estar pressurizada em nada afetará a análise, uma vez que, nesse caso, as tensões - advindas da pressão interna - são desprezíveis.

Principais resultados obtidos :

i. Flecha

Nesse caso, a flecha resultante na estrutura - sob ação do vento - é a principal limitante do projeto, considerando- se a grande esbeltez do conjunto:

Flecha Admissível ( conf. Norma Petrobrás ) = 20,68 cm

Flecha Resultante = 18,70 cm

Teóricamente, teríamos ainda condições de otimizar- se, ainda mais, a estrutura. Entretanto, tal procedimento não foi adotado, uma vez que, na prática, temos espessuras e larguras padrões de chapeamento e alterarem- se algumas larguras adotadas, a fim de minimizar- se o peso da estrutura, acarretaria num custo final maior, pois haveria necessidade de cordões de solda adicionais.

### ii. Tensões

O nível de tensões, para o caso estático de carga, é bastante baixo ( quando comparado ao admissível, dado pela Norma ASME ):

#### Tração:

Tensão máxima agente : 285 kgf/cm<sup>2</sup>

Tensão admissível : 970 kgf/cm<sup>2</sup>

#### Compressão:

Tensão máxima agente : 327 kgf/cm<sup>2</sup>

Tensão admissível : 970 kgf/cm<sup>2</sup>

Para análise da vida útil por fadiga, temos um nível de tensões bastante baixo, resultando, dessa forma, em uma vida útil infinita para todas as seções analisadas.

Conforme descrito no item 4.7.2 deste trabalho, para cada espessura da coluna, analisou- se a seção mais carregada. Essa análise é feita fazendo- se uma varredura completa ao longo do perímetro de cada seção, uma vez que os esforços estáticos e dinâmicos são ortogonais entre si, não permitindo, assim, que se determine, de imediato, a combinação mais desfavorável de esforços agentes.

A análise de fadiga de tais seções encontra- se anexa no final do Apêndice 4. No caso, o número de ciclos igual a 1.000.000, conforme ASME, indica vida útil infinita.

### iii. Vibração

De acordo com o item VI.2 do "output" do programa ANACOL, incluso no Apêndice 4, vê- se que a estrutura apresenta problemas de ressonância para os quatro primeiros modos de vibração, tomando- se como referência a velocidade de vento de projeto. Todavia, tendo em vista o nível de tensões dinâmicas atuantes, optou- se por conviver com a estrutura vibrando, conforme análise de fadiga, sua vida útil é infinita.

Através de observações de campo, efetuadas, desde 1990, pela manutenção da Rhodia S.A., quando a coluna foi montada, foi constatado realmente sua vibração sob incidência do vento. Tal fato, no inicio, causou certa intranquilidade aos operadores, haja visto que o projeto de uma coluna, permitindo que a mesma vibrasse em operação, era- lhes, até então, um fato inédito, posto que existe uma parada para manutenção periódica nos equipamentos de caldeiraria da usina, e, em nenhuma destas paradas, verificou- se qualquer falha estrutural na coluna. Hoje, a ocorrência do fenômeno é aceita sem problemas.

### iv. Critérios Empíricos

Conforme item VI.2 do "output" do programa ANACOL, anexo no Apêndice 4, a estrutura, segundo tais critérios, não apresentaria problemas de instabilidade. Conforme se constata no campo, a coluna vibra, apesar de as vibrações

resultantes serem aceitáveis.

#### v. Ganho no Projeto

Além do método, que, por si só, representa um ganho bastante significativo em termos de análise estrutural, no projeto da coluna em questão, constataram-se ganhos reais de matéria prima na fabricação da coluna, quando a comparamos à proposta inicial do fabricante:

- o projeto inicial apresentava a necessidade da instalação de "helical strakes" no topo da coluna. Após análise, verificou- se a não necessidade.
- por falta de ferramentas disponíveis e adequadas à análise de um modelo complexo, como a coluna em questão, o fabricante propôs uma coluna onde o costado era cerca de 18 % mais pesado que o atual. Feita a análise, otimizou- se a estrutura, tendo- se a flecha como limitante. O fato de terem- se espessuras menores significa, afora o ganho direto em matéria-prima, um ganho bastante grande em fabricação, já que se minimiza o tempo de soldagem e facilita- se a manuseabilidade da matéria prima, além de se baratear o custo do transporte.

## 6. Sugestões para Trabalhos Futuros

A partir do destacado no item 5, a formulação apresentada mostra- se bastante eficiente, facilitando sobremaneira a análise estrutural de colunas e torres. Contudo, o modelo, para se tornar totalmente eficaz, deve ser calibrado aos resultados obtidos, baseando- se em observações de campo que, atualmente, no Brasil, são muito pouco significativas a nível bibliográfico. A sugestão, para continuidade desse estudo, seria basicamente, um trabalho de observação de campo, onde se poderia chegar a valores mais realistas do coeficiente de "Lift", visando à determinação dos esforços dinâmicos.

Ainda no campo dos esforços dinâmicos, toda a formulação, aqui desenvolvida, foi fundamentada em um modelo de vibração forçada. Todavia, alguns autores [7] [8] postulam que o fenômeno de vibração de colunas e torres é dividido em duas fases : a primeira, até entrar em ressonância, é exclusivamente forçada, de acordo com o já discutido neste trabalho, e a segunda, que se admite como sendo um fenômeno de auto-excitação, ocorre quando a estrutura está acima do ponto de ressonância e passa a controlar a frequência de despreendimento de vórtices. Esse fenômeno é conhecido como "lock-in" e muito pouco, ou quase nada, existe sobre seu comportamento a nível quantitativo, sendo, portanto, sua pesquisa bastante significativa na calibração da formulação aqui proposta.

Quanto ao amortecimento da estrutura, apesar de os dados disponíveis serem também bastante inconsistentes entre si, não há muito sentido dedicar- se muito tempo à tarefa de estimá-los, uma vez que tal estimativa, se desejada com precisão, deve ser feita caso a caso, e as informações, atualmente à disposição, têm precisão de tolerância aceitável, compatível com o restante do cálculo.

## 7. CONCLUSÕES

A principal vantagem desse modelo, é a rapidez com que, uma vez implantado em um computador, poderá propiciar a análise de colunas e torres, o que, atualmente, demanda um tempo bastante grande por parte dos projetistas.

A formulação procurou reunir o que há de mais significativo no estado da arte, de forma a proporcionar um modelo de cálculo racional e suficientemente eficaz para as necessidades da indústria mecânica pesada, que, atualmente, dispõe de ferramentas muito pobres para análise.

Quanto a limitações da formulação, sugere- se que, em casos mais complexos, se avalie, com muito critério, o carregamento dinâmico, conforme discutido no item 6 deste trabalho.

## 8. BIBLIOGRAFIA

1. "Marine Hydrodynamics"

NEWMAN, J. N.

2. "Finite Element Procedures in Engineering Analysis"

KLAUSS, Jurgen Bath

Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982

3. "Dynamics of Structures"

CLOUGH, R. W. and PENZIEN, J.

4. "Finite Element Analysis- Fundamentals"

GALLARGHER, Richard H.

Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1975

5. "The Finite Element Methods in Engineering Science"

ZIENKIEWICZ, O. C.

McGraw-Hill Publishing Company Ltd, 1971

6. "SAP IV - A Structural Analysis Program for Static and

Dynamic Response of Linear Systems"

WILSON, E. L.

7. "Dynamic Stability Design of Stacks and Towers"

DEGHETTO, Kenneth e LONG, Willian

Journal of Engineering for Industry, November 1966

Transactions of the ASME

8. "Aeroelasticidade de Vasos Verticais e Chamines"  
KOTCHERGENKO, Ihor D. e ALENTEJANO, J. A. R.  
3 Simposio Brasileiro sobre Tubulações e Vasos de Pressão  
Salvador, 1984
9. "Boundary Layer Theory"  
SCHLICHTING, Hermann  
McGraw-Hill Publishing Company Ltd, 1960  
4th Edition
10. "Vortex Induced Oscillations - A Selective Review"  
SARPKAYA, T.  
Journal of Applied Mechanics  
Junho 1979 - Vol. 46
11. "Lift and Across Wind Response of Tapered Stacks"  
VICKERY, Barry J. e CLARK, Arthur W.  
Journal of the Structural Division  
Proceedings of the ASCE  
Janeiro 1972
12. "Modelo para Análise Estática e Dinâmica de Colunas e Torres de Processo"  
MEDURI, Marcos Vinicius  
1 Simposio Latino Americano sobre "Tuberías y Recipientes de Presión" / 5 Simpósio Brasileiro sobre Tubulações e Vasos de Pressão.  
Salvador, 1988

13. "Evaluation of Percent Critical Damping of Process Towers"  
KARAMCHANDANI, K. C. e GUPTA, N. K.  
Hydrocarbon Processing, Maio, 1982
14. "Determination of Aerodinamic Behaviour of Cantivelered  
Stacks and Towers of Circular Section"  
ZORRILLA, E. P.  
ASME Publication - 71-Pet-36 - 1971
15. "Flow Induced Vibration and Noise in Tube - Bank eat  
Exchangers Due to Von Karman Streets"  
CHEN, Y. E.  
A Decade of Program - ASME 1972
16. "Comparison Between Theoretical Predictions for Vortex  
Shedding in Shear Flow and Experiments"  
HUMPHRIES, J. A.  
OMAE 1988 HOUSTON  
Proceedings of the 7th international Conference on Offshore  
Mechanics and Arctic Engineering - ASME - Vol II
17. "Vibration in Cilinders at High Reynolds Numbers"  
SUMMER, B. M. e FREDSOE, J.  
OMAE 1988 HOUSTON  
Proceedings of the 7th international Conference on Offshore  
Mechanics and Arctic Engineering - ASME - Vol II
18. "On Modeling the Vortex Shedding from Bluff Bodies in  
Laminar and Turbulent Streams"  
YOUNIS, B. A.  
OMAE 1988 HOUSTON  
Proceedings of the 7th international Conference on Offshore  
Mechanics and Arctic Engineering - ASME - Vol II

19. "Vortex Excited Vibrations of Tapered and Stepped Cylinders"  
WALKER, D. e KING, R.
- OMAE 1988 HOUSTON  
Proceedings of the 7th international Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - ASME - Vol II
20. "An Investigation of Vortex Shedding from Cylinders in Shear Flow"  
ZEDAN, M. F. ; SEIF, A. e SHIBL, A.
- OMAE 1988 HOUSTON  
Proceedings of the 7th international Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - ASME - Vol II
21. Norma Petrobrás N-253e  
Projeto Mecânico e Projeto para Fabricação de Vasos de Pressão
22. Norma NBR-6123 ed. 1988  
Forças Devidas ao Vento em Edificações
23. Vibration of Vertical Pressure Vessels  
FREESE, C.E.  
Journal of Engineering for Industries - ASME  
Fevereiro 1959
24. Analyze Tower Vibration Quicker  
Kanti K. Mahajan  
Hydrocarbon Processing, Maio 1977
25. Mechanical Engineering Design  
Joseph E. Shigley / Larry D. Mitchel  
4th edition

26. Análise de Fraturas

Paulo Roberto Cetlin / Paulo Sérgio Pereira da Silva

ABM - Associação Barsileira de Metais

9. APENDICES

Apêndice 1 : Esforços Devidos ao Vento Conforme Norma  
NBR-6123

Apêndice 2 : Análise de Fadiga Conf. ASME Sec. VIII  
Div. 2

Apêndice 3 : Métodos Empíricos de Análise

Apêndice 4 : Aplicação Prática do Modelo

APENDICE 1 : ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO CONFORME NORMA NBR-6123  
" FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES "  
Edição 1988

A Norma NBR 6123 é a norma que rege, no Brasil, a determinação de esforços de vento em estruturas. A seguir, apresentaremos seu resumo, direcionado à determinação de esforços agentes em colunas e torres.

As forças estáticas de vento são determinadas do seguinte modo :

- a) determina- se a velocidade básica de vento  $V_o$ , que é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida, em média, uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A figura 1 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica, no Brasil, com intervalos de 5 m/s.
- b) A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , obtendo- se, assim, a velocidade característica do vento,  $V_k$ , para a parte da coluna em consideração.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

onde :

- \*  $S_1$  é chamado fator topográfico, levando-se em conta as variações do relevo do terreno. É determinado conforme mostrado a seguir, não devendo ser inferior a 1:

- i. Terreno plano ou fracamente acidentado :  $S_1 = 1.0$
- ii. Taludes ou morros,
  - taludes e morros alongados, nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional, soprando no sentido indicado na figura 2 :
  - no ponto A ( morros ) e nos pontos A e C ( taludes ) :  
 $S_1 = 1.0 ;$
  - no ponto B :  
 $\lambda < 3^\circ : S_1 = 1,0$   
 $6^\circ < \lambda < 17^\circ : S_1 = 1,0 + [ 2,5 - Z/d ] \cdot \operatorname{tg}(\lambda - 3^\circ)$   
 $\lambda > 45^\circ : S_1 = 1,0 + [ 2,5 - Z/d ] \cdot 0,31$   
( para inclinações intermediárias do ângulo de talude  $\lambda$  deve-se interpolar linearmente ).
- iii. Vales Profundos, protegidos de ventos de qualquer direção :  $S_1 = 0.9$

\*  $S_2$  é um fator que relaciona rugosidade do terreno,

dimensões da estrutura e altura sobre o terreno. Para fins de projeto, a Norma subdivide a rugosidade do terreno em cinco categorias, sendo que, no nosso caso, apenas duas delas são aplicáveis :

Categoria IV : Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Como, por exemplo, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

Categoria V : Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplo : complexos industriais bem desenvolvidos.

Dividindo- se, ainda, as estruturas em classes :

Classe A : colunas ou torres com altura inferior a 20 metros

Classe B : colunas ou torres com altura entre 20 e 50 metros

Classe C : colunas ou torres com altura superior a 50 metros

Dessa forma, o fator S2 pode ser obtido a partir das tabelas 1 e 2, anexas.

\* S3 é um fator baseado em conceitos estatísticos que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura. A Norma dá como valores mínimos de projeto :

S3 = 0.95 para edificações e instalações com baixo

teor de ocupação;

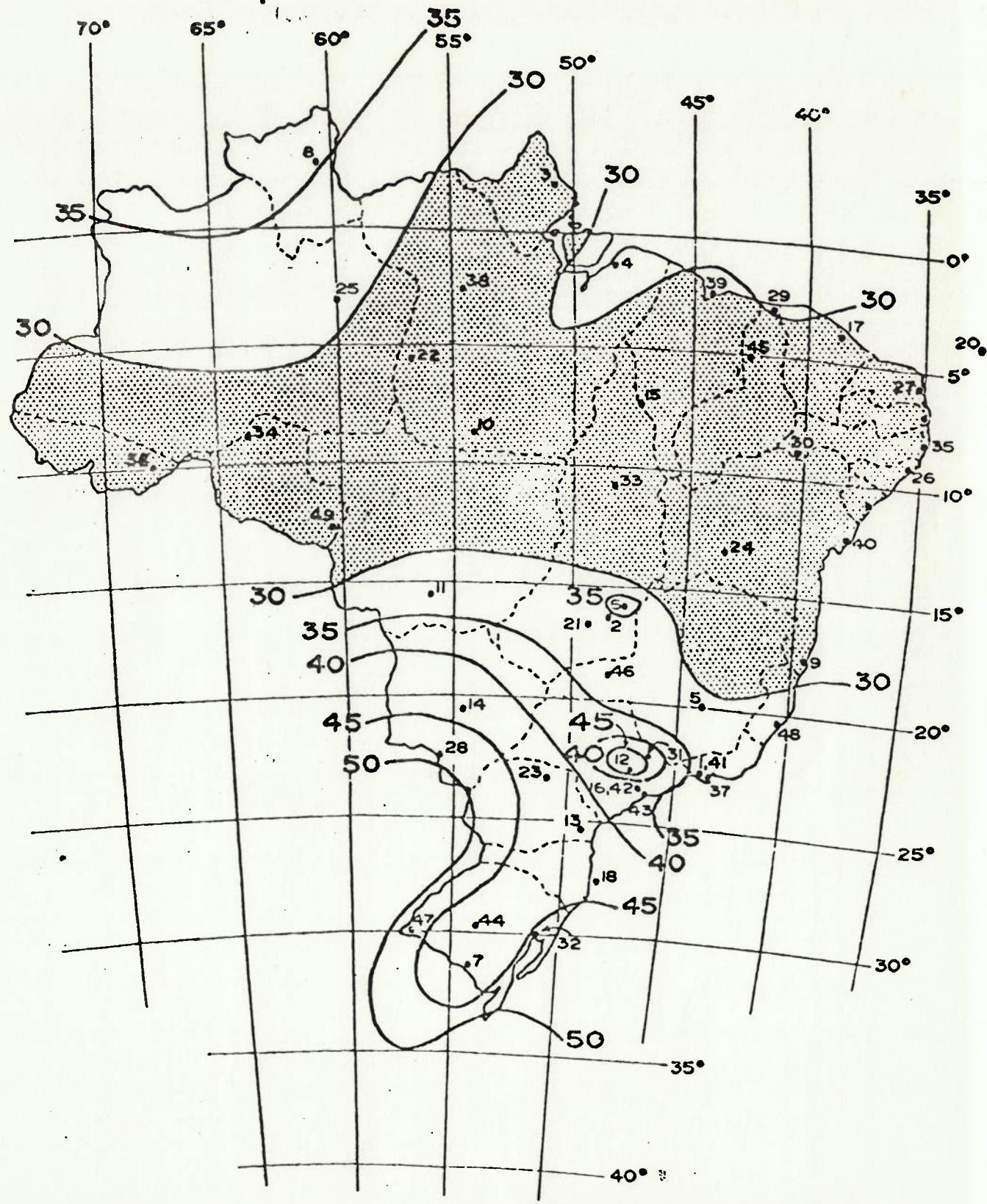
$S_3 = 1.00$  para edificações e instalações com alto teor de ocupação;

Tabela 1 : FATOR S2 PARA RUGOSIDADE CATEGORIA IV

Altura ( m )	Classe A	Classe B	Classe C
<= 5	0.79	0.76	0.73
5 - 10	0.86	0.83	0.80
10 - 15	0.90	0.88	0.84
15 - 20	0.93	0.91	0.88
20 - 30		0.96	0.93
30 - 40		0.99	0.96
40 - 50		1.02	0.99
50 - 60			1.02
60 - 80			1.06
80 - 100			1.09
100 - 120			1.12
120 - 140			1.14
140 - 160			1.16
160 - 180			1.18
180 - 200			1.20
200 - 250			1.23

Tabela 2 : FATOR S2 PARA RUGOSIDADE CATEGORIA V

Altura ( m )	Classe A	Classe B	Classe C
<= 5	0.74	0.72	0.67
5 - 10	0.74	0.72	0.67
10 - 15	0.79	0.76	0.72
15 - 20	0.82	0.80	0.76
20 - 30		0.85	0.82
30 - 40		0.89	0.86
40 - 50		0.93	0.89
50 - 60			0.92
60 - 80			0.97
80 - 100			1.01
100 - 120			1.04
120 - 140			1.07
140 - 160			1.10
160 - 180			1.12
180 - 200			1.14
200 - 250			1.18



$V_0$  em m/s

FIGURA 1 — Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)

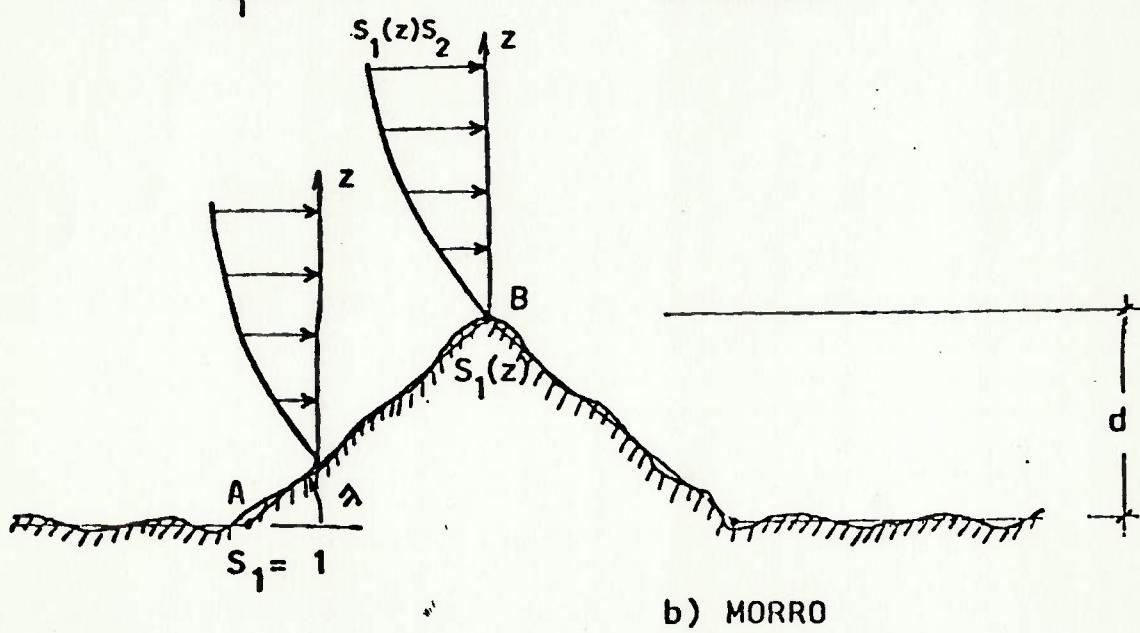
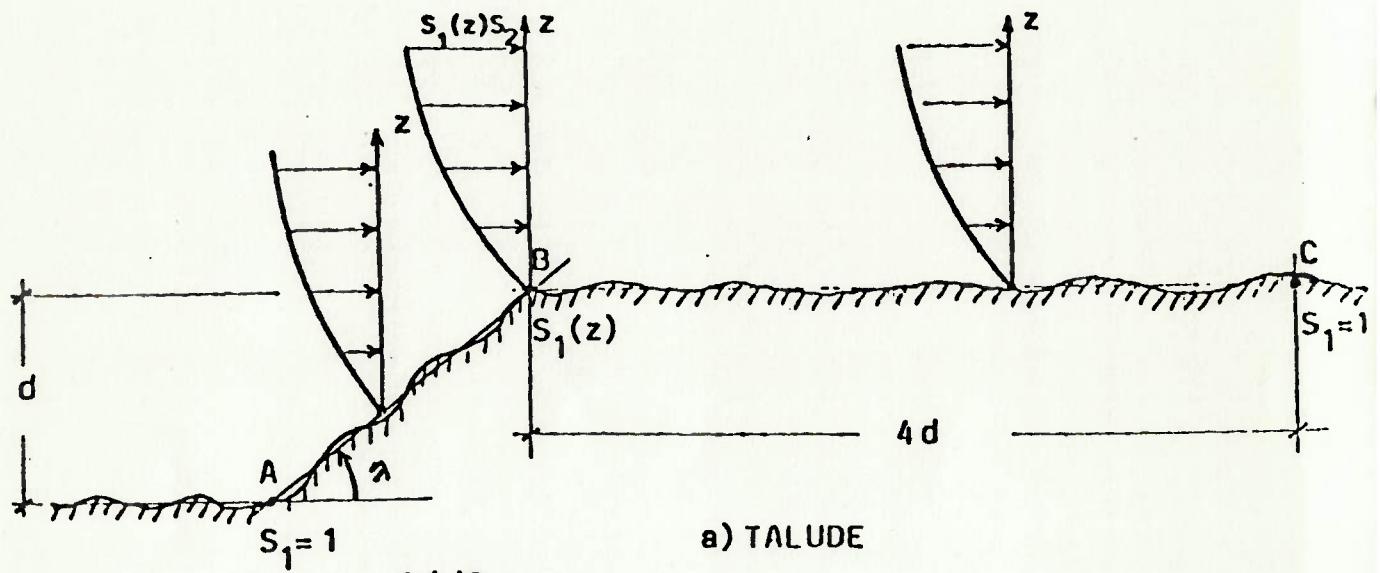


FIGURA 2 – Fator topográfico  $S_1(z)$

## APENDICE 2 : ANALISE DE FADIGA CONFORME ASME SEC. VIII DIV 2

A análise de fadiga de colunas é, normalmente, evitada pelos fabricantes desses equipamentos, no Brasil, quer seja por simples desconhecimento do assunto, ou por falta de ferramentas adequadas para tal análise. Quando feita, a análise é normalmente realizada segundo os critérios mandatórios da Norma ASME Sec. VIII Div. 2 " Rules for Construction of Pressure Vessels ", conforme sinópse feita a seguir.

As curvas disponíveis para análise de fadiga, dão a relação da tensão máxima  $S_a$  ( metade da amplitude alternada ), em função do número máximo de ciclos admissível. Essas curvas foram obtidas a partir de ensaio uniaxial de tensões, dai a razão pela qual se deve trabalhar sempre com tensão equivalente como elemento de análise.

Uma observação bastante importante a ser feita, quando se adotam essas curvas como parâmetros de cálculo, relaciona-se ao fato de que as mesmas não consideram as temperaturas em que o material entra em zona de fluência, ou o meio em que o material trabalha.

Tendo em vista o fato de que tanto a temperatura como o meio, quando corrosivo, podem afetar a vida útil, por fadiga, do equipamento, o projetista deve sempre avaliar a influência, desde que significativa, dos mesmos em separado.

A determinação da tensão alternada S alt ( Alternating Stress Intensity ) é feita a partir das três tensões principais máximas, ao longo do tempo, agentes no ponto em consideração:

$$S_{12} = \sigma_1 - \sigma_2$$

$$S_{23} = \sigma_2 - \sigma_3$$

$$S_{31} = \sigma_3 - \sigma_1$$

Adotando- se como  $S_{ij}$  a máxima diferença entre tensões principais, a tensão alternada  $S_{alt}$ , usada como comparação nos gráficos de análise, é determinada por :

$$S_{alt} = S_{ij} / 2$$

No caso de haver módulo de elasticidade local diferente do módulo fixado na curva em questão, o valor acima deve, ainda, ser multiplicado pela relação entre o módulo tabelado na curva e o módulo do local de análise.

Com o valor de  $S_{alt}$ , deve- se entrar na curva correspondente do material, a fim de obter- se o máximo número (  $N$  ) de ciclos admissíveis.

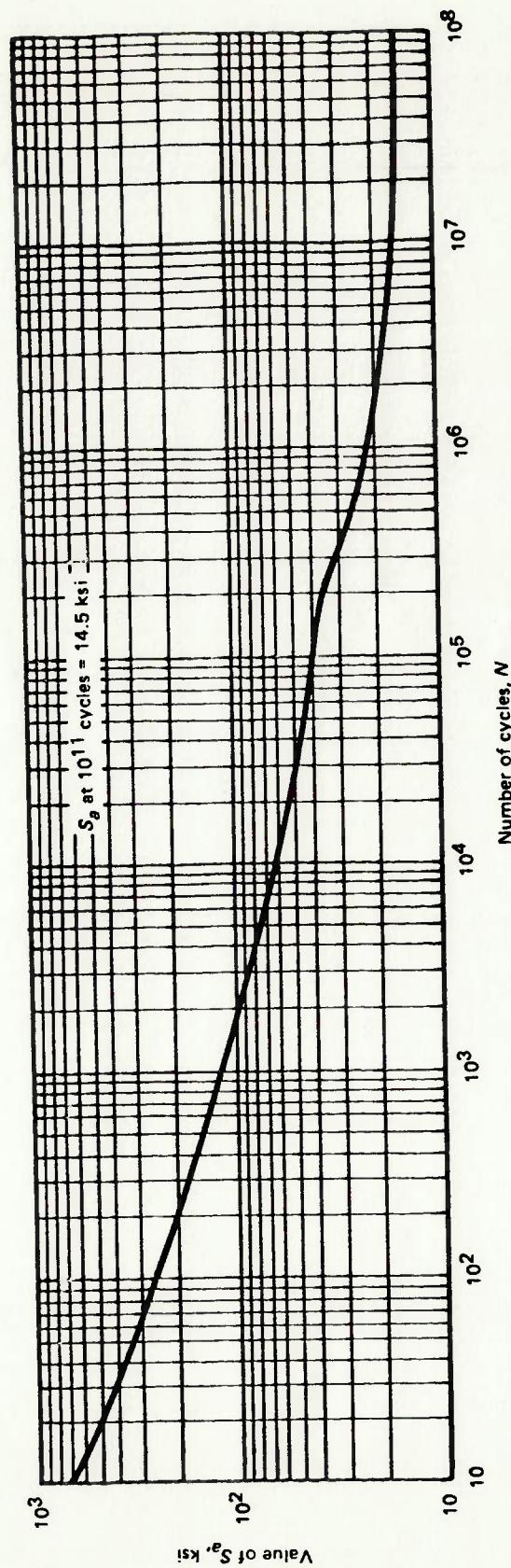
No caso de haver dois ou mais tipos de ciclos de tensão, agindo no vaso, deve- se fazer um estudo cumulativo da influência dos mesmos. Esse estudo é feito através do " Fator de Uso Cumulativo"  $U$  , definido por :

$$U = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots$$

onde :  $n_i$  é o número de vezes em que o ciclo se repete,  
durante a vida útil do equipamento

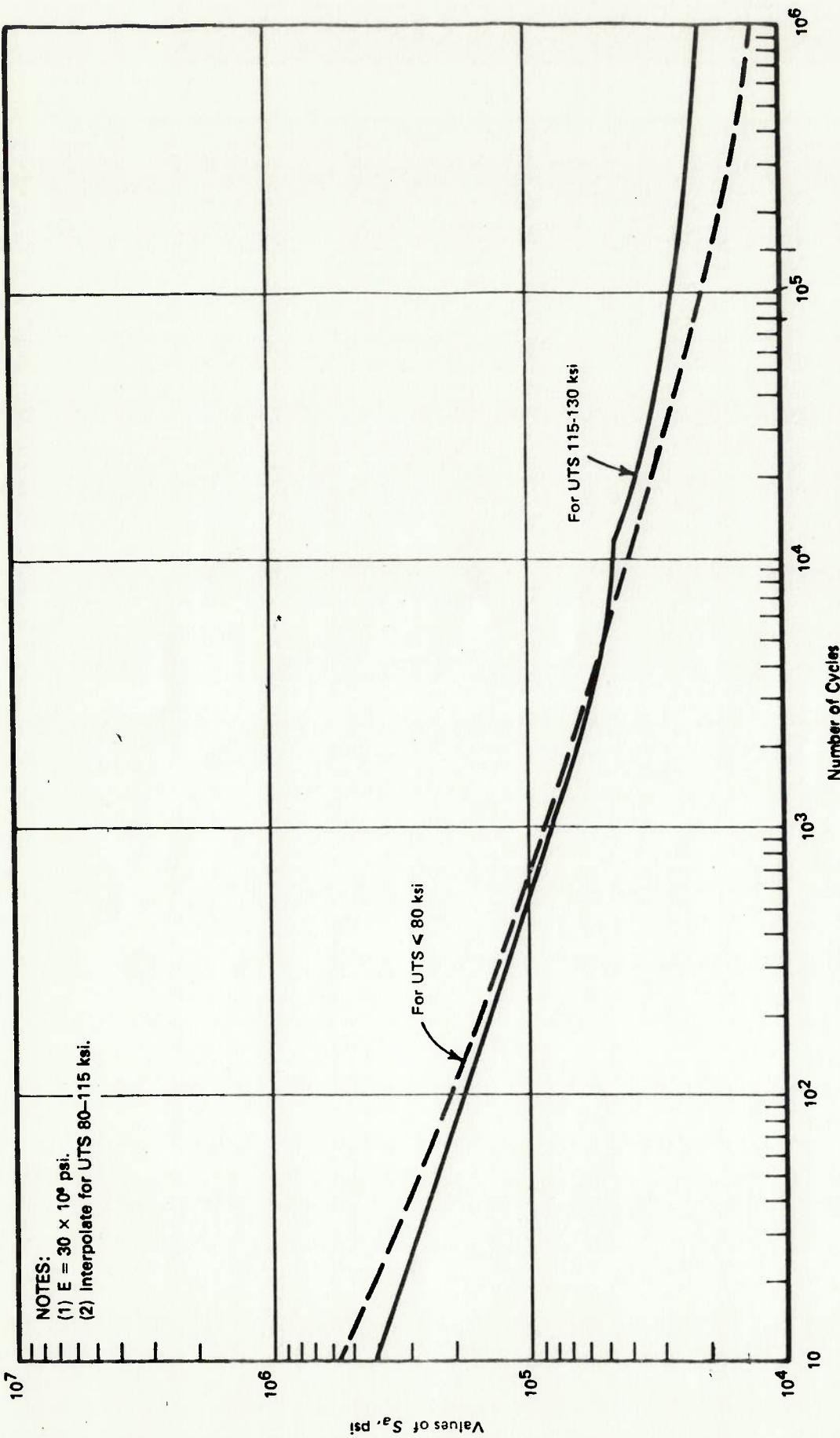
$N_i$  é o número de ciclos admissível, dado pela curva  
de fadiga para um determinado estado de tensões

O fator  $U$  dá como aceitável o equipamento para a combinação  
de ciclos em questão, sempre que for menor que a unidade.



NOTE  
(1)  $E = 28.3 \times 10^6$  psi

DESIGN FATIGUE CURVE FOR NICKEL-CHROMIUM-MOLYBDENUM-IRON,  
ALLOYS X, G, C-4, AND C-276 FOR TEMPERATURES  
NOT EXCEEDING 800°F



DESIGN FATIGUE CURVES FOR CARBON, LOW ALLOY, SERIES 4XX, HIGH ALLOY STEELS AND HIGH TENSILE STEELS FOR TEMPERATURES NOT EXCEEDING 700°F

## APENDICE 3 : METODOS EMPIRICOS DE ANALISE

### RELAÇÃO ALTURA DIAMETRO

Este é, ao mesmo tempo, o mais impreciso e usual dos métodos de predição de comportamento dinâmico de colunas e torres.

A relação altura/ diâmetro, em uma refinaria de petróleo, tem geralmente média igual a 20 ou mais. Dessa forma tendo- se em vista a grande quantidade de tempo, para análise do comportamento dinâmico dessas estruturas, frequentemente se adota aquela relação como parâmetro de análise, segundo a seguinte divisão [ 14 ]:

$H / D \leq 20$  a estrutura é isenta de vibração

$H / D > 20$  haverá problema de vibração

Entretanto, a ref [14] reporta- se a casos em que tal critério se torna absolutamente ineficaz, como, por exemplo, uma coluna com a relação  $H / D = 16.7$  que, durante a operação, apresentava " vibrações excessivamente violentas " ou um caso com  $H / D = 18.8$ , que entrou em colapso por ressonância ou, ainda, outro com  $H / D = 14$  que também apresentava amplitudes de vibração excessivas durante a operação.

Atualmente, vários projetistas continuam utilizando tal procedimento. O que se faz, simplesmente, é aumentar o coeficiente de segurança. O padrão mais usual, no momento, no Brasil, é :

H/D <= 13 a estrutura é isenta de vibração

13 < H/D <= 15 poderá haver vibração

H/D > 20 deverá ser feita análise de vibração

E bastante interessante ressaltar que, ainda hoje, a Petrobrás utiliza o critério, assumindo- se H/D = 20 como divisor da necessidade ou não de análise dinâmica de colunas.

#### CRITERIO DE PESO

Zorrilla [ 14 ] desenvolveu um método semi-empírico para estudar o comportamento dinâmico de colunas e torres, a partir de observações no campo e ensaios em túnel de vento de um total de 45 estruturas. Com isso, obteve- se uma parametrização do comportamento dinâmico em função :

$$\frac{W \cdot \delta}{H \cdot D} < 0,75 \quad \text{Instabilidade esperada}$$

$$0,75 < \frac{W \cdot \delta}{H \cdot D} < 0,95 \quad \text{Instabilidade possível (zona de transição)}$$

$$0,95 < \frac{W \cdot \delta}{H \cdot D} \quad \text{Instabilidade não esperada}$$

onde : W = peso total da estrutura ( lbs )

$\bar{D}$  = o diâmetro médio interno da metade superior da estrutura ( ft )

H = altura total da estrutura ( ft )

$\delta$  = decremento logarítmico

Esse método tem um bom embasamento experimental e pode ser usado como baliza em uma etapa inicial de projeto. Conforme já mencionado, os únicos inconvenientes, dentro das limitações do método, é o fato de ser comprovadamente conservativo, resultando quase sempre em estruturas superdimensionadas, e de apenas prever a ocorrência, ou não, de vibração, não dando ao projetista subsídios para analisar a estrutura, em regime dinâmico.

APENDICE 4 : APLICAÇÃO PRÁTICA DO MODELO

Neste apêndice, utilizando- se o Programa Anacol, far-  
se- á análise da "Coluna de Retificação de Cumeno" da  
Rhodia S.A., Paulinia, São Paulo.

GES-ANACOL: Programa de analise de colunas - pg 001  
> Identificacao da analise: Data -> 21/06/1992 Horario -> 23:21:57  
Titulo -> E-602 A - COLUNA DE RECUPERACAO DE CUMENO

. DADOS GENERICOS:

ALTURA TOTAL DA COLUNA HT = 4137.00 cm  
ALTURA DA BASE EM RELACAO AO SOLO HB = 0.00 cm  
ATOR DE RAJADA ( GUST FACTOR ) GF = 1.00  
ATOR DE FORMA GENERALIZADO FF = 0.70  
ACELERACAO VERTICAL DURANTE TERREMOTO AV = 0.00  
SELETOR DO MODO DE CALCULO SEL = D  
NUMERO DE SECOES GERADAS NSE = 21

Ventos utilizados no projeto: conforme NBR-6123 (edicao 1988)  
(cat.IV - Area Ind. plena/parc. desenv. : VO = 45 m/s, S1 = 1, S3 = 1 )

Notas : 1. A aceleracao vertical durante terremoto e definida como fracao da aceleracao da gravidade.

2. A variavel SEL define ate que ponto sera efetuada a analise da coluna ( no caso o programa executa o calculo ate EXTRACAO DE RESPOSTA DINAMICA ).

II. PROPRIEDADES DAS SECOES

Secao	Comprimento ( cm )	Diametro Interno ( cm )	Espessura Costado ( cm )	Margem Corrosao ( cm )
01	272.00	106.60	5.00	0.00
02	228.00	78.00	5.00	0.10
03	13.50	78.00	5.00	0.10
04	486.50	78.00	5.00	0.10
05	75.00	78.00	5.00	0.10
06	60.00	78.00	5.00	0.10
07	365.00	78.00	5.00	0.10
08	196.00	78.00	3.15	0.10
09	60.00	78.00	3.15	0.10
10	244.00	78.00	3.15	0.10
11	317.00	78.00	1.90	0.10
12	95.00	78.00	1.90	0.10
13	388.00	78.00	1.90	0.10
14	200.00	78.00	0.95	0.10
15	42.00	78.00	0.95	0.10
16	60.00	78.00	0.95	0.10
17	630.00	78.00	0.95	0.10

18	75.00	78.00	0.95	0.10		
19	30.00	64.00	0.95	0.10		
20	163.00	50.00	0.95	0.10		
21	137.00	50.00	0.95	0.10		

Secao	P. Especif. Costado ( gr/cm3 )	Modulo Elasticid. ( kgf/cm2 )	Espessura Isolamento ( cm )	P. Especif. Isolamento ( gr/cm3 )	
01	7.85	2.03000e+06	10.00	2.60	
02	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
03	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
04	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
05	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
06	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
07	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
08	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
09	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
10	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
11	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
12	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
13	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
14	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
15	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
16	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
17	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
18	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
19	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
20	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	
21	7.85	2.03000e+06	10.00	0.12	

Secao	Pressao de Gas ( kgf/cm2 )	Pressao de Teste ( kgf/cm2 )	Acel. Horiz. Terremoto ( frac. g )	Ind. Tampo ( IND )	Fator Sobr. ( FS )
01	0.00	0.00	0.00	0	1.30
02	2.20	3.30	0.00	1	1.30
03	2.20	3.30	0.00	0	1.30
04	2.20	3.30	0.00	0	1.30
05	2.20	3.30	0.00	0	1.30
06	2.20	3.30	0.00	0	1.30
07	2.20	3.30	0.00	0	1.30
08	2.20	3.30	0.00	0	1.30
09	2.20	3.30	0.00	0	1.30
10	2.20	3.30	0.00	0	1.30
11	2.20	3.30	0.00	0	1.30
12	2.20	3.30	0.00	0	1.30
13	2.20	3.30	0.00	0	1.30
14	2.20	3.30	0.00	0	1.30
15	2.20	3.30	0.00	0	1.30
16	2.20	3.30	0.00	0	1.30
17	2.20	3.30	0.00	0	1.30
18	2.20	3.30	0.00	0	1.30
19	2.20	3.30	0.00	0	1.30
20	2.20	3.30	0.00	0	1.30

21 | 2.20 | 3.30 | 0.00 | 0 | 1.301

Secao	Forca Horizontal ( kgf )	Forca Vertical ( kgf )	Momento Externo ( kgf * cm )	Pressao Plana Vento ( kgf/m <sup>2</sup> )
01	0.00	0.00	0.00	73.10
02	0.00	0.00	0.00	73.10
03	0.00	0.00	0.00	87.19
04	0.00	0.00	0.00	87.19
05	0.00	0.00	0.00	98.01
06	0.00	0.00	0.00	98.01
07	0.00	0.00	0.00	98.01
08	0.00	0.00	0.00	104.81
09	0.00	0.00	0.00	104.81
10	0.00	0.00	0.00	104.81
11	0.00	0.00	0.00	116.64
12	0.00	0.00	0.00	116.64
13	0.00	0.00	0.00	116.64
14	0.00	0.00	0.00	116.64
15	0.00	0.00	0.00	124.04
16	0.00	0.00	0.00	124.04
17	0.00	0.00	0.00	124.04
18	0.00	0.00	0.00	124.04
19	0.00	0.00	0.00	124.04
20	0.00	0.00	0.00	124.04
21	0.00	0.00	0.00	131.68

Notas : 1. As secoes sao numeradas de baixo para cima.

2. A variavel ( IND ) define a existencia ou nao de tampo estanque na extremidade inferior da secao. Esta variavel assume os seguintes valores :

IND = 1 se existe tampo na extremidade inferior da secao.  
IND = 0 caso contrario.

3. A variavel FS e o fator de sobrecarga. Este valor define a majoracao no calculo da forca de vento que age na secao.

4. A convencao de sinais para os esforcos externos atuantes na coluna e definida como a seguir :

- A forca horizontal tem orientacao positiva quando atua no mesmo sentido do vento.
- A forca vertical tem orientacao positiva quando atua de cima para baixo.
- O momento tem orientacao positiva quando seu tombamento atua no mesmo sentido do vento.

## III. PROPRIEDADES ASSUMIDAS PARA CALCULO

OPCAO DE CALCULO ASSUMIDA : VAZIA

## = HIPOTESES ASSUMIDAS:

- coluna corroída;
- pressão de gás nula;
- coluna com internos secos;
- coluna revestida.

Secao	Margem Corrosao ( cm )	Espessura Isolamento ( cm )	Pressao de Gas ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Pressao de Liquido ( kgf/cm <sup>2</sup> )
01	0.00	10.00	0.00	0.00
02	0.10	10.00	0.00	0.00
03	0.10	10.00	0.00	0.00
04	0.10	10.00	0.00	0.00
05	0.10	10.00	0.00	0.00
06	0.10	10.00	0.00	0.00
07	0.10	10.00	0.00	0.00
08	0.10	10.00	0.00	0.00
09	0.10	10.00	0.00	0.00
10	0.10	10.00	0.00	0.00
11	0.10	10.00	0.00	0.00
12	0.10	10.00	0.00	0.00
13	0.10	10.00	0.00	0.00
14	0.10	10.00	0.00	0.00
15	0.10	10.00	0.00	0.00
16	0.10	10.00	0.00	0.00
17	0.10	10.00	0.00	0.00
18	0.10	10.00	0.00	0.00
19	0.10	10.00	0.00	0.00
20	0.10	10.00	0.00	0.00
21	0.10	10.00	0.00	0.00

Secao	Peso Fixo nao Corroido ( kgf/cm )	Peso Fixo Corroido ( kgf/cm )	Peso de Liquido ( kgf/cm )
01	24.79	24.79	0.00
02	11.13	10.94	0.00
03	11.13	10.94	0.00
04	12.22	12.03	0.00
05	12.22	12.03	0.00
06	11.13	10.94	0.00
07	12.22	12.03	0.00
08	8.08	7.89	0.00
09	6.99	6.80	0.00
10	8.08	7.89	0.00
11	5.38	5.19	0.00
12	4.29	4.10	0.00
13	5.38	5.19	0.00
14	3.38	3.19	0.00
15	3.38	3.19	0.00
16	2.30	2.10	0.00
17	3.38	3.19	0.00

18	2.30	2.10	0.00
19	1.90	1.74	0.00
20	3.25	3.13	0.00
21	3.25	3.13	0.00

## V. CALCULO ESTATICO

## V.1 LINHA ELASTICA SOB CARGA ESTATICA DE VENTO

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.06	0.0004
03	500.0000	0.23	0.0011
04	513.5000	0.25	0.0012
05	1000.0000	1.15	0.0025
06	1075.0000	1.34	0.0028
07	1135.0000	1.51	0.0028
08	1500.0000	2.64	0.0034
09	1696.0000	3.37	0.0039
10	1756.0000	3.61	0.0041
11	2000.0000	4.67	0.0046
12	2317.0000	6.26	0.0054
13	2412.0000	6.79	0.0057
14	2800.0000	9.12	0.0063
15	3000.0000	10.42	0.0067
16	3042.0000	10.71	0.0068
17	3102.0000	11.12	0.0069
18	3732.0000	15.68	0.0074
19	3807.0000	16.24	0.0074
20	3837.0000	16.46	0.0074
21	4000.0000	17.67	0.0075
22	4137.0000	18.70	0.0075

ALTURA TOTAL  
 RELACAO ----- = 221.3  
 FLECHA NO TOPO

## V.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES

n	Forca Cortante ( kgf )	Forca Axial ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	4084.3557	33889.8281	8787300.0000
02	3837.1873	27146.9355	7709969.5000
03	3673.3804	24609.0469	6853765.0000
04	3661.8123	24458.7773	6804252.5000
05	3244.9341	18513.4746	5124188.5000
06	3172.6909	17596.9316	4883525.5000
07	3114.8965	16929.0664	4694898.0000
08	2763.3130	12468.5615	3822124.5000
09	2568.3423	10885.0742	3099622.5000

10	2508.6572	10465.7012	2947312.5000
11	2265.9385	8494.4209	2364811.7500
12	1923.4105	6788.6372	1700800.0000
13	1820.7603	6380.9395	1522951.8750
14	1401.5148	4293.1035	897830.4375
15	1189.4423	3616.1711	638734.7500
16	1142.0801	3474.0154	589772.7500
17	1074.4198	3336.3037	523277.7188
18	363.9873	1203.9674	70179.4531
19	279.4120	1031.8279	46051.9648
20	250.3229	974.9533	38105.9688
21	118.0311	445.2287	8085.1488

## V.3 TENSÕES AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SEÇÕES

n	Membrana Circunferencial ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Membrana Longitudinal ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio ( kgf/cm <sup>2</sup> )
01	0.0000	0.0000	4.6598
02	0.0000	0.0000	5.9992
03	0.0000	0.0000	5.7431
04	0.0000	0.0000	5.7250
05	0.0000	0.0000	5.0733
06	0.0000	0.0000	4.9603
07	0.0000	0.0000	4.8700
08	0.0000	0.0000	7.0988
09	0.0000	0.0000	6.5980
10	0.0000	0.0000	6.4448
11	0.0000	0.0000	10.0176
12	0.0000	0.0000	8.5033
13	0.0000	0.0000	8.0495
14	0.0000	0.0000	13.2787
15	0.0000	0.0000	11.2694
16	0.0000	0.0000	10.8207
17	0.0000	0.0000	10.1797
18	0.0000	0.0000	3.4486
19	0.0000	0.0000	3.2171
20	0.0000	0.0000	3.6725
21	0.0000	0.0000	1.7317

n	Maxima Longitudinal ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Longitudinal ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises ( kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.0077	-206.6724	206.6724
02	284.9319	-327.3747	327.3747
03	252.9170	-291.3919	291.3919
04	251.0684	-289.3084	289.3084
05	189.0027	-217.9475	217.9475
06	180.1628	-207.6747	207.6747
07	173.1947	-199.6624	199.6624
08	221.2963	-253.3275	253.3275
09	189.0973	-217.0606	217.0606

10	179.6571	-206.5430	206.5430
11	248.3379	-285.8914	285.8914
12	177.1058	-207.1181	207.1181
13	157.9184	-186.1283	186.1283
14	197.1710	-237.8463	237.8463
15	137.6092	-171.8709	171.8709
16	126.4211	-159.3359	159.3359
17	110.9644	-142.5744	142.5744
18	11.2982	-22.7052	22.7052
19	10.5723	-22.4524	22.4524
20	15.1091	-29.4128	29.4128
21	1.4572	-7.9892	7.9892

## V. CALCULO SISMICO

==&gt; NAO SERA EFETUADO POIS NAO HA TERREMOTO ! &lt; ==

## VI. ANALISE DE OCORRENCIA DE RESSONANCIA

## VI.1 FREQUENCIAS NATURAIS EXTRAIADAS POR ITERACAO VETORIAL

Modo	Frequencia ( hz )
01	0.7771
02	2.7948
03	7.0064
04	14.5620

## VI.2 VELOCIDADES ATUAIS E CRITICAS DE VENTO NAS SECOES

Secao	Vel. Max. Agente ( m/s )	Velocidades Criticas de Vento ( m/s )			
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
01	34.2001	5.3081	19.0881	47.8541	99.4591
02	34.2001	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
03	37.3501	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
04	37.3501	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
05	39.6001	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
06	39.6001	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
07	39.6001	4.1961	15.0921	37.8351	78.6351
08	40.9501	4.0531	14.5751	36.5381	75.9411
09	40.9501	4.0531	14.5751	36.5381	75.9411
10	40.9501	4.0531	14.5751	36.5381	75.9411
11	43.2001	3.9551	14.2251	35.6631	74.1211
12	43.2001	3.9551	14.2251	35.6631	74.1211
13	43.2001	3.9551	14.2251	35.6631	74.1211
14	43.2001	3.8821	13.9601	34.9971	72.7371
15	44.5501	3.8821	13.9601	34.9971	72.7371
16	44.5501	3.8821	13.9601	34.9971	72.7371
17	44.5501	3.8821	13.9601	34.9971	72.7371
18	44.5501	3.8821	13.9601	34.9971	72.7371
19	44.5501	3.3381	12.0041	30.0931	62.5441
20	44.5501	2.7941	10.0471	25.1881	52.3511

21	45.9001	2.7941	10.0471	25.1881	52.3511
----	---------	--------	---------	---------	---------

- Notas : 1. Entende- se por velocidade critica como sendo a minima velocidade em que temos ressonancia da frequencia de desprendimento da rua de vortices na secao com uma das frequencias naturais da coluna.
2. A ressonancia e caracterizada sempre que tivermos em uma secao qualquer Velocidade de Vento > 80% da Velocidade Critica da mesma.

Segundo analise teorica a coluna APRESENTA problemas de ressonancia para a distribuicao de vento de projeto.

--> A RESSONANCIA PODE OCORRER DESDE O PRIMEIRO MODO ATÉ O MODO NUMERO 4.

### VII.3 CRITERIOS EMPIRICOS DE PREVISAO DE RESSONANCIA

ALTURA TOTAL

$$\text{CRITERIO GEOMETRICO} = \frac{\text{ALTURA TOTAL}}{\text{DMEDIO1}} = 53.21009$$

PESO TOTAL CORROIDO ( Kg )

$$\text{CRITERIO DE PESO} = \frac{\text{PESO TOTAL CORROIDO ( Kg )}}{(\text{DMEDIO2}^2) * (\text{ALTURA TOTAL})} = 0.0015$$

ONDE :

$$\text{PESO TOTAL CORROIDO} = 33167.156 \text{ Kg}$$

$$\text{DMEDIO1 ( DIAMETRO MEDIO INTERNO DA COLUNA )} = 77.748 \text{ cm}$$

$$\text{DMEDIO2 ( MEDIA DA METADE SUPERIOR DA COLUNA )} = 73.736 \text{ cm}$$

SEGUNDO CRITERIOS EMPIRICOS A COLUNA NAO APRESENTA PROBLEMAS DE VIBRACAO PARA A DISTRIBUICAO DE VENTOS DE PROJETO.

## VII. ANALISE DA RESPOSTA DINAMICA

RELACAO DE AMORTECIMENTO CRITICO = 0.0100

VELOC. ATUAIS DE VENTO = 100.000 % DAS VELOC. DE PROJETO

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.000 S.

## VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	-0.00	-0.0000
02	272.0000	-0.00	-0.0000
03	500.0000	-0.01	-0.0000
04	513.5000	-0.01	-0.0000
05	1000.0000	-0.03	-0.0000
06	1075.0000	-0.03	-0.0000
07	1135.0000	-0.03	-0.0000
08	1500.0000	-0.03	0.0000
09	1696.0000	-0.03	0.0000
10	1758.0000	-0.03	0.0000
11	2000.0000	-0.01	0.0001
12	2317.0000	0.01	0.0001
13	2412.0000	0.02	0.0001
14	2800.0000	0.05	0.0001
15	3000.0000	0.06	0.0000
16	3042.0000	0.06	-0.0000
17	3102.0000	0.06	-0.0000
18	3732.0000	-0.01	-0.0002
19	3807.0000	-0.02	-0.0002
20	3837.0000	-0.03	-0.0002
21	4000.0000	-0.05	-0.0002
22	4137.0000	-0.08	-0.0002

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECoes  
DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	-569.3879	-389870.5000
02	-547.1904	-234996.9844
03	-524.6605	-110237.5625
04	-470.7431	-103154.6484
05	-286.3813	125861.8828

06	-240.4307	147340.4844
07	-84.3794	181766.3125
08	115.1915	192564.8281
09	172.7804	169987.2812
10	235.9749	159620.4531
11	283.8632	102042.5859
12	257.7197	12057.9502
13	205.9628	-12425.4326
14	66.1098	-92339.0156
15	19.4838	-105560.9688
16	3.5976	-108379.2891
17	-122.6206	-106595.1406
18	-103.9004	-29344.1719
19	-99.4068	-21551.6445
20	-85.1269	-18569.4375
21	-34.2610	-4693.7539

### 11.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.1920	-206.8568	4.7049	206.8568
02	285.0741	-327.5168	6.0599	327.5168
03	252.9522	-291.4272	5.8014	291.4272
04	251.0995	-289.3394	5.7722	289.3394
05	189.0640	-218.0089	5.0930	218.0089
06	180.2510	-207.7629	4.9746	207.7629
07	173.3053	-199.7730	4.8718	199.7730
08	221.6314	-253.6626	7.1050	253.6626
09	189.4025	-217.3658	6.6129	217.3658
10	179.9400	-206.8260	6.4731	206.8260
11	248.5864	-286.1400	10.0959	286.1400
12	177.1106	-207.1230	8.5793	207.1230
13	157.9241	-186.1340	8.1009	186.1340
14	198.3183	-238.9936	13.2935	238.9936
15	139.7082	-173.9698	11.2710	173.9698
16	128.7267	-161.6415	10.8208	161.6415
17	113.5679	-145.1779	10.2457	145.1779
18	12.7248	-24.1316	3.5864	24.1316
19	12.2910	-24.1711	3.4146	24.1711
20	17.6116	-31.9153	3.8791	31.9153
21	2.1954	-8.7275	1.8031	8.7275

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.015 S.

1.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.00	0.0000
03	500.0000	0.01	0.0000
04	513.5000	0.01	0.0000
05	1000.0000	0.03	0.0000
06	1075.0000	0.03	0.0000
07	1135.0000	0.03	0.0000
08	1500.0000	0.04	0.0000
09	1696.0000	0.04	-0.0000
10	1756.0000	0.04	-0.0000
11	2000.0000	0.03	-0.0000
12	2317.0000	0.02	-0.0001
13	2412.0000	0.01	-0.0001
14	2800.0000	-0.01	-0.0000
15	3000.0000	-0.02	-0.0000
16	3042.0000	-0.02	0.0000
17	3102.0000	-0.02	0.0000
18	3732.0000	0.03	0.0001
19	3807.0000	0.04	0.0001
20	3837.0000	0.05	0.0001
21	4000.0000	0.07	0.0001
22	4137.0000	0.09	0.0001

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	561.0192	396503.1875
02	535.5880	250413.3594
03	495.5261	132228.7812
04	500.5146	130156.2969
05	286.3003	-90217.9688
06	242.5792	-110962.6875
07	143.5883	-122048.1797
08	-53.1388	-158214.0156
09	-123.6470	-142897.4219
10	-150.7071	-133536.4688
11	-173.1851	-86401.7656
12	-190.5557	-16711.7188
13	-98.0208	7049.3169
14	-20.8857	67999.5703
15	-11.2678	77989.4531
16	4.4500	78851.7891
17	209.3604	91582.6328
18	91.4741	22031.5117
19	79.4260	16078.9658
20	90.4751	14565.8623
21	49.9720	4052.5525

### VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.1983	-206.8631	4.7036	206.8631
02	285.0933	-327.5361	6.0574	327.5361
03	252.9677	-291.4426	5.7952	291.4426
04	251.1178	-289.3578	5.7783	289.3578
05	189.0342	-217.9790	5.0930	217.9790
06	180.2128	-207.7247	4.9748	207.7247
07	173.2577	-199.7254	4.8751	199.7254
08	221.5226	-253.5538	7.1001	253.5538
09	189.3130	-217.2763	6.6056	217.2763
10	178.8552	-206.7411	6.4563	206.7411
11	248.5181	-286.0697	10.0469	286.0697
12	177.1151	-207.1274	8.5450	207.1274
13	157.9202	-186.1301	8.0612	186.1301
14	197.7939	-238.4692	13.2802	238.4692
15	138.7584	-173.0201	11.2700	173.0201
16	127.6924	-160.6072	10.8208	160.6072
17	112.8913	-144.5013	10.3711	144.5013
18	12.1163	-23.5233	3.5559	23.5233
19	11.5498	-23.4299	3.3445	23.4299
20	16.6800	-30.9837	3.9051	30.9837
21	2.0173	-8.5494	1.8805	8.5494

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.031 S.

### III.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0000
03	500.0000	0.02	0.0001
04	513.5000	0.02	0.0001
05	1000.0000	0.07	0.0001
06	1075.0000	0.08	0.0001
07	1135.0000	0.08	0.0001
08	1500.0000	0.10	0.0000
09	1696.0000	0.09	-0.0001
10	1756.0000	0.09	-0.0001
11	2000.0000	0.06	-0.0001
12	2317.0000	0.01	-0.0002
13	2412.0000	-0.01	-0.0002
14	2800.0000	-0.08	-0.0001
15	3000.0000	-0.09	-0.0000
16	3042.0000	-0.09	0.0000
17	3102.0000	-0.09	0.0001
18	3732.0000	0.05	0.0003

19	3807.0000	0.08	0.0003
20	3837.0000	0.09	0.0003
21	4000.0000	0.15	0.0004
22	4137.0000	0.20	0.0004

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### 11.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	1570.3829	1067769.0000
02	1493.0746	652044.3125
03	1395.8206	318058.7500
04	1325.0150	306466.8125
05	745.5003	-301837.8125
06	617.7661	-356644.4062
07	262.9946	-388438.6562
08	-261.9187	-459812.9688
09	-423.8934	-401357.5312
10	-524.6924	-373102.9688
11	-583.1207	-230279.3438
12	-554.7130	-25232.4902
13	-345.2958	35192.1094
14	-81.0234	200437.3750
15	-19.1062	224444.4375
16	18.3799	225754.0938
17	417.4557	241594.4844
18	232.3150	59867.7578
19	209.6371	43621.7070
20	192.2917	38015.7812
21	84.5856	9733.3135

### 11.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	169.3857	-208.0504	4.9924	208.0504
02	286.0248	-328.4676	6.4374	328.4676
03	253.2099	-291.6848	6.1438	291.6848
04	251.3423	-289.5823	6.0883	289.5823
05	189.3553	-218.3002	5.2054	218.3002
06	180.6792	-208.1911	5.0535	208.1911
07	173.8317	-200.2994	4.8873	200.2994
08	223.2008	-255.2320	7.1307	255.2320
09	190.7927	-218.7560	6.6872	218.7560
10	181.1982	-208.0841	6.5841	208.0841
11	249.6013	-287.1549	10.3440	287.1549
12	177.1269	-207.1393	8.8499	207.1393
13	157.9643	-186.1742	8.1930	186.1742

14	202.5253	-243.2006	13.3009	243.2006
15	146.8844	-181.1461	11.2709	181.1461
16	136.5308	-169.4456	10.8221	169.4456
17	123.8234	-155.4334	10.9210	155.4334
18	16.6440	-28.0510	4.0912	28.0510
19	16.8041	-28.6842	4.0219	28.6842
20	24.2927	-38.5964	4.6310	38.5964
21	4.1259	-10.6579	2.1304	10.6579

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.046 S.

### VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0001
03	500.0000	0.03	0.0001
04	513.5000	0.03	0.0001
05	1000.0000	0.09	0.0001
06	1075.0000	0.10	0.0001
07	1135.0000	0.10	0.0001
08	1500.0000	0.11	-0.0000
09	1696.0000	0.10	-0.0001
10	1756.0000	0.10	-0.0001
11	2000.0000	0.06	-0.0002
12	2317.0000	-0.01	-0.0002
13	2412.0000	-0.04	-0.0002
14	2800.0000	-0.12	-0.0002
15	3000.0000	-0.14	-0.0000
16	3042.0000	-0.14	0.0000
17	3102.0000	-0.14	0.0001
18	3732.0000	0.04	0.0004
19	3807.0000	0.07	0.0004
20	3837.0000	0.08	0.0004
21	4000.0000	0.15	0.0005
22	4137.0000	0.22	0.0005

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	2004.0988	1324511.8750
02	1893.6761	792941.3125
03	1771.5896	387793.1875
04	1638.4545	350649.0312
05	899.3015	-412558.6250

06	732.7563	-479053.5312
07	240.2234	-518477.6250
08	-406.3872	-585087.5625
09	-586.8936	-499986.0312
10	-720.7325	-482627.0312
11	-782.1481	-275980.1250
12	-695.0082	-15247.8584
13	-456.5461	55671.4180
14	-104.6783	252580.3906
15	-10.1319	278156.4375
16	31.3716	278854.0312
17	410.3709	286059.9688
18	267.2732	71119.3438
19	245.2819	51694.3281
20	192.2333	44016.5625
21	66.4356	10663.6514

11.3 TENSÕES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SEÇÕES  
DURANTE VIBRAÇÃO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	170.1239	-208.7886	5.1906	208.7886
02	286.5488	-328.9896	6.6900	328.9896
03	253.3086	-291.7835	6.3762	291.7835
04	251.4269	-289.6689	6.2720	289.6669
05	189.6611	-218.6059	5.2645	218.6059
06	181.0936	-208.6054	5.0909	208.6054
07	174.3281	-200.7958	4.8844	200.7958
08	224.3724	-256.4036	7.1752	256.4036
09	191.7225	-219.6858	6.7680	219.6858
10	182.0214	-208.9073	6.7053	208.9073
11	250.1507	-287.7043	10.5976	287.7043
12	177.1135	-207.1259	9.0414	207.1259
13	158.0332	-186.2432	8.2987	186.2432
14	205.6129	-246.2882	13.3157	246.2882
15	151.6453	-185.9070	11.2699	185.9070
16	141.5868	-174.5016	10.8248	174.5016
17	128.6702	-160.2803	10.8969	160.2803
18	18.5020	-29.9091	4.2785	29.9091
19	18.8837	-30.7639	4.2808	30.7639
20	26.8592	-41.1629	4.6305	41.1629
21	4.5517	-11.0837	1.9871	11.0837

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.061 S.

11.1 LINHA ELÁSTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIREÇÃO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0000
03	500.0000	0.02	0.0001
04	513.5000	0.02	0.0001
05	1000.0000	0.06	0.0001
06	1075.0000	0.07	0.0001
07	1135.0000	0.07	0.0000
08	1500.0000	0.08	-0.0000
09	1696.0000	0.07	-0.0001
10	1756.0000	0.06	-0.0001
11	2000.0000	0.03	-0.0002
12	2317.0000	-0.03	-0.0002
13	2412.0000	-0.05	-0.0002
14	2800.0000	-0.12	-0.0001
15	3000.0000	-0.14	-0.0000
16	3042.0000	-0.14	0.0000
17	3102.0000	-0.13	0.0001
18	3732.0000	0.00	0.0003
19	3807.0000	0.03	0.0003
20	3837.0000	0.04	0.0003
21	4000.0000	0.10	0.0004
22	4137.0000	0.15	0.0004

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOS  
DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	1528.7048	983651.9375
02	1432.0503	580234.6875
03	1342.2197	258117.2812
04	1220.5085	243382.2031
05	673.1424	-333475.0312
06	547.0271	-383618.9688
07	148.0316	-414811.6250
08	-344.9841	-461514.2188
09	-471.2756	-393115.5938
10	-595.6085	-364529.3125
11	-667.8154	-218547.9219
12	-567.6620	-9580.3135
13	-425.3057	43303.2461
14	-116.2824	203999.3750
15	-15.9834	225709.2812
16	14.3401	226228.0156
17	218.8672	220271.3125
18	204.3034	57939.8633
19	194.5103	42247.3516
20	138.4220	35502.7656
21	40.3681	8422.4697

VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOS  
DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	169.1778	-207.8425	4.9755	207.8425
02	285.7976	-328.2404	6.4034	328.2404
03	253.1099	-291.5849	6.1145	291.5849
04	251.2412	-289.4812	6.0347	289.4812
05	189.4331	-218.3779	5.1813	218.3779
06	180.7602	-208.2720	5.0335	208.2720
07	173.9210	-200.3887	4.8755	200.3887
08	223.2149	-255.2461	7.1539	255.2461
09	190.7241	-218.6874	6.7081	218.6874
10	181.1284	-208.0143	6.6238	208.0143
11	249.4761	-287.0297	10.4437	287.0297
12	177.1088	-207.1212	8.8659	207.1212
13	157.9879	-186.1978	8.2662	186.1978
14	202.7149	-243.3902	13.3244	243.3902
15	146.9863	-181.2479	11.2705	181.2479
16	136.5719	-169.4867	10.8216	169.4867
17	121.7380	-153.3480	10.3887	153.3480
18	16.3437	-27.7508	3.9547	27.7508
19	16.4681	-28.3482	3.9198	28.3482
20	23.2736	-37.5773	4.1966	37.5773
21	3.5544	-10.0864	1.8301	10.0864

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.077 S.

### VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.00	0.0000
03	500.0000	0.00	0.0000
04	513.5000	0.00	0.0000
05	1000.0000	0.01	0.0000
06	1075.0000	0.01	0.0000
07	1135.0000	0.01	0.0000
08	1500.0000	0.01	-0.0000
09	1696.0000	0.00	-0.0000
10	1756.0000	0.00	-0.0000
11	2000.0000	-0.01	-0.0001
12	2317.0000	-0.03	-0.0001
13	2412.0000	-0.04	-0.0001
14	2800.0000	-0.07	-0.0001
15	3000.0000	-0.07	-0.0000
16	3042.0000	-0.07	0.0000
17	3102.0000	-0.07	0.0000
18	3732.0000	-0.02	0.0001

19	3807.0000	-0.01	0.0001
20	3837.0000	-0.01	0.0001
21	4000.0000	0.01	0.0001
22	4137.0000	0.03	0.0002

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	267.2765	149468.6719
02	231.3804	85050.7969
03	223.5674	32875.8555
04	195.7791	28401.7168
05	145.2761	-74173.6016
06	129.7053	-85502.7266
07	43.8415	-95351.0156
08	-66.7007	-121298.4844
09	-89.8711	-112529.2422
10	-182.8671	-108842.4297
11	-252.0715	-78896.0625
12	-209.4842	-15508.6211
13	-249.2758	-1927.2458
14	-109.1676	69146.9375
15	-39.2243	84244.3984
16	-29.5958	85420.8984
17	-47.3398	71465.1719
18	72.6314	25831.0488
19	80.4790	19286.6992
20	67.3750	16484.0137
21	28.4330	4253.6206

### VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.0348	-206.6995	4.6698	206.6995
02	284.9505	-327.3933	6.0101	327.3933
03	252.9202	-291.3951	5.7538	291.3951
04	251.0708	-289.3108	5.7332	289.3108
05	189.0240	-217.9688	5.0784	217.9688
06	180.1925	-207.7044	4.9645	207.7044
07	173.2332	-199.7008	4.8705	199.7008
08	221.4294	-253.4606	7.1009	253.4606
09	189.2311	-217.1944	6.6020	217.1944
10	179.7887	-206.6746	6.4582	206.6746
11	248.4865	-286.0401	10.0794	286.0401
12	177.1138	-207.1261	8.5536	207.1261
13	157.9185	-186.1284	8.1246	186.1284

14	197.81511	-238.49041	13.31901	238.49041
15	138.94931	-173.21101	11.27561	173.21101
16	127.91191	-160.82671	10.82431	160.82671
17	112.14121	-143.75121	10.18951	143.75121
18	12.41331	-23.82031	3.51661	23.82031
19	11.96191	-23.84201	3.34781	23.84201
20	17.10271	-31.40641	3.80321	31.40641
21	2.07101	-8.60301	1.78121	8.60301

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.092 S.

### VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	-0.00	-0.0000
02	272.0000	-0.00	-0.0000
03	500.0000	-0.02	-0.0001
04	513.5000	-0.02	-0.0001
05	1000.0000	-0.05	-0.0001
06	1075.0000	-0.06	-0.0001
07	1135.0000	-0.06	-0.0000
08	1500.0000	-0.07	0.0000
09	1696.0000	-0.06	0.0000
10	1758.0000	-0.06	0.0001
11	2000.0000	-0.04	0.0001
12	2317.0000	-0.01	0.0001
13	2412.0000	-0.00	0.0001
14	2800.0000	0.03	0.0001
15	3000.0000	0.04	-0.0000
16	3042.0000	0.03	-0.0000
17	3102.0000	0.03	-0.0000
18	3732.0000	-0.03	-0.0001
19	3807.0000	-0.04	-0.0002
20	3837.0000	-0.05	-0.0002
21	4000.0000	-0.07	-0.0002
22	4137.0000	-0.10	-0.0002

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOS DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	-1149.7732	-778071.0625
02	-1115.1750	-463073.2188
03	-1036.3456	-212253.7031
04	-954.7278	-203934.6875
05	-471.6638	232113.5312

06	-366.2786	266488.0000
07	-87.6344	283696.3750
08	253.7229	293298.3125
09	348.1641	236535.0938
10	368.3648	212858.2969
11	317.2146	108381.6953
12	273.8478	-12003.9727
13	76.4333	-45605.2266
14	-35.7502	-105928.6875
15	-38.8399	-106273.6953
16	-55.0432	-105103.7266
17	-269.7467	-117211.4219
18	-99.1265	-21188.5625
19	-78.0560	-14807.4141
20	-36.6343	-11893.7109
21	2.4859	-2313.5632

III.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOS DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.7406	-207.4054	4.8409	207.4054
02	285.4836	-327.9264	6.2475	327.9264
03	253.0475	-291.5224	5.9673	291.5224
04	251.1897	-289.4297	5.9164	289.4297
05	189.2113	-218.1561	5.1266	218.1561
06	180.4513	-207.9632	4.9933	207.9632
07	173.5348	-200.0024	4.8719	200.0024
08	222.0731	-254.1043	7.1287	254.1043
09	189.6878	-217.6511	6.6583	217.6511
10	180.1600	-207.0460	6.5137	207.0460
11	248.6183	-286.1718	10.1153	286.1718
12	177.1106	-207.1229	8.5891	207.1229
13	157.9955	-186.2054	8.0566	186.2054
14	198.6796	-239.3549	13.2831	239.3549
15	139.7364	-173.9981	11.2755	173.9981
16	128.6722	-161.5870	10.8333	161.5870
17	114.1057	-145.7157	10.4956	145.7157
18	12.0562	-23.4632	3.5742	23.4632
19	11.4049	-23.2850	3.3402	23.2850
20	16.1682	-30.4720	3.7117	30.4720
21	1.6468	-8.1788	1.7320	8.1788

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.108 S.

III.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	-0.00	-0.0000
02	272.0000	-0.01	-0.0001
03	500.0000	-0.03	-0.0001
04	513.5000	-0.03	-0.0001
05	1000.0000	-0.09	-0.0001
06	1075.0000	-0.10	-0.0001
07	1135.0000	-0.10	-0.0001
08	1500.0000	-0.11	0.0000
09	1696.0000	-0.10	0.0001
10	1756.0000	-0.09	0.0001
11	2000.0000	-0.06	0.0002
12	2317.0000	0.02	0.0003
13	2412.0000	0.04	0.0003
14	2800.0000	0.13	0.0002
15	3000.0000	0.15	0.0000
16	3042.0000	0.15	-0.0000
17	3102.0000	0.14	-0.0001
18	3732.0000	-0.02	-0.0004
19	3807.0000	-0.05	-0.0004
20	3837.0000	-0.07	-0.0004
21	4000.0000	-0.14	-0.0005
22	4137.0000	-0.20	-0.0005

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES  
DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	-1970.8817	-1326250.5000
02	-1899.0065	-794359.1250
03	-1778.9471	-367599.7500
04	-1653.2349	-351035.8750
05	-905.3637	415953.6250
06	-737.8775	482769.2812
07	-251.1763	521862.2188
08	404.1915	589565.0625
09	587.3584	504431.3125
10	719.3010	466847.1562
11	793.3083	280269.2500
12	700.3934	18231.8887
13	469.5172	-52344.8398
14	114.7858	-250717.6562
15	14.9983	-276999.5000
16	-25.3512	-277759.8438
17	-365.9962	-280595.1875
18	-261.5294	-70913.7969
19	-239.6144	-51573.1992
20	-179.1847	-43592.8789
21	-61.4227	-10535.5244

VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES  
DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	170.1294	-208.7942	5.1740	208.7942
02	286.5526	-328.9953	6.6937	328.9953
03	253.3082	-291.7831	6.3812	291.7831
04	251.4277	-289.6677	6.2815	289.6677
05	189.6719	-218.8167	5.2670	218.6167
06	181.1080	-208.8199	5.0927	208.6199
07	174.3429	-200.8106	4.8858	200.8106
08	224.4194	-256.4506	7.1744	256.4506
09	191.7690	-219.7323	6.7683	219.7323
10	182.0645	-208.9504	6.7043	208.9504
11	250.2073	-287.7609	10.8138	287.7609
12	177.1168	-207.1292	9.0496	207.1292
13	158.0199	-186.2299	8.3129	186.2299
14	205.4924	-246.1677	13.3232	246.1677
15	151.5336	-185.7953	11.2703	185.7953
16	141.4737	-174.3885	10.8234	174.3885
17	128.0399	-159.6499	10.7541	159.6499
18	18.4666	-29.8737	4.2465	29.8737
19	18.8513	-30.7314	4.2380	30.7314
20	26.6725	-40.9762	4.5163	40.9762
21	4.4922	-11.0242	1.9521	11.0242

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.123 S.

### VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	-0.00	-0.0000
02	272.0000	-0.01	-0.0000
03	500.0000	-0.03	-0.0001
04	513.5000	-0.03	-0.0001
05	1000.0000	-0.08	-0.0001
06	1075.0000	-0.09	-0.0001
07	1135.0000	-0.10	-0.0001
08	1500.0000	-0.11	0.0000
09	1696.0000	-0.09	0.0001
10	1756.0000	-0.09	0.0001
11	2000.0000	-0.04	0.0002
12	2317.0000	0.04	0.0003
13	2412.0000	0.07	0.0003
14	2800.0000	0.17	0.0002
15	3000.0000	0.20	0.0000
16	3042.0000	0.20	-0.0000
17	3102.0000	0.20	-0.0001
18	3732.0000	-0.01	-0.0005

19	3807.0000	-0.05	-0.0005
20	3837.0000	-0.06	-0.0005
21	4000.0000	-0.15	-0.0006
22	4137.0000	-0.24	-0.0006

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES  
DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	-1825.5551	-1239231.5000
02	-1759.5764	-752192.1250
03	-1659.0797	-357745.3750
04	-1570.3839	-341380.0938
05	-939.9825	392450.5312
06	-796.4107	462298.3750
07	-350.3486	506980.5938
08	326.3041	620887.0000
09	522.9649	555377.3125
10	725.2874	523383.6250
11	933.1936	345112.2188
12	848.2482	54699.7305
13	713.7007	-23814.2578
14	252.7554	-292170.4375
15	86.3291	-339689.5875
16	36.0789	-343024.1875
17	-305.0104	-335457.4062
18	-330.0311	-96622.3047
19	-320.1736	-71178.7268
20	-285.2638	-61529.1914
21	-124.7766	-15848.3125

VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES  
DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	169.8614	-208.5262	5.1041	208.5262
02	286.3855	-328.8282	6.5999	328.8282
03	253.2875	-291.7625	6.3017	291.7625
04	251.4082	-289.6482	6.2293	289.6482
05	189.5985	-218.5434	5.2818	218.5434
06	181.0298	-208.5416	5.1142	208.5416
07	174.2785	-200.7482	4.9007	200.7462
08	224.7576	-256.7888	7.1482	256.7888
09	192.3314	-220.2947	6.7334	220.2947
10	182.6781	-209.5640	6.7086	209.5640
11	251.1673	-288.7209	10.8339	288.7209
12	177.2051	-207.2175	9.2935	207.2175
13	157.9394	-186.1493	8.6458	186.1493

14		208.3980		-249.0733		13.4930		249.0733
15		158.1309		-192.3925		11.2991		192.3925
16		148.8304		-181.7452		10.8261		181.7452
17		134.7771		-166.3871		10.5819		166.3871
18		23.2271		-34.6341		4.6552		34.6341
19		24.4576		-36.3377		4.8927		36.3377
20		35.1276		-49.4314		5.5680		49.4314
21		7.1275		-13.6596		2.5199		13.6596

'ALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.138 S.

## VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	-0.00	-0.0000
02	272.0000	-0.00	-0.0000
03	500.0000	-0.01	-0.0001
04	513.5000	-0.01	-0.0001
05	1000.0000	-0.04	-0.0000
06	1075.0000	-0.04	-0.0000
07	1135.0000	-0.05	-0.0000
08	1500.0000	-0.05	0.0000
09	1696.0000	-0.04	0.0001
10	1756.0000	-0.04	0.0001
11	2000.0000	-0.01	0.0001
12	2317.0000	0.04	0.0002
13	2412.0000	0.06	0.0002
14	2800.0000	0.14	0.0001
15	3000.0000	0.15	0.0000
16	3042.0000	0.15	-0.0000
17	3102.0000	0.15	-0.0001
18	3732.0000	0.01	-0.0003
19	3807.0000	-0.02	-0.0004
20	3837.0000	-0.03	-0.0004
21	4000.0000	-0.09	-0.0004
22	4137.0000	-0.15	-0.0004

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

## VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	-895.1818	-601159.1250
02	-853.5355	-370146.1562
03	-809.2186	-180358.9062
04	-785.8361	-171456.8438
05	-530.1953	200796.5625

06	-470.0562	240658.8438
07	-249.6537	269327.6562
08	133.5324	363218.9062
09	245.3100	340701.4688
10	414.7446	327431.0938
11	628.7936	235319.3750
12	579.0854	53938.1523
13	586.4558	5790.6060
14	245.3154	-193878.7500
15	98.9311	-235548.0156
16	64.2308	-239192.9844
17	-113.7504	-226004.9844
18	-232.5524	-72598.7422
19	-239.7458	-53989.2305
20	-240.9138	-47501.5508
21	-113.9798	-12667.2480

### 11.3 TENSÕES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECÕES DURANTE VIBRAÇÃO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.4456	-207.1103	4.7704	207.1103
02	285.2845	-327.7273	6.1459	327.7273
03	253.0112	-291.4861	5.8808	291.4861
04	251.1542	-289.3942	5.8554	289.3942
05	189.1588	-218.1036	5.1406	218.1036
06	180.3981	-207.9100	5.0145	207.9100
07	173.5012	-199.9689	4.8856	199.9689
08	222.4865	-254.5177	7.1071	254.5177
09	190.3204	-218.2837	6.6280	218.2837
10	180.8450	-207.7310	6.5321	207.7310
11	249.6571	-287.2107	10.3962	287.2107
12	177.2024	-207.2147	8.8804	207.2147
13	157.9196	-186.1295	8.4568	186.1295
14	202.1845	-242.8598	13.4806	242.8598
15	147.7957	-182.0574	11.3084	182.0574
16	137.7247	-170.6395	10.8378	170.6395
17	122.2829	-153.8929	10.2366	153.8929
18	18.7584	-30.1655	4.0924	30.1655
19	19.5040	-31.3842	4.2390	31.3842
20	28.4234	-42.7271	5.0971	42.7271
21	5.5129	-12.0449	2.4073	12.0449

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.154 S.

### 11.1 LINHA ELÁSTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIREÇÃO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.00	0.0000
03	500.0000	0.01	0.0000
04	513.5000	0.01	0.0000
05	1000.0000	0.02	0.0000
06	1075.0000	0.02	0.0000
07	1135.0000	0.02	0.0000
08	1500.0000	0.03	0.0000
09	1696.0000	0.03	0.0000
10	1756.0000	0.03	-0.0000
11	2000.0000	0.03	-0.0000
12	2317.0000	0.03	-0.0000
13	2412.0000	0.02	-0.0000
14	2800.0000	0.02	-0.0000
15	3000.0000	0.02	-0.0000
16	3042.0000	0.02	-0.0000
17	3102.0000	0.02	-0.0000
18	3732.0000	0.02	0.0000
19	3807.0000	0.02	-0.0000
20	3837.0000	0.02	-0.0000
21	4000.0000	0.02	-0.0000
22	4137.0000	0.02	-0.0000

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	325.2253	267589.5312
02	349.4639	166673.3281
03	334.4497	85840.1094
04	316.0176	84180.9609
05	151.3772	-55195.0742
06	115.8624	-65749.1484
07	54.5795	-68891.2422
08	-43.4022	-70684.4609
09	-84.6497	-55314.7344
10	-54.6153	-47516.4102
11	-8.4448	-19997.9453
12	-25.3908	1776.5232
13	79.6241	11494.6172
14	55.3438	10073.7646
15	22.6294	5897.7212
16	25.7441	5320.9697
17	123.4486	16259.5029
18	10.5787	-1635.8386
19	-7.4347	-1600.7455
20	-22.4227	-1915.5134
21	-9.9312	-649.2308

### VII.3 TENSÕES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	168.0945	-206.7593	4.6746	206.7593
02	285.0034	-327.4462	6.0241	327.4462
03	252.9384	-291.4133	5.7669	281.4133
04	251.0891	-289.3291	5.7463	289.3291
05	189.0145	-217.9593	5.0788	217.9593
06	180.1804	-207.6922	4.9636	207.6922
07	173.2148	-199.6825	4.8707	199.6825
08	221.3415	-253.3727	7.0997	253.3727
09	189.1297	-217.0930	6.6015	217.0930
10	179.6822	-206.5681	6.4462	206.5681
11	248.3474	-285.9010	10.0177	285.9010
12	177.1059	-207.1182	8.5041	207.1182
13	157.9232	-186.1332	8.0572	186.1332
14	197.1847	-237.8600	13.2891	237.8600
15	137.6158	-171.8775	11.2715	171.8775
16	126.4269	-159.3417	10.8235	159.3417
17	111.0256	-142.6356	10.2466	142.6356
18	11.3028	-22.7098	3.4501	22.7098
19	10.5823	-22.4624	3.2182	22.4624
20	15.1372	-29.4409	3.6872	29.4409
21	1.4724	-8.0044	1.7378	8.0044

"VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.169 S.

### III.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0000
03	500.0000	0.02	0.0001
04	513.5000	0.02	0.0001
05	1000.0000	0.07	0.0001
06	1075.0000	0.08	0.0001
07	1135.0000	0.08	0.0001
08	1500.0000	0.10	0.0000
09	1696.0000	0.09	-0.0001
10	1756.0000	0.08	-0.0001
11	2000.0000	0.05	-0.0002
12	2317.0000	-0.01	-0.0002
13	2412.0000	-0.03	-0.0002
14	2800.0000	-0.11	-0.0002
15	3000.0000	-0.13	-0.0000
16	3042.0000	-0.13	0.0000
17	3102.0000	-0.13	0.0001
18	3732.0000	0.02	0.0004

19	3807.0000	0.05	0.0004
20	3837.0000	0.06	0.0004
21	4000.0000	0.13	0.0005
22	4137.0000	0.19	0.0005

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### "III.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	1351.5323	999751.6875
02	1365.3225	622585.6250
03	1303.9128	314218.4062
04	1265.9701	303123.4688
05	779.4783	-280158.3125
06	669.7198	-337502.3750
07	368.2412	-372362.0625
08	-177.6548	-482081.3125
09	-359.3179	-440947.4062
10	-498.4182	-416886.6562
11	-677.1890	-284070.1562
12	-657.3219	-61268.2383
13	-524.5524	4288.7500
14	-194.5584	220156.7031
15	-82.4003	260927.0469
16	-40.1087	264364.8125
17	294.5388	266001.8125
18	267.3842	76752.4141
19	251.3668	56614.4766
20	239.6149	49353.8438
21	112.9075	12992.6543

### "III.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	169.2163	-207.8810	4.9083	207.8810
02	285.9284	-328.3712	6.3677	328.3712
03	253.2029	-291.6778	6.0942	291.6778
04	251.3364	-289.5764	6.0575	289.5764
05	189.3065	-218.2514	5.2176	218.2514
06	180.6253	-208.1372	5.0696	208.1372
07	173.7802	-200.2478	4.9039	200.2478
08	223.3890	-255.4202	7.1135	255.4202
09	191.1420	-219.1052	6.6622	219.1052
10	181.5792	-208.4651	6.5706	208.4651
11	250.2582	-287.8118	10.4554	287.8118
12	177.2304	-207.2427	8.9862	207.2427
13	157.9190	-186.1290	8.3769	186.1290

14	203.61471	-244.29001	13.40611	244.29001
15	150.02261	-184.28421	11.29651	184.28421
16	140.11861	-173.03341	10.82741	173.03341
17	126.40331	-158.01331	10.55521	158.01331
18	119.49161	-30.89871	4.27911	30.89871
19	20.22731	-32.10751	4.32731	32.10751
20	29.27371	-43.57751	5.08391	43.57751
21	5.67371	-12.20581	2.39641	12.20581

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.184 S.

### VII.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0001
03	500.0000	0.03	0.0001
04	513.5000	0.03	0.0001
05	1000.0000	0.09	0.0001
06	1075.0000	0.10	0.0001
07	1135.0000	0.10	0.0001
08	1500.0000	0.12	-0.0000
09	1696.0000	0.10	-0.0001
10	1756.0000	0.10	-0.0001
11	2000.0000	0.05	-0.0002
12	2317.0000	-0.04	-0.0003
13	2412.0000	-0.08	-0.0003
14	2800.0000	-0.19	-0.0002
15	3000.0000	-0.22	-0.0000
16	3042.0000	-0.22	0.0000
17	3102.0000	-0.22	0.0001
18	3732.0000	0.01	0.0006
19	3807.0000	0.05	0.0006
20	3837.0000	0.07	0.0006
21	4000.0000	0.17	0.0007
22	4137.0000	0.27	0.0007

TRANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOS DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	1836.3723	1308390.7500
02	1833.2419	804383.6875
03	1741.6301	392332.3125
04	1678.8362	376185.6562
05	1037.1881	-403723.4062

06	891.7435	-480614.7188
07	451.2663	-529839.6875
08	-194.7013	-675247.6875
09	-521.2286	-615178.5625
10	-753.3422	-582990.4375
11	-1033.6261	-397234.4062
12	-958.5086	-77566.0078
13	-840.9119	10435.2559
14	-319.3176	324080.8438
15	-122.2801	383547.3438
16	-64.2103	388279.4062
17	319.5651	378645.7188
18	379.3040	112630.7969
19	375.2801	83252.0312
20	356.7581	72681.2422
21	154.8400	18857.9297

III.3 TENSÕES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SEÇOES  
DURANTE VIBRAÇÃO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	170.0730	-208.7377	5.1092	208.7377
02	286.5935	-329.0363	6.8487	329.0363
03	253.3625	-291.8375	6.3559	291.8375
04	251.4810	-289.7210	6.2981	289.7210
05	189.6332	-218.5780	5.3261	218.5780
06	181.0996	-208.6115	5.1525	208.6115
07	174.3781	-200.8458	4.9208	200.8458
08	225.3848	-257.4160	7.1391	257.4160
09	193.0583	-221.0216	6.7325	221.0216
10	183.3985	-210.2844	6.7289	210.2844
11	252.0801	-289.6337	11.0107	289.6337
12	177.3055	-207.3178	9.5007	207.3178
13	157.9224	-186.1323	8.8666	186.1323
14	210.9071	-251.5824	13.6190	251.5824
15	163.3637	-197.6254	11.3288	197.6254
16	154.6052	-187.5200	10.8378	187.5200
17	140.6719	-172.2819	10.6204	172.2819
18	26.4458	-37.8529	4.9808	37.8529
19	28.1734	-40.0535	5.3870	40.0535
20	40.7892	-55.0929	6.3940	55.0929
21	8.7203	-15.2524	2.8564	15.2524

VALORES CALCULADOS PARA O INSTANTE T = 0.200 S.

III.1 LINHA ELASTICA LATERAL ( ORTOGONAL A DIRECAO DO VENTO )

n	Altura ( cm )	Translacao ( cm )	Rotacao ( rd )
01	0.0000	0.00	0.0000
02	272.0000	0.01	0.0000
03	500.0000	0.02	0.0001
04	513.5000	0.02	0.0001
05	1000.0000	0.07	0.0001
06	1075.0000	0.07	0.0001
07	1135.0000	0.08	0.0001
08	1500.0000	0.08	-0.0000
09	1696.0000	0.07	-0.0001
10	1756.0000	0.06	-0.0001
11	2000.0000	0.02	-0.0002
12	2317.0000	-0.06	-0.0003
13	2412.0000	-0.08	-0.0003
14	2800.0000	-0.17	-0.0002
15	3000.0000	-0.20	-0.0000
16	3042.0000	-0.20	0.0000
17	3102.0000	-0.19	0.0001
18	3732.0000	-0.01	0.0004
19	3807.0000	0.03	0.0005
20	3837.0000	0.04	0.0005
21	4000.0000	0.12	0.0005
22	4137.0000	0.20	0.0005

RANSLACAO TOTAL RESULTANTE NO TOPO DA COLUNA = 18.70 CM

### VII.2 ESFORCOS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DEVIDOS AOS ESFORCOS LATERAIS DE VENTO

n	Forca Cortante ( kgf )	Momento Fletor ( kgf * cm )
01	1565.6346	1049822.7500
02	1540.5717	625332.2500
03	1444.4716	280896.5000
04	1356.5630	266456.2500
05	787.4720	-368264.2188
06	659.4012	-427077.1562
07	240.6912	-465461.6562
08	-351.8331	-548899.5000
09	-501.1019	-482701.8438
10	-695.4250	-453809.2500
11	-879.8748	-292372.8438
12	-756.5904	-32498.1055
13	-675.4622	32091.8926
14	-235.0602	264604.5312
15	-65.4344	303856.4375
16	-24.2301	306101.4375
17	199.6069	290744.8750
18	281.1040	84359.2578
19	289.2137	62150.8047
20	249.9931	53668.2266
21	90.8567	13359.2441

### VII.3 TENSOES TOTAIS AGENTES NA EXTREMIDADE INFERIOR DAS SECOES DURANTE VIBRACAO DA COLUNA

Secao	Maxima Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Minima Circunfer. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalhamento Medio (kgf/cm <sup>2</sup> )	Equivalente Von Mises (kgf/cm <sup>2</sup> )
01	169.3399	-208.0047	4.9904	208.0047
02	285.9373	-328.3800	6.4647	328.3800
03	253.1455	-291.6204	6.1712	291.6204
04	251.2755	-289.5155	6.1053	289.5155
05	189.5275	-218.4723	5.2205	218.4723
06	180.9029	-208.4148	5.0663	208.4148
07	174.1087	-200.5764	4.8845	200.5764
08	224.0038	-256.0350	7.1561	256.0350
09	191.5451	-219.5084	6.7224	219.5084
10	181.9327	-208.8186	6.6877	208.8186
11	250.3716	-287.9252	10.7464	287.9252
12	177.1409	-207.1532	9.1376	207.1532
13	157.9565	-186.1665	8.5856	186.1665
14	206.4204	-247.0957	13.4642	247.0957
15	154.2263	-188.4879	11.2865	188.4879
16	144.5190	-177.4338	10.8231	177.4338
17	129.2181	-160.8281	10.3538	160.8281
18	20.8807	-32.2878	4.3573	32.2878
19	21.7956	-33.6757	4.6301	33.6757
20	31.2996	-45.6033	5.1903	45.6033
21	5.8562	-12.3883	2.1853	12.3883

----- FIM DE RELATORIO -----

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr.Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0000 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

## -----ESTATICO----- -----DINAMICO-----

Secao	F.Axial ( Kgf )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante	M.Fletor
1	33889.83	4084.36	8787300.00	569.38	389870.50
2	27146.94	3837.19	7709969.00	547.19	234996.98
8	12468.56	2763.31	3822125.00	115.19	192564.83
11	8494.42	2265.93	2364811.00	283.86	102042.59
14	4293.10	1401.51	897830.00	66.11	92339.02
19	1031.83	279.41	46052.00	99.40	21551.64
20	974.95	250.32	38106.00	85.13	18569.75

## TENSOES CALCULADAS :

## -----MEDIAS-----

## -----ALTERNADAS-----

Secao nr.	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.49
2	17.16	29.40	4.41	9.18	0.63
8	27.24	29.15	5.16	12.26	0.22
11	45.16	40.39	7.13	10.96	0.89
14	90.32	63.38	8.92	20.09	0.42
19	74.11	42.38	2.16	8.95	0.77
20	57.89	35.36	2.47	0.00	0.84

## ---EQUIVALENTES---

## LIMITE DE

## VIDA UTIL

## (NR. CICLOS)

Secao nr.	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.84	20.26	978.89
2	9.24	26.70	977.26
8	12.27	29.62	976.53
11	11.07	44.71	972.72
14	20.10	81.78	963.37
19	7.07	64.51	967.72
20	1.45	50.73	971.20

1.0E+06

1.0E+06

1.0E+06

1.0E+06

1.0E+06

1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga ( Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.80	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0150 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	561.02	396503.19
2	27146.94	3837.19	7709969.00	535.59	250413.36
8	12468.56	2783.31	3622125.00	53.14	158214.02
11	8494.42	2265.93	2364811.00	173.19	86401.77
14	4293.10	1401.51	897830.00	20.89	67999.57
19	1031.83	279.41	46052.00	79.43	16078.96
20	974.95	250.32	38106.00	90.48	14565.86

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. ( kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. ( Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.48
2	17.16	29.40	4.41	9.78	0.62
8	27.24	29.15	5.16	10.07	0.10
11	45.16	40.39	7.13	9.28	0.54
14	90.32	63.38	8.92	14.80	0.13
19	74.11	42.38	2.16	5.18	0.61
20	57.89	35.36	2.47	0.00	0.89

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL ( NR. CICLOS )
	Alternada ( Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media ( kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	0.83	20.26	978.89	1.0E+06
2	9.84	26.70	977.26	1.0E+06
8	10.07	29.62	976.53	1.0E+06
11	9.33	44.71	972.72	1.0E+06
14	14.80	81.78	963.37	1.0E+06
19	5.29	64.51	967.72	1.0E+06
20	1.55	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr.int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.80	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0310 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1570.38	1067769.00
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1493.08	652044.31
8	12468.56	2763.31	3622125.00	261.92	459812.97
11	8494.42	2265.93	2364811.00	583.12	230279.34
14	4293.10	1401.51	897830.00	81.02	200437.38
19	1031.83	278.41	46052.00	209.64	43621.71
20	974.95	250.32	38106.00	192.29	38015.78

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.34
2	17.16	29.40	4.41	25.46	1.72
8	27.24	29.15	5.16	29.27	0.49
11	45.16	40.39	7.13	24.73	1.83
14	90.32	63.38	8.92	43.61	0.52
19	74.11	42.38	2.16	14.06	1.62
20	57.89	35.36	2.47	0.00	1.90

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	2.33	20.26	978.89	1.0E+06
2	25.64	26.70	977.26	1.0E+06
8	29.29	29.62	976.53	1.0E+06
11	24.94	44.71	972.72	1.0E+06
14	43.82	81.78	963.37	1.0E+06
19	14.34	64.51	967.72	1.0E+06
20	3.29	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.80	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0460 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	2004.10	1324511.90
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1893.68	792941.31
8	12468.56	2763.31	3622125.00	406.39	585087.56
11	8494.42	2265.93	2364811.00	782.15	275980.12
14	4293.10	1401.51	897830.00	104.68	252560.39
19	1031.83	279.41	46052.00	245.29	51694.33
20	874.95	250.32	38106.00	182.23	44016.56

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.71
2	17.16	29.40	4.41	30.96	2.18
8	27.24	29.15	5.16	37.25	0.76
11	45.16	40.39	7.13	29.84	2.46
14	90.32	63.38	8.92	54.95	0.67
19	74.11	42.38	2.16	16.86	1.90
20	57.89	35.36	2.47	0.00	1.90

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	2.97	20.26	978.89	1.0E+06
2	31.19	26.70	977.26	1.0E+06
8	37.27	29.62	976.53	1.0E+06
11	29.95	44.71	972.72	1.0E+06
14	54.96	81.78	963.37	1.0E+06
19	16.98	64.51	967.72	1.0E+06
20	3.28	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0770 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.38	8787300.00	267.28	149468.67
2	27146.94	3837.19	7709969.00	231.38	85050.80
8	12468.56	2763.31	3622125.00	66.70	121298.48
11	8494.42	2265.93	2364811.00	252.07	78896.10
14	4293.10	1401.51	897830.00	109.17	69146.94
19	1031.83	279.41	46052.00	80.48	19286.70
20	874.95	250.32	38106.00	67.38	16484.01

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.23
2	17.16	29.40	4.41	3.32	0.27
8	27.24	29.15	5.16	7.72	0.12
11	45.16	40.39	7.13	8.47	0.79
14	90.32	63.38	8.92	15.04	0.69
19	74.11	42.38	2.16	6.22	0.62
20	57.89	35.36	2.47	0.00	0.66

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	0.40	20.26	978.89	1.0E+06
2	3.35	26.70	977.26	1.0E+06
8	7.73	29.62	976.53	1.0E+06
11	8.58	44.71	972.72	1.0E+06
14	15.09	81.78	963.37	1.0E+06
19	6.31	64.51	967.72	1.0E+06
20	1.15	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.0920 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor (Kgf.cm)	Cortante ( Kgf )	M.Fletor (Kgf.cm)
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1149.77	778071.10
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1115.18	463073.22
8	12468.56	2763.31	3622125.00	253.72	293298.31
11	8494.42	2265.93	2364811.00	317.21	108381.70
14	4293.10	1401.51	897830.00	35.75	105928.69
19	1031.83	279.41	46052.00	78.06	14807.41
20	974.95	250.32	38106.00	36.63	11893.71

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.98
2	17.16	29.40	4.41	18.08	1.28
8	27.24	29.15	5.16	18.67	0.47
11	45.16	40.39	7.13	11.64	1.00
14	90.32	63.38	8.92	23.05	0.23
19	74.11	42.38	2.16	4.77	0.60
20	57.89	35.36	2.47	0.00	0.36

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	1.70	20.26	978.89	1.0E+06
2	18.22	26.70	977.26	1.0E+06
8	18.69	29.62	976.53	1.0E+06
11	11.77	44.71	972.72	1.0E+06
14	23.05	81.78	963.37	1.0E+06
19	4.89	64.51	967.72	1.0E+06
20	0.63	50.73	971.20	1.0E+06

PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1080 SEG

ESFORCOS AGENTES :

Secao	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1970.88	1326250.50
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1899.00	794359.12
8	12468.56	2763.31	3622125.00	404.19	589565.06
11	8494.42	2265.93	2364811.00	793.31	280269.30
14	4293.10	1401.51	897830.00	114.78	250717.65
19	1031.83	279.41	46052.00	239.61	51573.20
20	974.95	250.32	38106.00	179.16	43592.88

TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.69
2	17.16	29.40	4.41	31.02	2.18
8	27.24	29.15	5.16	37.54	0.75
11	45.16	40.39	7.13	30.10	2.50
14	90.32	63.38	8.92	54.55	0.73
19	74.11	42.38	2.16	16.62	1.85
20	57.89	35.36	2.47	0.00	1.77

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	2.92	20.26	978.89	1.0E+06
2	31.25	26.70	977.26	1.0E+06
8	37.56	29.62	976.53	1.0E+06
11	30.41	44.71	972.72	1.0E+06
14	54.57	81.78	963.37	1.0E+06
19	16.93	64.51	967.72	1.0E+06
20	3.06	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1230 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1825.80	1239231.50
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1759.57	752192.10
8	12468.56	2763.31	3622125.00	326.30	620887.00
11	8494.42	2265.93	2364811.00	933.19	345112.22
14	4293.10	1401.51	897830.00	252.76	292170.44
19	1031.83	279.41	46052.00	320.18	71178.73
20	974.95	250.32	38106.00	285.26	61529.19

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.56
2	17.16	29.40	4.41	29.37	2.02
8	27.24	29.15	5.16	39.53	0.61
11	45.16	40.39	7.13	37.07	2.94
14	90.32	63.38	8.92	83.57	1.61
19	74.11	42.38	2.16	22.94	2.48
20	57.89	35.36	2.47	0.00	2.81

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	2.71	20.26	978.89	1.0E+06
2	29.58	26.70	977.26	1.0E+06
8	39.54	29.62	976.53	1.0E+06
11	37.41	44.71	972.72	1.0E+06
14	63.63	81.78	963.37	1.0E+06
19	23.34	64.51	967.72	1.0E+06
20	4.87	50.73	971.20	1.0E+06

**PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS**

**CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL**

**DADOS GEOMETRICOS :**

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1380 SEG

**ESFORCOS AGENTES :**

Secao	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	895.18	601159.13
2	27146.94	3837.19	7709969.00	853.54	370146.16
8	12468.58	2763.31	3622125.00	133.53	363218.91
11	8494.42	2265.93	2364811.00	628.80	253319.38
14	4293.10	1401.51	897830.00	245.31	193878.75
19	1031.83	279.41	46052.00	239.75	53989.23
20	974.95	250.32	38106.00	240.91	47501.56

**TENSOES CALCULADAS :**

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.77
2	17.16	29.40	4.41	14.45	0.98
8	27.24	29.15	5.16	23.12	0.25
11	45.16	40.39	7.13	27.21	1.98
14	90.32	63.38	8.92	42.18	1.56
19	74.11	42.38	2.16	17.40	1.86
20	57.89	35.36	2.47	0.00	2.38

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	1.33	20.26	978.89	1.0E+06
2	14.55	26.70	977.26	1.0E+06
8	23.13	29.62	976.53	1.0E+06
11	27.42	44.71	972.72	1.0E+06
14	42.27	81.78	963.37	1.0E+06
19	17.69	64.51	967.72	1.0E+06
20	4.12	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1540 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	325.22	267589.53
2	27146.94	3837.19	7709969.00	349.46	168673.32
8	12468.56	2763.31	3622125.00	43.40	70684.46
11	8494.42	2265.93	2364811.00	8.44	19997.94
14	4293.10	1401.51	897830.00	55.34	10073.80
19	1031.83	279.41	46052.00	7.43	1600.75
20	974.95	250.32	38106.00	22.42	1915.51

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	0.28
2	17.16	29.40	4.41	6.51	0.40
8	27.24	29.15	5.16	4.50	0.08
11	45.16	40.39	7.13	2.15	0.03
14	90.32	63.38	8.92	2.19	0.35
19	74.11	42.38	2.16	0.52	0.06
20	57.89	35.36	2.47	0.00	0.22

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	0.48	20.26	978.89	1.0E+06
2	6.55	26.70	977.26	1.0E+06
8	4.50	29.62	976.53	1.0E+06
11	2.15	44.71	972.72	1.0E+06
14	2.28	81.78	963.37	1.0E+06
19	0.53	64.51	967.72	1.0E+06
20	0.38	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1690 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1351.50	999751.00
2	27146.94	3837.19	7708969.00	1365.32	822585.62
8	12468.56	2763.31	3622125.00	177.65	482081.31
11	8494.42	2265.93	2364811.00	677.19	284070.16
14	4293.10	1401.51	897830.00	194.56	220156.70
19	1031.83	279.41	46052.00	261.37	56614.48
20	974.95	250.32	38106.00	239.61	49353.84

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	-----MEDIAS-----		----ALTERNADAS----	
		Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.16
2	17.16	29.40	4.41	24.31	1.57
8	27.24	29.15	5.16	30.69	0.33
11	45.16	40.39	7.13	30.51	2.13
14	90.32	63.38	8.92	47.90	1.24
19	74.11	42.38	2.16	18.25	1.95
20	57.89	35.36	2.47	0.00	2.36

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	2.00	20.26	978.89	1.0E+06
2	24.46	26.70	977.26	1.0E+06
8	30.70	29.62	976.53	1.0E+06
11	30.73	44.71	972.72	1.0E+06
14	47.95	81.78	963.37	1.0E+06
19	18.55	64.51	967.72	1.0E+06
20	4.09	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

## CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.1840 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao nr.	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1836.37	1308390.70
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1833.24	804363.69
8	12468.56	2763.31	3622125.00	294.70	675247.69
11	8494.42	2265.93	2364811.00	1033.63	397234.41
14	4293.10	1401.51	897830.00	319.32	324080.84
19	1031.83	279.41	46052.00	375.28	83252.03
20	974.95	250.32	38106.00	356.76	72681.24

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	-----MEDIAS-----		----ALTERNADAS----	
				Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.57		
2	17.16	29.40	4.41	31.41	2.11		
8	27.24	29.15	5.16	42.99	0.55		
11	45.16	40.39	7.13	42.66	3.25		
14	90.32	63.38	8.92	70.51	2.03		
19	74.11	42.38	2.16	26.83	2.90		
20	57.89	35.36	2.47	0.00	3.52		

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )		
1	2.72	20.26	978.89	1.0E+06
2	31.62	26.70	977.26	1.0E+06
8	43.00	29.82	976.53	1.0E+06
11	43.03	44.71	972.72	1.0E+06
14	70.60	81.78	963.37	1.0E+06
19	27.30	64.51	967.72	1.0E+06
20	6.10	50.73	971.20	1.0E+06

## PROGRAMA PARA CALCULO DA VIDA UTIL DE COLUNAS

CRITERIO DE GOODMAN - POS-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ANACOL

## DADOS GEOMETRICOS :

Secao nr.	D. Int. ( cm )	espessura ( cm )	Pr. Int. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	T.Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Lim. Fadiga (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	106.60	5.00	0.00	3900.00	984.00
2	78.00	5.00	2.20	3900.00	984.00
8	78.00	3.15	2.20	3900.00	984.00
11	78.00	1.90	2.20	3900.00	984.00
14	78.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
19	64.00	0.95	2.20	3900.00	984.00
20	50.00	0.95	2.20	3900.00	984.00

\* CALCULO PARA O INSTANTE DE TEMPO T = 0.2000 SEG

## ESFORCOS AGENTES :

Secao	F.Axial ( Kgf )	-----ESTATICO-----		-----DINAMICO-----	
		Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )	Cortante ( Kgf )	M.Fletor ( Kgf.cm )
1	33889.83	4084.36	8787300.00	1565.64	10498822.80
2	27146.94	3837.19	7709969.00	1540.58	625332.25
8	12468.56	2763.31	3622125.00	351.84	548699.50
11	8494.42	2265.93	2364811.00	879.87	292372.84
14	4293.10	1401.51	897830.00	235.06	264604.53
19	1031.83	279.41	46052.00	289.21	62150.80
20	974.95	250.32	38106.00	249.99	53668.23

## TENSOES CALCULADAS :

Secao nr.	-----MEDIAS-----			----ALTERNADAS----	
	Circunf. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Longitud. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Cisalham. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	0.00	19.33	3.49	0.00	1.34
2	17.16	29.40	4.41	24.42	1.77
8	27.24	29.15	5.16	34.93	0.66
11	45.16	40.39	7.13	31.40	2.77
14	90.32	63.38	8.92	57.57	1.50
19	74.11	42.38	2.16	20.03	2.24
20	57.89	35.38	2.47	0.00	2.47

Secao nr.	---EQUIVALENTES---		LIMITE DE FADIGA (Kgf/cm <sup>2</sup> )	VIDA UTIL (NR. CICLOS)
	Alternada (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	
1	2.32	20.26	978.89	1.0E+06
2	24.61	26.70	977.26	1.0E+06
8	34.95	29.62	976.53	1.0E+06
11	31.77	44.71	972.72	1.0E+06
14	57.63	81.78	963.37	1.0E+06
19	20.40	64.51	967.72	1.0E+06
20	4.27	50.73	971.20	1.0E+06