

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**SISTEMA INTEGRADO PARA GERAÇÃO, ANÁLISE
E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO**

PAULO ROBERTO MARCONDES DE CARVALHO

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Porto Alegre
Junho de 1999

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia* e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.

Prof. Alberto Tamagna
Dr., PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Francisco P.S.L. Gastal
Coordenador do PPGEC/UFRGS

Banca Examinadora:

- *Prof. José Carlos Ferraz Hennemann*
Ph.D., Southern Methodist University - EUA
- *Prof. José Jairo Sáles*
Dr., Escola de Engenharia de São Carlos/USP- S. Paulo
- *Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes*
Dr., Universität Innsbruck - Austria

*Mostremos valor, constância
Nessa ímpia e injusta guerra
Sirvam nossas façanhas
De modelo a toda terra.
De modelo a toda terra
Sirvam nossas façanhas
De modelo a toda terra.*

(estribilho do Hino Rio-Grandense)

Aos meus pais
Aos meus filhos
E, sobretudo, à minha esposa

Agradecimentos

Nessa longa caminhada, uma série de pessoas contribuíram, de forma desinteressada, para que esse dia se chegasse. Agradeço a inestimável ajuda de colegas – de escritório e de curso – de professores e funcionários do CPGEC/UFRGS, sem a qual seria muito mais difícil a minha passagem por esse curso. Em especial, de uma forma carinhosa, agradeço:

Aos professores do Curso, que pela conduta e pelo conhecimento transmitido, conquistaram meu incondicional respeito e admiração.

Ao professor e amigo ALBERTO TAMAGNA por me ter incentivado a inscrever-me no Mestrado, acompanhado-me por todos esses anos, pela proposta do tema a desenvolver e por nunca ter duvidado que a conclusão desse trabalho seria possível.

Ao professor JOSÉ CARLOS FERRAZ HENNEMANN pelos ensinamentos de proveito direto na minha atuação profissional e, sobretudo, por ter viabilizado, de tal maneira, minha entrada no Curso, que eu não pude dizer não.

Ao colega OLIDIO VOLPATO que durante muito tempo se sobrecarregou de trabalho enquanto eu estudava.

À colega ELAINE HÖHER pela sua bondade, pela paciente ajuda, pelas sugestões de como encaminhar algumas rotinas, de como e o que escrever e pela paciente revisão do texto final.

Aos colegas MARIO W. SANTOS, FELIPE VIEGAS, ISABEL BET, ENEIDA GIORDANI e ANDRÉ SOUTO por terem me aceito nos seus grupos de estudo.

RESUMO

O presente trabalho apresenta um sistema computacional, denominado **ST_SuperFrame**, desenvolvido para assistir ao projeto de estruturas de aço.

Esse sistema contempla a geração de dados, análise e dimensionamento de estruturas reticuladas de aço, utilizando as formas estruturais e os perfis mais empregados na construção metálica brasileira.

O exigente mercado de Engenharia Estrutural sempre apontou para a necessidade de se buscar soluções integradas para o Cálculo - Análise e Dimensionamento – procurando deixar de lado procedimentos realizados por programas isolados, só de análise ou só de dimensionamento. Esse sistema supre, então, essa carência histórica do mercado: a ausência de *softwares* integrados cálculo-projeto, adequados à realidade das estruturas de aço que se faz no País.

Dirigido especialmente para Engenheiros Projetistas e Empresas Construtoras metálicas, esse sistema mostra-se uma útil ferramenta no pré-dimensionamento/orçamentação de estruturas e, principalmente, na confecção do projeto estrutural final.

Além de dispor de recursos ímpares, como uma biblioteca de treliças padrão, para a geração automática de dados, o sistema possui um módulo interativo de dimensionamento onde estão disponíveis os perfis de chapa dobrada e perfis laminados mais empregados no dia a dia de um escritório de projetos.

Como tema central desse trabalho foram criados e implementados os procedimentos para verificação do Perfil Qualquer: perfil com forma genérica, aberto, de chapa dobrada.

Essa providência soluciona uma antiga dificuldade sentida pelos projetistas de estruturas metálicas: se já é necessário muito trabalho de cálculo para determinarem-se as características geométricas de perfis com forma diferenciada, mais difícil se torna a determinação da resistência à compressão desse perfil.

LISTA DE FIGURAS

1	Figura Ábaco para dimensionamento de barras redondas comprimidas	04
2	Figura Ábaco para dimensionamento de cantoneiras de abas iguais comprimidas	05
3	Fluxograma do sistema ST_SuperFrame	11
4	Figura Tipo de ações distribuídas	12
5	Figura Tela de Entrada das Conectividades e do tipo de elemento	14
6	Tela de geração de coordenadas de um quadrilátero	15
7	Tesoura Alça de Balaio	16
8	Tesoura Pé de Galinha	17
9	Arcos Circular ou Parabólico (bi ou tri-rotulados)	17
10	Arcos 2 águas (bi ou tri-rotulados)	17
11	Vigas Pratt (Trelças <i>NNN</i>)	18
12	Vigas <i>NNN</i> reforçadas	18
13	Vigas <i>VVV</i>	18
14	Vigas <i>VVV</i> com montantes	19
15	Pilares treliçados	19
16	Desenho de uma estrutura com numeração dos nós e barras	21
17	Tela do módulo Desenho	26
18	União de duas sub-estruturas	29
19	Tela do módulo Dimensionamento	31

20	Flambagem no plano e fora do plano numa treliça	32
21	Ações distribuídas	37
22	Nodais equivalentes	37
23	Ação Horizontal	38
24	Ação Vertical	38
25	Momento na barra	38
26	Ação vertical distribuída uniformemente na barra	39
27	Ação vertical distribuída	40
28	Ação uniformemente distribuída perpendicular à barra	40
29	Ação distribuída parcial com variação linear	41
30	Ação vertical distribuída parcial com variação linear	43
31	Ação vertical distribuída parcial e variável	44
32	Numeração aleatória dos nós	46
33	Numeração eficiente dos nós	46
34	Malha com numeração original de nós elementos	48
35	Malha com numeração alterada	48
36	Estrutura com apoio elástico	54
37	Perfil composto	67
38	Perfis de chapa dobrada	70
39	Perfis de chapa dobrada	70
40	Perfis de chapa dobrada	71
41	Perfis de chapa dobrada	71
42	Cantoneiras Laminadas	71
43	Perfis Laminados e Soldados	72

44	Viga-Coluna	72
45	Exemplos de Perfis Quaisquer frequentemente usados	85
46	Seção genérica	87
47	Seção genérica	88
48	Perfil genérico de chapa dobrada	90
49	Deformada de um perfil qualquer comprimido	91
50	Representação gráfica do método de Newton	93
51	Pavilhão Rural	97
52	Biblioteca de treliças padrão do ST_SuperFrame	98
53	Figura informando dados geométricos	98
54	Figura informando dados para geração das ações	99
55	Figura informando dados para geração das propriedades das barras	99
56	Desenho da tesoura	99
57	Figura informando conectividades e tipo dos Pilares	100
58	Figura informando propriedades dos Pilares	100
59	Figura Corrigindo a vinculação	100
60	Pórtico final	101
61	Figura numerando nós e barras	101
62	Ações de vento transversal nos pilares	101
63	Combinação de ações típicas	102
64	Entrando no módulo dimensionamento	102
65	Dimensionando uma barra	103
66	Informações complementares do perfil escolhido	103
67	Dimensionando uma viga-coluna	103

68	Estrutura com marcação das posições dos perfis	104
69	Quadro das posições do dimensionamento das barras	104
70	Entrada de dados de um perfil qualquer	106
71	Comparação de resultados entre a rotina Perfil Qualquer e o procedimento padrão	109
72	Perfis a serem implementados	110

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISI	- American Iron and Steel Institute
CECM	- Convenção Européia da Construção Metálica
DIN	- Deutsche Industrie Normen
FLA	- Flambagem Local da Alma
FLM	- Flambagem Local da Mesa
FLT	- Flambagem Lateral com Torção
NBR	- Norma Brasileira Registrada

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

- A - área da seção
- A - vetor de termos independentes
- \sim
- A_{ret} - área a retirar de um perfil
- A_e - área efetiva
- B - semi-largura de banda
- C_m - fator de equivalência de carregamento
- C_p - coeficiente de pressão
- C_w - constante de empenamento
- D - vetor de deslocamentos de uma estrutura
- \sim
- D_i - deslocamento de um nó genérico i
- E - módulo de elasticidade do aço $E= 205.000 \text{ Mpa}$
- F_n - tensão de flambagem elástica ou inelástica
- F_e - tensão de flambagem elástica
- F_x - força na direção X
- F_y - tensão de escoamento (também representada por f_y) ou força da direção Y
- G - módulo de elasticidade transversal do aço $G = 0.385 E$
- I_x, I_y - inércias relativas aos eixos X e Y (eixos principais de inércia)
- I_{xy} - momento de inércia em relação aos eixos X e Y
- $I_{\omega x}, I_{\omega y}$ - produtos de inércia de empenamento em relação aos eixos X e Y
- J - constante de torção uniforme
- K - rigidez da mola ou parâmetro de flambagem de uma barra
- $K_x L_x$ - comprimentos de flambagem em torno do eixo X
- $K_y L_y$ - comprimentos de flambagem em torno do eixo Y

- $K_z L_z$ - comprimento de flambagem torsional
 L - vão de uma viga ou comprimento de uma barra
 L_l - distância entre placas de travejamento
 L_b - distância entre dois pontos travados numa viga
 M_i - momento em torno de um nó genérico i ou momento inicial
 M_{dx}, M_{dy} - momentos fletores de cálculo em torno de X ou Y .
 M_{nx}, M_{ny} - resistências nominais ao momento fletor em torno de X ou Y .
 M_{cr} - momento em torno de um nó genérico i
 M_{pl} - momento de plastificação da seção
 M_r - momento devido às tensões residuais
 M_y - momento de início da plastificação
 MS - maior diferença entre dois nós que estão unidos por uma barra.
 N_e - carga crítica de Euler
 N_d - força de compressão de cálculo
 N_n - resistência nominal à compressão do perfil, também representada por P_n
 N_{ex}, N_{ey} - carga crítica de Euler para flambagem em torno de X ou Y .
 NDF - número de graus de liberdade por nó de uma barra
 NN - número de nós de uma estrutura
 NE - número de barras de uma estrutura
 P_n - resistência nominal à compressão do perfil, também representada por N_n
 Q - fator de forma
 Q_s - fator de forma para paredes não enrijecidas
 Q_a - fator de forma para paredes enrijecidas
 S - matriz de rigidez da estrutura,
 \sim
 $S1$ - fator topográfico de um terreno
 $S2$ - fator de rugosidade de um terreno
 $S3$ - fator estatístico de uma edificação
 S_{ij} - rigidez genérica de uma barra
 V_0 - velocidade básica do vento
 V_k - velocidade característica do vento

- W_c - módulo resistente elástico do lado comprimido da seção
- W_x - módulo resistente elástico em relação ao eixo X
- Z - módulo resistente plástico

Letras Romanas Minúsculas

- b - largura efetiva de uma parede comprimida ou largura da aba da cantoneira ou semi-largura da mesa e/ou largura real da alma em perfis I
- b_{ef} - largura efetiva da alma de um perfil I
- b_{ij} - largura de uma parede genérica que liga os nós i e j
- d - largura do enrijecedor ou distância entre perfis (perfis compostos)
- f - tensão máxima numa parede ou tensão de cálculo na alma (em MPa) de um perfil I
- f_y - tensão de escoamento (também representada como F_y)
- f_{max} - tensão máxima admitida por uma parede
- h - altura do perfil
- k - coeficiente de flambagem da placa
- m - número de perfis simples que formam o perfil composto
- n - número de paredes que compõem o perfil e
- p_{din} - pressão dinâmica do vento
- q - ação distribuída
- r_x, r_y - raio de giração em torno dos eixos X e Y
- r_0 - raio de giração polar em relação ao centro de corte
- t - espessura de um perfil ou de uma chapa ou espessura das paredes
- t_w - espessura da alma de perfis I
- t_f - espessura da mesa de perfis I
- u, v - deslocamentos na direção dos eixos x e y
- w - largura de parede
- x, y - coordenadas de um ponto genérico

- x_0, y_0 - coordenadas do centro de corte em relação ao baricentro
 x_g, y_g - distâncias baricêntricas
 y_c - distância do baricentro a face externa da mesa comprimida

Letras Romanas Minúsculas

- α - ângulo de inclinação da barra ou o coeficiente de ajuste das equações
 ϕ - fator de resistência ou ângulo de rotação da seção
 γ - coeficiente de ponderação
 λ - fator de esbeltez
 $\bar{\lambda}$ - esbeltez normalizada
 μ - fator de amplificação dos momentos fletores
 ρ - tensão normalizada ou coeficiente redutor
 ρ_0 - distância à tangente medida desde o centro de cisalhamento
 σ_e - tensão de Euler
 σ_{ex} - tensão de Euler para flambagem em torno do eixo X
 $\bar{\sigma}_{fl}$ - tensão admissível à compressão
 σ_t - tensão de flambagem torsional
 v_0 - flecha inicial devida à ação transversal
 v - acréscimo de flecha devido a força normal
 v_T - flecha total: $v_T = v_0 + v$
 ω - área setorial dupla
 ω_0 - área setorial dupla em relação ao centro de cisalhamento

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	<i>v</i>
RESUMO	<i>vi</i>
LISTAS DE FIGURAS	<i>vii</i>
LISTAS DE SIGLAS E ABREVIATURAS	<i>xi</i>
LISTAS DE SÍMBOLOS	<i>xii</i>
SUMÁRIO	<i>xvi</i>
1 INTRODUÇÃO	01
1.1 CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS: EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	02
1.2 ETAPAS DO PROJETO ESTRUTURAL.....	06
1.3 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA.....	07
1.3.1 Aquisição de Dados	07
1.3.2 Desenho da Estrutura	08
1.3.3 Análise da Estrutura	08
1.3.4 Dimensionamento da Estrutura	09
2 O SISTEMA ST_SuperFrame	10
2.1 TIPOS DE ELEMENTOS IMPLEMENTADOS.....	11
2.2 AÇÕES SUPOSTAS PELO SISTEMA.....	12
2.2.1 Ações Nodais	12
2.2.2 Ações nas Barras	12
2.2.2.1 Elementos de Pórtico.....	12
2.2.2.2 Elementos de Treliça.....	13
2.2.3 Deslocamentos impostos	13
2.3 VÍNCULOS ADMITIDOS PELO SISTEMA.....	13

2.4 A INTERAÇÃO USUÁRIO – PROGRAMA.....	13
2.4.1 Entrada de Dados.....	13
2.4.1.1 Módulo de Entrada de Dados: entrada dado a dado.....	14
2.4.1.2 Geração Semi-automática.....	15
2.4.1.3 Geração Automática.....	16
2.4.1.4 Dados extraídos de um desenho no Auto CAD	22
2.4.1.5 Arquivos de dados do programa.....	22
2.4.2 Desenho da Estrutura.....	25
2.4.2.1 Movimento na Tela.....	26
2.4.2.2 <i>Hot Keys</i>	27
2.4.2.3 Comandos Especiais.....	28
2.4.3 Análise da Estrutura.....	30
2.4.4 Dimensionamento da Estrutura.....	30
2.4.5 Saídas do Sistema.....	33
2.4.5.1 Arquivos gerados pelo sistema.....	33
2.4.5.2 Relatórios: Memória de Cálculo e Desenho.....	34
3 MÓDULO DE ANÁLISE.....	35
3.1 IMPLEMENTAÇÃO.....	36
3.1.1 Montagem dos Vetores de ações nodais.....	37
3.1.1.1 Ações Concentradas nas Barras.....	37
3.1.1.2 Ações Distribuídas para elementos de treliça e pórtico.....	39
3.1.2 Reordenação Nodal	46
3.1.2.1 Descrição algoritmo de reordenação.....	48
3.1.2.2 Algoritmo da reordenação.....	49
3.1.3 Matriz de Rigidez.....	51
3.1.4 Aplicação das condições de contorno.....	53
3.1.4.1 Apoios Elásticos.....	55
3.1.5 Solução do Sistema de Equações.....	55
3.1.6 Cálculo das Solicitações nos extremos da barras.....	56
4 DIMENSIONAMENTO.....	57
4.1 INTRODUÇÃO.....	57

4.1.1 Barras Comprimidas.....	57
4.1.2 Viga-coluna.....	58
4.2 COMPRESSÃO: ROTINAS DE VERIFICAÇÃO.....	58
4.2.1 Perfis de chapa Dobrada.....	58
4.2.1.1 Flambagem Local	59
4.2.1.2 Flambagem Global.....	60
4.2.1.3 Fluxograma do procedimento para barras comprimidas.....	62
4.2.2 Perfis Laminados.....	64
4.2.2.1 Flambagem Local	64
4.2.2.2 Flambagem Global	65
4.2.2.3 Fluxograma dos procedimentos para barras comprimidas.....	67
4.2.3 Perfis Compostos – Dobrados e Laminados.....	68
4.2.4 Perfis implementados – Dobrados e Laminados.....	70
4.3 VIGAS-COLUNA: ROTINAS VERIFICAÇÃO	73
4.3.1 Equações de Interação.....	75
4.3.2 Flexão: determinação das resistências de cálculo ao momento fletor.....	77
4.3.2.1 Cálculo de $\phi_b M_n$ para os perfis I	77
4.3.2.1.1 Item 5.4.....	77
4.3.2.1.2 Anexo D.....	78
4.3.2.1.3 Fluxograma para procedimento de barras fletidas.....	79
4.3.2.2 Cálculo da resistências de cálculo ($\phi_b M_n$) para os perfis caixa	82
4.3.3 Abordagem do programa e critérios adotados.....	82
4.4 PONTOS COMUNS NO MÓDULO DIMENSIONAMENTO	84v
4.4.1 Barras Tracionadas.....	84
4.4.2 Orientação dos perfis.....	84
4.4.3 Comprimentos de Flambagem.....	84
5 PERFIL QUALQUER.....	86
5.1 INTRODUÇÃO	86
5.2 DESENVOLVIMENTO	88
5.2.1 Cálculo das Características geométricas.....	88

5.2.2 Determinação das Resistências de Cálculo do Perfil.....	91
5.2.3 Marcha de Cálculo.....	95
6 EXEMPLOS. RESULTADOS OBTIDOS	98
6.1 PAVILHÃO	98
6.2 PERFIL QUALQUER	105
7 CONCLUSÕES	109
7.1. SUGESTÕES PARA NOVOS PASSOS	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
ANEXO	116

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta um sistema computacional desenvolvido para assistir ao projeto de estruturas de aço. Esse sistema, denominado **ST_SuperFrame**, contempla a geração de dados, análise e dimensionamento de estruturas reticuladas de aço, utilizando as formas estruturais e os perfis mais empregados na construção metálica brasileira.

O exigente e competitivo mercado de Engenharia Estrutural aponta, cada dia mais, para a necessidade de se integrar os procedimentos de Cálculo - Análise e Dimensionamento – deixando de lado procedimentos realizados por programas isolados, só de análise ou só de dimensionamento. A prática profissional confirmava a necessidade de um sistema que integrasse as várias etapas do projeto de estruturas metálicas, assim como os sistemas, já disponíveis, para estruturas de concreto armado.

Assim surgiu a idéia de se desenvolver o sistema **ST_SuperFrame**.

Esse sistema supre uma carência histórica no mercado: a ausência de *softwares* integrados cálculo-projeto, adequados à realidade das estruturas de aço que se faz no País.

O sistema interage com o Engenheiro usando uma linguagem familiar, sendo dotado de características e recursos necessários para o desenvolvimento de um projeto estrutural em aço.

Esse sistema é o resultado de uma compilação de conhecimentos disponíveis e, sobretudo, de experiências profissionais adquiridas ao longo do tempo: é uma união, por um lado, de técnicas de análise matricial, apresentadas regularmente em cursos de pós-graduação, com os procedimentos de normas para a verificação de perfis e, de outro lado, por uma *interface* amigável que utiliza uma linguagem coloquial e uma entrada/geração de dados que acumula experiências do autor, quer na interação usuário-programa, quer na escolha de tipos de estruturas geradas e suas morfologias.

Dirigido especialmente para Engenheiros Projetistas e Empresas Construtoras metálicas, esse sistema mostra-se uma útil ferramenta no pré-dimensionamento/orçamentação de estruturas e, principalmente, na confecção do projeto estrutural final.

No ensino de disciplinas de Estruturas Metálicas e de Projetos Estruturais, o sistema **ST_SuperFrame** mostra-se, também, uma versátil ferramenta de ensino, permitindo aos alunos desenvolverem suas tarefas acadêmicas, testando e comparando os resultados obtidos e tirando suas próprias conclusões.

Graças à formação atual dos Engenheiros, vem sendo perdido com o tempo, um método eficiente - e cartesiano - de solução de um problema: sua avaliação, a análise crítica e a elaboração da síntese. Essa abordagem, tão importante para um Engenheiro, não tem sido incentivada em todos os níveis, na formação de um estudante.

Os atuais profissionais podem superar os das gerações anteriores mas, filhos do atual sistema, rejeitam os métodos dedutivos, focando suas soluções na tentativa e erro.

O sistema **ST_SuperFrame** possibilita a utilização do método da tentativa e erro pelas facilidades apresentadas e pela velocidade com que se chega à solução ideal. No estudo das disciplinas de Projeto Estrutural e de Estruturas Metálicas, é possível, com a utilização desse programa, acelerar-se o aprendizado: testando-se n variações podem-se tirar suas conclusões.

Para os profissionais com formação clássica, o sistema é de grande valia na medida que permite que o profissional se preocupe com a concepção/criação, deixando para o sistema as exaustivas tarefas de cálculos.

1.1 CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS: EVOLUÇÃO HISTÓRICA

Desde um passado recente - dos anos 70 em diante - com raras exceções observadas em alguns prédios de múltiplos pavimentos, a estrutura metálica é usada no País, sobretudo na Região Sul, como esqueleto de coberturas para pavilhões industriais, armazéns, ginásios de esportes, parques de exposições e hangares. Em algumas situações são usadas, também, estruturas que incorporam a meso-estrutura. É o caso da utilização de pilares, treliçados ou não, em conjugação com os elementos estruturais da cobertura. No primeiro caso usam-se, basicamente, peças treliçadas e no segundo, só treliças (cobertura e pilares) ou um esqueleto híbrido combinando treliças com pilares de alma cheia, ou ainda, pórticos de alma cheia.

Essa estruturação consagrada, conduziu os Engenheiros Projetistas de estruturas metálicas, se tornarem *experts* em sistemas reticulados, com ênfase em treliças. Assim vigas e arcos treliçados, tesouras, pórticos treliçados *etc.* sempre foram o dia a dia dos que projetavam estruturas metálicas. Com isso, esses profissionais adquiriram razoável destreza para avaliar e propor treliças no formato, dimensões, modulações e pré-dimensionamentos, adequados a cada necessidade. Essa habilidade, entretanto, era adquirida após uma longa vivência profissional e muito difícil de ser transmitida.

Esses sistemas estruturais eram modelados com inúmeras simplificações, analisadas como sub-estruturas isoladas (treliça de cobertura + pilar + fundação), forçando-se a situação para utilizar-se sistemas estaticamente determinados. Nos trabalhos quotidianos analisava-se a treliça cobertura e, com suas reações de apoio, carregavam-se os pilares. Se não se analisava a estrutura como um todo, mesmo no caso de pilares treliçados, sequer cogitava-se em combinar treliças com pórticos (pilares de alma cheia).

Eram feitas significativas simplificações no carregamento da estrutura e os estados de ações eram combinados previamente, considerando-se poucas combinações de ações para se reduzir o trabalho de cálculo.

Uma simplificação era adotada, por vezes, na análise das treliças com geometria regular: considerar-se a peça maciça, calculando-se as solicitações (M e Q) máximas e dividindo-se pelo braço de alavanca para obter-se as forças nas barras. Para avaliação da deformação considerava-se uma inércia equivalente da peça calculada.

Para análises mais refinadas eram empregados o diagrama de *Cremona* e/ou os métodos analíticos do *Equilíbrio dos Nós* e/ou de *Ritter*, mantendo-se o procedimento da inércia equivalente para a avaliação da deformação da peça (do ponto de vista de um escritório projetista é impraticável a determinação dos deslocamentos nodais de uma grande treliça pelo Método das Forças).

Nos pórticos padronizados usavam-se tabelas com fórmulas fechadas (Kleinlogel, A., 1944; Leontovich, V., 1974) ou distribuía-se os momentos pelo método de Kani (Kani, G., 1958) para o caso de estruturas não tabeladas. É claro que, mais uma vez, forçava-se a forma estrutural para os casos já tabelados.

Para uma treliça com um número significativo de barras e com geometria diferenciada, um arco treliçado, por exemplo, levava-se de 50 a 60 homem/hora entre a definição da

geometria, avaliação das ações e determinação dos esforços nas barras. Todas essas considerações referem-se a um passado recente, após o surgimento das calculadoras eletrônicas e científicas (meados dos anos 70).

As treliças eram executadas com cantoneiras de abas iguais e vigas U laminadas - perfis padrão americano – e os pilares e pórticos eram construídos usando-se vigas I laminadas, perfis padrão americano da CSN (Companhia Siderúrgica Nacional, 1980).

Nas verificações para o dimensionamento das barras comprimidas, eram utilizados os procedimentos da NB 14/68 (ABNT, 1968) , desconsiderando-se flambagem por flexo-torção nos perfis mono-simétricos. Desta maneira o dimensionamento das barras era extremamente simplificado, consumindo ao redor de duas horas para o dimensionamento de uma treliça. Eram muito utilizados ábacos que relacionavam a esbeltez de um perfil de aço com a força admissível.

Como ilustração apresentam-se dois ábacos para dimensionamento de perfis cantoneiras de abas iguais, padrão americano e barras redondas, feitos pelo autor na década de 70. Os referidos ábacos (F_{adm} / L_{fl}) foram obtidos, programando-se - com uma calculadora programável *Olivetti Programma P101* - a expressão $F_{adm} = \bar{\sigma}_{fl} A$ onde A é a área da seção e $\bar{\sigma}_{fl}$ é a tensão de flambagem por flexão calculada como segue (item 7.1.1 da NB 14/68):

$$\bar{\sigma}_{fl} = 1200 - 0.023 \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}^2 \quad \text{para} \quad \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} \leq 105 \quad (1.1)$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{10363000}{\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}^2} \quad \text{para} \quad 105 < \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} \leq 200 \quad (1.2)$$

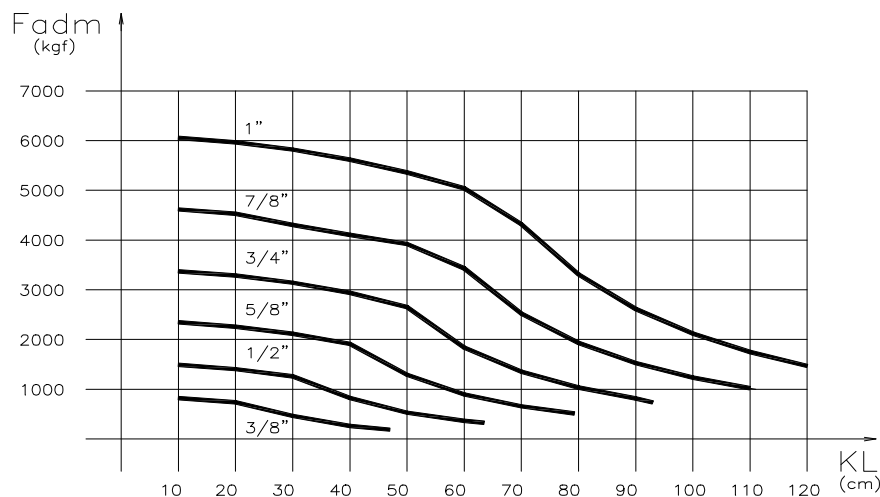


FIGURA 1 – Ábaco para dimensionamento de barras redondas comprimidas

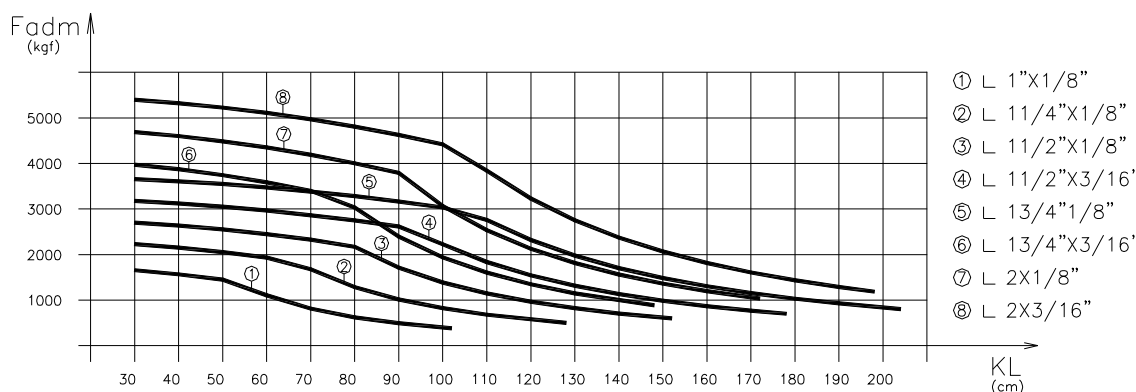


FIGURA 2 – Ábaco para dimensionamento de cantoneiras de abas iguais comprimidas

No dimensionamento dos pórticos era somente considerada a flexão, negligenciando-se a compressão nas barras. Não eram consideradas a presença/ausência de travamentos laterais, sendo empírica sua colocação em pontos onde supunham-se importantes.

Em meados dos anos 80, com a popularização dos micro-computadores, as técnicas de análise matricial ficaram mais conhecidas, surgindo diversos programas - acadêmicos e comerciais - de análise estrutural.

Muitos escritórios passaram a desenvolver suas rotinas de dimensionamento, em calculadoras programáveis ou em micro-computadores, que aliadas às respostas obtidas pelos programas de análise, permitiram um ganho de produtividade à Engenharia Estrutural.

A modelagem da estrutura, no entanto, considerações a ela referentes, dimensionamento e tipos de perfis, permaneciam os mesmos utilizados anteriormente.

Por outro lado, a partir dos anos 80, a Região Sul descobriu os perfis de chapa dobrada. Esses já eram empregados na construção metálica, mas eram utilizados de forma errônea, pois eram dimensionados como se fossem perfis laminados. As Escolas de Engenharia passaram a oferecer cursos regulares de Perfis de Chapa Dobrada e sua cultura se disseminou, diminuindo o preconceito ao emprego desses perfis.

Os escritórios projetistas passaram a dispor de boas ferramentas de análise - SISTRUT (Sistrut Software e Tecnologia, 1984), GAELI (Groehs, A.G. & Santos, M.I.G.), SAP80 (Wilson, E & Habibullah, A.) - e surgiram alguns programas comerciais para verificação de perfis - DIMENS2000 (Kelly Pitelko – Engenheiros Associados), ESTRUTURAL 3.0 (Seeger Informática e Assessoria, 1994). Os programas de análise citados, contando com inúmeros recursos para geração, visualização da estrutura, possuindo várias facilidades, ótimos algoritmos

de solução da estrutura, análise dinâmica, boa interação com o usuário entre outras características, são programas generalistas e direcionados à análise de estruturas mecânicas e civis como um todo.

Faltava ainda um programa dirigido especialmente ao projeto de estruturas metálicas, que unisse todas as fases do cálculo estrutural, de fácil acesso ao Engenheiro Projetista, adequado à realidade da construção metálica nacional e que, efetivamente, o auxiliasse a projetar.

Dotado com recursos necessários ao desenvolvimento dos projetos estruturais e visando auxiliar o profissional no cálculo de estruturas metálicas, quer na ajuda da concepção, quer na sugestão de soluções prontas ou na sugestão dos perfis mais usados, está sendo apresentado o sistema **ST_SuperFrame**.

1.2 ETAPAS DO PROJETO ESTRUTURAL

Pode-se subdividir um projeto estrutural em cinco etapas:

- a) *Concepção* - modelagem e morfologia, ações, geometria e modulações
- b) *Análise* - determinação do estado de deformações e de tensões
- c) *Dimensionamento* - escolha dos perfis que resistirão às solicitações
- d) *Otimização* - a busca de um menor consumo de material
- e) *Graficação* - a expressão gráfica da estrutura concebida e calculada

Com o sistema **ST_SuperFrame** contemplam-se as diversas fases do projeto.

Para a etapa de *Concepção*, o sistema oferece o módulo **Geração Automática**, no qual se implementou uma biblioteca de soluções prontas: uma série de treliças usualmente empregadas na construção metálica quotidiana, cuja topologia foi consagrada na utilização em inúmeras soluções estruturais, em diversas regiões do País. Assim, a sugestão da forma da treliça, aliada ao *lay-out* do seu treliçado, ajuda ao projetista conceber uma treliça adequada.

As ações usuais em prédios industriais - peso próprio, sobrecarga de utilização e, sobretudo, a ação do vento - são geradas automaticamente por esse módulo.

Nas etapas de *Análise* e *Dimensionamento*, exploradas nos Capítulos 3 e 4, com maior profundidade, estão embutidas facilidades, decorrentes da prática profissional do autor, que se tornam as contribuições desse trabalho à construção metálica nacional.

A etapa de *Otimização* é praticamente junta com a de *Dimensionamento*, onde o sistema informa, a todo o momento, o limite de cada perfil, permitindo, portanto, chegar-se próximo da estrutura com peso mínimo.

A etapa de *Graficação* é atendida pelo sistema, já que existe a possibilidade de se exportar o desenho da estrutura para programas *CAD*, mesmo que de forma unifilar. Citam-se os desenvolvimentos computacionais que estão sendo feitos, no escritório do autor em conjunto com outros profissionais, visando o detalhamento final de estruturas metálicas, ligando o cálculo da estrutura ao seu detalhamento, i.e., integrando o sistema **ST_SuperFrame** a um módulo - desenvolvido dentro da plataforma AutoCAD (AutoDesk Inc., 1993) - que desenhará a estrutura para sua fabricação.

Quase que com a mesma sub-divisão de um projeto estrutural, o sistema **ST_SuperFrame** apresenta seis etapas distintas entre si, cada uma formada por um ou mais módulos, interligados por meio de arquivos temporários:

- a) Inicialização: módulo *STB*
- b) Gerenciamento do fluxo: módulo *Menub*
- c) Aquisição de Dados: módulos *Entrada*, *Geratrat*, *ST_Extr*
- d) Desenho: módulo *Desenho*
- e) Análise: módulo *STSTGO*
- f) Dimensionamento e Otimização: módulo *Dimens*

1.3 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA

Citam-se algumas características, indispensáveis no desenvolvimento de um projeto de estruturas metálicas, implementadas no programa:

1.3.1 Aquisição de Dados

- a) Geração automática de dados de treliças mais usadas em obras correntes:
 - Geometria e topologia (coordenadas nodais e conectividades), vinculação e propriedades das barras.
 - Ações, considerando vários estados de ações: peso próprio, sobrecarga, vento transversal e longitudinal e ações devidas à pressão interna.

- b) Extração dos dados de geometria e topologia a partir de um desenho gerado num programa *CAD*.
- c) Edição e correção de dados em forma de planilha eletrônica.

1.3.2 Desenho da Estrutura

Módulo de **Desenho** da estrutura dotado de vários recursos:

- a) Desenho da estrutura em várias escalas, passeio da estrutura na tela.
- b) Desenho com numeração de nós e barras
- c) Desenho da estrutura apresentando as posições dos dimensionamentos de cada barra, criando uma tabela dessas posições.
- d) Exportação do desenho da estrutura para o *CAD*. O módulo **Desenho** exportará o desenho no *status* em que ele estiver, i.e., com numeração de nós ou barras ou com desenho das posições de dimensionamento.
- e) União dos dados de duas sub-estruturas previamente geradas (unir tesoura + pilares) formando uma nova estrutura.
- f) Manipulação dos dados como movimentação, rotação, esticamento/encurtamento e rebatimento da estrutura.
- g) Desenho da deformada da estrutura, considerando qualquer combinação de ações.

1.3.3 Análise da Estrutura

- a) Pelo método da Rigidez Direta, analisa-se a estrutura declarada, que poderá ser composta por elementos de treliça e de pórtico plano simultâneos, o que caracteriza o termo *frame* (estrutura reticulada).
- b) Montagem da matriz de rigidez com reordenação nodal para otimização da semi-largura de banda e triangularização por Gauss otimizado.
- c) Ilimitadas combinações de ações, considerando a ponderação correspondente a cada

estado, visando obter-se as solicitações de cálculo para o dimensionamento.

- d) Geração da tabela de envoltória de máximos e mínimos, deslocamentos e solicitações e reações de apoio, para as combinações especificadas.

1.3.4 Dimensionamento da Estrutura

O módulo **Dimensionamento** sistematiza as orientações das normas AISI/96 (American Iron and Steel Institute, 1996) para perfis de chapa dobrada e a NBR 8800/86 (ABNT, 1986) para perfis laminados/ soldados.

Encontram-se implementados os procedimentos para verificação de barras comprimidas e tracionadas de perfis de chapa dobrada com geometria usual, cantoneiras laminadas e vigas I soldadas.

Foi implementada, também, a verificação de vigas-colunas para os perfis: vigas I soldadas e perfil Caixa de chapa dobrada (por serem os mais empregados como colunas).

Como tema central desse trabalho, foram criados e implementados procedimentos para verificação do Perfil Qualquer: perfil com forma genérica, aberto, de chapa dobrada. A verificação a compressão/tração desses perfis, soluciona uma antiga dificuldade sentida pelos projetistas de estruturas metálicas: se já requer muito trabalho de cálculo determinar-se as características geométricas de perfis com forma diferenciada, mais difícil se torna a determinação da resistência à compressão desse perfil.

Ao nível de interação sistema - usuário citam-se:

- a) Dimensionamento totalmente interativo da estrutura analisada, utilizando qualquer combinação dos perfis de chapa dobrada, cantoneiras laminadas e vigas soldadas.
- b) A cada barra dimensionada, o programa informa a *performance* do perfil testado, i.e., o percentual entre a solicitação e a resistência do perfil testado, possibilitando, assim, o menor consumo de aço possível da estrutura (fácil otimização da estrutura).
- c) O programa fornece o peso total de perfis da estrutura, atualizando-o a cada barra testada e no relatório do dimensionamento, o quadro com a relação de perfis utilizados na estrutura dimensionada.

2 O SISTEMA ST_SuperFrame

Nesse capítulo, o sistema **ST_SuperFrame** será descrito enfatizando-se suas características principais, recursos implementados e interação com o usuário.

Sinteticamente esse sistema pode ser descrito como um conjunto de programas com os quais se gera, se analisa e se dimensiona uma estrutura aporticada.

O sistema **ST_SuperFrame** foi desenvolvido na linguagem MS-BASIC (Microsoft Corporation, 1989), sendo, portanto, um programa típico do sistema operacional DOS, podendo-se, entretanto, rodá-lo dentro da plataforma *Windows*.

Todos os dados referentes à estrutura são armazenados (apresenta-se a organização dos arquivos no item 2.4.1.5), permitindo a qualquer tempo, o acesso e/ou a edição dessas informações.

O sistema pode ser configurado para a utilização das seguintes unidades de:

- a) Comprimento: *metros, centímetros e milímetros*
- b) Forças: *tonelada-força, kilograma-força e kilonewton*

Apresenta-se o fluxograma básico que será seguido na utilização do programa:

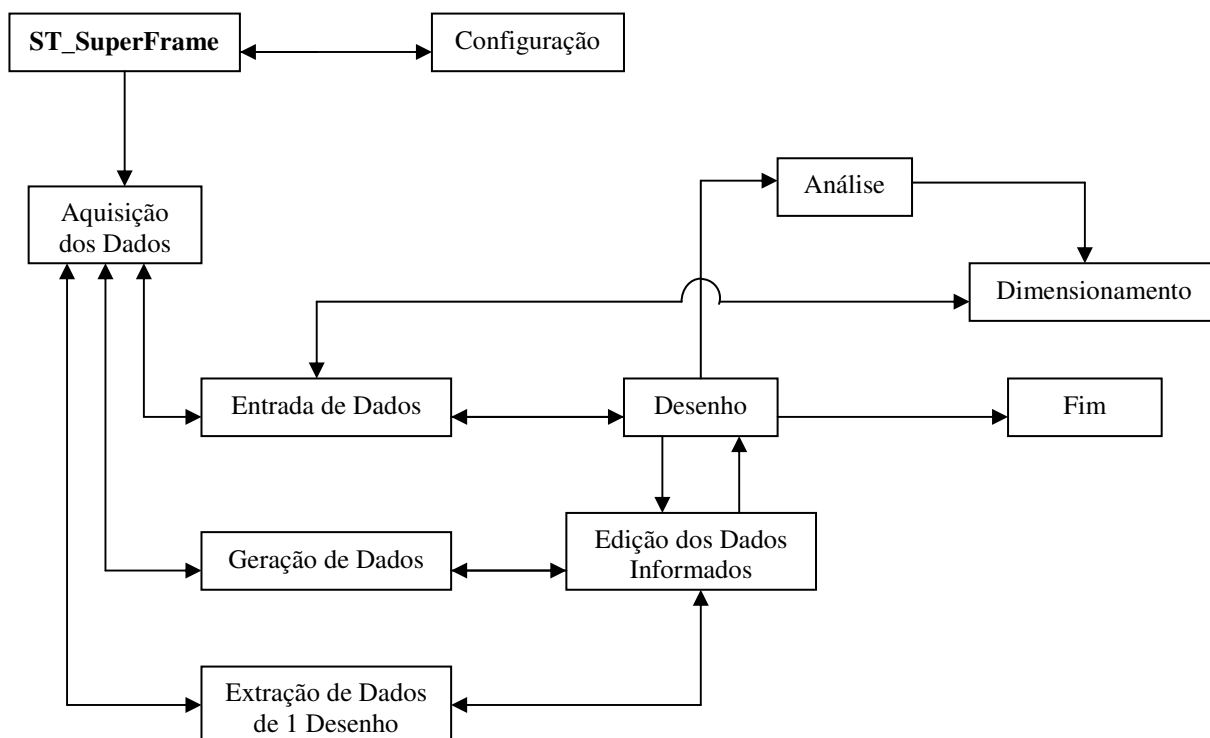


FIGURA 3 – Fluxograma do sistema *ST_SuperFrame*

2.1 TIPOS DE ELEMENTOS IMPLEMENTADOS

Para a análise da estrutura foram implementados os elementos de treliça plana e pórtico plano. Os dois elementos - treliça e pórtico - foram adotados, porque a prática profissional indica que a maioria das estruturas metálicas a serem projetadas, no dia a dia profissional, podem ser modeladas como treliças e/ou pórticos.

É possível, indistintamente, gerar-se, analisar-se e dimensionar-se uma estrutura formada por:

- elementos de treliça
- elementos de pórtico
- elementos de treliça e de pórticos simultâneos

Por *default* todas as barras são consideradas como elementos de treliça. A distinção entre os elementos será feita no módulo *Entrada de Dados*, quando se declarará para os elementos de pórtico como sendo *tipo 1* (os elementos de treliça são *tipo 0*), na complementação da declaração das conectividades. Outra distinção se dará na declaração das

propriedades, onde os elementos de pórtico necessitam de um valor para inércia, enquanto os de treliça podem ter esse valor nulo.

2.2 AÇÕES SUPORTADAS PELO SISTEMA

O sistema **ST_SuperFrame** admite até sete estados de ações independentes, com ilimitadas combinações entre eles. São suportadas pelo sistemas as seguintes ações:

2.2.1 Ações Nodais

Ações concentradas nos nós, com forças e momentos declarados no sistema global de coordenadas, sendo, obrigatoriamente, as forças paralelas a esse sistema global.

2.2.2 Ações nas Barras

2.2.2.1 Elementos de Pórtico

- Ações concentradas*: em posições declaradas, conforme sistema global de coordenadas, sendo o ponto de aplicação declarado no sistema local da barra. O sistema admite até 5 ações concentradas por barras.
- Ações distribuídas*: o sistema admite 6 tipos de ações distribuídas nas barras, conforme figura abaixo, com até 5 ações por barra.

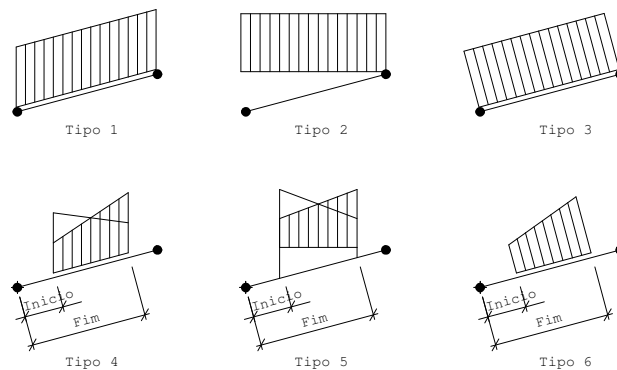


FIGURA 4 – Tipo de ações distribuídas

2.2.2.2 Elementos de Treliza

Ações distribuídas: nos elementos de treliças as ações distribuídas são às apresentadas para os elementos de pórtico. Entretanto, como é sabido, esses elementos só admitem ações nodais. Mesmo assim o programa aceita que se declare ações distribuídas nas barras. Ao se rodar o módulo *Análise* será acionado um procedimento que transformará as ações distribuídas em ações concentradas nos nós.

2.2.3 Deslocamentos impostos

O sistema admite tais deslocamentos, desde que declarados como cedimentos de apoio.

2.3 VÍNCULOS ADMITIDOS PELO SISTEMA

É possível se restringir as translações paralelas aos eixos globais e o giro do nó apoiado. Um nó pertencente a uma barra de pórtico pode ter vinculação como apoio simples, rotulado ou engastado, além de apoios elásticos em três direções. Já um nó de barra de treliça só poderá ser vinculado com apoio simples ou rótula.

Os apoios elásticos são admitidos pelo programa, desde que se declare o valor da constante elástica do apoio na direção da restrição elástica.

O sistema admite cedimentos de apoio, em três direções, bastando declarar seus valores.

2.4 A INTERAÇÃO USUÁRIO-PROGRAMA

2.4.1 Entrada de Dados

Os dados necessários para a análise, podem ser informados de quatro maneiras:

- a) Entrada dado a dado
- b) Geração semi-automática
- c) Geração automática

d) Extração de dados de um desenho gerado no AutoCAD (Autodesk Inc.,1993) .

2.4.1.1 Módulo de Entrada de Dados: Entrada dado a dado

É a maneira mais geral e completa de se informar os dados da estrutura. Em seqüência são informados:

- a) *Dados Principais*: número de nós, número de barras, número de nós vinculados, de estados de carga, de nós e barras carregadas, estado por estado.
- b) *Coordenadas nodais*
- c) *Conetividades das barras e tipo de elemento*: pórtico ou treliça

Unidades: | kgf | cm | NE: 49

C:\MCSFACE\BARRAS\TESENTESOURA

Ele	Nó i	Nó j	Tipo
1	2	4	0
2	4	6	0
3	6	8	0
4	8	10	0
5	10	12	0
6	12	14	0
7	14	16	0

ST_SF

Treliça: Tipo = 0 Pórtico: Tipo = 1

F1Help F2Save F3Copia F4Goto F6View F7Coment F8Gera F9Shell F10End EscContinua

FIGURA 5 – Tela de entrada das Conetividades e do tipo de elemento

- d) *Vinculação da estrutura*: quais os nós vinculados e as suas restrições de deslocamentos
- e) *Cedimentos de apoio*: o valor dos cedimentos de um ou mais nós apoiados.
- f) *Ações Nodais*: forças horizontais, verticais e momentos nodais
- g) *Ações nas Barras*: ações concentradas e distribuídas nas barras
- h) *Propriedades das Barras*: área, inércia e módulo de elasticidade

O módulo tem, para todos os itens informados, um *Ambiente de Entrada de Dados (AED)* em forma de planilha eletrônica, que é uma tabela com um campo de edição pré-definido, no qual digitam-se os dados pertinentes. As movimentações do campo de edição são

possíveis com os comandos e teclas usualmente disponíveis num editor de textos: <SOBE>, <DESCE>, <PgDn>, <PgUp> etc..

O AED dispõe de alguns recursos para facilitar a aquisição dos dados, tais como cópia da linha anterior - pressionando-se a tecla <F3>, geração semi-automática (em linha) de dados - pressionando-se a tecla <F8>, visualização da estrutura ou dados já gerados - pressionando-se a tecla <F6>.

2.4.1.2 Geração Semi-automática

Foi implementado no sistema um módulo de geração semi-automática de dados, com diversas opções de geração.

As coordenadas nodais podem ser geradas:

- Numa linha, onde se declaram os nós inicial e final de uma lista e suas coordenadas. O módulo gerará as coordenadas dos nós intermediários.
- Em linhas múltiplas, onde diversas linhas (listas de nós) serão copiadas de uma original .
- Num quadrilátero, onde serão declarados os nós dos vértices do quadrilátero, o número de módulos em X e Y e as coordenadas dos nós dos vértices. O módulo gerará os nós restantes desse quadrilátero.

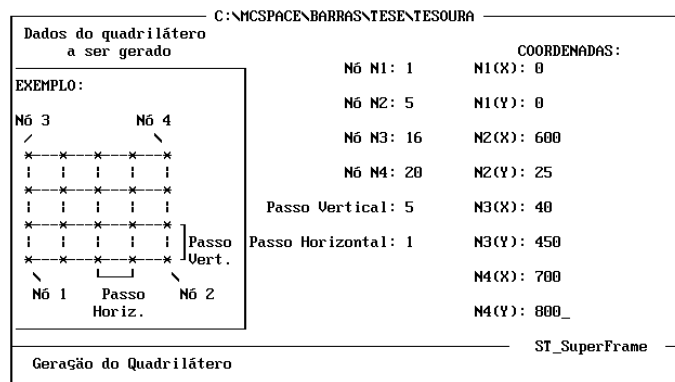


FIGURA 6 – Tela da geração de coordenadas de um quadrilátero

As conectividades das barras podem ser geradas:

- a) Numa linha, onde se declaram as barras inicial e final de uma lista, o passo entre as barras. O programa gerará as conectividades dessa linha.
- b) Em linhas múltiplas, onde diversas linhas (listas de nós) serão copiadas de uma original.
- c) Num quadrilátero, onde serão declarados a barra e o nó inicial, o número de módulos em X e Y o passo entre os nós em X e Y , barras dos vértices de um quadrilátero e suas coordenadas. O programa gerará as conectividades das barras restantes desse quadrilátero.

2.4.1.3 Geração Automática

Nesse módulo, o sistema tem implementado a geração automática dos tipos de treliças mais usadas nos pavilhões e galpões industriais.

Apresentam-se os desenhos das estruturas constantes na biblioteca do módulo **Geração Automática**:

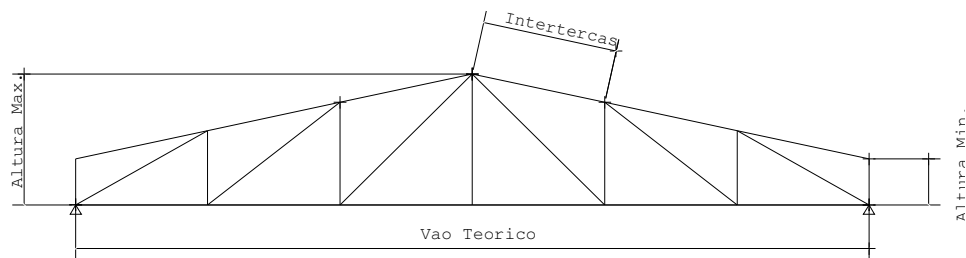


FIGURA 7 - Tesoura Alça de Balaio

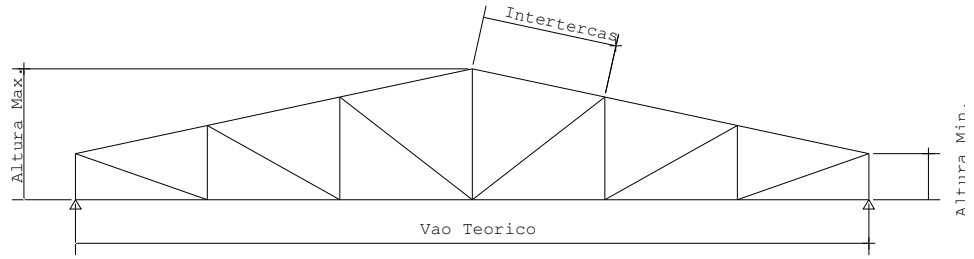


FIGURA 8 - Tesoura Pé de Galinha

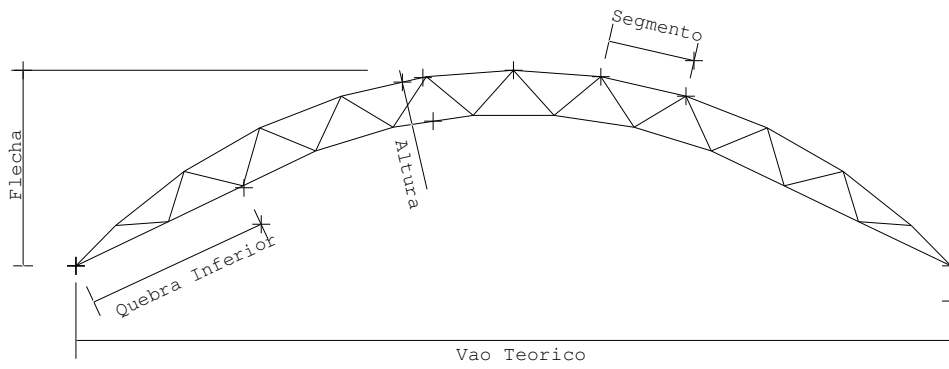


FIGURA 9 - Arcos Circular ou Parabólico (bi ou tri-rotulados)

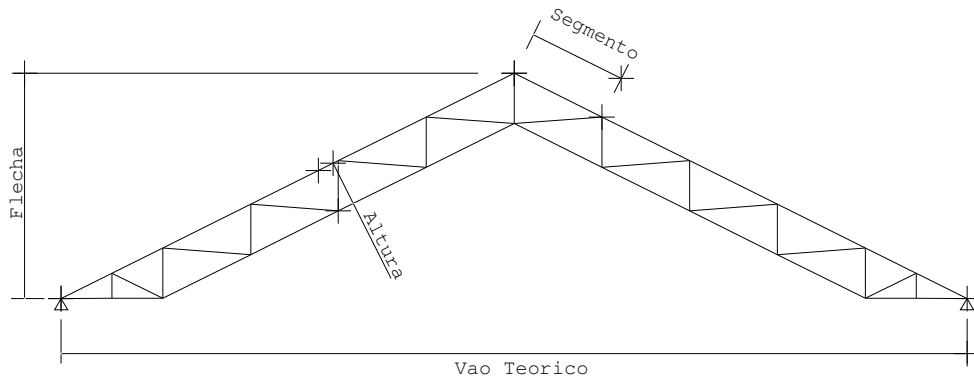


FIGURA 10 - Arcos 2 águas (bi ou tri-rotulados)

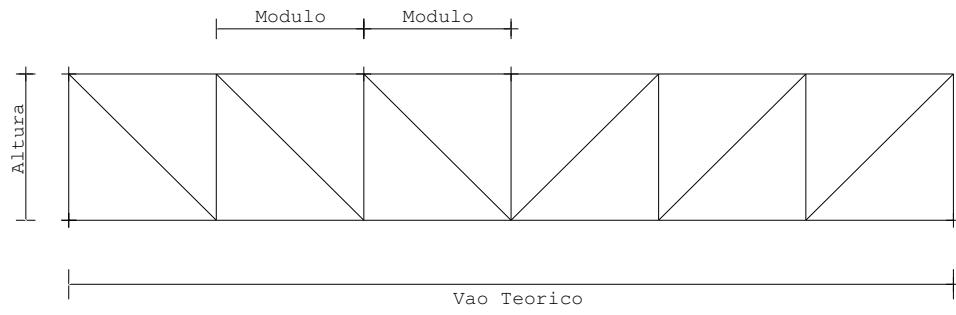


FIGURA 11 - Vigas Pratt (Trelças NNN)

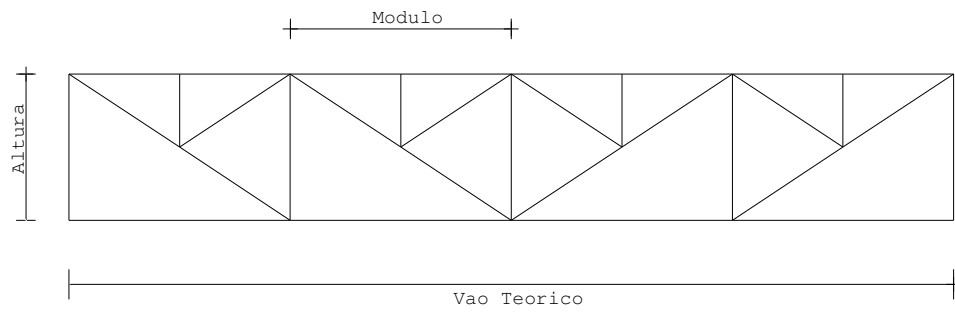


FIGURA 12 - Vigas NNN Reforçadas

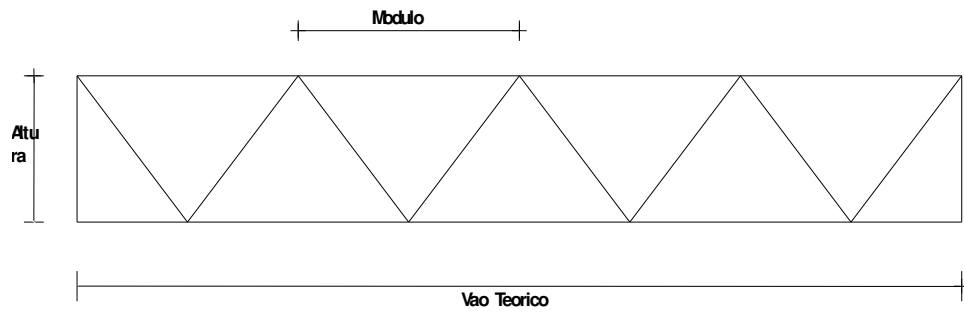


FIGURA 13 - Vigas VVV

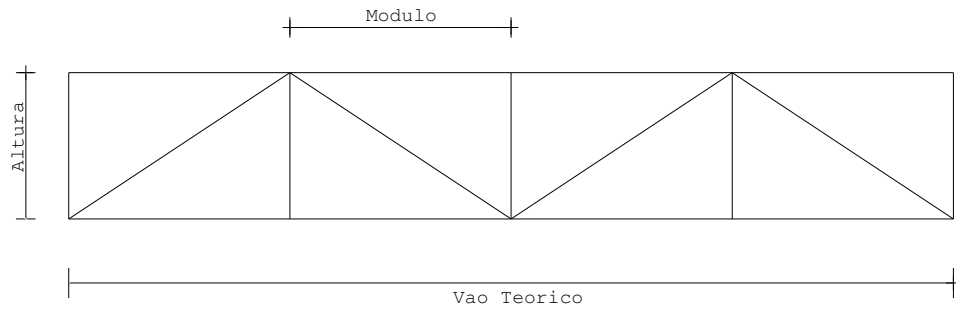


FIGURA 14 - Vigas VVVV com montantes

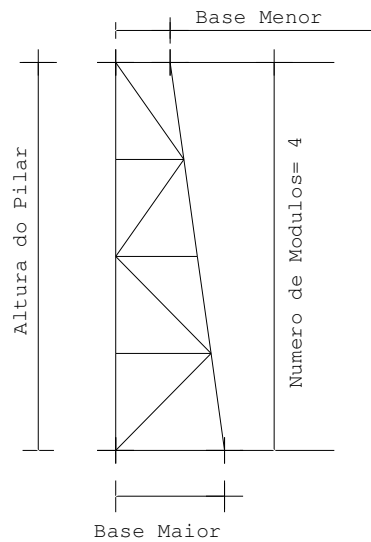


FIGURA 15 - Pilares treçados

O programa gerará todos os dados dessas estruturas, possibilitando sua análise imediata: dados principais, coordenadas, conectividades, vinculação, estados de ações e propriedades das barras.

Na geração dessas treliças padrão, têm-se alguns pontos comuns que devem ser ressaltados:

- a) Os dados deverão ser informados usando-se as unidades: *metros* para comprimento e na unidade de força optada no módulo *Configuração* (*tf* ou *kN* ou *kgf*). Os dados gerados: coordenadas, ações, propriedades terão unidades compatíveis com as escolhidas na *Configuração*.
- b) Sempre será seguida uma mesma lei de formação dos dados gerados:
- Os nós serão numerados da esquerda para a direita, ficando os nós pares no Banzo Superior e os ímpares no Banzo Inferior
 - As barras serão numeradas da esquerda para a direita, seguindo a seguinte ordem: Banzo Superior, Banzo Inferior, Diagonais e Montantes.
 - O primeiro e último nós do banzo inferior, serão considerados nós de apoio. Caso esta situação não se verifique em alguma estrutura, posteriormente deverá ser corrigida na *Entrada de Dados*.
 - As duas últimas providências visam organizar os dados da estrutura gerada e, principalmente, facilitar/organizar seu dimensionamento (vão se ter barras da mesma posição na estrutura agrupadas).
- c) As ações devidas à ação do vento serão geradas, conforme a norma NBR-6123/87 (ABNT, 1987), considerando-se duas direções preferenciais:
- Vento Transversal (perpendicular à cumeeira) e - Vento Longitudinal (paralelo à cumeeira), respectivamente formando um ângulo de 90° e 0° conforme a referida norma.
- d) A ações serão geradas como uniformemente distribuídas sobre as barras do Banzo Superior: Tipo 1, Tipo 2 e Tipo 3.
- Serão gerados seis estados de ações:
 - i- *Estado 1*: Peso Próprio (Tipo 1)
 - ii- *Estado 2*: Sobrecarga (Tipo 2)
 - iii- *Estado 3*: Vento Transversal (Tipo 3)
 - iv- *Estado 4*: Vento Longitudinal (Tipo 3)
 - v- *Estado 5*: Pressão Interna para Vento Transversal (Tipo 3)
 - vi- *Estado 6*: Pressão Interna para Vento Longitudinal (Tipo 3)

O módulo Geração Automática foi pensado em interagir de forma fácil com o usuário, assim para gerar-se as treliças da biblioteca acima, o usuário só precisará informar:

- a) Para a geração de coordenadas e conectividades:
- *Vão Teórico* distância entre os eixos dos apoios
 - *Altura Máxima* .. tamanho do montante central
 - *Altura Mínima* .. tamanho do montante de apoio
 - *Inter-terças* ... distância entre terças (medida no Banzo Superior)
 - *Inter-tesouras* .. distância entre 2 tesouras vizinhas
- b) Para a geração de ações distribuídas:
- *Peso Próprio*.. estrutura, telhas, forro ...
 - *Sobrecarga* ... de utilização do telhado
 - *Pressão Dinâmica*... pressão dinâmica do vento ao longe
 - *Coefficiente de pressão interna* para Vento Transversal
 - *Coefficiente de pressão interna* para Vento Longitudinal
 - *Coefficiente de forma externo* para Vento Longitudinal

Como resultado, o módulo gerará ações uniformemente distribuídas, linearizadas sobre as barras do Banzo Superior, na unidade escolhida no módulo de Configuração.

- a) Para geração das propriedades:
- *Área B.S.* área das barras do Banzo Superior
 - *Área B.I.* área das barras do Banzo Inferior
 - *Área Diag.* área das Diagonais
 - *Área Mont.* área dos Montantes

Como resultado, o módulo gerará as propriedades - Áreas e Módulo de Elasticidade das barras na unidade escolhida no módulo de *Configuração*.

Apresenta-se a seguir o desenho da tesoura gerada, com numeração de nós e barras.

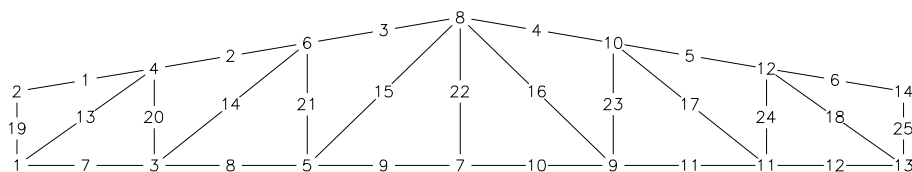


FIGURA 16 – Desenho de uma estrutura com numeração dos nós e barras

2.4.1.4 Dados extraídos de um desenho no AutoCAD

Em algumas estruturas de barras, dada a sua complexidade/irregularidade geométrica - sem nenhuma lei de formação - a obtenção dos dados (coordenadas e conectividades) para um programa de análise estrutural, é um trabalho árduo e demorado.

Como num programa tipo *CAD* pode-se criar fácil e interativamente um desenho, por mais complexo que seja, uma grande idéia seria aproveitar essa facilidade oferecida, gerar-se o desenho da estrutura complexa e dele extrair-se os dados necessários para alimentar um programa de cálculo estrutural.

Com essa filosofia, foi criado o módulo que extrairá dados de um desenho gerado no ambiente AutoCAD R12.

Esse módulo complementa a Geração Automática e Semi-Automática, apresentados anteriormente, dotando o sistema de recursos poderosos e atuais para a obtenção dos dados.

Sua utilização requer que se tenha instalado o programa AutoCAD R12, além de uma boa familiaridade com o ambiente desse programa gráfico.

2.4.1.5 Arquivos de dados do programa

Todos os dados informados são armazenados para acesso e/ou edições posteriores. O sistema armazena os dados nos seguintes arquivos:

- a) *arquivo.PRI* ... dados iniciais da estrutura: arquivo com um registro de posições que armazena número de nós, de barras, de estados de ações, de nós vinculados ...
- b) *arquivo.NOS* ... coordenadas dos nós da estrutura . São *NN* registros com duas posições cada, contendo na primeira posição a abcissa *X* e na segunda a ordenada *Y* de cada nó.

<i>Registro</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>
<i>1</i>	x_1	y_1
<i>2</i>	x_2	y_2
<i>.</i>	<i>...</i>	<i>...</i>
<i>NN</i>	x_{NN}	y_{NN}

onde *NN* é o número de nós

c) *arquivo.CON* ... conectividades das barras. O arquivo é formado por $NE * 2$ registros de uma posição cada, contendo o nome do nó inicial ou final de cada barra. A lei de acesso a uma determinada conectividade é dada por: $con_i = 2(nel-1)$. Onde nel é a barra atual, i a conectividade genérica ($1 < i < 2NE$) e NE número de barras.

<i>Registro</i>	<i>CONETIVIDADE</i>
1	Con i barra 1
2	Con j barra 1
3	Con i barra 2
4	Con j barra 2
...
2 NE-1	Con i barra NE
2 NE	Con j barra NE

d) *arquivo.ELE* ... tipo de elemento das barras . O arquivo é formado por NE registros de uma posição que conterà o valor 0, caso a barra seja treliça e 1, caso a barra seja pórtico.

e) *arquivo.APO* ... arquivo da vinculação da estrutura. Esse arquivo é formado por nbn (número de nós apoiados) registros de quatro posições cada, contendo o nome do nó vinculado e as restrições nas direções X , Y e $Giro$.

<i>Registro</i>	<i>Nó Vinculado</i>	X	Y	$Giro$
1	1º nó apoiado	1	1	1
2	2º nó apoiado	1	1	1
...
nbn	nbn^o nó apoiado	1	1	1

- Por convenção estabelece-se que 0 é movimento livre e 1 é movimento restringido numa determinada direção. Caso se tenha vínculo elástico numa determinada direção declara-se a constante K da mola nessa posição.

f) *arquivo.CED* ... arquivo dos deslocamentos prescritos. A exemplo do arquivo anterior, esse é formado por nbn registros de quatro posições cada, contendo o nome do nó vinculado e o valor dos cedimentos de apoio nas direções X , Y e *Rotação*.

g) *arquivo.CCi* ... arquivos das ações nodais (cargas concentradas) da estrutura . Tem-se um arquivo para cada estado de ações com as extensões *.CC1*, *.CC2*, *.CC3*... Esses arquivos são formados por $nln(i)$ (número de nós carregados no estado i), registros de 4 posições cada, contendo o nome do nó carregado e as forças em X , Y e *Momento*

<i>Registro</i>	<i>Nó Carregado</i>	F_X	F_Y	M
1	1º nó carregado	F_{x1}	F_{y1}	M_1
2	2º nó carregado	F_{x2}	F_{y2}	M_2
...
nln	nln^o nó carregado	F_{xnl}	F_{ynl}	M_{nl}

h) *arquivo.CBi* ... arquivos das ações concentradas nas barras. Tem-se um arquivo para cada estado de ações com as extensões *.CB1*, *.CB2*. Esses arquivos são formados por $ncn(i)$ (número de barras carregadas do estado i), registros de 5 posições cada, contendo o nome da barra carregada e as forças em X , Y , o *Momento* e o ponto de aplicação da ação (em coordenadas locais)

<i>Registro</i>	<i>Bar Carregada</i>	FX	FY	<i>Momento</i>	<i>Pos</i>
1	1ª bar carregada	$Fx1$	$Fy1$	$M1$	$x1$
2	2ª bar carregada	$Fx2$	$Fy2$	$M2$	$x2$
...
ncn	ncn^a bar carregada	F_{xncn}	F_{yncn}	M_{ncn}	x_{ncn}

i) *arquivo.CDi* ... arquivos das ações distribuídas nas barras. Tem-se um arquivo para cada estado de ações com as extensões *.CD1*, *.CD2*. Esses arquivos são formados por $ncn(i)$ registros de seis posições cada, contendo o nome da barra carregada, o tipo (de 1 a 6), o valor inicial da ação, o valor final da ação, a posição inicial e a posição final de aplicação da ação.

<i>Registro</i>	<i>Bar Carregada</i>	<i>Tipo</i>	q_{ini}	q_{fim}	<i>Início</i>	<i>Fim</i>
1	1ª bar carregada	$tipo_i$	q_{i1}	q_{f1}	ini_1	fim_1
2	2ª bar carregada	$tipo_i$	q_{i2}	q_{f2}	ini_2	fim_2
...
ncn	ncn^a bar carregada	$tipo_i$	q_{incn}	q_{fincn}	ini_{ncn}	fim_{ncn}

j) *arquivo.PRO* ... arquivo das características geométricas e físicas das barras da estrutura. Esse arquivo é formado por $3 NE$ registros de uma posição, contendo a área, a inércia e o módulo de elasticidade de cada barra. A lei de acesso a uma determinada propriedade é dada por:

$$prop_i = 3(nel-1)$$

onde nel é a barra atual, i a propriedade genérica ($1 < i < 3 NE$)

<i>Registro</i>	<i>PROPRIEDADE</i>
1	Área da barra 1
2	Inércia da barra 1
3	Mód. Elast. barra 1
4	Área da barra 2
5	Inércia da barra 2
...
$3 NE-1$	Inércia da barra NE
$3 NE$	Mód. Elast. barra NE

2.4.2 Desenho da Estrutura

É sabido que uma das maneiras mais eficazes de verificar-se a consistência de dados é a visualização gráfica dos dados informados. O módulo *Desenho* permite que a estrutura seja representada unifilarmente, possuindo, uma série de recursos de visualização da estrutura.

Alguns recursos implementados são: desenho da estrutura em qualquer escala, movimentação da estrutura pela tela, numeração de nós e barras, desenho dos vínculos e desenho da estrutura deformada de acordo com as diversas combinações de ações.

Outros recursos implementados permitem manipular-se, graficamente, os dados da estrutura: translações e rotações da estrutura, rebatimento vertical e horizontal da estrutura, criação de novas estruturas a partir da união de sub-estruturas existentes, encolhimento e extensão da estrutura, mudança de unidades da estrutura.

O programa permite que se exporte o desenho da estrutura para programas *CAD* apresentando o desenho de três maneiras:

- a) só o desenho dos eixos das barras (desenho unifilar)
- b) desenho com numeração dos nós e barras da estrutura
- c) desenho com posição dos dimensionamentos das barras com a tabela de dimensionamento.

Ao se ativar o módulo *Desenho*, o programa montará a tela gráfica, abaixo indicada, desenhando a estrutura declarada. O desenho da estrutura será, inicialmente, apresentado na escala (de tela) 1:100. (É provável que haja pequena variação de escala, de monitor para monitor, devido ao tamanho do pixel de cada monitor.)

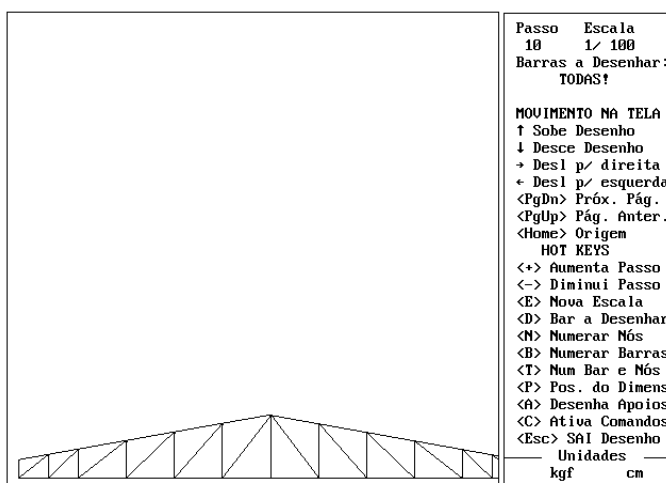


FIGURA 17 – Tela do módulo *Desenho*

Exploram-se, a seguir, as possibilidades oferecidas pelo módulo *Desenho*:

2.4.2.1 Movimento na Tela

Quando o desenho da estrutura for maior que a tela gráfica, é possível movimentá-lo, na tela, pressionando-se as teclas:

- a) <SOBE> o desenho será deslocado um passo para cima
- b) <DESCE> o desenho será deslocado um passo para baixo
- c) <ESQUERDA> desloca-se o desenho um passo à esquerda
- d) <DIREITA> desloca-se o desenho um passo à direita
- e) <PgDn> o desenho será deslocado uma tela para à esquerda

- f) <PgUp> o desenho será deslocado uma tela para à direita
- g) <Home> posiciona o desenho na origem, com escala 1:100

2.4.2.2 Hot Keys

O módulo *Desenho* do sistema **ST_SuperFrame** oferece várias ferramentas para tornar melhor a visualização da estrutura. Para acioná-las bastará pressionar teclas que denominaram-se *HOT KEYS*.

- a) *Passo de Movimentação*: o termo passo, comentado acima, refere-se ao número de *pixels* que o desenho se desloca, i.e. o tamanho do deslocamento. É possível alterar o passo: a tecla <+> aumenta o passo e a tecla <-> diminui o passo. O passo de movimentação vai de 10 até 200 *pixels*.
- b) *Escala do Desenho*: toda vez que se entra no módulo *Desenho* ou se pressiona a tecla <Home>, o desenho da estrutura é apresentado na escala 1:100. É possível alterar-se a escala, para qualquer valor desejado, pressionando-se a tecla <E> e declarando-se a escala escolhida. A partir desse momento qualquer comando será efetuando com o desenho na escala escolhida.
- c) *Barras a Desenhar*: pressionando-se a tecla <D> o programa aguardará a declaração dos números da primeira barra e da última barra a serem desenhadas.
- d) *Numeração dos Nós e Barras*: pressionando-se as teclas <N> ou os nomes dos nós ou das barras da estrutura serão desenhados. Pressionando-se <T> os nomes dos nós e das barras serão desenhados simultaneamente.
- e) *Visualização dos Apoios*: podem-se visualizar os nós vinculados, com a respectiva simbologia de cada apoio declarado, pressionando-se a tecla <A>. O desenho do apoio ficará ativo enquanto se estiver no módulo *Desenho*.

2.4.2.3 Comandos Especiais

A tecla <C>, quando pressionada, ativa uma série de comandos especiais que oferecerão outras visualizações e manipulações dos dados da estrutura.

- a) NEW - com o comando *NEW* abandonam-se os dados da estrutura corrente, trocando-se pelos dados de outra estrutura cujo nome de arquivo deverá ser declarado.
- b) DXF - digitando-se *DXF* o módulo *Desenho* gravará o desenho da estrutura num arquivo com o padrão DXF (Autodesk Inc. 1993), que possibilita a importação por qualquer programa CAD. Será gravado o *status* corrente do desenho na tela, i.é.: caso se tenha numerado os nós, o programa gravará o desenho numerando os nós. Caso se tenha numerado as barras, o programa gravará o desenho numerando as barras. Caso contrário será gravado o desenho dos eixos das barras.
- c) MOV - o comando *MOV* permite que se movimente a estrutura com translações nas direções *X* e *Y*. Digitando-se *MOV* o módulo *Desenho* aguardará valores das translações *X* e *Y*. Os movimentos de translação serão translações da origem. Esse comando é de extrema utilidade para se manipular com os dados de uma estrutura, por exemplo: para se *montar* uma treliça de cobertura, com dados gerados previamente, sobre os pilares, vale a pena transladar a treliça de um pé-direito acima para permitir a colocação dos pilares por baixo da mesma.
- d) ROT - o comando ROT permite que se rote a estrutura em torno de um nó escolhido. Digitando-se *ROT* o módulo *Desenho* aguardará os dados: nome do nó centro de rotação e o ângulo de rotação (inteiro em graus). Esse comando complementa o comando *MOV*, permitindo a possibilidade de movimentar livremente a estrutura (manipulando suas coordenadas nodais)
- e) TH / TV – os comandos <TH> *Tombo Horizontal* e <TV> *Tombo Vertical* procedem um espelhamento - horizontal ou vertical - na estrutura. Pode-se espelhar a estrutura pela direita ou esquerda, no *Tombo Horizontal* e pela base ou topo da estrutura, no *Tombo Vertical*. Esse comando é muito útil quando se quer gerar o outro lado de uma estrutura simétrica: espelha-se a estrutura original, gravando-se com outro nome. Para ter a estrutura completa, chama-se (desenha-se) a estrutura original, unindo-a com a estrutura espelhada.
- f) UNI - o comando <UNI> - abreviação de União - permite que se importe os dados de um arquivo, procedendo a união entre as duas estruturas já geradas, tornando-as uma só estrutura. Chama-se a estrutura atual de *Mestra* e a que se ligará a ela, de *Secundária*. Uma estrutura poderá ser unida à outra de duas maneiras distintas:

- *Com 1 nó comum*: nesse caso a estrutura *Secundária* será transladada até a estrutura *Mestra* de tal modo, que os nós comuns fiquem coincidentes.

- *Sem nós comuns*: nesse caso as duas estruturas se manterão nas mesmas posições nas quais foram criadas. Posteriormente, no módulo *Entrada de Dados*, deve-se completar a ligação da estrutura *Mestra* com a *Secundária* por meio de barras que efetivamente unirão uma na outra. Ressalta-se que ao se unir duas sub-estruturas, as ações, vinculações e propriedades das duas serão *unidas*.

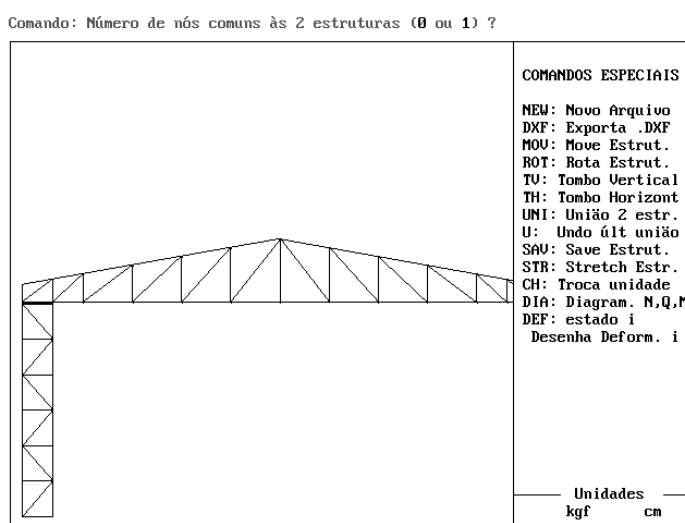


FIGURA 18 – União de 2 sub-estruturas

- g) U - ao se digitar <U> será acionado o comando *Undo*, já consagrado em Computação Gráfica, que desfaz a última *União*. Esse comando trabalha, então, em conjunto com o comando *UNI* e só será efetivo quando ativado, sem se sair da tela gráfica, após uma importação de estrutura.
- h) SAV - o comando <SAV> salva todos os dados da estrutura desenhada no arquivo corrente ou em um arquivo a ser declarado.
- i) STR - com o comando *STR* podem-se manipular as coordenadas da estrutura desenhada na direção *X* e/ou *Y*. O módulo multiplica os dados das coordenadas *X* e *Y* pelos números informados pelo usuário, deformando (extendendo/ encolhendo) a estrutura.

- j) CH - o comando <CH> permite que se troque a unidade de comprimento da estrutura. Pode-se escolher livremente qualquer unidade entre as disponíveis: *metros*, *centímetros* ou *milímetros*. Esse comando atualizará o arquivo de configuração do sistema, multiplicará/dividirá as coordenadas nodais por 10, 100 ou 1000, conforme o caso.
- l) DEF - ao ser escolhido o comando <DEF> surgirá, na linha de comandos, a complementação: DEFormada da hipótese __ e o módulo *Desenho* aguardará o número da hipótese de cálculo que se quer a deformada desenhada.

2.4.3 Análise da Estrutura

O módulo *Análise* pouco interage com o usuário, limitando-se a

- a) Solicitar o nome do trabalho
- b) Solicitar informações sobre as combinações de ações a serem procedidas.

Nesse ponto o programa pedirá que se criem as diversas hipóteses de ações, i.e, as combinações de ações para o dimensionamento da estrutura, declarando-se o número de estados que compõem a combinação, o número do estado e seu respectivo coeficiente de ponderação.

Não há limitação quanto ao número de combinações e só se abandonará o módulo *Análise*, quando se digitar 0 (zero) na declaração de número de estados de ações a combinar. No Capítulo 3, o módulo *Análise* será explorado com mais profundidade.

2.4.4 Dimensionamento da Estrutura

Um dos grandes trunfos do sistema **ST_SuperFrame** é o módulo *Dimensionamento*, que permite que as barras da estrutura, já analisada, sejam dimensionadas por meio de um ambiente que interage com o usuário de maneira amigável. A *interface* foi criada automatizando os procedimentos usuais do cálculo à mão, para a qual se transfere uma vivência profissional acumulada em vários anos.

Para dimensionamento manual, por exemplo, do banzo superior de uma treliça, parte-se do quadro de envoltória de Máximos e Mínimos e da geometria dessa treliça. O

dimensionamento será feito, verificando-se as condições de segurança de um perfil escolhido. Determinam-se suas resistências de cálculo à compressão e tração que se forem maiores que as solicitações de cálculo, o perfil apresentará boas condições de segurança. Caso contrário deve-se redimensionar o perfil. Quando as resistências de cálculo sejam muito maiores que as solicitações, pode-se otimizar o perfil. Para um conjunto de barras que possuam solicitações com valores parecidos, pode-se manter um só dimensionamento, tendo-se o cuidado de verificar se alguma barra, desse conjunto, não está insegura.

O módulo *Dimensionamento* age da mesma maneira, oferecendo ao usuário a tabela da envoltória de Máximos e Mínimos e a lista dos comprimentos das barras - distancias entre nós apresentadas no ambiente de dimensionamento como L_{bar} .

Dimensionamento: C:\MCS\SPACE\BARRAS\TESE\TESOURA				Peso da estrutura: 18 kgf	
Barra	MAX T	MIN C	Lbar (cm)	DIMENSIONAMENTO (mm)	Fy= 2500 kgf/cm ² T/φRn C/φRn
1	23	20	90	[150 × 50 × 3	0 0
2	1367	-2642	90	[150 × 50 × 3	8 21
3	2040	-4001	145		
4	2426	-4943	145		
5	2331	-4952	145		
6	2126	-4801	144		
7	1651	-4867	144		
8	1546	-5135	144		
9	1358	-4994	144		
10	1012	-4068	145		
11	636	-2683	90		
12	1	-21	90		
13	2622	-1496	89		
14	3974	-2108	89		

Perfil I (Chapa Dobrada)	
H = 150 mm	
b = 50 mm	
t = 3 mm	
L _y = 145 cm	
L _x = 145 cm	

FIGURA 19 – Tela do módulo *Dimensionamento*

Ao lado dos resultados tabelados surge, barra por barra, um campo de edição onde o usuário proporá um tipo de perfil e suas dimensões. O programa atribui o comprimento da barra como sendo os comprimentos de flambagem no plano da estrutura e fora dele (como critério de implementação admitiram-se todas as barras rotuladas nos extremos - $K=1$ - valor implícito que pode ser alterado no campo de edição). Deve-se informar o comprimento de flambagem fora do plano da estrutura, que é uma adoção de projeto: a distância entre dois pontos travados lateralmente.

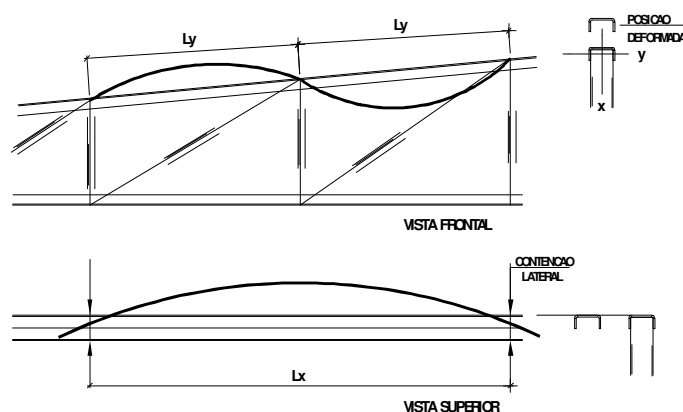


FIGURA 20 – Flambagem no plano e fora do plano numa treliça

Todos os perfis implementados apresentam a orientação do eixo de simetria X , ficando por conta do usuário, determinar a orientação que o perfil escolhido será implantado na estrutura. No caso da figura 20, adotou-se um perfil U orientado de maneira que o comprimento de flambagem no plano da treliça seja L_y (distância entre dois nós consecutivos do banzo superior) e contido lateralmente a cada dois nós: L_x será $2 L_y$.

No próximo passo, o módulo *Dimensionamento* determinará as resistências de cálculo à compressão e tração desse perfil, fazendo, automaticamente, a comparação das resistências obtidas com as solicitações de cálculo constantes no quadro de envoltória. Na comparação resistência/solicitação o programa informa o valor das resistências e avisará se o perfil não apresentar boas condições de segurança.

Nesse caso ficará por conta do usuário a adoção ou não desse perfil. Essa providência é interessante do ponto de vista profissional, pois o dimensionamento de uma estrutura estará, efetivamente, nas mãos do Engenheiro e não por conta do programa.

O processo de dimensionamento fica, assim, totalmente interativo com o usuário. De uma maneira simplista, pode-se dizer que esse módulo funcionará como um assistente que, ao se sugerir um perfil, responderá se o perfil satisfaz ou não. Esse assistente informará, também a *performance* de cada perfil testado, i.e., o percentual entre a solicitação e a resistência de cálculo. Assim, com facilidade, pode-se otimizar em peso o dimensionamento de uma estrutura, pois quanto mais próximo dos 100%, mais econômico será o perfil adotado.

A estrutura pode ser dimensionada, utilizando-se qualquer combinação de perfis de chapa dobrada, cantoneiras laminadas ou perfis I soldados. O módulo *Dimensionamento* permite que a variação de tipo de perfis e dimensões seja até de barra a barra, deixando por conta da sensibilidade do usuário a compatibilização dos tipos/dimensões dos perfis adotados.

Nesse módulo foram mantidos alguns recursos de edição, presentes no módulo *Entrada de Dados*. Assim para copiar-se o dimensionamento da linha superior, basta pressionar-se a tecla <F3>: o módulo copiará o dimensionamento, testando se para aquela barra o perfil apresenta boas condições de segurança.

É possível visualizar-se, dentro do módulo *Dimensionamento*, o desenho da estrutura, ativando-se o módulo *Desenho*. A barra que está sendo dimensionada - barra atual - será destacada com cor diferente das demais barras.

O programa fornece o peso total dos perfis adotados, atualizando-o a cada barra dimensionada e no relatório final, montará um quadro com o quantitativo dos perfis utilizados no dimensionamento da estrutura.

Outra possibilidade oferecida pelo programa é a de se poder atualizar as propriedades das barras (áreas e inércias), depois de dimensioná-las. Esse recurso permite que, em novas análises, se utilize as propriedades reais das barras da estrutura, obtendo-se, então, deslocamentos nodais reais.

2.4.5 Saídas do Sistema

2.4.5.1 Arquivos gerados pelo sistema

- a) *arquivo.RES* ... arquivo texto com os dados da estrutura e dos resultados obtidos.
- b) *arquivo.DIM* ... arquivo tipo texto contendo: a envoltória de *Máximos e Mínimos* das forças normais e o dimensionamento das barras. Segue o quadro de quantitativos dos perfis utilizados no dimensionamento da estrutura.
- c) *arquivo.MAX* ... arquivo randômico com *NE* registros de uma posição contendo a envoltória de *Máximos e Mínimos* das forças normais e o dimensionamento das barras da estrutura.

- d) *arquivo.UVW* ... arquivo tipo texto contendo os deslocamentos das diversas combinações de ações da análise da estrutura. Usa-se esse arquivo quando se quer visualizar, na tela, os deslocamentos obtidos.
- e) *arquivo.AL_i* ... arquivo randômico com NN registros de três posições, contendo os deslocamentos nodais das i combinações de ações. Esse arquivo é usado no desenho da estrutura deformada da combinação de ações i .

<i>Registro</i>	<i>U</i>	<i>V</i>	<i>W</i>
<i>1</i>	u_1	v_1	w_1
<i>2</i>	u_2	v_2	w_2
..
<i>NN</i>	u_{NN}	v_{NN}	w_{NN}

2.4.5.2 Relatórios: Memória de Cálculo e Desenho

Memória de Cálculo: o relatório dos dados informados e dos resultados obtidos pela análise, assim como o relatório do dimensionamento da estrutura, são arquivos (apresentados no item 2.4.5.1.) que o programa armazena na saída dos módulos *Análise e Dimensionamento*. Esses arquivos contém todas as informações, em forma de tabelas, da entrada e dos resultados.

Por serem arquivos tipo texto, podem ser lidos por qualquer editor, permitindo ao usuário a personalização do relatório.

Caso se tenha feito algum comentário no módulo *Entrada de Dados* nas diversas etapas de aquisição dos dados, os comentários serão publicados na memória de cálculo.

Saída Gráfica: de grande utilidade para o usuário é a saída gráfica, onde se exporta o desenho para qualquer programa *CAD* por intermédio de um arquivo padrão DXF. O desenho da estrutura pode ser somente unifilar ou com numeração dos nós e barras. É possível exportar-se, também, o desenho da estrutura com as posições de dimensionamento e quadro de dimensionamento.

3 O MÓDULO DE ANÁLISE

A análise do sistema **ST_SuperFrame** - análise elástica-linear - é feita pelo Método da Rigidez Direta, que é uma sistematização do Método dos Deslocamentos. Ao se estudar uma estrutura pelo Método da Rigidez, assim como em qualquer outro problema da Elasticidade Linear, três conjuntos de equações devem ser satisfeitos:

- a). Equações de Equilíbrio
- b). Equações de Compatibilidade
- c). Equações Constitutivas

As Equações de Compatibilidade relacionam as deformações com os deslocamentos nodais. Introduzindo estas relações nas Equações Constitutivas relacionam-se as forças nos extremos das barras com os deslocamentos nodais. Introduzindo-se estas últimas nas Equações de Equilíbrio, obtém-se um conjunto de equações que relacionam forças com deslocamentos nodais.

Esse conjunto de equações pode ser considerado como o sistema de equações de equilíbrio da estrutura expressas em função dos deslocamentos. A solução desse sistema - objetivo de um programa de análise - fornece os valores das incógnitas do problema: deslocamentos nodais. De posse dos deslocamentos, pode-se obter as solicitações no extremo das barras, bem como as reações nodais.

Na análise de uma estrutura pelo Método da Rigidez tem-se, basicamente, seis etapas:

- a) 1ª Etapa: *Identificação Estrutural*:
 - Coordenadas nodais
 - Conetividades dos elementos
 - Propriedades Geométricas das seções e - Constantes elásticas do material
 - Especificação dos vínculos
 - Descrição das ações

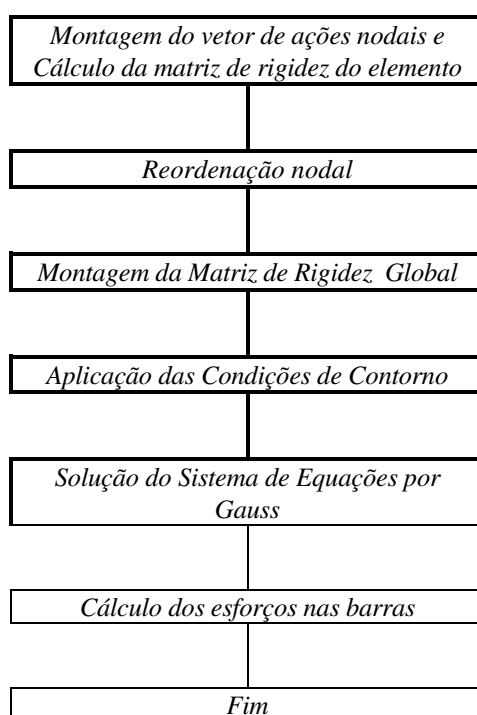
A etapa de Identificação Estrutural, denominada nesse sistema módulo *Entrada de Dados*, foi descrita no **Capítulo 2**.

- b) 2ª Etapa: *Cálculo da matriz de rigidez do elemento e do vetor das ações nodais equivalentes.*
- c) 3ª Etapa: *Montagem da matriz de rigidez da estrutura e do vetor de ações da estrutura (matriz global e vetor de ações global).*
- d) 4ª Etapa: *Introdução das condições de contorno (vinculação).*
- e) 5ª Etapa: *Solução do sistema de equações.*
- f) 6ª Etapa: *Cálculo das solicitações nos extremos das barras e das reações nodais.*

Nesse capítulo a implementação do módulo *Análise* do sistema será descrita, enfatizando-se os critérios e tópicos especiais utilizados.

3.1 IMPLEMENTAÇÃO

Para a descrição do módulo de **Análise** apresentam-se suas etapas em forma de blocodiagrama:



3.1.1 Montagem dos vetores de ações nodais

Uma característica importante do Método da Rigidez, para automação pelo computador, é a necessidade de correspondência unívoca entre os pontos de aplicação das ações e os nós onde os deslocamentos estão sendo calculados. Para elementos de pórtico, quando as ações externas estiverem aplicadas de forma distribuídas ou concentradas ao longo das barras, não há esta correspondência entre os pontos de aplicação de ações e os deslocamentos nodais. Para resolver essa situação, recorre-se à substituição das ações nas barras por um sistema de ações nodais equivalentes que satisfaçam dois critérios: primeiro que a resposta da estrutura seja a mesma que a da ação original e segundo que possa ser definida em função dos pontos nodais.

Seja uma barra de pórtico com ação distribuída, como mostra a figura 21

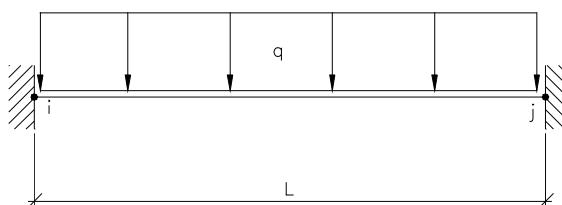


FIGURA 21- Ação distribuída

As nodais equivalentes serão:



FIGURA 22- Nodais equivalentes

Desta maneira utilizando as nodais equivalentes nos nós se terá a mesma resposta. No sistema **ST_SuperFrame** foi implementada a determinação das nodais equivalentes para vários tipos de ações:

3.1.1.1 Ações Concentradas nas barras (somente para elementos de pórticos):

a) Ação Horizontal:

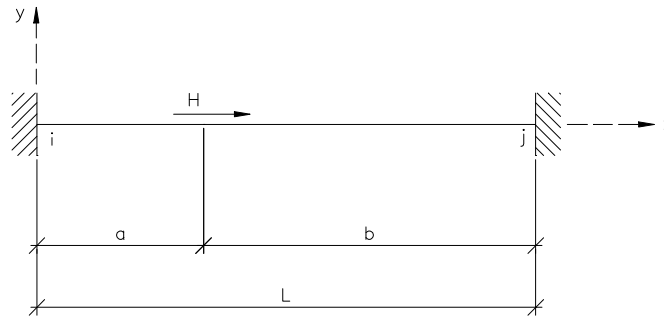


FIGURA 23 - Ação Horizontal

Nodais equivalentes:

$$\begin{aligned}
 F_{x_i} &= \frac{Hb}{L} & F_{y_i} &= 0 & M_i &= 0 \\
 F_{x_j} &= \frac{Ha}{L} & F_{y_j} &= 0 & M_j &= 0
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

b) Ação Vertical:

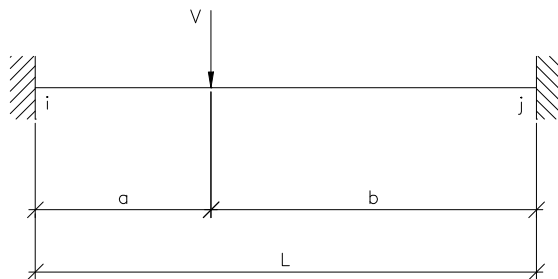


FIGURA 24 - Ação Vertical

Nodais equivalentes:

$$\begin{aligned}
 F_{x_i} &= 0 & F_{y_i} &= \frac{Vb^2(3a+b)}{L^3} & M_i &= \frac{Vab^2}{L^2} \\
 F_{x_j} &= 0 & F_{y_j} &= \frac{Va^2(a+3b)}{L^3} & M_j &= -\frac{Va^2b}{L^2}
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

c) Momento aplicado na barra:

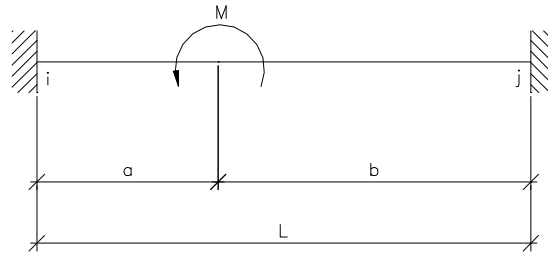


FIGURA 25- Momento na barra

Nodais equivalentes:

$$\begin{aligned}
 F_{x_i} &= 0 & F_{y_i} &= \frac{6Mab}{L^3} & M_i &= \frac{Mb}{L^2}(2a-b) \\
 F_{x_j} &= 0 & F_{y_j} &= -\frac{6Mab}{L^3} & M_j &= -\frac{Ma}{L^2}(2b-a)
 \end{aligned} \tag{3.3}$$

3.1.1.2 Ações distribuídas ao longo da barra para elementos de treliça e pórtico:

a) ação vertical distribuída uniformemente na barra

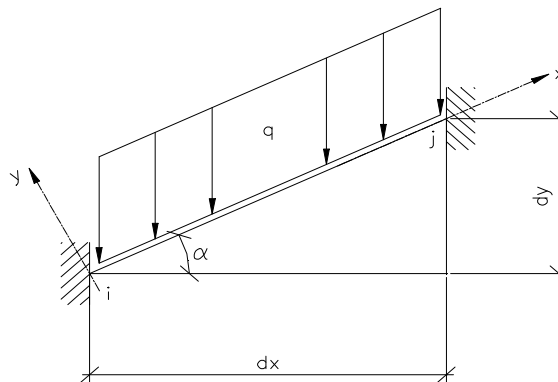


FIGURA 26- Ação vertical distribuída uniformemente na barra

Ações nodais para elemento de pórtico ficam:

$$\begin{aligned}
 F_{x_i} &= \frac{qL \sin \alpha}{2} & F_{y_i} &= \frac{qL \cos \alpha}{2} & M_i &= \frac{qL^2 \cos \alpha}{12} \\
 F_{x_j} &= F_{x_i} & F_{y_j} &= F_{y_i} & M_j &= -M_i
 \end{aligned} \tag{3.4}$$

O sistema **ST_SuperFrame** apresenta uma excelente ferramenta para elementos de treliças. Consideraram-se as ações distribuídas nas barras e o programa concentrará essas ações nos nós.

Ações nodais para elemento de treliça ficam:

$$F_{x_i} = \frac{q L \sin \alpha}{2} \quad F_{y_i} = \frac{q L \cos \alpha}{2} \quad M_i = 0$$

$$F_{x_j} = F_{x_i} \quad F_{y_j} = F_{y_i} \quad M_j = 0 \quad (3.5)$$

a) Ação vertical distribuída uniformemente em projeção vertical em toda a barra.

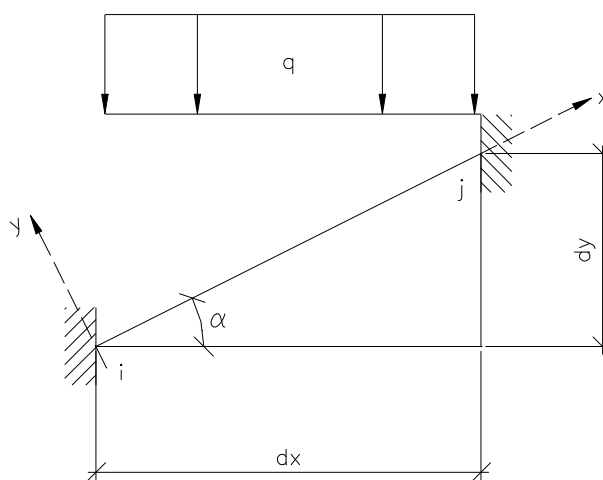


FIGURA 27- Ação vertical distribuída

Nodais equivalentes:

$$F_{x_i} = \frac{q L \sin \alpha \cos \alpha}{2} \quad F_{y_i} = \frac{q L \cos \alpha \cos \alpha}{2} \quad M_i = \frac{q L^2 \cos^2 \alpha}{12}$$

$$F_{x_j} = F_{x_i} \quad F_{y_j} = F_{y_i} \quad M_j = -M_i \quad (3.6)$$

Para elemento de treliça : $M_i = 0$ e $M_j = 0$

a) Ação uniformemente distribuída perpendicular à barra, estendendo-a por toda a barra.

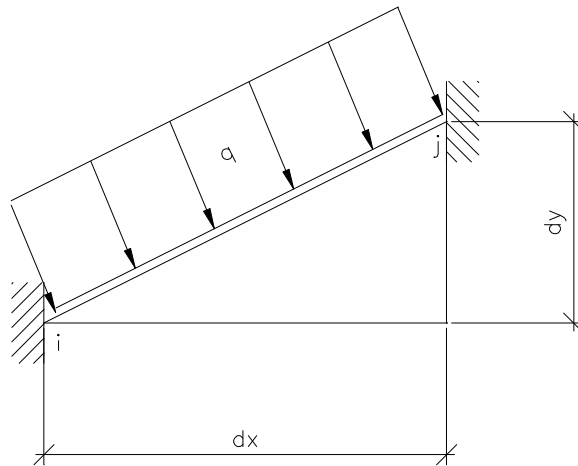


FIGURA 28- Ação uniformemente distribuída perpendicular à barra

Nodais equivalentes:

$$\begin{aligned}
 F_{x_i} &= 0 & F_{y_i} &= \frac{qL}{2} & M_i &= \frac{qL^2}{12} \\
 F_{x_j} &= 0 & F_{y_j} &= \frac{qL}{2} & M_j &= -M_i
 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Para elemento de treliça: $M_i = 0$ e $M_j = 0$

b). Ação perpendicular à barra distribuída, parcialmente ou não, com variação linear.

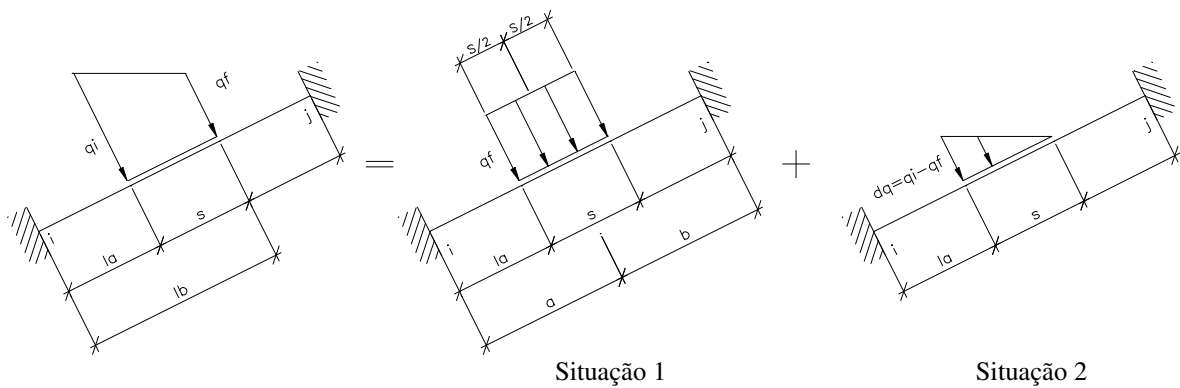


FIGURA 29- Ação distribuída parcial com variação linear

Determinação das nodais equivalentes para:

a) *Situação 1* - Ação distribuída constante:

$$M_{1i} = \frac{q_f s}{12L^2} (12ab^2 + s^2(L - 3b))$$

$$M_{1j} = -\frac{q_f s}{12L^2} (12a^2b + s^2(L - 3a)) \quad (3.8)$$

b) *Situação 2* - Ação distribuída linear:

$$a = L_a \quad b = L - L_b$$

$$M_{2i} = \frac{d_q s}{60L^2} [10b^2(3a + s) + s^2(15a + 10b + 3s) + 40abs]$$

$$M_{2j} = -\frac{d_q s}{60L^2} [10a^2(3b + s) + s^2(10a + 5b + 2s) + 20abs] \quad (3.9)$$

Assim o momento no extremo da barra devido dessa ação distribuída fica:

Para elemento de pórtico:

$$M_i = M_{1i} + M_{2i}$$

$$M_j = M_{1j} + M_{2j} \quad (3.10)$$

Para elemento de treliça:

$$M_i = 0$$

$$M_j = 0 \quad (3.11)$$

Determinação das reações:

a) *Situação 1*

$$F_{y_i} = q_f s(s/2 + b)/L$$

$$F_{y_j} = q_f s(s/2 + a)/L \quad (3.12)$$

b) *Situação 2*

$$F_{y_i}^2 = \frac{dq \frac{s}{2} \left(\frac{2}{3} s + b \right)}{L}$$

$$F_{y_j}^2 = \frac{dq \frac{s}{2} \left(\frac{1}{3} s + a \right)}{L} \tag{3.13}$$

c) *Situação 3* - Devido aos momentos na extremidade da barras

$$F_{y_i}^3 = (M_i + M_j) / L$$

$$F_{y_j}^3 = -F_{y_i}^3$$

$$F_{y_i} = F_{y_i}^1 + F_{y_i}^2 + F_{y_i}^3$$

$$F_{y_j} = F_{y_j}^1 + F_{y_j}^2 + F_{y_j}^3$$

$$F_{x_i} = 0$$

$$F_{x_j} = 0 \tag{3.14}$$

d) Ação vertical distribuída, parcialmente ou não, ao longo da barra com variação linear. Esta situação foi substituída por um modelo simplificado para ação distribuída constante:

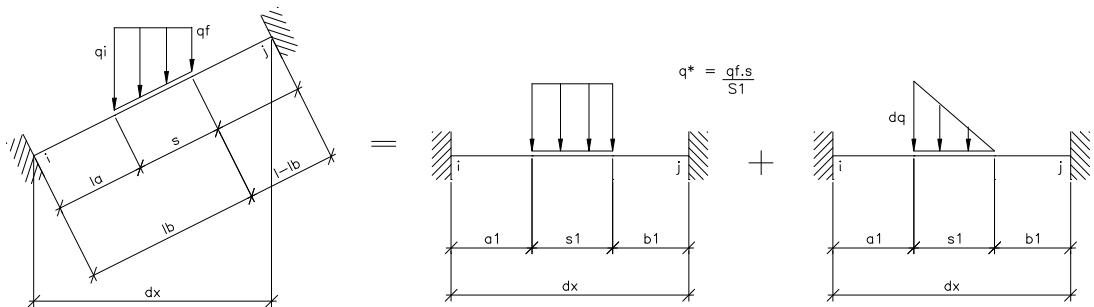


FIGURA 30 – Ação vertical distribuída parcial

$$q^* = \frac{q_f s}{s_1}$$

Situação 1

$$dq = q_i - q_f$$

Situação 2

Utilizando as expressões mostradas no item d (situação 1 e situação 2) determinam-se,

com estes modelos simplificados, as nodais equivalentes.

Para elemento de pórtico:

$$\begin{aligned} M_i &= M_{1i} + M_{2i} \\ M_j &= M_{1j} + M_{2j} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Para elemento de treliça:

$$\begin{aligned} M_i &= 0 \\ M_j &= 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

Ações nodais verticais e horizontais ao sistema de eixos locais:

$$\begin{aligned} F_x^i &= \left(q^* s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + b_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{2s_1}{3} + b_1 \right) + \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \sin \alpha \\ F_x^j &= \left(q^* s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + a_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{s_1}{3} + a_1 \right) - \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \sin \alpha \\ F_y^i &= \left(q^* s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + b_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{2s_1}{3} + b_1 \right) + \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \cos \alpha \\ F_y^j &= \left(q^* s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + a_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{s_1}{3} + a_1 \right) - \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \cos \alpha \end{aligned} \quad (3.17)$$

e) Ação vertical distribuída parcialmente ou não, em projeção vertical com variação linear. Este tipo de carregamento foi resolvido utilizando 2 modelos de ação:

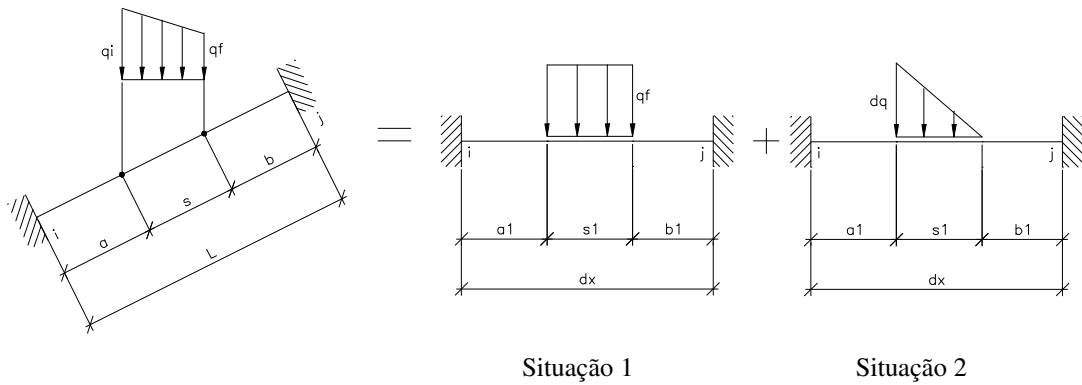


FIGURA 31- Ação vertical distribuída parcial e variável

Utilizando as expressões apresentadas no *item d* (situação 1 e situação 2) determinam-se, com estes modelos simplificados, as nodais equivalentes.

Para elemento de pórtico:

$$\begin{aligned} M_i &= M_{1i} + M_{2i} \\ M_j &= M_{1j} + M_{2j} \end{aligned} \quad (3.18)$$

Para elemento de treliça:

$$\begin{aligned} M_i &= 0 \\ M_j &= 0 \end{aligned} \quad (3.19)$$

Ações nodais verticais e horizontais ao sistema de eixos locais:

$$\begin{aligned} F_x^i &= \left(q_f s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + b_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{2s_1}{3} + b_1 \right) + \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \sin \alpha \\ F_x^j &= \left(q_f s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + a_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{s_1}{3} + a_1 \right) - \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \sin \alpha \\ F_y^i &= \left(q_f s_1 \left(\frac{\frac{s_1}{2} + b_1}{dx} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{2s_1}{3} + b_1 \right) + \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \cos \alpha \end{aligned}$$

$$F_y^j = \left(q_f s_1 \left(\frac{s_1 + a_1}{2} \right) + dq \frac{s_1}{2} \left(\frac{s_1}{3} + a_1 \right) - \left(\frac{M_i + M_j}{l} \right) \right) \cos \alpha \quad (3.20)$$

3.1.2 Reordenação Nodal

A aplicação do método da rigidez direta resulta em um sistema de equações da forma:

$$\underline{\underline{A}} = \underline{\underline{S}} \cdot \underline{\underline{D}}$$

onde:

$\underline{\underline{S}}$ é a matriz de rigidez da estrutura, quadrada, simétrica em relação a diagonal principal e apresenta características acentuadas de banda (matriz de dimensões N por N , onde N é o número de graus de liberdade total da estrutura).

$\underline{\underline{A}}$ é o vetor de termos independentes (de dimensão N).

$\underline{\underline{D}}$ é o vetor de deslocamento, incógnitas do problema.

Devido a característica da matriz de rigidez, banda e simétrica, não é necessário armazenar todos os elementos da matriz, uma vez que isto implica em tempo de processamento e, principalmente, necessidade de mais memória para armazenar toda a matriz. Basta armazenar os elementos da parte triangular superior ou inferior da matriz. Mesmo esta parte triangular pode sofrer um re-arranjo para racionalizar a ocupação de um arranjo matricial de números. Isto se consegue aproveitando a característica de banda da matriz e prevendo a sua reorganização para um arranjo bidimensional $N \times B$ onde:

B é a semi- largura de banda do sistema.

$$B = (MS + 1) NDF$$

onde:

MS é a maior diferença entre dois nós que estão unidos por uma barra.

NDF é o número de graus de liberdade por nó (caso de pórtico são três graus - deslocamento em x , deslocamento em y e a rotação).

Dependendo de como se numera os nós de uma estrutura a semi-largura de banda pode ter um tamanho maior do que o número necessário.

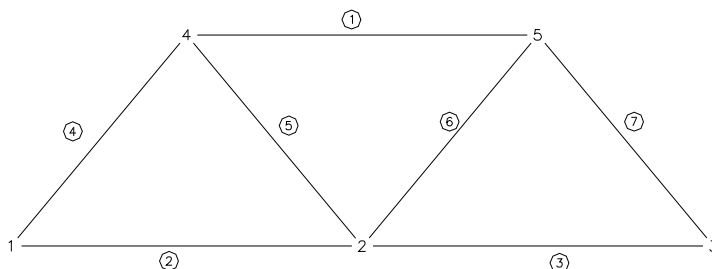


FIGURA 32- Numeração aleatória dos nós

De acordo com a figura 32 tem-se:

$$MS = 4 - 1 = 3, \quad NDF = 2, \quad B = (3 + 1) 2 = 8$$

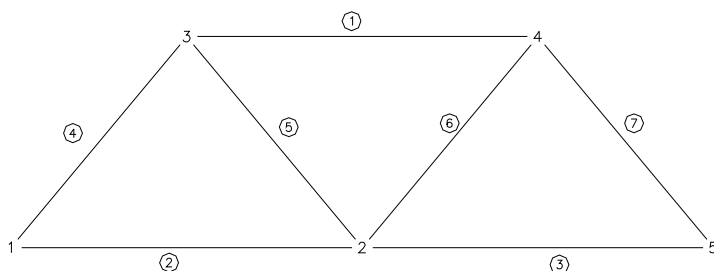


FIGURA 33- Numeração eficiente dos nós

De acordo com a figura 33 temos:

$$MS = 3 - 1 = 2$$

$$NDF = 2$$

$$B = (2 + 1) 2 = 6$$

Como foi mostrado nas figuras 32 e 33, dependendo da maneira como são numerados os nós há necessidade de mais memória para armazenar a matriz de rigidez e isto implica em um aumento do tempo de processamento. Desta maneira foi implementado no sistema **ST_SuperFrame** a reordenação dos nós de maneira que a semi-largura de banda seja a menor possível.

3.1.2.1 Descrição algoritmo de reordenação

A ordenação dos nós é feita através da geração de uma estrutura de níveis. Estes níveis são definidos em função do número de elementos que concorrem do nó da estrutura. O nó de nível um, é aquele que apresenta o menor número de elementos que concorrem a ele (não menor que um elemento). Desta maneira são definidos todos os níveis que a estrutura analisada possui, desde o menor número de elementos até o número maior de elementos que concorrem ao nó. A numeração parte do nó de número 1. Cada vez que o nó é numerado, os outros nós conectados às barras que concorrem a este nó, entram na lista FRONT (*listas de nós que estão aptos por ser numerados*). Numeram-se os nós do FRONT sempre do maior nível para o menor. Quando há mais de um nó com o mesmo nível, o desempate na numeração é feita segundo posição dos nós na conectividade do elemento que os completou.

Quando não houver mais nenhum nó no FRONT significa que todos os nós foram numerados.

No caso de se ter mais de um nó com o menor nível, o programa faz a ordenação nodal considerando todos estes nós como nós de partida para numeração e adota aquela numeração que produz a menor BANDA.

A figura 34 mostra uma treliça com 7 barras onde está indicada a numeração original de nós e elementos. Nesta estrutura tem-se 3 níveis. Os níveis são definidos como o seguinte:

- O nível 1 é composto pelo nó 1 e nó 3. (2 barras que concorrem ao nó).
- O nível 2 é composto pelo nó 5 e nó 4. (3 barras que concorrem ao nó).
- O nível 3 é composto pelo nó 2.(4 barras que concorrem ao nó).

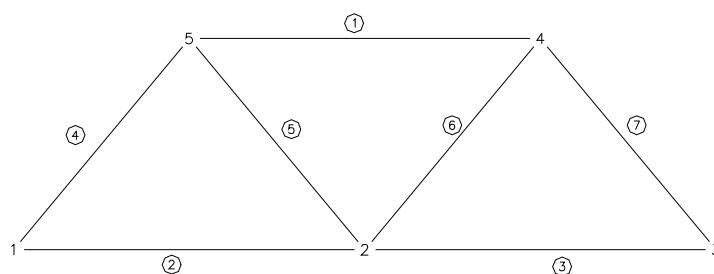


FIGURA 34 Malha com numeração original de nós e elementos.

Pode-se começar a numeração considerando o nó 1 como de partida. Os nó do FRONT ficaram o 5 e 2. Numera-se primeiro o nó 5 e depois o nó 2 porque o nó 5 está no nível inferior. Segue-se este procedimento até terminar com todos os nós numerados.

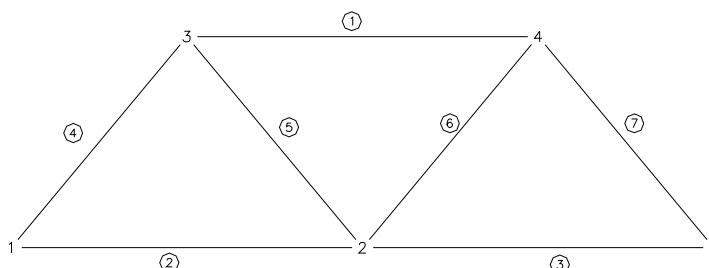
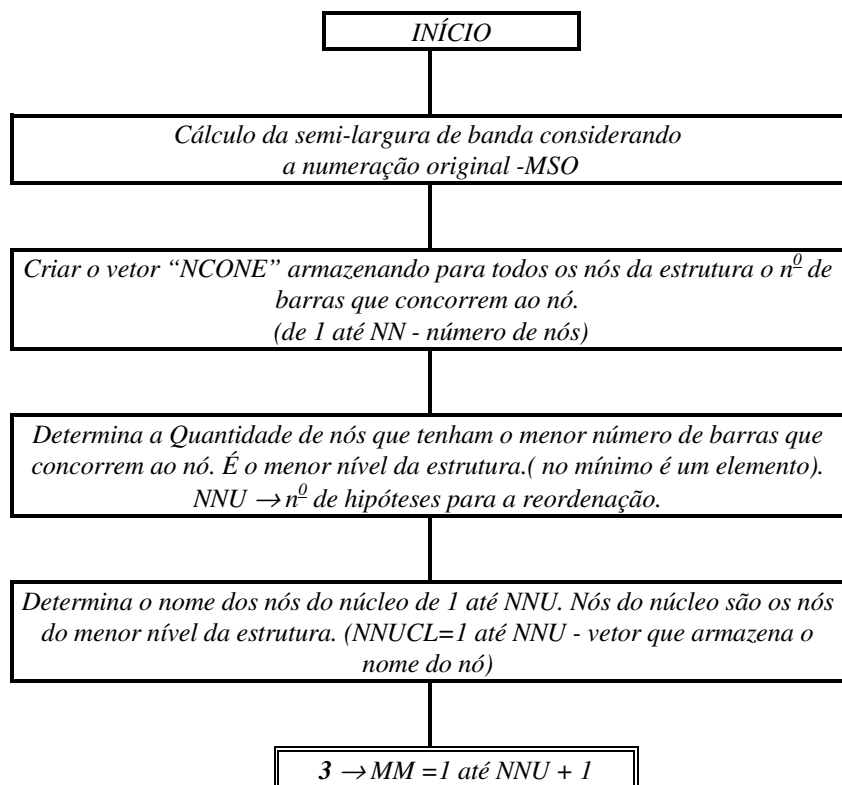


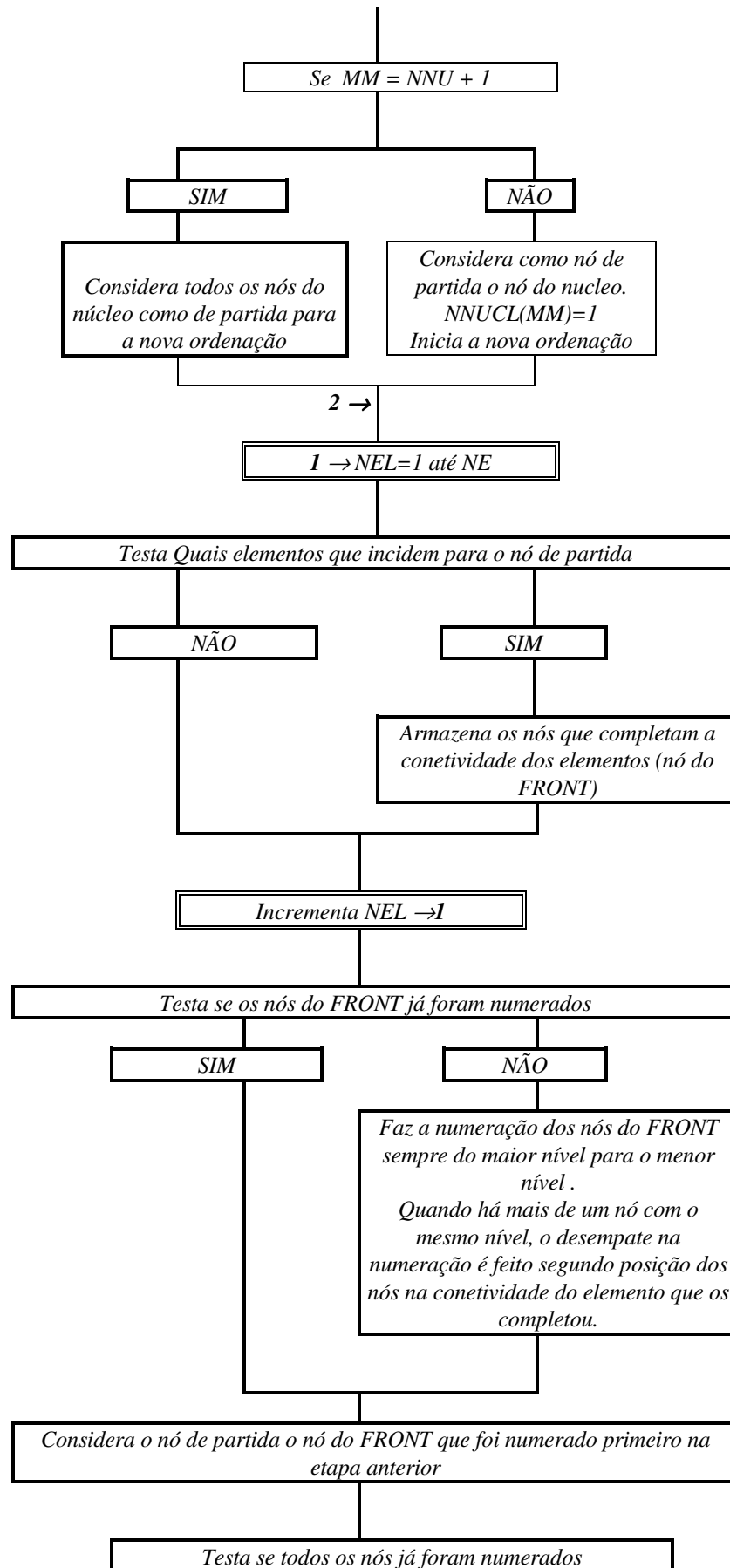
FIGURA 35- Malha com numeração alterada

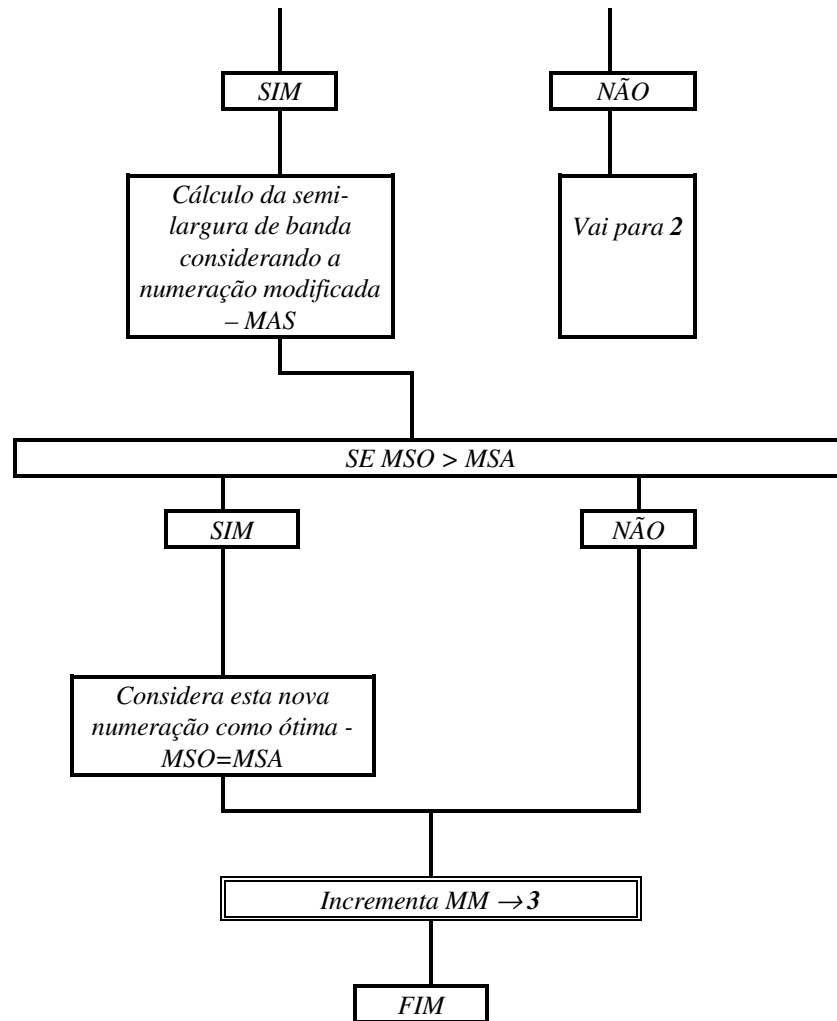
Semi-largura de banda com a numeração original- $B = (4 + 1)2 = 10$

Semi-largura de banda com a numeração alterado- $B = (3 + 1)2 = 8$

3.1.2.2 Algoritmo da Reordenação







3.1.3 Matriz de Rigidez

Originalmente os elementos da estrutura são considerados como se fossem elementos de pórticos, portanto, para montar-se a matriz de rigidez de uma barra usa-se a matriz elementar de pórtico, já em coordenadas globais:

$$\tilde{S} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36} \\ S_{41} & S_{42} & S_{43} & S_{44} & S_{45} & S_{46} \\ S_{51} & S_{52} & S_{53} & S_{54} & S_{55} & S_{56} \\ S_{61} & S_{62} & S_{63} & S_{64} & S_{65} & S_{66} \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

considerando-se: $Cx = \cos \alpha$ e $Cy = \sin \alpha$, onde

α é o ângulo de inclinação da barra com os eixos coordenados

$$\begin{aligned}
 S_{11} &= \frac{EA}{L} Cx^2 + \frac{12EI}{L^3} Cy^2 & S_{12} &= \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) CxCy \\
 S_{13} &= -\frac{6EI}{L^2} Cy & S_{14} &= -\left(\frac{EA}{L} Cx^2 + \frac{12EI}{L^3} Cy^2 \right) \\
 S_{15} &= -\left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^2} \right) CxCy & S_{16} &= -\frac{6EI}{L^2} \\
 S_{22} &= \left(\frac{EA}{L} Cy^2 + \frac{12EI}{L^2} Cx^2 \right) & S_{23} &= \frac{6EI}{L^2} Cx \\
 S_{21} &= S_{12} & S_{24} &= -S_{12} \\
 S_{25} &= -S_{22} & S_{26} &= \frac{6EI}{L^2} Cx \\
 S_{31} &= S_{13} & S_{32} &= S_{23} \\
 S_{33} &= \frac{4EI}{L} & S_{34} &= \frac{6EI}{L^2} Cy \\
 S_{35} &= -\frac{6EI}{L^2} Cx & S_{36} &= \frac{2EI}{L} \\
 S_{41} &= S_{14} & S_{42} &= S_{24} \\
 S_{43} &= S_{34} & S_{44} &= S_{11} \\
 S_{45} &= S_{15} & S_{46} &= \frac{6EI}{L^2} Cy \\
 S_{51} &= S_{15} & S_{52} &= S_{25} \\
 S_{53} &= S_{35} & S_{54} &= S_{45} \\
 S_{55} &= S_{22} & S_{56} &= -S_{13} \\
 S_{61} &= S_{16} & S_{62} &= S_{26} \\
 S_{63} &= S_{36} & S_{64} &= S_{46} \\
 S_{65} &= S_{56} & S_{66} &= S_{33}
 \end{aligned} \tag{3.22}$$

Ao montar a matriz de rigidez da estrutura o módulo **Análise** identifica os elementos de treliça e, nesse caso, monta a matriz de rigidez desse elemento considerando sua inércia nula

($I=0$) atribuindo aos elementos S_{33} e S_{66} iguais a 1.

$$\underline{S} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 & S_{14} & S_{15} & 0 \\ S_{21} & S_{22} & 0 & S_{24} & S_{25} & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ S_{41} & S_{42} & 0 & S_{44} & S_{45} & 0 \\ S_{51} & S_{52} & 0 & S_{54} & S_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

onde:

$$\begin{aligned} S_{11} = S_{44} &= \frac{EA}{L} Cx^2 & S_{12} = S_{21} &= \frac{EA}{L} CxCy \\ S_{14} = S_{41} &= -S_{11} & S_{15} = S_{51} &= -S_{12} \\ S_{15} = S_{51} &= -S_{12} & S_{22} = S_{55} &= \frac{EA}{L} Cy^2 \\ S_{24} = S_{42} &= -S_{12} & S_{25} = S_{52} &= -S_{22} \end{aligned} \quad (3.24)$$

Desta maneira pode-se montar matrizes de rigidez só de barras de pórticos, só barras de treliças, e de estruturas que contenham barras de treliça e de pórticos.

3.1.4 Aplicação das condições de contorno

O sistema de equações montado é do tipo $\underline{A} = \underline{S} \cdot \underline{D}$ e é indeterminado, pois a matriz de rigidez \underline{S} é singular. Essa singularidade ocorre porque ao se ter montado a matriz de rigidez ainda não se vinculou a estrutura com o meio exterior. A introdução das condições de contorno vem retirar essa singularidade, desde que o número de restrições nodais anulem o movimento de corpo rígido da estrutura. O conhecimento de determinados deslocamentos nodais diminui o número de incógnitas, tornando desnecessárias as equações correspondentes a esses deslocamentos. A eliminação da equação de um deslocamento implicaria na destruição da banda da matriz, bem como exigiria um re-arranjo das incógnitas do problema. O artifício usado,

normalmente, para introduzir um deslocamento conhecido na direção i , consiste em tornar o elemento da diagonal principal dessa linha i igual a 1 e anular as restantes posições da linha e coluna i . Além disso deve ser colocado o valor do deslocamento conhecido d_i na posição anteriormente ocupada por a_i , assim como passar para o vetor A os coeficientes $S_{ji} d_i$ com sinal trocado. Este procedimento está mostrado no sistema de equações a seguir:

$$\begin{array}{c}
 \left| \begin{array}{c} a_1 \\ a_2 \\ \dots \\ \dots \\ a_i \\ \dots \\ \dots \\ a_{n-1} \\ a_n \end{array} \right| = \begin{array}{c} \left| \begin{array}{cccccc} S_{11} & S_{12} & \dots & S_{1i} & \dots & S_{1n-1} & S_{1n} \\ S_{21} & S_{22} & \dots & S_{2i} & \dots & S_{2n-1} & S_{2n} \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ S_{i1} & S_{i2} & \dots & S_{ii} & \dots & S_{in-1} & S_{in} \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ S_{n-11} & S_{n-12} & & S_{n-1i} & & S_{n-1n-1} & S_{n-1n} \\ S_{n1} & S_{n2} & & S_{ni} & & S_{nn-1} & S_{nn} \end{array} \right| \cdot \left| \begin{array}{c} d_1 \\ d_2 \\ \dots \\ \dots \\ d_i \\ \dots \\ \dots \\ d_{n-1} \\ d_n \end{array} \right|
 \end{array} \quad (3.25)$$

O sistema de equações fica alterado como:

$$\begin{array}{c}
 \left| \begin{array}{c} a_1 - S_{1i} d_i \\ a_2 - S_{2i} d_i \\ \dots \\ \dots \\ d_i \\ \dots \\ \dots \\ a_{n-1} - S_{n-1i} d_i \\ a_n - S_{ni} d_i \end{array} \right| = \begin{array}{c} \left| \begin{array}{cccccc} S_{11} & S_{12} & \dots & 0 & \dots & S_{1n-1} & S_{1n} \\ S_{21} & S_{22} & \dots & 0 & \dots & S_{2n-1} & S_{2n} \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 1 & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots & \dots \\ S_{n-11} & S_{n-12} & & 0 & & S_{n-1n-1} & S_{n-1n} \\ S_{n1} & S_{n2} & & 0 & & S_{nn-1} & S_{nn} \end{array} \right| \cdot \left| \begin{array}{c} d_1 \\ d_2 \\ \dots \\ \dots \\ d_i \\ \dots \\ \dots \\ d_{n-1} \\ d_n \end{array} \right|
 \end{array} \quad (3.26)$$

Pelo sistema de equações vemos que a incógnita i fica reduzida a $d_i = Id_i$ e nas demais equações o efeito do deslocamento conhecido entra diretamente no vetor de termos independentes.

Como caso particular, quando o deslocamento d_i for nulo, isto é, quando houver impedimento na direção i , o sistema fica da seguinte forma:

$$\begin{array}{c}
 a_1 \\
 a_2 \\
 \dots \\
 \dots \\
 d_i \\
 \dots \\
 \dots \\
 a_{n-1} \\
 a_n
 \end{array}
 \left| \begin{array}{c}
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \end{array} \right.
 =
 \begin{array}{c}
 S_{11} \quad S_{12} \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad S_{1n-1} \quad S_{1n} \\
 S_{21} \quad S_{22} \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad S_{2n-1} \quad S_{2n} \\
 \dots \\
 \dots \\
 0 \quad 0 \quad \dots \quad 1 \quad \dots \quad 0 \quad 0 \\
 \dots \\
 \dots \\
 S_{n-1 \ 1} \quad S_{n-1 \ 2} \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad S_{n-1 \ n-1} \quad S_{n-1 \ n} \\
 S_{n \ 1} \quad S_{n \ 2} \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad S_{n \ n-1} \quad S_{n \ n}
 \end{array}
 \left| \begin{array}{c}
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \end{array} \right.
 \cdot
 \begin{array}{c}
 d_1 \\
 d_2 \\
 \dots \\
 \dots \\
 d_i \\
 \dots \\
 \dots \\
 d_{n-1} \\
 D_n
 \end{array}
 \quad (3.27)$$

3.1.4.1 Apoios Elásticos

No caso de apoio elástico numa determinada direção i basta introduzir na equação de equilíbrio do nó i a força correspondente que se instala no apoio elástico.

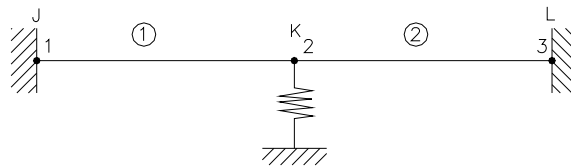


FIGURA 36 – Estrutura com apoio elástico

A equação do nó 2 da figura 36 é:

$$A_2 = S_{21}^1 D_1 + (S_{22}^1 + S_{22}^2) D_2 + S_{23}^2 D_3 \quad (3.28)$$

A força na mola é:

$$F_{MOLA} = K D_2$$

Onde K é a rigidez da mola e D_2 é o deslocamento do nó 2

A equação do nó 2 na estrutura indicada fica:

$$\begin{aligned}
 A_2 - K D_2 &= S_{21}^1 D_1 + (S_{22}^1 + S_{22}^2) D_2 + S_{23}^2 D_3 \\
 A_2 &= S_{21}^1 D_1 + (S_{22}^1 + S_{22}^2 + K) D_2 + S_{23}^2 D_3
 \end{aligned}
 \quad (3.29)$$

Deste modo, conclui-se que os apoios elásticos são considerados, somente o termo correspondente da diagonal da matriz de rigidez da estrutura, a constante elástica do apoio.

3.1.5 Solução do Sistema de Equações

Uma vez introduzidas as condições de contorno no sistema de equações pode-se resolvê-lo. No sistema **ST_SuperFrame** foi implementada a solução pelo método de GAUSS, por meio

da rotina *SLSBI* (Brebbia, C.A. & Ferrante, A.J., 1978; Santos, M.I.G. & Klein, S.P., 1984) que leva em conta as peculiaridades da matriz de rigidez de ser simétrica e banda.

3.1.6 Cálculo das Solicitações nos extremos das barras

A equação matricial de uma barra m , de conectividades i, j , expressa por partições nodais é dada por:

$$\begin{aligned} F_i^m &= S_{ii}^m + D_i + S_{ij}^m D_j + A l_i^m \\ F_j^m &= S_{ji}^m + D_j + S_{jj}^m D_j + A l_j^m \end{aligned} \quad (3.30)$$

Os deslocamentos D_i e D_j são retirados do vetor que contém os deslocamentos nodais da estrutura, obtidos da solução do sistema de equações. As partições nodais da matriz de rigidez da barra m e o vetor de reações de engastamento de cada barra serão recalculados para obter-se as solicitações de extremo de barra F_i^m e F_j^m .

As solicitações nas barras, devem ser referidas ao sistema local de coordenadas, já que desta forma se terão as forças axiais, cortantes e momentos. Para isto deve-se proceder uma rotação das solicitações obtidas nas equações anteriores, desta forma:

$$\begin{aligned} F_i^{m,L} &= R \times F_i^m \\ F_j^{m,L} &= R \times F_j^m \end{aligned} \quad (3.31)$$

4 DIMENSIONAMENTO

4.1 INTRODUÇÃO

Nesse capítulo apresentam-se as expressões utilizadas nas rotinas implementadas de verificação dos perfis submetidos à tração/compressão e à flexo-compressão.

4.1.1 Barras Comprimidas

Um perfil de aço comprimido entra em colapso, dependendo do tipo de sua seção, espessura de suas paredes e do seu comprimento, por:

a) Escoamento

Só ocorre quando a esbeltez é pequena e em perfis constituídos de paredes grossas que não flambarão, quando comprimidas.

b) Flambagem local

Para que ocorra Flambagem Local pura a barra deve ter esbeltez pequena (por volta de 20 ou menor) e a relação largura/espessura das paredes grande.

c) Flambagem global

A flambagem global pode ser:

- *Flambagem por Flexão*: uma secção qualquer se translada da sua posição original para a posição deformada. Seções com dupla simetria flambam por flexão.

- *Flambagem por Torção*: o perfil rota em torno de seu eixo, sem contudo se transladar. Seções com dupla simetria em forma de cruz estão sujeitas a flambagem por torção.

- *Flambagem por Flexo-Compressão*: onde as seções do perfil se transladam e rotam. Perfis com um ou nenhum eixo de simetria flambam por flexo-compressão.

As falhas por Escoamento ou por Flambagem Local pura dificilmente ocorrerão isoladas nos perfis normalmente empregados na construção metálica, e as falhas por Flambagem Global terão componentes de Flambagem Local e Escoamento.

4.1.2 Viga-coluna

Um elemento estrutural que suporta forças axiais de compressão ao mesmo tempo que é submetido à flexão, é conhecido como viga-coluna. Essa é uma solicitação típica de elementos de pórtico plano e espacial. O estudo das vigas-colunas envolve características, já conhecidas, do estudo de *vigas* (flexão) e do estudo de *barras comprimidas* (colunas), entretanto seu comportamento é diverso do comportamento de *vigas* e de *colunas*. Numa viga-coluna a força máxima de compressão admissível é menor que a máxima de uma coluna, e o momento máximo suportado pela viga-coluna é menor que o momento máximo suportado por uma viga.

Nas vigas-colunas os deslocamentos transversais, devidos à flexão, são ampliados pelo efeito da força normal, o que caracteriza o conhecido efeito de 2ª ordem. Nas vigas-colunas observam-se as seguintes tipos de ruína, que deverão ser considerados no dimensionamento:

- a) Tração com Flexão: falha, geralmente, por escoamento;
- b) Compressão com Flexão em torno de um eixo de simetria: ocorre colapso no plano de flexão devido às deformações excessivas de flexão (sem torção).
- c) Compressão com Flexão em torno do eixo de maior inércia: ocorre instabilidade lateral com torção.

4.2 COMPRESSÃO: ROTINAS DE VERIFICAÇÃO

4.2.1 Perfis de Chapa Dobrada

4.2.1.1 Flambagem Local

A flambagem local das paredes dos perfis será considerada aplicando-se o conceito de largura efetiva (b) proposto por VON KÁRMÁN (Von Kármán, T et all, 1932).

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.1)$$

onde a *Largura Efetiva* de uma parede comprimida é uma largura de parede fictícia, considerada reduzida para efeito de cálculo. Inúmeros ensaios realizados por WINTER (Winter, G., 1947) e uma experiência de vários anos corrigiram a expressão teórica de VON KÁRMÁN, já considerando uma tensão máxima f_{\max} no lugar da tensão de escoamento, para:

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0.415 \frac{t}{w} \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (4.2)$$

Sabe-se que a tensão crítica (f_{cr}) de uma placa quadrada comprimida é dada por:

$$f_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{w}{t}\right)^2} \quad (4.3)$$

onde k é o coeficiente de flambagem da placa, igual a 4 para placas apoiadas em todo o seu contorno. Operando-se, dividindo-se a expressão por f_{\max} e aplicando-se o operador raiz quadrada obtém-se:

$$\sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} = \frac{1.9}{w/t} \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \quad \text{ou ainda} \quad \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} = \frac{1}{1.9} \frac{w}{t} \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \quad (4.4)$$

Substituindo-se essa última em (4.2) vem:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \left(1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (4.5)$$

Define-se ρ como *coeficiente redutor* sendo $\rho = \frac{b}{w}$

Chamando de *fator de esbeltez* $\lambda = \sqrt{\frac{f_{\max}}{f_{cr}}}$ pode-se escrever:

$$\rho = \left(1 - 0.22/\lambda\right) / \lambda \quad (4.6)$$

Considerando-se a expressão (4.3) pode-se escrever

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{\max}}{k\pi^2 E / [12(1-\nu^2)(w/t)^2]}}$$

Substituindo-se os valores numéricos e organizando-se vem:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \frac{w}{t} \sqrt{\frac{f_{\max}}{E}} \quad (4.7)$$

As expressões (4.6) e (4.7) foram adotadas pela AISI/96 (American Iron and Steel Institute, 1996) e encontram-se implementadas, no módulo **Dimensionamento**, para o cálculo da largura efetiva b , adotando-se:

- $k = 4$ para paredes enrijecidas
- $k = 0.43$ para paredes não enrijecidas.
- f_{\max} é o valor da tensão máxima admitida no perfil

A largura efetiva será calculada por $b = \rho w$

Sendo w a largura da parede considerada e $\rho = f(\lambda)$

Quando $\lambda \leq 0.673$ então $\rho = 1.0$

Quando $\lambda > 0.673$ então $\rho = \left(1 - 0.22/\lambda\right) / \lambda \quad (4.8)$

4.2.1.2 Flambagem Global

Na implementação do programa, seguiu-se o mesmo caminhamento para todos os perfis na determinação da suas resistências de cálculo a compressão:

- a). Cálculo das características geométricas do perfil: pelo método linear (também conhecido por método da linha média).
- b). Determinação da esbeltez máxima, que governará a flambagem
- c). Aplicação das recomendações de norma
 - Cálculo da tensão de flambagem elástica F_e .

Para todos os perfis determina-se a tensão de Euler $\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}^2}$ (4.9)

Para os perfis sujeitos só a flambagem por flexão $F_e = \sigma_e$

Para os perfis sujeitos a flambagem por torção ou flexo- torção F_e será o menor valor entre σ_e e a tensão de flambagem elástica por flexo-torção dada por

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (4.10)$$

onde :

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \quad (4.10a)$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2} \text{ tensão de Euler: flambagem em torno do eixo } X \quad (4.10b)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0} \left[G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} \right] \text{ tensão de flambagem torsional} \quad (4.10c)$$

sendo J a constante de torção uniforme,

C_w a constante de empenamento,

$K_z L_z$ o comprimento de flambagem torsional.

- Cálculo da tensão F_n de flambagem elástica ou de flambagem inelástica:

Para a determinação de F_n a norma AISI/96 (American Iron and Steel Institute, 1996) adotou expressões que resultaram de cuidadosos estudos conduzidos por RASMUSSEN (Rasmussen, K.J.R., 1994) na Universidade de Sydney

$$\text{Seja o parametro de esbeltez } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{então} \quad F_n = \left(0.658 \lambda_c^2 \right) F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{então} \quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (4.11)$$

- Cálculo da área efetiva A_e

A area efetiva é calculada aplicando-se o procedimentos para cálculo da largura efetiva considerando-se $f_{\max} = F_n$ na expressão (4.7) calculam-se as larguras

efetivas de cada parede, estabelecendo $L_{ret} = \sum (w_i - b_i)$

A área a retirar será: $A_{ret} = t L_{ret}$ e, finalmente, a área efetiva $A_e = A - A_{ret}$

- Cálculo de ϕP_n : resistencia de cálculo de um perfil comprimido:

A resistencia de cálculo $\phi P_n = 0.85 P_n$ onde P_n será o menor valor entre:

- P_n devido à flambagem global: $P_n = A_e F_n$ (4.12)

- P_n devido à flambagem local: para perfis com paredes não enrijecidas, onde

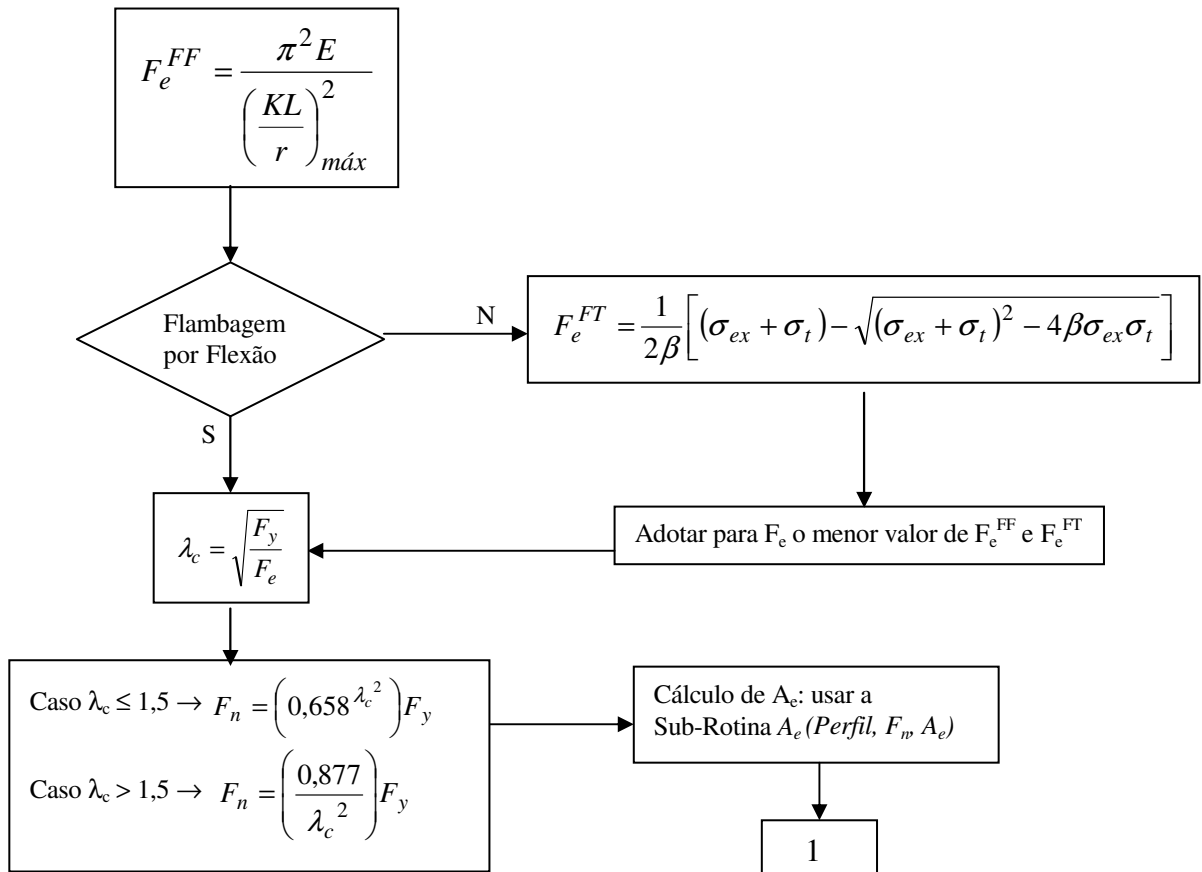
$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25.7 \left(\frac{w}{t} \right)^2} \text{ onde } w \text{ é a largura da maior parede não enrijecida} \quad (4.13)$$

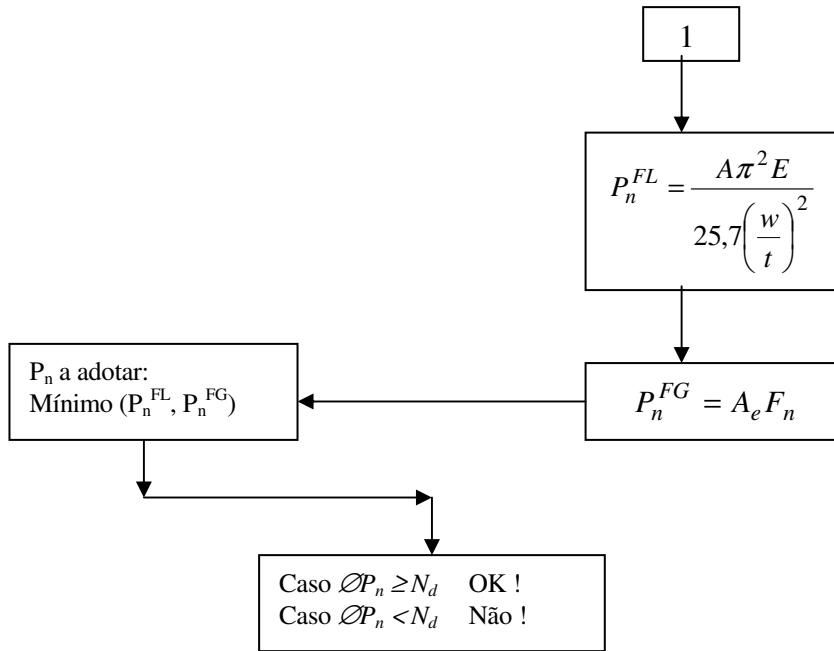
4.2.1.3 Fluxograma do procedimento para barras comprimidas

Dados: Perfil, F_y , N_d , $K_x L_x$, $K_y L_y$ **Calcular:** ϕP_n e comparar com N_d

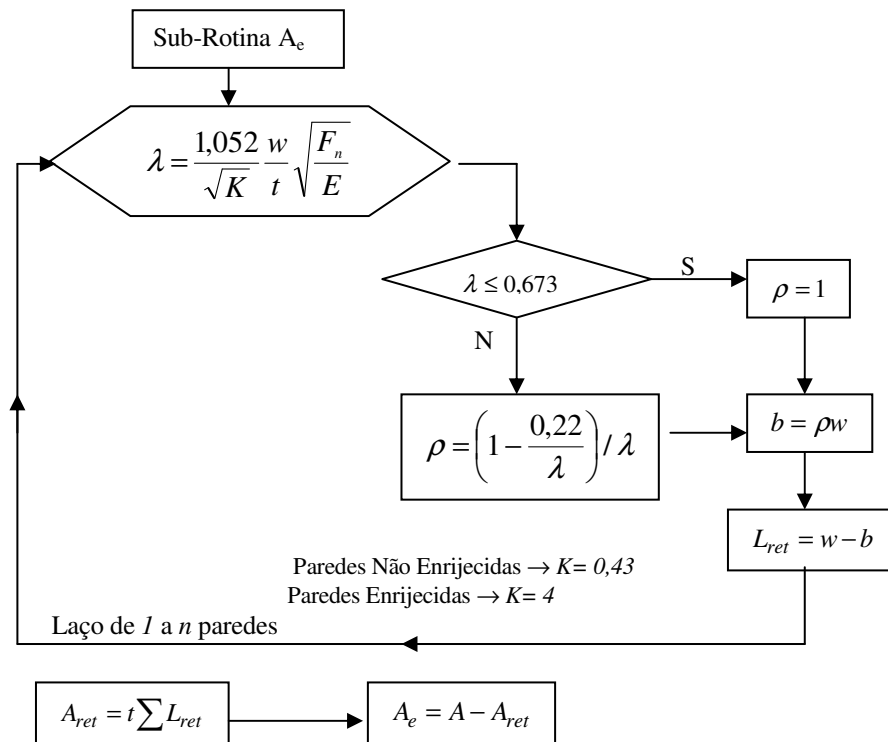
a) Calcular todas as características geométricas do perfil

b) Determinar esbeltez máxima: $\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}$





Cálculo da Área Efetiva:



4.2.2 Perfis Laminados

Para a verificação dos perfis laminados/soldados utilizou-se as recomendações da NB8800/86(ABNT, 1986) itens 5.3.4.: *Flambagem por Flexão*, Anexo E: *Consideração da Flambagem Local na Flambagem Global* e Anexo J: *Flambagem por Flexo-Torção*.

Foram implementados perfis cantoneiras de abas iguais padrão americano, simples e compostos, e o perfil I soldado. Nos procedimentos de verificação de perfis laminados comprimidos se deverá considerar, também, a flambagem local e a flambagem global.

4.2.2.1 Flambagem Local

A flambagem local das paredes esbeltas será levada em conta por meio de um fator de forma Q que considera a influência da flambagem local na flambagem global.

O fator de forma Q será o produto de Q_s Q_a onde Q_s é o fator de influência de paredes comprimidas não enrijecidas - função de uma relação de tensões - e Q_a é o fator de influência de paredes comprimidas enrijecidas - função da relação entre a área efetiva do perfil e sua área total.

Para os perfis cantoneiras - compostos por paredes comprimidas não enrijecidas - o fator de forma Q_s será:

$$\begin{aligned} \text{Para } 0.44 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{então } Q_s &= 1.34 - 0.77 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ \text{Para } \frac{b}{t} > 0.9 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{então } Q_s &= \frac{0.52E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \end{aligned} \quad (4.14)$$

onde b é a largura da aba da cantoneira e t sua espessura média.

Q será igual a Q_s para os perfis cantoneiras, pois Q_a será considerado igual a 1.

Para os perfis I - composto por paredes enrijecidas e não enrijecidas - o fator de influência será:

a) Mesas: sendo b a semi-largura da mesa e t sua espessura

$$\begin{aligned} \text{Para } 0.55\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.02\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ então } Q_s &= 1.42 - 0.76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ \text{Para } \frac{b}{t} > 1.02\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ então } Q_s &= \frac{0.67E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \end{aligned} \quad (4.15)$$

b) Alma: sendo b a largura real da alma, t sua espessura e b_{ef} a largura efetiva da alma

$$b_{ef} = 797 \frac{t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{140}{\frac{b}{t}\sqrt{f}} \right) \leq b \quad (4.16)$$

onde f é a tensão de cálculo na alma (em MPa).

f deverá ser obtida aproximações sucessivas dividindo-se a força normal de compressão (de cálculo) pela área efetiva do perfil determinada por $A_{ef} = A - A_{ret}$.

onde A é área do perfil e A_{ret} é dada por: $A_{ret} = t \sum (b - bef)$

O fator de influencia da alma será $Q_a = A_{ef} / A$ (4.17)

O fator Q do perfil, finalmente, será $Q = Q_s Q_a$ (4.18)

4.2.2.2 Flambagem Global

Intensas pesquisas realizadas pelo CECM (Convenção Européia da Construção Metálica), testando diversos tipos de perfis e qualidades de aços, conduziram a traçagem das curvas que relacionam *Tensão/Esbeltez* que foram adotadas pela norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 1986).

A resistencia de cálculo $\phi_c N_n$ de um perfil laminado comprimido é calculada por:

$$\phi_c N_n = \phi_c \rho Q A_g f_y \quad (4.19)$$

onde

ϕ_c é o coeficiente de resistência e vale 0,90

ρ é uma tensão normalizada função de uma esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ que vale:

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K L}{r} \right)_{\max} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} \quad (4.20)$$

Para permitir a automação do processo foi procedido um ajuste de curvas, que resultou no parâmetro:

$$\beta = \frac{1}{2 \bar{\lambda}^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0.04} + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.21)$$

onde α o coeficiente de ajuste das equações e vale:

$\alpha = 0.384$ para perfis cantoneiras

$\alpha = 0.281$ para perfis I com flambagem em torno de X

$\alpha = 0.384$ para perfis I com flambagem em torno de Y

$$\text{Por sua vez } \rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad (4.22)$$

Quando o perfil comprimido tiver um só eixo de simetria (caso de flambagem por flexo-torção), o procedimento para cálculo de $\phi_c N_n$ é o mesmo apresentado exceto para a determinação de $\bar{\lambda}$ que será:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Q f_y}{f_e}} \quad (4.23)$$

onde f_e é a tensão crítica de flambagem elástica por flexão, torção ou flexo-torção e valerá o menor valor entre:

$$f_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2} \quad (4.24)$$

$$f_{eyz} = \frac{f_{ey} + f_{ez}}{2 H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 f_{ey} f_{ez} H}{(f_{ey} + f_{ez})^2}} \right] \quad (4.25)$$

onde

$$H = 1 - \frac{y_0^2}{x_0^2} \quad (4.26)$$

x_0 e y_0 coordenadas do centro de corte em relação ao baricentro

$$f_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \text{ tensão de Euler: flambagem em torno do eixo de simetria} \quad (4.27)$$

$$f_{ez} = \frac{1}{A r_0^2} \left(G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} \right) \quad (4.28)$$

$$r_0 = \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A}} \quad (4.29)$$

onde

J e C_w são as constantes de torção uniforme e de empenamento respectivamente,

$K_x L_x$, $K_y L_y$ são os comprimentos de flambagem em torno dos eixos X e Y .

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem torsional, já apresentado na expressão (4.10c)

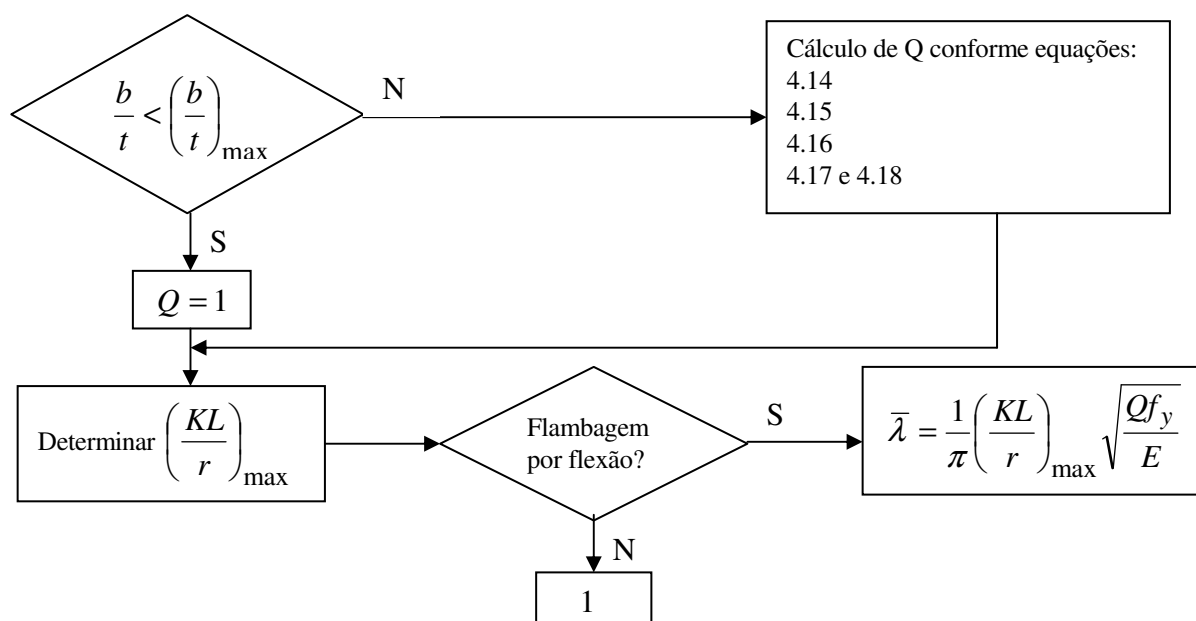
Como critério interno ao programa adotou-se, tanto nesse caso como para os perfis de chapa dobrada, $K_z = 1$ e L_z igual ao comprimento da barra.

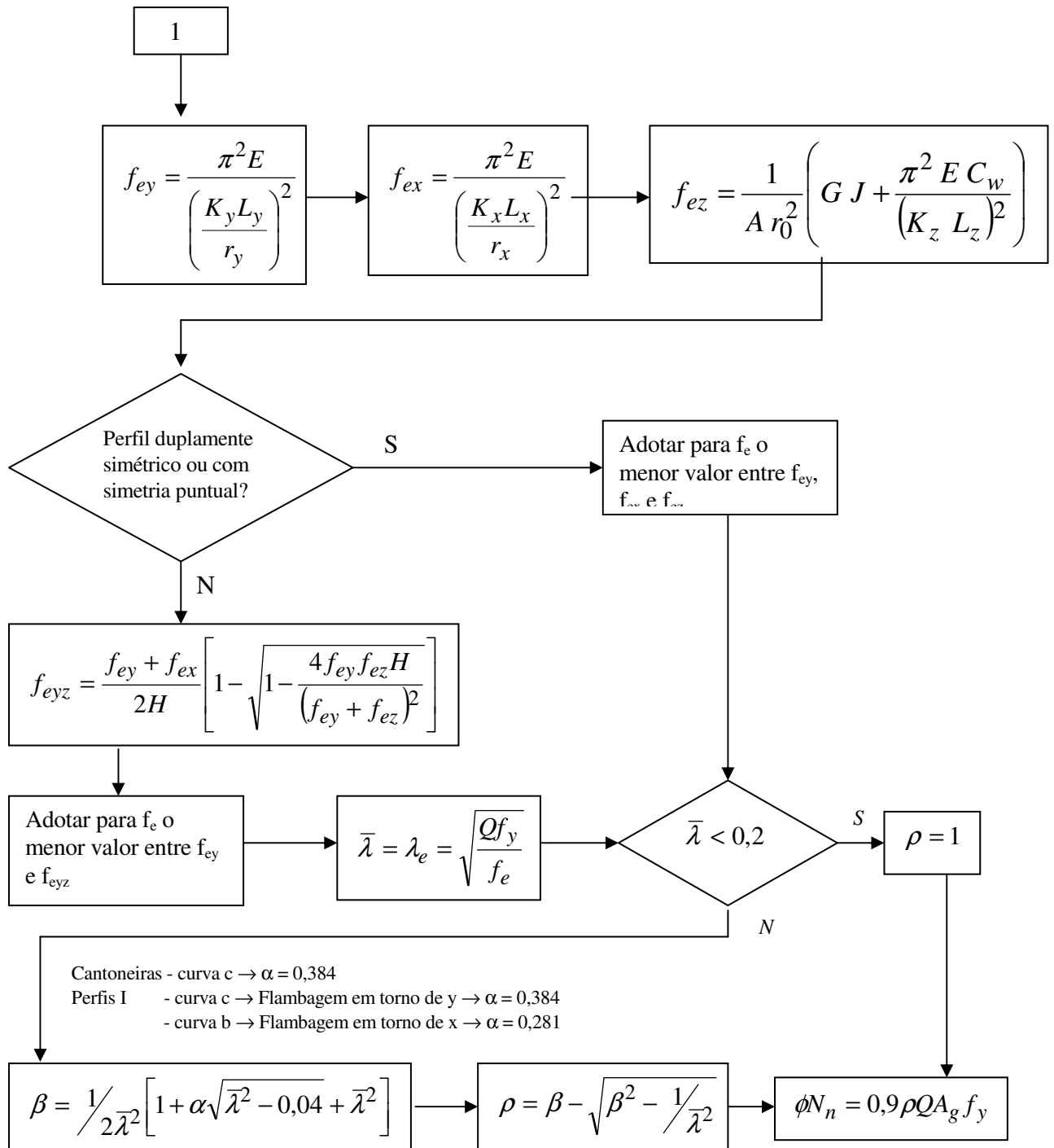
4.2.2.3 Fluxograma dos procedimentos para barras comprimidas

Dados: Perfil, F_y , N_d , $K_x L_x$, $K_y L_y$ **Calcular:** ϕN_n

Marcha de cálculo:

a) Calcular as características dos perfis ou obter de uma tabela de perfis





4.2.3 Perfis Compostos - Dobrados e Laminados

Dois ou mais perfis, unidos entre si por meio de uma ligação não contínua - solda ou travejamento em quadro ou em treliça - que trabalham como se fossem um só perfil são conhecidos por *Perfis Compostos*.

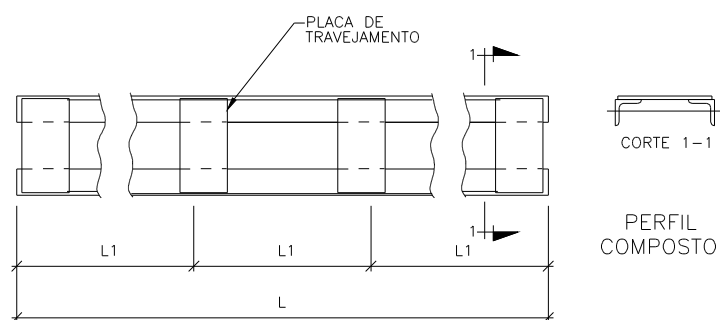


FIGURA 37 – Perfil Composto

Para a determinação da resistência de cálculo dos perfis compostos devem-se verificar:

a) Flambagem do perfil isolado.

O perfil isolado - um dos perfis que formam o perfil composto - flamba, em torno do seu eixo de menor inércia, tendo como comprimento de flambagem a distância entre elementos de travessamento “ L_i ”.

No caso do perfil isolado, deve-se considerar, também, a flambagem local da maior parede não enrijecida. A resistência final de cálculo será a menor: entre a flambagem global do perfil isolado e a flambagem local de uma de suas paredes.

b) Flambagem global do perfil composto

O perfil composto criado terá 2 eixos principais de inércia. Um dos eixos será paralelo ao(s) plano(s) de travessamento e o outro eixo perpendicular.

É costume compor-se os perfis de tal maneira que se traveje planos paralelos ao eixo de maior inércia. Assim será obtido um perfil com inércia bem aumentada em torno do eixo paralelo ao de menor inércia dos perfis simples.

A inércia desse perfil, em torno do eixo paralelo aos planos de travessamento, será determinada somando as inércias de cada perfil isoladamente. (É claro que é caso de simples soma se o eixo principal da composição coincidir com o eixo principal do perfil isolado; caso contrário se deverá obter a inércia da composição por Steiner.)

A inércia do perfil composto em torno do outro eixo principal, perpendicular ao plano de travessamento, terá um valor intermediário entre a inércia que se calcula por Steiner e a que se avalia considerando os dois perfis isolados.

Os elementos de travessamento, por serem descontínuos, não oferecem uma união tão

eficiente como uma ligação contínua entre os perfis, e essa deficiência deve ser considerada na avaliação dessa inércia ou esbeltez como orientam as normas.

Adotou-se, no programa, o procedimento da norma NB14/68 (ABNT, 1968) que é uma adaptação da norma DIN4114 (Deutsche Industrie Normen, 1952), considerando-se somente o caso de travejamento em quadro.

Supondo-se que o eixo perpendicular ao plano de travejamento seja o eixo Y a esbeltez final será uma esbeltez ideal λ_{y_i} .

$$\lambda_{y_i} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2} \quad (4.30)$$

onde

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} \text{ esbeltez do perfil composto em torno do eixo perpendicular ao}$$

plano de travejamento, considerando-se a inércia *cheia* em torno desse eixo;

$$\lambda_1 = \frac{K_1 L_1}{r_1} \text{ esbeltez do perfil simples em torno do eixo de menor inércia (eixo } I)$$

sendo L_I a distância entre placas de travejamento e

m = número de perfis simples que formam o perfil composto.

Por orientação da norma DIN 4114 (Deutsche Industrie Normen, 1952), deve-se dispor os elementos de travejamento, pelo menos, nos terços do perfil composto. Essa recomendação foi implementada no programa, forçando o usuário declarar, no mínimo travejamento a cada $L/3$.

Outra recomendação da DIN 4114 em se afastar as placas de travejamento, L_I , em distancias menores que $50 r_{min}$ é oferecida ao usuário, embora essa recomendação possa ser negligenciada.

4.2.4 Perfis implementados - Dobrados e Laminados

Apresentam-se, a seguir, os desenhos dos perfis implementados com nomenclatura e orientação dos eixos X e Y .

h : altura do perfil ; b : mesa ; t : espessura das paredes

d : largura do enrijecedor (virola) ou distancia entre perfis (perfis compostos)

t_w : espessura da alma (perfis I) ; t_f : espessura da mesa (perfis I)

x_g e y_g : distâncias baricênticas

x_0 e y_0 : coordenadas do centro de corte relativas ao baricentro

I_x e I_y : inércias relativas aos eixos X e Y (eixos principais de inércia)

r_x e r_y : raio de giração em torno dos eixos X e Y

r_0 : raio de giração polar

J : constante de torção uniforme

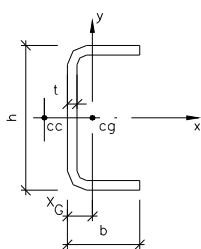
C_w : constante de empenamento

E - módulo de elasticidade = 205.000 *Mpa*

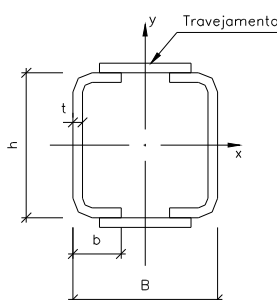
G - módulo de elasticidade transversal = 79.000 *Mpa*

a) Perfis dobrados:

Perfil U



Perfil Duplo U



Perfil 2U

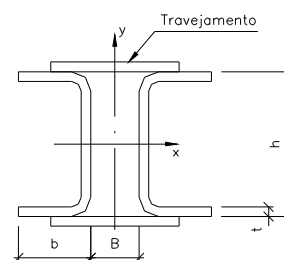
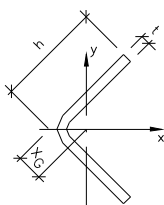
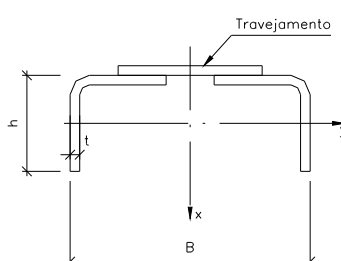


FIGURA 38 – Perfis de Chapa Dobrada

Perfil L



Perfil 2L



Perfil V V

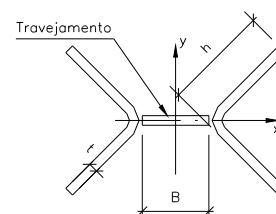


FIGURA 39 – Perfis de Chapa Dobrada

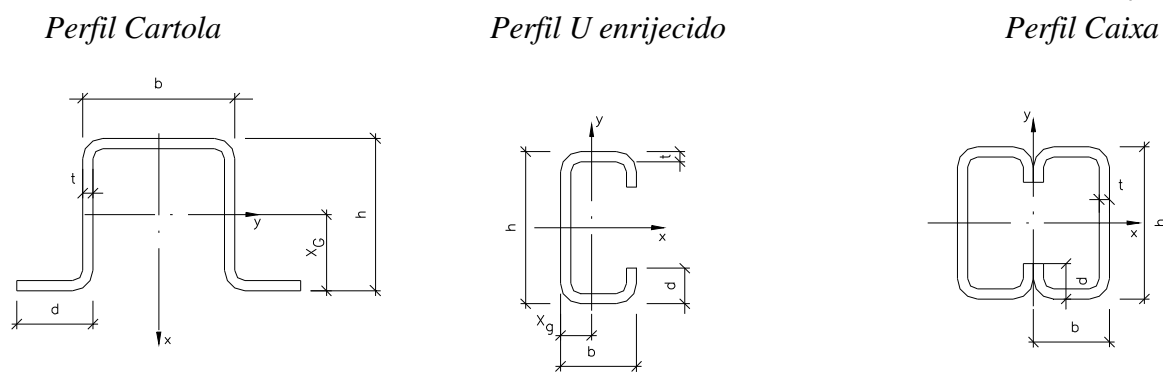


FIGURA 40 – Perfis de Chapa Dobrada

Perfil Tubo ϕ

Perfil Qualquer

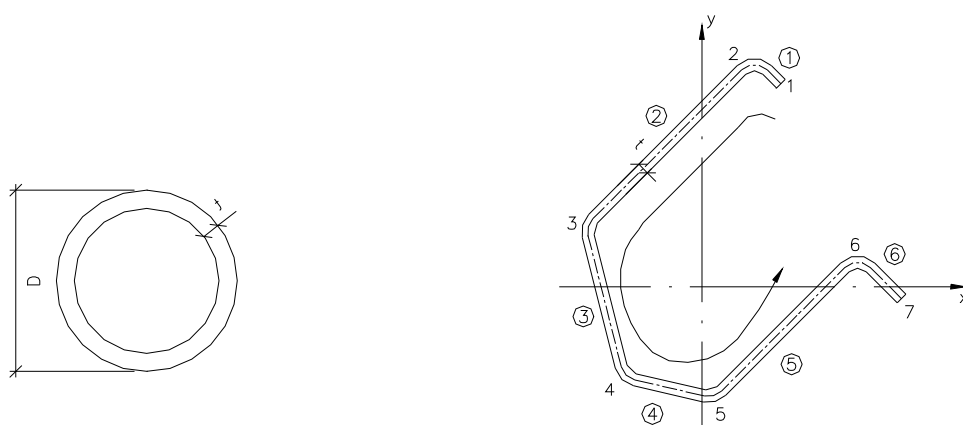


FIGURA 41 – Perfis de Chapa Dobrada

- Qualquer geometria
- Coordenadas dos nós da linha média
- Conetividades: fluxo seqüencial

b) Perfis laminados:

Perfil L laminado

Perfil 2L Laminado

Perfil LL Laminado

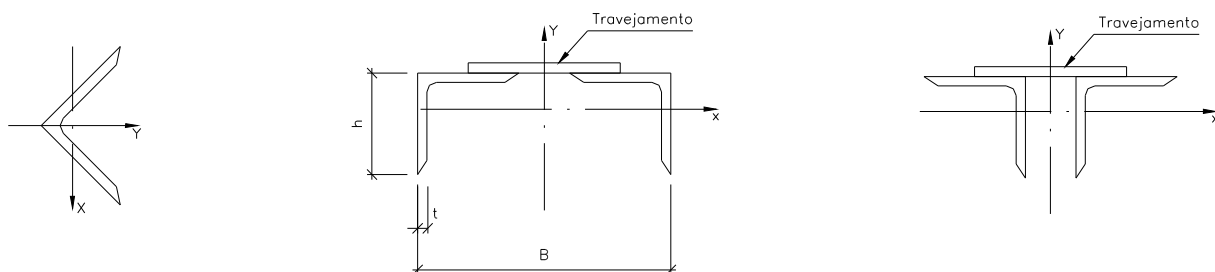
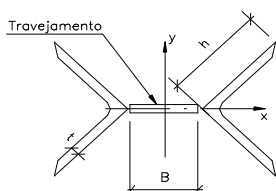


FIGURA 42 – Cantoneiras Laminadas

Perfil VV Laminado



Perfil I Soldado

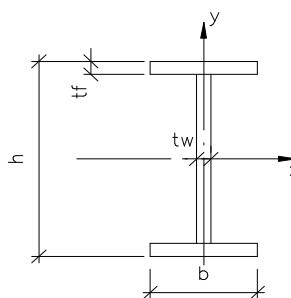


FIGURA 43 – Perfis Laminados e Soldados

4.3 VIGAS-COLUNA: ROTINAS DE VERIFICAÇÃO.

Seja a viga abaixo, carregada axialmente com a força N .

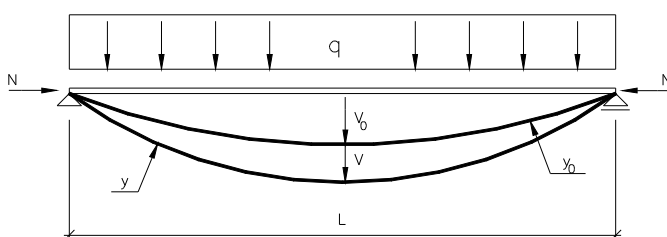


FIGURA 44 – Viga-Coluna

Sejam:

v_0 a flecha devida à ação transversal e

v o acréscimo de flecha devido a N

v_T a flecha total: $v_T = v_0 + v$

$$\text{Supondo-se } y_0 \cong v_0 \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L} \text{ e } y = v \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (4.31)$$

$$\text{Derivando-se } y \text{ duas vezes vem: } y'' = -\frac{\pi^2 v}{L^2} \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L}$$

Avaliando-se a equação diferencial que rege o comportamento do momento $M = N v_t$

$$y'' = -\frac{M}{EI} = -\frac{N(y_0 + y)}{EI}$$

Comparando-se as duas expressões de y'' :

$$-\frac{\pi^2 v}{L^2} \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L} = -\frac{N(y_0 + y)}{EI}, \quad (4.32)$$

Lembrando que a carga crítica de Euler é $N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ e desenvolvendo-se vem

$$v = v_0 \frac{1}{\frac{\pi^2}{L^2 k^2} - 1} = v_0 \frac{1}{\frac{\pi^2 EI}{L^2 N} - 1} = v_0 \frac{1}{\frac{N_e}{N} - 1}, \text{ como } v_t = v + v_0 \text{ logo}$$

$$v_t = v_0 \frac{1}{1 - \frac{N}{N_e}} \text{ onde pode-se definir o } \textit{fator de amplificação} \mu = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_e}} \quad (4.33)$$

$$\text{Calculando-se os momentos na viga: } M_i = \frac{1}{8} q L^2 \text{ e } M_{\max} = M_i + N v_t \quad (4.34)$$

Estudando-se alguns casos:

$$1^\circ \text{ caso: } M_i = 0 \text{ e } v_0 = \text{deslocamento inicial vem: } M_{\max} = N \mu v_0 = \mu M_0$$

$$2^\circ \text{ caso: } M_i = N e \text{ e } v_0 = e = \text{cte. } M_{\max} = N(v_0 + v) = \mu M_0$$

$$3^\circ \text{ caso: } M = M_i + N v_t = M_0 + \mu v_0 N = \mu C_m M_0$$

$$\mu C_m = 1 - \mu v_0 \frac{N}{M_0} = \mu \left(\frac{1}{\mu} + v_0 \frac{N}{M_0} \right) \text{ ou}$$

$$C_m = \left[1 - \frac{N}{N_e} \left(1 - \frac{N_{cr} v_0}{M_0} \right) \right] = 1 - \frac{N}{N_e} \psi$$

$$\psi = \left(\frac{N_e v_0}{M_0} - 1 \right) \quad (4.35)$$

Definindo-se C_m como fator de equivalencia de carregamento, para o carregamento da viga em estudo:

$$\psi = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \frac{5 q L^4}{384 EI} \frac{8}{q L^2} - 1 = 0.0281$$

$$C_m = 1 + 0.0281 \frac{N}{N_{cr}} \cong 1.0$$

No caso de extremidades engastadas os momento e deslocamentos devidos a ação transversal são:

$$M_0 = \frac{q L^2}{24} \quad \text{e} \quad v_0 = \frac{q L^4}{384 E I}$$

$$\text{Calculando-se } \psi = -0.40 \quad \text{e} \quad C_m = 1 - 0.40 \frac{N}{N_{cr}} < 1.0$$

A NBR-8800/86 (ABNT, 1986) recomenda valores de C_m para três situações:

a) Estruturas indeslocáveis

- Com ações transversais:

Para viga engastada em ambos apoios $C_m=0,85$ e para os demais casos $C_m=1,00$

- Sem ações transversais

$C_m = 0,6 - 0,4 M_1 / M_2 \geq 0,4$ onde M_1 é o maior e M_2 é o menor momento nos apoios.

Em casos de curvatura reversa $M_1 / M_2 > 0$ e para curvatura simples $M_1 / M_2 < 0$.

b) Estruturas deslocáveis $C_m=0,85$

Como critério de cálculo, no módulo **Dimensionamento**, implementou-se $C_m=0,85$.

4.3.1 Equações de Interação

Considerando-se a superposição de efeitos da viga da fig. 44, pode-se calcular a tensão máxima na viga, que deve ser menor que a tensão de escoamento:

$$f_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f_y \quad \text{ou, dividindo-se por } f_y$$

$$\frac{N}{A f_y} + \frac{M_x}{W_x f_y} + \frac{M_y}{W_y f_y} \leq 1 \quad \text{ou} \quad \frac{N}{N_y} + \frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1$$

Que, escrevendo-se para os Limites Últimos vem:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (4.36)$$

onde

$\phi N_n = 0.9 Q A_g f_y$ caso N_d seja de compressão e $\phi N_{nt} = 0.9 A_g f_y$ se for tração

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ são as resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos

eixos X e Y , determinadas conforme os itens 5.4.4, 5.4.5 ou Anexo D – da NBR8800 – tomando-se $C_b=1.0$. (Ver fluxograma para o cálculo de $\phi_b M_n$ abaixo)

Para a verificação de estabilidade pode-se calcular a tensão máxima que deverá ser menor que f_{cr} :

$$f_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f_{cr} \quad \text{ou, dividindo-se por } f_{cr}$$

$$\frac{N}{A f_{cr}} + \frac{M_x}{f_{cr} W_x} + \frac{M_y}{f_{cr} W_y} \leq 1$$

Chamando-se $N_n = A f_{cr}$

$$f_{cr} W_x = M_{nx} \quad \text{e} \quad f_{cr} W_y = M_{ny}$$

$$M_x = \mu C_{mx} M_{dx} \quad \text{e} \quad M_y = \mu C_{my} M_{dy} \quad \text{vem}$$

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (4.37)$$

onde

N_d esforço de compressão de cálculo

M_{dx} e M_{dy} momentos fletores de cálculo em torno de X ou Y .

ϕN_n a resistência de cálculo à compressão do perfil, definida em (4.19)

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ resistências de cálculo ao momento fletor em torno de X ou Y .

N_{ex} e N_{ey} carga crítica de Euler para flambagem em torno de X ou Y .

A norma NBR-8800 corrige o fator de amplificação apresentando:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (4.38)$$

As expressões (4.36) e (4.38) foram implementadas para a verificação de vigas-colunas.

Como este programa analisa pórticos planos as expressões se simplificam pois se terá, ora momentos em torno de X , ora em torno de Y , dependendo da orientação do perfil.

4.3.2 Flexão: determinação das resistências de cálculo ao momento fletor - $\phi_b M_n$

A determinação das resistências de cálculo $\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ é feita seguindo-se a orientação da NBR8800 item 5.4 e AnexoD para vigas I soldado e da AISI item C3 para o perfil caixa.

4.3.2.1 Cálculo de $\phi_b M_n$ para os perfis I

O item 5.4 é adotado sempre que as relações largura/espessura das mesas e almas dos perfis forem menores que as relações limites, caso contrário será adotado o procedimento do Anexo D:

$$\text{Para mesas: } \left(\frac{b}{t}\right)_{\max} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.39)$$

$$\text{Para almas: } \left(\frac{b}{t}\right)_{\max} = 1.47 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{se } \frac{N_d}{0.9 N_y} > 0.234 \quad \text{ou}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\max} = 2.35 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 1.6 \frac{N_d}{0.9 N_y}\right) \quad \text{caso } \frac{N_d}{0.9 N_y} \leq 0.234 \quad (4.40)$$

As vigas-coluna foram consideradas com contenção lateral descontínua, portanto, chamando de L_b a distancia entre dois pontos travados.

4.3.2.1.1 Item 5.4

$$M_n = M_{pl} = f_y Z \quad \text{para } L_b \leq L_p$$

$$M_n = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \quad \text{para } L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = M_{cr} \quad \text{para } L_b > L_r \quad (4.41)$$

onde Z é o módulo resistente plástico relativo ao eixo de flexão, adotado como $1.15 W_x$

$$L_p = 1.75 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.42)$$

$M_r = W_x (f_y - f_r)$ considerando-se a tensão residual $f_r = 115 \text{ Mpa}$

$$L_r = \frac{19.9 r_T^2 d/A_f}{X} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X^2}} \quad \text{sendo } X = \frac{40.75}{C_b E} (f_y - f_r) \left(r_T d/A_f \right)^2 \quad (4.43)$$

e adotando-se, no programa $C_b = 1.0$

$$M_{cr} = C_b W_x \sqrt{\left(\frac{0.69 E}{L_b d/A_f} \right)^2 + \left(\frac{9.70 E}{(L_b/r_T)^2} \right)^2} \quad (4.44)$$

4.3.2.1.2 Anexo D

O M_n a ser adotado será o menor entre os valores obtidos considerando os estados limites Flambagem Lateral com Torção (*FLT*), Flambagem Local da Mesa (*FLM*) e Flambagem Local da Alma (*FLA*). Para cada estado tem-se:

$$\begin{aligned} M_n &= M_{pl} = f_y Z \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p \\ M_n &= M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ M_n &= M_{cr} \quad \text{para } \lambda > \lambda_r \end{aligned} \quad (4.45)$$

Para o estado FLT tem-se:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_b}{r_y}, \quad \lambda_p = 1.75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \lambda_r &= \frac{0.707 C_b \beta_1}{M_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4\beta_2}{C_b^2 \beta_1^2} M_r^2}} \end{aligned}$$

onde

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \pi \sqrt{G E} \sqrt{J A} \quad \text{e} \quad \beta_2 = 6.415 \frac{A (d - t_f)^2}{J} \\ M_r &= (f_y - f_r) W \quad \text{e} \\ M_{cr} &= \frac{C_b \beta_1}{\lambda} \sqrt{1 + \frac{\beta_2}{\lambda^2}} \end{aligned} \quad (4.46)$$

Para o estado limite FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad , \quad \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{e} \quad \lambda_r = 0.62 \sqrt{\frac{E W_c}{M_r}}$$

onde

$$M_r = (f_y - f_r) W_c \quad \text{e} \quad M_{cr} = \frac{0.38 E}{\lambda^2} W_c \quad (4.47)$$

W_c módulo elástico do lado comprimido da seção, em relação ao eixo de flexão.

Para o estado limite FLA

$$\lambda = \frac{2 y_c}{t_w} \quad , \quad \lambda_p = 3.50 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{e} \quad \lambda_r = 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde

$$M_r = f_y W \quad (4.48)$$

y_c é a distancia do baricentro a face interna da mesa comprimida

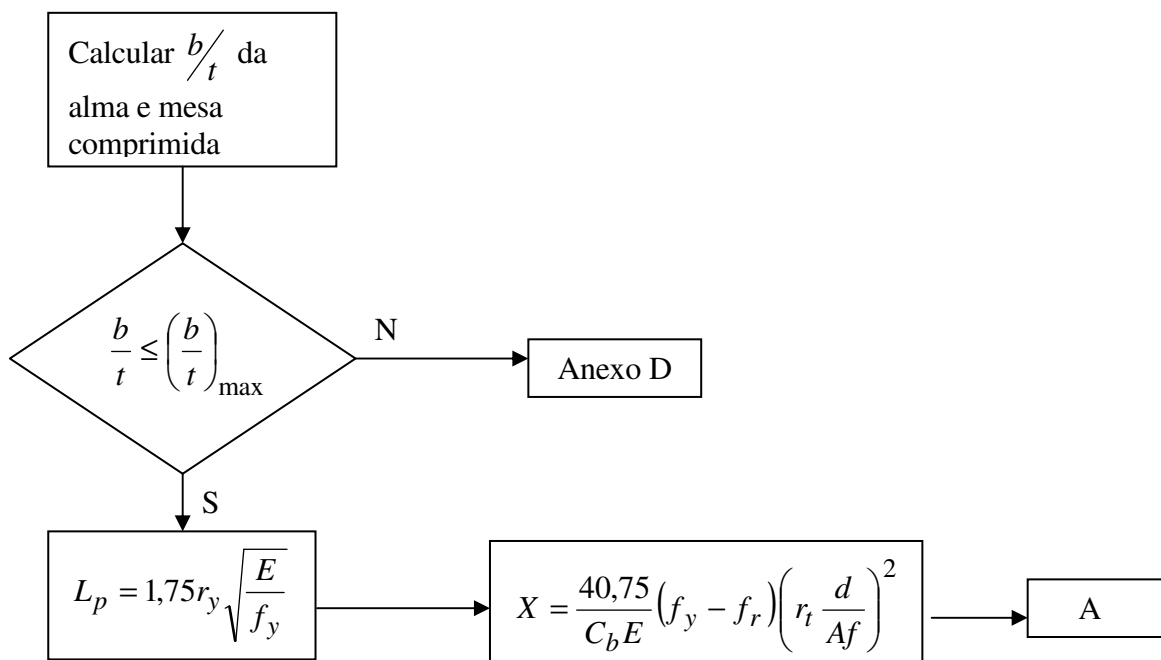
4.3.2.1.3 Fluxograma para procedimento de flexão (perfis laminados/soldados)

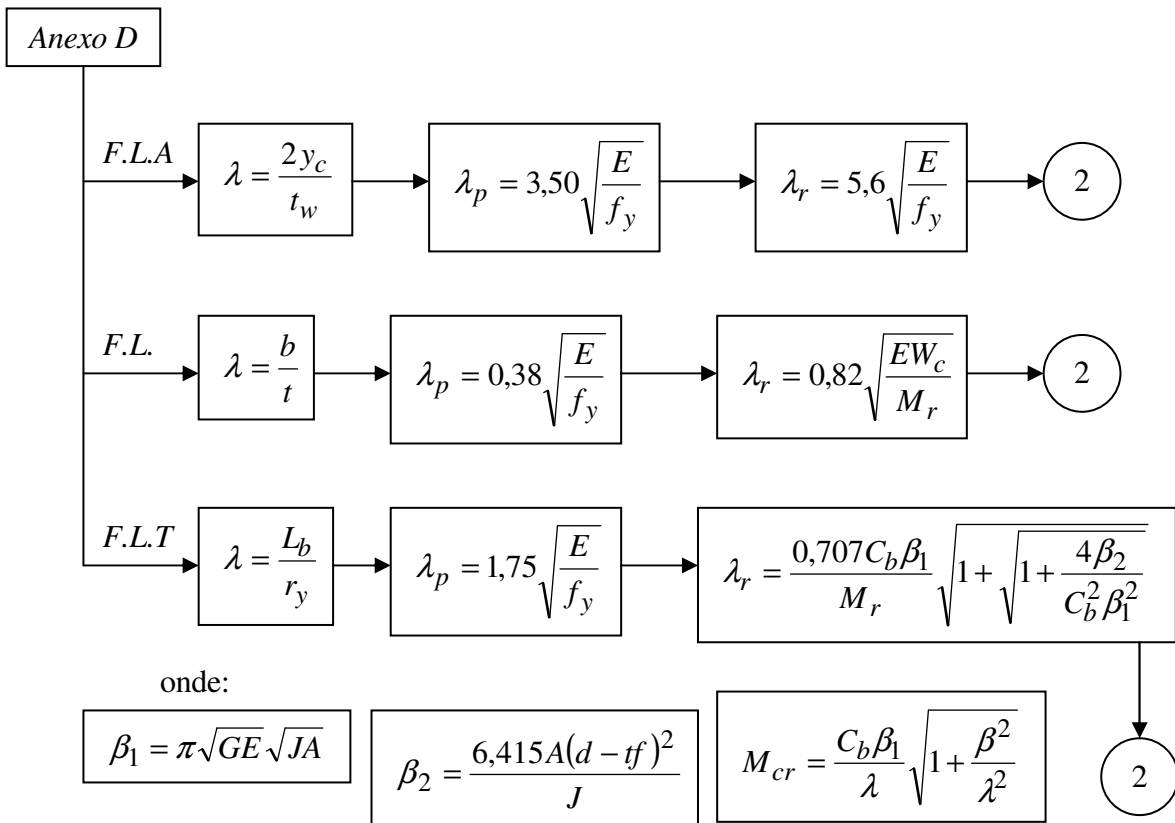
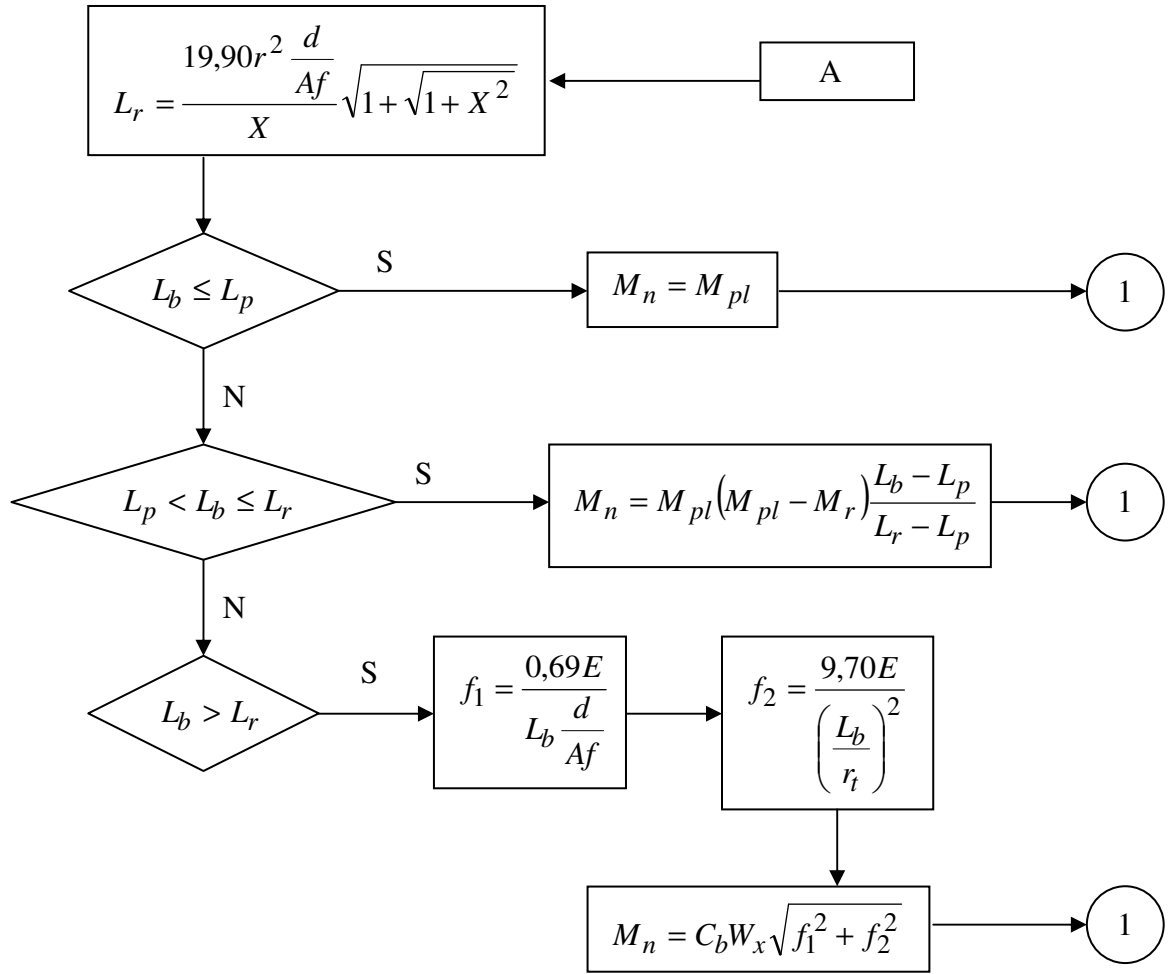
Dados: Perfil, L_b , M_d , f_y e f_r (115 Mpa) **Calcular:** ϕM_n e comparar com M_d

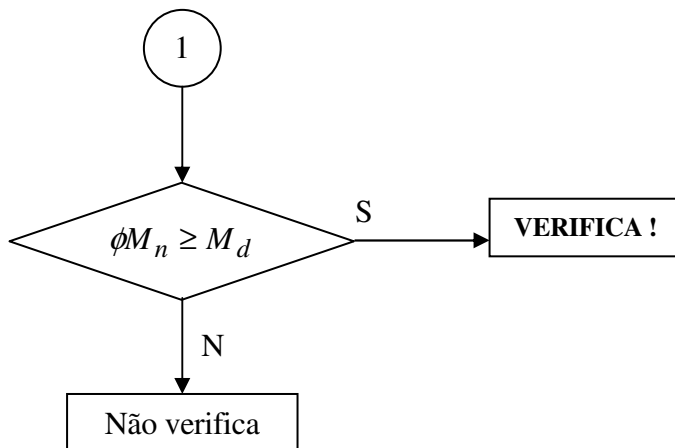
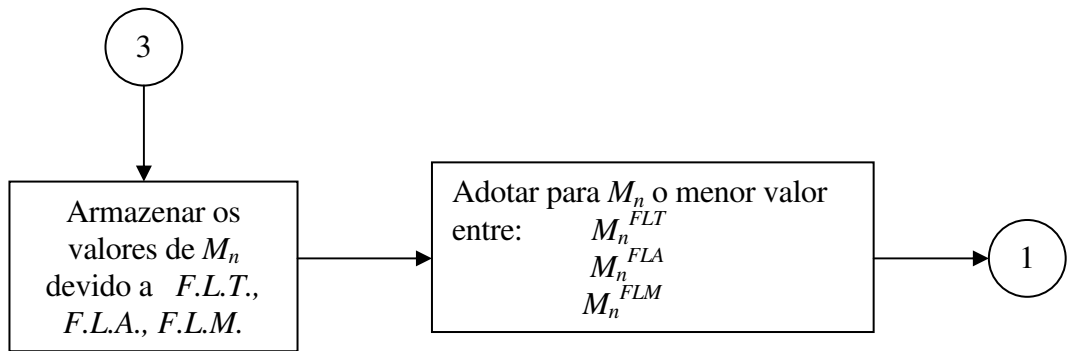
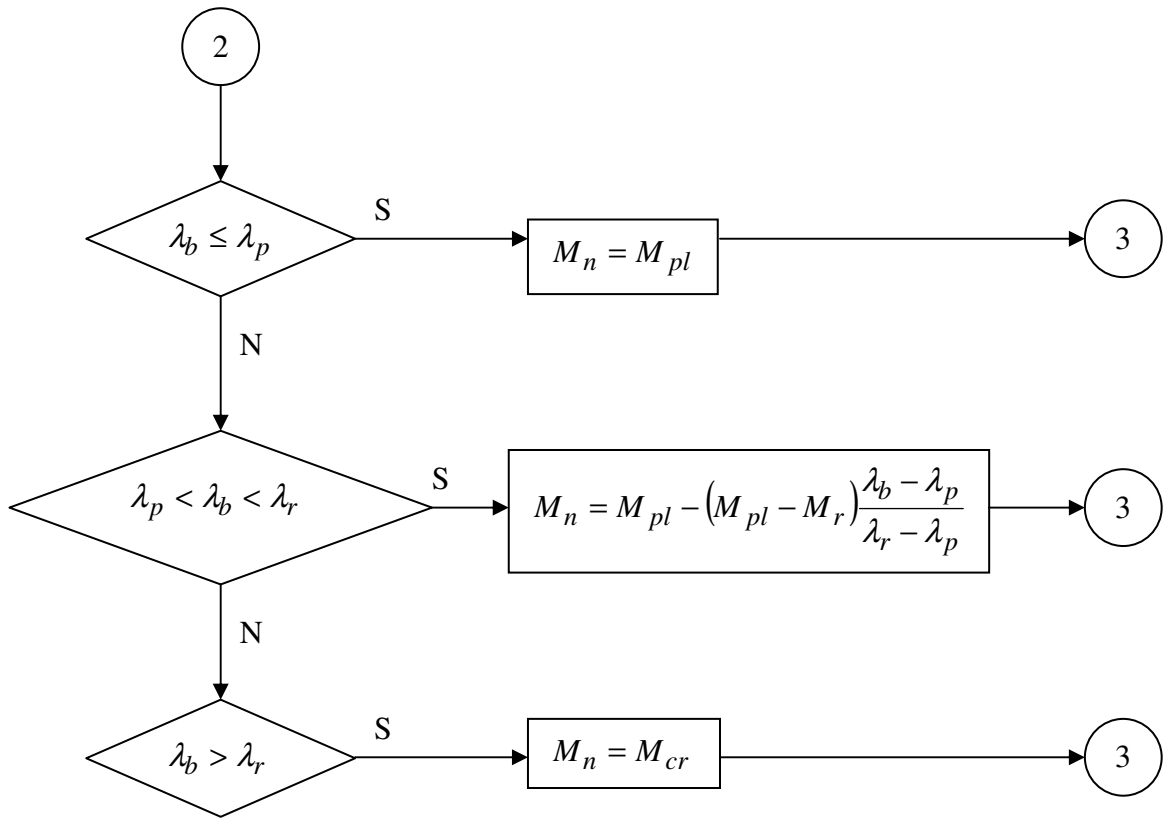
Marcha de cálculo:

a) Calcular características geométricas do perfil.

b) $M_{pl} = 1,15 W_x F_y$, $M_r = (f_y - f_r) W_x$, $M_y = W_x f_y$







4.3.2.2 Cálculo da resistência de cálculo ($\phi_b M_n$) para os perfis Caixa

A norma AISI orienta adotar-se como M_n o menor de dois valores:

a). M_n devido ao início da plastificação da secção dado por $M_n = W_e F_y$ onde W_e é o módulo elástico da secção efetiva calculado na tensão F_y .

b). M_n devido à flambagem lateral com torção dado por $M_n = W_c \frac{M_c}{W_x}$ onde W_c é o

módulo elástico da secção efetiva calculado na tensão $f = \frac{M_c}{W_x}$ e M_c é o momento crítico da secção e W_x é o módulo elástico da secção cheia em relação à fibra mais comprimida.

Estudos conduzidos por WINTER (Winter, G., 1944) indicam que, por terem grande rigidez torsional, os perfis Caixa com relação $L_b / b < 100$ (distância entre dois pontos contidos lateralmente / distância entre as almas do perfil) não tem sua resistência afetada pela flambagem lateral, para aços de média resistência ($F_y=250 \text{ Mpa}$).

Em termos práticos, um perfil com $b=15 \text{ cm}$, a flambagem lateral não afetaria sua resistência se a distância entre travamentos fosse de até 15 m . Tal relação indica que se pode concluir que o perfil Caixa, para casos de aplicação profissional, não flamba lateralmente na flexão.

Assim o cálculo de M_n para o perfil Caixa fica reduzido à determinação de M_n devido ao início da plastificação, critério que foi adotado na implementação do programa.

4.3.3 Abordagem do programa e critérios adotados

Nas verificações de barras submetidas a esforços axiais - elementos de treliças - as comparações resistência/solicitação são feitas diretamente com o quadro de envoltória de máximos e mínimos, i.e., calculam-se as resistências de cálculo a tração e compressão de um perfil escolhido e comparam-se, diretamente, com as solicitações máximas e mínimas de cálculo da barra que está sendo dimensionada. Nesses casos as comparações são feitas com a certeza de que, para essa barra, não se terá tração ou compressão maiores que as constantes nessa tabela.

Nos elementos de pórticos, por estarem submetidos simultaneamente a solicitações de

natureza diferentes, a envoltória de máximos e mínimos serve sòmente como uma referencia, pois o maior momento aplicado numa barra não ocorrerá, necessariamente, junto com a maior força de compressão ou tração. Além disso deve-se testar duas equações que contemplam modos de ruína diversos.

Nos elementos de pórtico deve-se observar o cuidado de pesquisar, combinação por combinação de ações, qual a situação de solicitação mais nociva: aquela conduz ao maior valor das duas equações testadas.

Na implementação da rotina de verificação à flexo-compressão de uma barra primeiramente, calculam-se as resistencias de cálculo a compressão, tração e momento fletor necessários às expressões (4.36) e (4.38).

Com os valores das resistencias avaliam-se cada uma das expressões, combinação por combinação de estados de ações. O maior dos resultados governará a verificação.

Caso a resposta máxima for maior que I o perfil testado não apresenta boas condições de segurança; caso menor o perfil verifica.

Uma limitação do programa deve ser ressaltada: os momentos de cálculo que se comparam com as resistencias de cálculo são momentos da extremidade das barras, não tendo sido considerados os momentos ao longo da barra.

Notou-se que o dimensionamento para a flexo-compressão é um pouco lento. Isso é explicavel não porque o volume de cálculo seja razoável, e sim porque acessam-se os diversos arquivos de solicitações a cada barra verificada.

Esse trabalho ateve-se à implementação dos procedimentos de flexo-compressão (e flexo-tração) para dois tipos de perfis: a viga I soldada e o perfil Caixa dobrado.

Os dois perfis escolhidos representam uma parcela significativa do emprego de perfis flexo-comprimidos na construção metálica nacional: as vigas I são usados como pilares e vigas de edifícios de múltiplos pavimentos e como vigas e pilares de pórticos de galpões industriais. Enquanto os perfis Caixa são empregados tanto como pilares e vigas de pavilhões industriais ou de edifícios de vários pavimentos.

4.4 PONTOS COMUNS NO MÓDULO DIMENSIONAMENTO

4.4.1 Barras Tracionadas

Para todos os perfis para a verificação da resistência de cálculo a tração foi adotada a expressão de escoamento da seção bruta:

$$\phi_t N_{n_t} = 0.9 A_g f_y \quad (4.49)$$

desconsiderando-se a existência de possíveis furos nos perfis.

4.4.2 Orientação dos perfis

Ao se verificar elementos de pórtico o programa solicita ao usuário que informe em torno de que eixo se dará a flexão, i.e., em torno de que eixo o momento está aplicado. Essa declaração conduz o programa a adotar uma ou outra rotina para o cálculo da resistência ao momento fletor e, também, faz com que as inércias sejam atualizadas de acordo com essa declaração.

Essa orientação é diversa daquela informada ao se pressionar a tecla **F2** logo após a resposta o programa quanto aos valores das resistências de cálculo. Enquanto a orientação do momento fletor é relativa ao cálculo, a orientação solicitada ao se pressionar a tecla **F2** diz respeito ao módulo de detalhamento da estrutura calculada, ora em desenvolvimento.

Para os elementos de treliças, a orientação do perfil para o cálculo, estará implícita na declaração dos comprimentos de flambagem em torno dos eixos X ou Y .

4.4.3 Comprimentos de Flambagem

Como critério conceitual adotado, o programa “ $l\tilde{e}$ ” o comprimento da barra – distância entre os seus dois nós – atribuindo esse valor, tanto para $K_x L_x$ quanto para $K_y L_y$, ficando implícito que K_x e K_y são iguais a 1 .

Ficará por conta do usuário a declaração (ou correção) do comprimentos de flambagem fora do plano da estrutura, i.e., a declaração da distância entre dois pontos travados lateralmente.

Como primeira aproximação sugere-se adotar $K=1$, nas duas direções principais. Já a

partir da segunda iteração os valores de K_x e K_y poderão ser calculados e corrigidos já que o programa permite que se manipule, livremente, os valores dos parâmetros de flambagem das barras. As providências adotadas, obrigando o usuário informar a orientação do perfil quanto à aplicação momento fletor, a declaração da distancia entre travamentos laterais e a livre manipulação dos parâmetros de flambagem, visam não se incorrer em alguns equívocos apresentados em programas que fazem o dimensionamento automático, sem interagir com o usuário.

Fica impraticável para um programa determinar pontos de travamento laterais, e os comprimentos de flambagem serão considerados os próprios comprimentos das barras. Essa consideração é errônea, pois se uma barra, sem travamentos, tiver sido discretizada em n segmentos o programa automático estará dimensionando contra a segurança pois adotará um comprimento de flambagem fora do plano n vezes menor que o real.

5 PERFIL QUALQUER

5.1 INTRODUÇÃO

Nesse capítulo apresenta-se a implementação do **Perfil Qualquer**, que permite a utilização, no módulo **Dimensionamento**, de um perfil de chapa dobrada, aberto, com geometria genérica cuja resistência à compressão/tração será verificada.

Apresentam-se alguns perfis, quotidianamente usados na construção metálica, que podem ser enquadrados como *perfis quaisquer*, por sua geometria diferenciada e por sua não simetria.

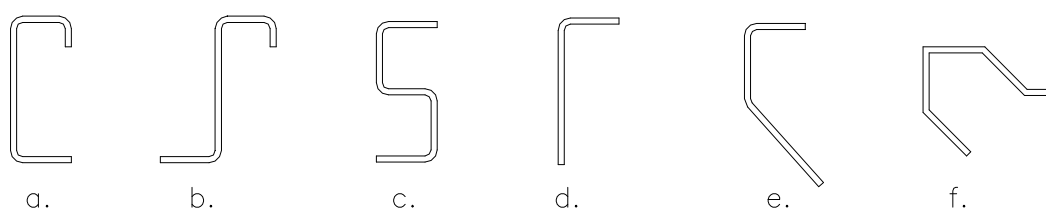


FIGURA 45 – Exemplos de Perfis Quaisquer freqüentemente usados

Os perfis (a) e (b) são usados diagonais de treliças e como terças, o perfil (c) é usado como diagonais de treliças ou como pilaretes em construções de residências pré-fabricadas, e os perfis (d), (e) são usados em banzos de treliças e o perfil (f) é usado em banzos de treliças planas ou espaciais.

O emprego dos perfis de chapa dobrada sempre encontrou restrição entre projetistas porque, além do preconceito quanto à técnica - que aos poucos vem sendo diminuído - existe uma grande dificuldade na determinação das suas características geométricas, oposta aos perfis laminados padrão cujas características encontram-se tabeladas.

Para a determinação das características geométricas dos perfis de chapa dobrada, a literatura usual recomenda o Método Linear (Yu, W.W., 1991), onde se avaliam as

características da linha média da seção. Posteriormente, multiplicando-se os resultados obtidos pela espessura da chapa, determinam-se, com razoável precisão, as características do perfil real.

Para perfis usuais - U , C , Z , L ...- é simples automatizar-se esse processo, e assim, determinam-se com facilidade a posição do centro de gravidade, área e inércias.

Para esses perfis os formulários de Resistência dos Materiais apresentam expressões fechadas para a determinação da posição do Centro de Corte e da Constante de Empenamento, que representam a grande dificuldade de cálculo.

Os procedimentos de verificação da resistência à compressão desses perfis, embora trabalhosos para o cálculo manual, são facilmente automatizados, encontrando-se, nas normas, seus fluxogramas.

A Construção Metálica atual, porém, tem exigido dos projetistas a utilização de perfis com geometria diferenciada, totalmente arbitrária, inúmeras vezes sem nenhuma simetria. Para tais perfis, adequados a determinadas situações de fabricação e montagem das estruturas, dada sua geometria genérica, a determinação das características geométricas e conseqüente verificação da capacidade de suporte é um trabalho que demanda um esforço muito grande. A repetição do cálculo para corrigir ou otimizar o perfil torna-se um trabalho sem sentido, na prática profissional. Como ilustração, para mostrar que essa dificuldade é reconhecida por todos que trabalham com esse tema, transcreve-se um parágrafo de *Commentary on the 1996 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (American Iron and Steel Institute, 1996):

“ For nonsymmetric open shapes the analysis for torsional-flexural buckling becomes extremely tedious unless its need is sufficiently frequent to warrant computerization. For one thing, instead of the quadratic equations, cubic equations have to be solved. For another, the calculation of the required section properties, particularly C_w becomes quite complex ... ”

“ Para seções abertas não simétricas a análise da flambagem por flexo-torção torna-se extremamente tediosa a menos que seu uso seja suficientemente freqüente para garantir a automação. Primeiro porque equações cúbicas precisam ser resolvidas ao invés das quadráticas. Segundo, o cálculo das propriedades necessárias, particularmente C_w torna-se complexo ... ”

A argumentação exposta e a citação apresentada reforça a necessidade de se implementar rotinas que automatizassem esses cálculos oferecendo a verificação de *qualquer* perfil aberto.

5.2 DESENVOLVIMENTO

5.2.1 Cálculo das características geométricas

A implementação da rotina **Perfil Qualquer** dá continuidade ao trabalho de TAMAGNA & HENNEMANN (Tamagna, A. & Hennemann, J.C.F., 1983)

Seja a seção genérica da figura abaixo

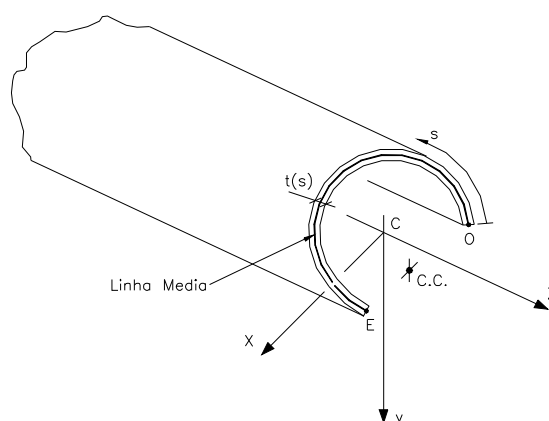


FIGURA 46 - Seção genérica

As características geométricas utilizadas na verificação da resistência a compressão podem ser calculadas como segue:

$$A = \int_0^E t ds \quad ; \text{ área da seção} \quad (5.1)$$

$$I_x = \int_0^E y^2 t ds \quad ; \text{ momento de inércia em relação ao eixo } X \quad (5.2)$$

$$I_y = \int_0^E x^2 t ds \quad ; \text{ momento de inércia em relação ao eixo } Y \quad (5.3)$$

$$I_{xy} = \int_0^E xy t ds \quad ; \text{ produto de inércia em relação aos eixos } X \text{ e } Y \quad (5.4)$$

Chamando-se o centro de gravidade da seção de C define-se como área setorial dupla ω (também conhecida por empenamento unitário em relação ao baricentro) em relação a C :

$$\omega = \int_0^S \rho \, ds \quad (5.5)$$

onde ρ é a distância do centro de gravidade à tangente ao eixo da seção em S

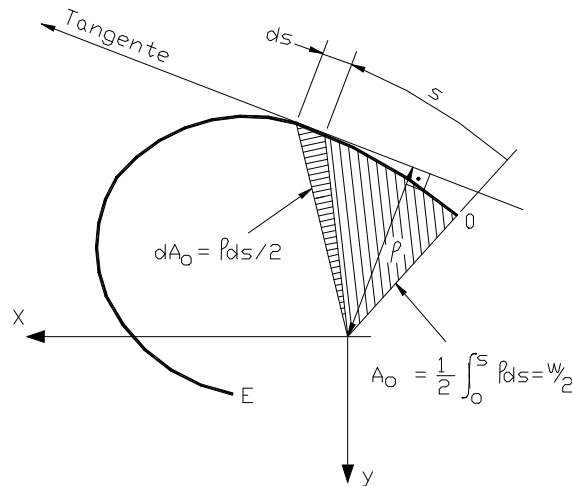


FIGURA 47 - Seção genérica

Conhecendo-se a área setorial dupla ω podem ser determinados os produtos de inércia de empenamento em relação aos eixos X e Y .

$$I_{\omega x} = \int_0^E \omega \, x \, t \, ds \quad (5.6)$$

$$I_{\omega y} = \int_0^E \omega \, y \, t \, ds \quad (5.7)$$

Como é sabido *Centro de Cisalhamento* é o lugar geométrico por onde devem passar a resultante das forças para que não ocorra torção.

Utilizam-se esses produtos de inércia para se determinar a posição do centro de cisalhamento ou centro de corte $S[x_0, y_0]$ com as seguintes expressões

$$x_0 = \frac{I_{\omega y}}{I_x} \quad (5.8)$$

$$y_0 = -\frac{I_{\omega x}}{I_y} \quad (5.9)$$

Conhecidas as coordenadas do centro de cisalhamento pode-se definir a área setorial

dupla em relação ao centro de corte:

$$\omega_0 = \int_O^E \rho_0 ds \quad (5.10)$$

onde ρ_0 é a distancia à tangente medida desde o centro de cisalhamento.

É possível mostrar-se que existe uma relação entre as áreas setoriais duplas em relação ao baricentro e ao centro de corte dada por:

$$\omega_0 = \omega + y_0 x - y_0 x_1 - x_0 y + x_0 y_1 \quad (5.11)$$

onde x_1, y_1 são as coordenadas do ponto de origem da coordenada curvilínea s

x, y são as coordenadas do ponto onde se calcula ω .

Para avaliar as tensões normais de empenamento define-se empenamento unitário normalizado ω_n :

$$\omega_n = \frac{1}{A} \int_O^E \omega_0 t ds - \omega_0 \quad (5.12)$$

E finalmente pode-se calcular a constante de empenamento C_w :

$$C_w = \int_O^E \omega_n^2 t ds \quad (5.13)$$

Definindo a constante de torção para seções abertas de paredes finas J

$$J = \frac{1}{3} \int_O^E t^3 ds \quad (5.14)$$

Para implementação computacional, considerando-se um perfil genérico de chapa dobrada com espessura constante t , as expressões acima se tornam:

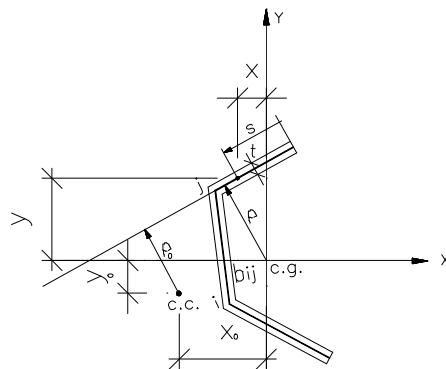


FIGURA 48 - Perfil genérico de chapa dobrada

$$\omega_j = \sum_0^i \rho_{ij} b_{ij} \quad (5.15)$$

$$I_{\omega x} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n (\omega_i x_i + \omega_j x_j) t b_{ij} + \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n (\omega_i x_j + \omega_j x_i) t b_{ij} \quad (5.16)$$

$$I_{\omega y} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n (\omega_i y_i + \omega_j y_j) t b_{ij} + \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n (\omega_i y_j + \omega_j y_i) t b_{ij} \quad (5.17)$$

$$\omega_{0j} = \sum_0^i \rho_{0ij} b_{ij} \quad (5.18)$$

$$\omega_{0j} = \omega_j + y_0 x - y_0 x_1 - x_0 y - x_0 y_1 \quad (5.19)$$

$$\omega_{nj} = \frac{1}{A} \left[\frac{1}{2} \sum_0^n (\omega_{0i} + \omega_{0j}) t b_{ij} \right] - \omega_{0j} \quad (5.20)$$

$$C_w = \frac{1}{3} \sum_0^n (\omega_{ni}^2 + \omega_{ni} \omega_{nj} + \omega_{nj}^2) t b_{ij} \quad (5.21)$$

$$J = \frac{1}{3} \sum_0^n t^3 b_{ij} \quad (5.22)$$

onde n é o número de paredes e b_{ij} é uma parede genérica que liga os nós i e j .

5.2.2 Determinação das Resistências de Cálculo do Perfil Qualquer

Seja um perfil de chapa dobrada, aberto, com seção qualquer e assimétrica, comprimido axialmente. Quando esse perfil flambar a seção se transladará e rotará ao mesmo tempo. Como mostra a *FIGURA 49* a seção se translada com deslocamentos u e v nas direções X e Y e gira um ângulo ϕ em torno do seu centro de corte.

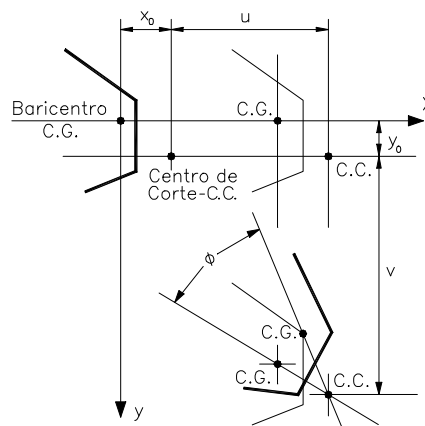


FIGURA 49 - Deformada de um perfil qualquer comprimido

As equações diferenciais que descrevem o equilíbrio desse perfil comprimido são (Galambos, T.V., 1968; Yu, W.W., 1991):

$$\begin{aligned}
 E I_x v^{iv} + P v'' - P x_0 \phi'' &= 0 \\
 E I_y u^{iv} + P u'' - P y_0 \phi'' &= 0 \\
 E C_w \phi^{iv} - (GJ - P r_0^2) \phi'' + P y_0 u'' - P x_0 v'' &= 0
 \end{aligned} \tag{5.23}$$

onde

I_x , I_y são os momentos de inércia em torno dos eixos x e y

u , v são os deslocamentos na direção dos eixos x e y

ϕ é o ângulo de rotação da seção

x_0 , y_0 são as coordenadas do centro de corte

$E C_w$ rigidez ao empenamento

GJ rigidez torsional

r_0 raio de giração polar em torno do centro de corte $r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$

sendo todas as derivadas são em relação a z , ao longo do eixo do perfil.

As condições de contorno, considerando-se um perfil rotulado nas extremidades, são:

$$\begin{aligned}
 u = v = \phi &= 0 \\
 u'' = v'' = \phi'' &= 0
 \end{aligned} \tag{5.24}$$

Pode ser mostrado que as equações serão satisfeitas se

$$v = C_1 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L}, \quad u = C_2 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L}, \quad \phi = C_3 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L}$$

Substituindo-se esses deslocamentos e suas derivadas no sistema de equações diferenciais e anulando-se o determinante formado pelos coeficientes C_1 , C_2 e C_3 resulta na seguinte equação característica do 3º grau:

$$(P - P_x)(P - P_y)(P - P_z) - P^2(P - P_y) \left(\frac{x_0^2}{r_0^2} \right) - P^2(P - P_x) \left(\frac{y_0^2}{r_0^2} \right) = 0 \tag{5.25}$$

Expressando-se a mesma equação em termos de tensões, i.e. dividindo-se todos os

termos pela área do perfil, e chamando-se $F_e = \frac{P}{A}$, vem:

$$(F_e - f_x)(F_e - f_y)(F_e - f_z) - F_e^2(F_e - f_y)\left(\frac{x_0^2}{r_0^2}\right) - F_e^2(F_e - f_x)\left(\frac{y_0^2}{r_0^2}\right) = 0 \quad (5.26)$$

onde

$$f_x = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \quad (5.27)$$

$$f_y = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \quad (5.28)$$

$$f_z = \frac{1}{A r_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} \right) \quad (5.29)$$

A menor raiz dessa equação, F_e , será a tensão de flambagem que dará início ao procedimento para a determinação da resistência de cálculo a compressão do perfil qualquer conforme as prescrições da norma AISI/96 (American Iron and Steel Institute, 1996).

Para a determinação das raízes dessa equação adotou-se uma solução numérica utilizando-se o algoritmo de Newton como segue.

Seja a equação $f(x)=0$. Dado um intervalo $[a,b]$, supõe-se x_1 pertencente a esse intervalo. Se $f(a)f(b) < 0$ é porque existe, pelo menos, uma raiz de $f(x)$ nesse intervalo.

Essa raiz será x_1 se $f(x_1)=0$.

Pode-se expressar x_1 como sendo $x_1 = a + k$ onde k é o incremento que se deve somar a a para determinar-se a raiz.

Como a função $f(x)$ é contínua considera-se seu desenvolvimento em série de $f(x_1)$

$$f(x_1) = f(a+k) = f(a) + k f'(a) + \frac{k^2}{2 f''(a+\theta k)} = 0 \quad \text{sendo } 0 < \theta \leq 1 \quad \text{ou ainda}$$

$$f(a) + k f'(a) + \frac{k^2}{2 f''(a+\theta k)} = 0$$

Desprezando-se a última parcela por ser muito pequena, tem-se

$$f(a) + k f'(a) = 0$$

Denominando h um incremento genérico, menor que k , e substituindo-se k por h vem:

$$h = -\frac{f(a)}{f'(a)}$$

Para obter-se a raiz faz-se iterações até a convergência:

1ª aproximação

$$x_1(1) = a + h \quad \text{ou} \quad x_1(1) = a - \left(\frac{f(a)}{f'(a)} \right)$$

Para a 2ª aproximação faz-se

$$x_1(2) = x_1(1) + h_1 \quad \text{ou} \quad x_1(2) = x_1(1) - \left[\frac{f(x_1(1))}{f'(x_1(1))} \right]$$

A 3ª aproximação será

$$x_1(3) = x_1(2) - \left[\frac{f(x_1(2))}{f'(x_1(2))} \right]$$

Genericamente pode-se escrever:

$$x_1(i) = x_1(i-1) - \left[\frac{f(x_1(i-1))}{f'(x_1(i-1))} \right] \quad \text{[NEWTON]} \quad (5.30)$$

Assim, pode-se dizer que, os passos seguidos foram $\{ a, x_1(1), x_1(2), x_1(3) \dots x_1(n) \}$ ou graficamente:

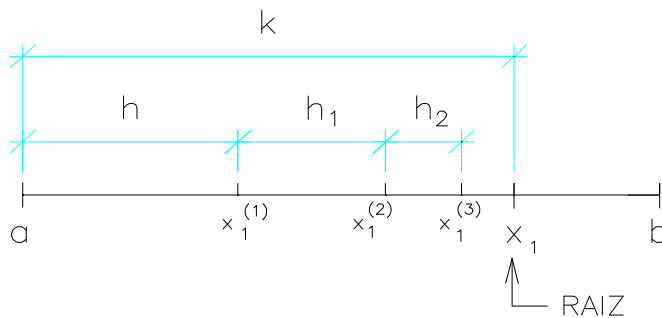


FIGURA 50 – Representação gráfica do Método de Newton

Confirmando a expressão (5.30), pode-se dizer, que

$$\lim_{n \rightarrow \infty} x_1(n) = \text{raiz}$$

No caso da equação (5.26), desenvolvendo-a e organizando-a em termos da incógnita F_e tem-se:

$$a F_e^3 + b F_e^2 + c F_e + d = 0 \quad \text{onde os coeficientes são:} \quad (5.31)$$

$$a = 1 - \frac{x_0^2}{r_0^2} - \frac{y_0^2}{r_0^2}$$

$$b = \frac{x_0^2}{r_0^2} f_y + \frac{y_0^2}{r_0^2} f_x - f_x - f_y - f_{xz}$$

$$c = (f_x f_y) + (f_y f_z) + (f_x f_z)$$

$$d = -(f_x f_y f_z) \quad (5.32)$$

Como o algoritmo de NEWTON necessita um intervalo de pesquisa das raízes e um erro admissível para a convergência, estabeleceu-se:

Limite inferior: uma tensão com valor $2 \quad [F/L^2]$

Como limite superior do intervalo o menor valor entre as tensões f_x, f_y e f_z .

Como diferença entre duas iterações adotou-se $\Delta \leq 0.01$.

Isso quer dizer que quando $x_1(i) - x_1(i-1) \leq \Delta$ a raiz foi encontrada, $x_1 = x_1(i)$ terminando-se as iterações.

Mesmo com o erro admissível Δ tão pequeno as iterações têm uma rápida convergência, não sendo observada perda de *performance*, comparando-se aos perfis *padrão*, ao se verificar um perfil qualquer.

A vantagem do critério adotado para a escolha do intervalo de pesquisa e iniciando-se as iterações pelo limite inferior é que se tem a garantia que será encontrada uma raiz, e que essa será a menor das três raízes da equação (pode ser mostrado que a essa raiz governará a flambagem desse perfil).

5.2.3 Marcha de Cálculo

O procedimento será dividido em etapas distintas, com semelhanças às apresentadas para os perfis "*padrão*" no Capítulo 4:

a) Cálculo das características geométricas do perfil

Foram adotadas as rotinas propostas por TAMAGNA & HENNEMANN (Tamagna, A & Hennemann, J.C.F., 1983) que codificam as expressões (5.1) a (5.4) e (5.15) a (5.22)

b). *Aplicação das recomendações de norma*

- *Cálculo da tensão de flambagem elástica F_e*

Determinam-se as raízes da equação (5.31) pelo algoritmo de NEWTON.

- *Cálculo da tensão F_n de flambagem elástica ou de flambagem inelástica*

Utilizou-se as expressões propostas por Rasmussen (Rasmussen, K.J.R., 1994):

Seja o parâmetro de esbeltez $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{então} \quad F_n = \left(0.658\lambda_c^2\right)F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{então} \quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right)F_y \quad (5.33)$$

c). *Cálculo da área efetiva A_e*

Algumas peculiaridades tiveram que ser consideradas para o cálculo da área efetiva de um perfil qualquer.

Mesmo que as características geométricas desse perfil já estejam determinadas, o procedimento de cálculo não sabe, *a priori*, a forma da seção, sua orientação etc...

Embora óbvias, foram assumidas algumas premissas:

- Todo o perfil qualquer será considerado assimétrico
- Todo o perfil qualquer será formado por n paredes, possuindo 2 paredes não-enrijecidas e $n-2$ paredes enrijecidas.

Para esse tipo de perfil existe necessidade de se criar um procedimento para a identificação das paredes:

- Paredes Não-Enrijecidas: aquelas em que um dos nós são nós extremos. Chamam-se nós extremos os que estão conectados só a outro nó, i.e. pertencem a só uma parede, sendo que, obrigatoriamente, o perfil terá dois nós extremos.
- Paredes Enrijecidas: por exclusão serão as outras paredes do perfil qualquer.
- Maior parede não enrijecida: a que tiver a maior distancia entre o nó extremo e o outro nó a ele conectado.

Uma vez identificadas as paredes do perfil e calculada a tensão de flambagem F_n a

determinação da área efetiva é a mesma apresentada no Capítulo 4.

Repassa-se pelas n paredes calculando-se suas respectivas larguras efetivas, aplicando-se o procedimento apresentado no *Item 4.2.1.1* considerando-se $f_{\max} = F_n$ na expressão (4.7)

Estabelece-se $L_{ret} = \sum_{i=1}^n (w_i - b_i)$, sendo a área a se retirar será: $A_{ret} = L_{ret} t$.

A área efetiva será obtida $A_e = A - A_{ret}$ (5.34)

d). *Cálculo de ϕP_n : (resistência de cálculo do perfil qualquer comprimido)*

A resistência de cálculo $\phi P_n = 0.85 P_n$ onde P_n será o menor valor entre:

• P_n devido à flambagem global: $P_n = A_e F_n$ (5.35)

• P_n devido à flambagem local: $P_n = \frac{A \pi^2 E}{25.7 \left(\frac{w}{t} \right)^2}$ (5.36)

onde w é a largura da maior parede não enrijecida.

6 EXEMPLOS - RESULTADOS OBTIDOS

Nesse capítulo apresentam-se exemplos de utilização do sistema **ST_SuperFrame** e resultados obtidos com as rotinas nele implementadas.

6.1 PAVILHÃO RURAL

Apresenta-se o cálculo da estrutura principal de um pavilhão rural localizado em Sta. Maria / RS - terreno com rugosidade RIII – (ABNT, 1987) . Descreve-se o pavilhão ilustrando-o com seu *lay-out* arquitetônico, apresentado abaixo.

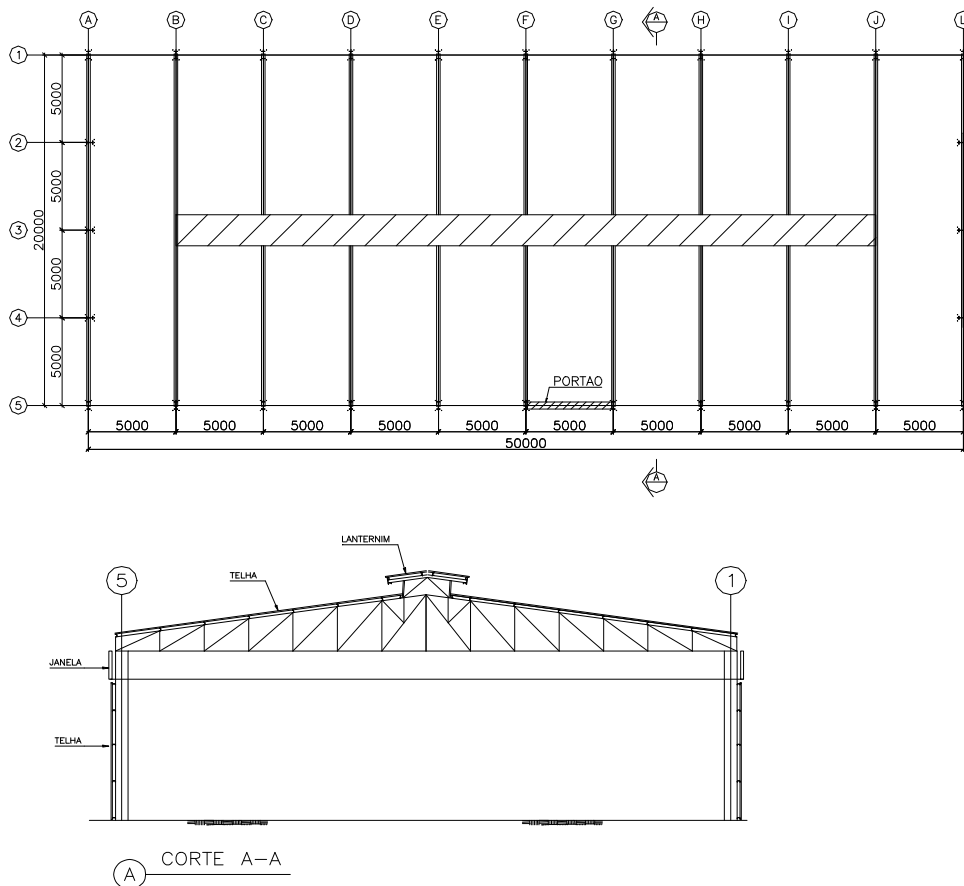


FIGURA 51- Pavilhão Rural

Trata-se de um prédio de 20 x 50 m, em duas águas, coberto com telhas trapezoidais de aço galvanizado. As laterais do prédio, que tem 6 m de pé-direito, serão revestidas com as mesmas telhas da cobertura. Tem-se janelas basculantes com 1 m de altura em todo o contorno, e um portão de 5 x 6 m numa das laterais. No fecho da cobertura tem-se um lanternim com 3 x 40 m.

a) *Ações*

- Telhas 0.05 kN/m^2
- PP estrutura (cobertura) 0.12 kN/m^2
- Sobrecarga 0.25 kN/m^2
- Vento: Velocidade básica $V_0 = 45 \text{ m/s}$ $S1 = 1$;
 $S2 = \text{RIII}$, Classe B, $h = 7 \text{ m}$ $S2 = 0,9$; $S3 = 0,95$
 $V_k = 38,475 \text{ m/s}$ $p_{\text{din}} = 0.93 \text{ kN/m}^2$

Coefficientes de pressão interna para vento transversal $C_{pi}^{VT} = 0.55$

Coefficientes de pressão interna para vento longitudinal $C_{pi}^{VL} = -0.15$

Usa-se o módulo *Geração Automática* para criar dados da geometria, cargas etc.



FIGURA 52 –Biblioteca de treliças padrão do *ST_SuperFrame*

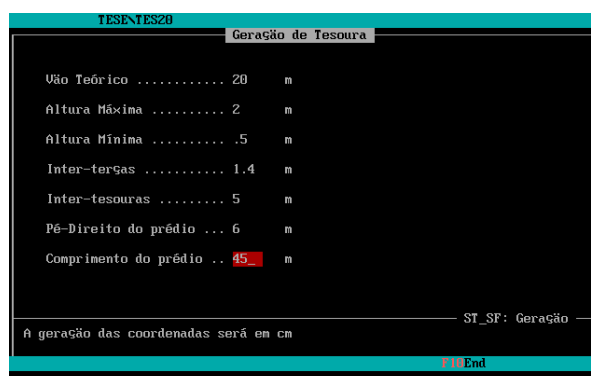


FIGURA 53 – Informando dados geométricos



FIGURA 54 – Informando dados para a geração das ações



FIGURA 55 – Informando dados para a geração das propriedades das barras

Nesse momento todos os dados da treliça (uma tesoura de 2 águas tipo *alça de balaio*) já foram gerados. Apresenta-se, na FIGURA 56 o desenho da treliça

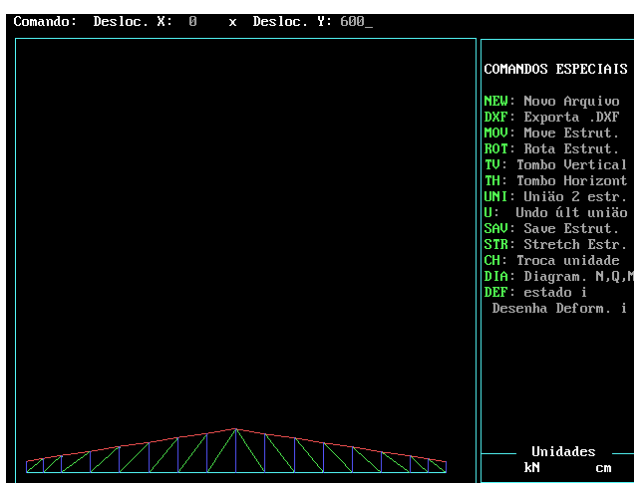


FIGURA 56 – Desenho da Tesoura

Como a estrutura é um aperticado, com 6 metros de pé-direito, dentro do módulo *Desenho* translada-se a treliça, com o comando *MOV*, até a posição final, i.e. com o banzo inferior situado na cota 6 m.

Ainda deve-se acrescentar a meso-estrutura à tesoura gerada. Usa-se o módulo *Entrada de Dados* para informar esse acréscimo: declaram-se mais dois nós e suas coordenadas e mais duas barras, suas conectividades e propriedades.

Ele	Nó i	Nó j	Tipo
64	31	32	0
65	33	34	0
66	35	1	1
67	33	36	1

Unidades: kN cm NE: 67
C:\NCS\SPACE\BARRAS\TESENTE520

Treliça: Tipo = 0 Pórtico: Tipo = 1

ST_SF

Help Save Copia Goto View Coment Gera Shell End Continua

FIGURA 57 – Informando Conetividades e tipo dos Pilares

Ele	Área	Inércia	E
64	5	0	21000
65	5	0	21000
66	67	19000	21000
67	67	19000	21000

Unidades: kN cm NE: 67
C:\NCS\SPACE\BARRAS\TESENTE520

ST_SF

Help Save Copia Goto View Coment Gera Shell End Continua

FIGURA 58 – Informando as Propriedades dos Pilares

Deve-se corrigir a vinculação da estrutura, já que a Geração Automática considerou a tesoura apoiada nos nós extremos do Banzo Inferior.

Nó	Restr.X	Restr.Y	Giro Z
35	1	1	1
36	1	1	1

Unidades: kN cm NBN: 2
C:\NCS\SPACE\BARRAS\TESENTE520

LIURE ... <0> RESTRINGIDO ... <1> APOIO ELASTICO ... <K>

ST_SF

Help Save Copia Goto View Coment Shell End Continua

FIGURA 59 – Corrigindo a Vinculação

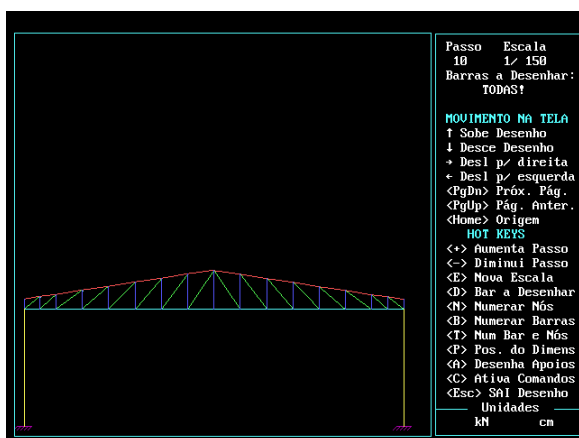


FIGURA 60 – Pórtico final (já montado)

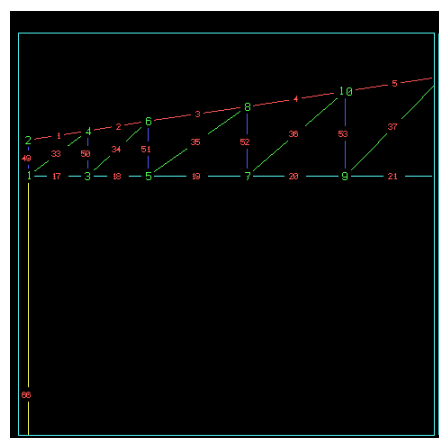


FIGURA 61 – Numerando nós e barras

Deve-se acrescentar as ações do vento nos pilares, pois na geração foram criadas as ações só da tesoura. Exemplifica-se a correção para o estado de ações *Vento Transversal*.

Unidades: kN cm NBC: 18
C:\MCSPACE\BARRAS\TESENTE20

Bar	Tipo	Carga i	Carga f	Início	Fim
15	3	.0186	.0186	0	Lbarra
16	3	.0186	.0186	0	Lbarra
66	3	-.0326	-.0326	0	Lbarra
67	3	.0233	.0233	0	Lbarra
0	0	0	0	0	0
↑	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

ST_SF

Declarar cargas no Sistema Local de Coordenadas !

Help Save Copia Goto Coment Gera Shell End Continua

FIGURA 62 – Ações de Vento Transversal nos pilares

Tendo-se “transformado” a tesoura gerada no aporticado, já se pode analisar a estrutura, lembrando que foram criados 6 estados de ações:

- Estado 1 – Peso Próprio
- Estado 2 - Sobrecarga
- Estado 3 – Vento Transversal
- Estado 4 – Vento Longitudinal

- e) Estado 5 – Pressão interna para vento transversal
- f) Estado 6 – Pressão interna para vento longitudinal

Como comentado anteriormente, o módulo *Análise* pouco interage com o usuário. Para esse apoticado foram feitas três combinações de ações:

$1.4 PP + 1.5 Sobrecarga$

$0.9 PP + 1.4 V. Transversal + 1.4 P. Interna (para V. Transversal)$

$0.9 PP + 1.4 V. Longitudinal + 1.4 P. Interna (para V. Longitudinal)$

Apresenta-se, na figura abaixo, uma das combinações – a segunda - feitas na análise da estrutura.

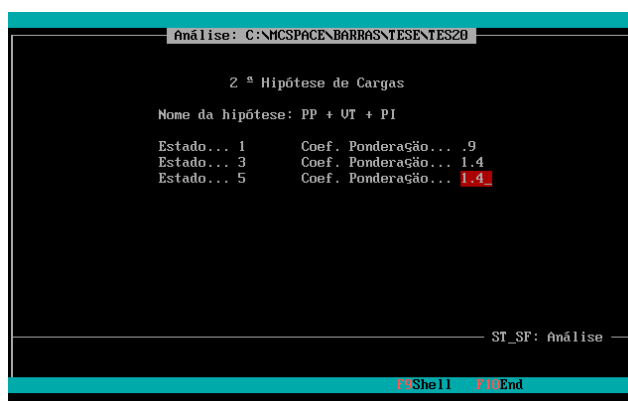


FIGURA 63 – Combinação de ações típica

Ao se finalizar o módulo *Análise* será criada a Tabela de Envoltória de Máximos e Mínimos, na qual estará baseado o dimensionamento da estrutura.

Ao se entrar no módulo **Dimensionamento** deve-se fornecer algumas informações sobretudo a tensão de escoamento do aço a ser empregado.

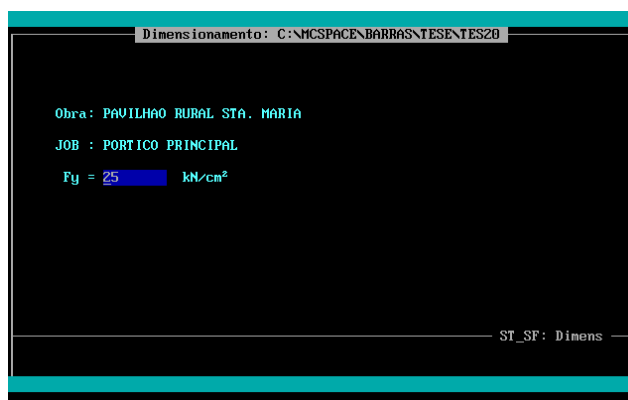


FIGURA 64 – Entrando no módulo Dimensionamento

Esse módulo dispõe, na tela, três colunas: a primeira, com quatro sub-colunas, com a envoltória de máximos e mínimos e o comprimento de cada barra, a segunda com o dimensionamento da barra e a terceira a performance do perfil em relação à solicitação.

Peso da estrutura: 1020 kgf
Dimensionamento: C:\MCS\SPACE\BARRAS\TESE\TES20

Barra	MAX T	MIN C	Lbar (cm)	DIMENSIONAMENTO (mm)	T/σRn %	C/σRn %
15	91	-41	85	L 170 × 60 × 4.76	31	16
16	0	-1	85	L 170 × 60 × 4.76	0	0
17	37	-112	84	L 170 × 60 × 6.35	9	35
18	61	-101	84	L		
19	81	-237	138	L		
20	89	-255	138	L		
21	90	-253	138	L		
22	87	-238	138	L		
23	82	-215	138	L		
24	74	-186	138	L		
25	74	-186	138	L		
26	82	-197	138	L		
27	87	-204	138	L		
28	90	-205	138	L		

Perf 111 L (Chapa Dobrada)

H = 170 mm
h = 60 mm
t = 6.35 mm

L_y = 138 cm
L_x = 276 cm

σ P_n = 263 kN
σ P_{tn} = 378 kN
F. Flexão (>> Y)

FIGURA 65 – Dimensionando uma barra

O módulo *Dimensionamento* oferece informações detalhadas sobre cada perfil escolhido, bastando pressionar-se a tecla <F1> quando ela estiver ativa

Peso da estrutura: 1020 kgf
Dimensionamento: C:\MCS\SPACE\BARRAS\TESE\TES20

Barra	MAX T	MIN C	Lbar (cm)	DIMENSIONAMENTO	T/σRn %	C/σRn %
15	91					
16	0					
17	37					
18	61					
19	81					
20	89					
21	90					
22	87					
23	82					
24	74					
25	74					
26	82					
27	87					
28	90	-205	138			

Características do Perfil

H = 170.0 mm
h = 60.0 mm
t = 6.35 mm

C_w = 2565.2 cm⁶
J = 2.367 cm⁴

Peso = 13.2 kgf/m

I_{x1} = 662.38 cm⁴
I_{y1} = 53.13 cm⁴
A₁ = 16.80 cm²
r_{x1} = 6.28 cm
r_{y1} = 1.78 cm
x_g = 1.53 cm
y_g = 8.50 cm
I_x = 662.38 cm⁴
I_y = 53.13 cm⁴
r_x = 6.28 cm
r_y = 1.78 cm

L_y = 138 cm
L_x = 276 cm

σ P_n = 263 kN
σ P_{tn} = 378 kN

FIGURA 66 – Informações complementares do perfil escolhido

Peso da estrutura: 693 kgf
Dimensionamento: C:\MCS\SPACE\BARRAS\TESE\TES20

Barra	MAX T	MIN C	Lbar (cm)	DIMENSIONAMENTO	T/σRn %	C/σRn %
57	0					
58	15					
59	9	-8	158	L 35 × 3 × 150 TR520	10	28
60	4	-4	137	L		
61	1	-0	116	L		
62	6	-19	96	L		
63	13	-34	75	L		
64	20	-48	62	L		
65	2	-2	50	L		
66	93	-31	600	L		
67	68	-31	600	L		

Solicitações da Barra 66

N_{max} = 93
N_{min} = -31
Q_{max} = 13
Q_{min} = -14
M_{max} = 6466
M_{min} = -1241

Viga I (Soldada)

D = 400 mm
b = 170 mm
t_w = 6.35 mm
t_f =

N_{td} = 93
M_{td} = 6467
σ N_{tn} = 1153
σ M_{tn} = 8663
2^ª Hipót. / FLEXO - TRACAO

L_x =
L_y =

FIGURA 67 – Dimensionando uma viga-coluna

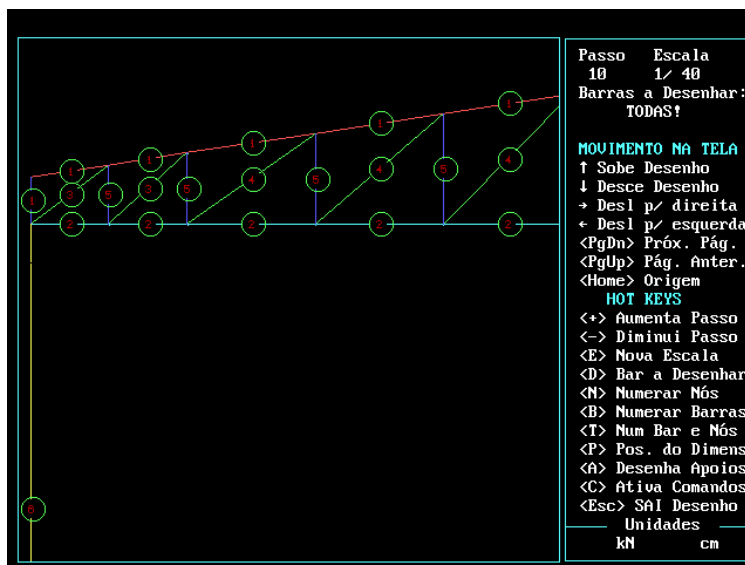


FIGURA 68 – Estrutura com marcação das posições dos perfis

Posicao	PERFIL
1	[170 x 60 x 4.76
2	[170 x 60 x 6.35
3	LL 51 x 4.76 x 150
4	LL 45 x 3 x 150
5	LL 35 x 3 x 150
6	I 400 x 170 x 6.35 x 7.9

FIGURA 69 –Quadro das Posições do dimensionamento das barras

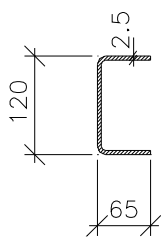
Apresenta-se, no Anexo desse trabalho, a memória de cálculo da *Análise* e do *Dimensionamento* – arquivos .RES e .DIM respectivamente.

6.2 PERFIL QUALQUER

Apresentam-se alguns resultados obtidos com a rotina Perfil Qualquer.

Para aferir-se esses resultados comparou-se com as resistências de cálculo de alguns perfis padrão *U*, *U enrijecido*, *cantoneira* e *cartola* calculadas pelo programa, com fórmulas fechadas para o determinação das características e cálculo de suas resistências.

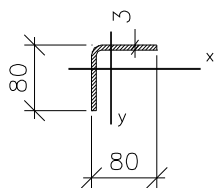
Para todos os casos considerou-se aço com $F_y = 250 \text{ Mpa}$



Exemplo 1:
Perfil U

Caso 1 - $KL = 200 \text{ cm}$

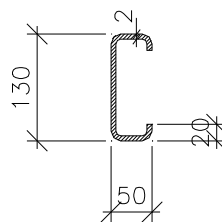
Caso 2 - $KL = 300 \text{ cm}$



Exemplo 1:
Perfil Cantoneira

$KL = 100 \text{ cm}$

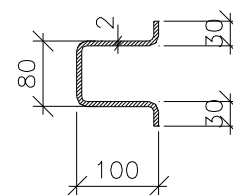
$KL = 200 \text{ cm}$



Exemplo 3:
Perfil U enrijecido

$KL = 200 \text{ cm}$

$KL = 300 \text{ cm}$



Exemplo 4:
Perfil Cartola

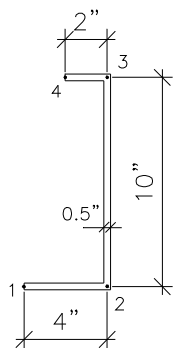
$KL = 200 \text{ cm}$

$KL = 300 \text{ cm}$

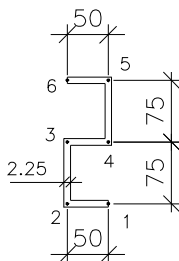
Exemplo 1: Perfil U			Exemplo 2: Perfil Cantoneira				
	Perfil Padrão	P. Qualquer		Perfil Padrão	P. Qualquer		
I_x	139,56	143,83	I_{max}	48,39	48,39		
I_y	26,00	26,34	I_{min}	11,43	12,11		
A	6,00	6,13	A	4,62	4,71		
	KL			KL			
A_e	200	5,43	5,573	A_e	100	4,04	4,13
	300	5,859	6,00		200	4,132	4,456
$\emptyset P_n$	200	58,51	59,06	$\emptyset P_n$	100	33,54	34,31
	300	38,14	38,20		200	31,91	28,51

Exemplo 3: Perfil U enrijecido			Exemplo 4: Perfil Cartola				
	Perfil Padrão	P. Qualquer		Perfil Padrão	P. Qualquer		
I_x	129,90	136,40	I_x	100,42	105,01		
I_y	18,24	19,24	I_y	107,91	110,84		
A	5,08	5,24	A	7,09	7,29		
	KL			KL			
A_e	200	4,522	4,979	A_e	200	7,09	7,29
	300	5,08	5,24		300	7,09	7,29
$\emptyset P_n$	200	53,97	57,90	$\emptyset P_n$	200	34,52	35,62
	300	31,32	33,06		300	18,39	18,99

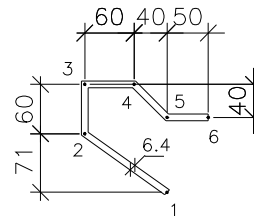
Para ilustrar a potencialidade da rotina Perfil Qualquer apresentam-se resultados de perfis com geometria totalmente diferenciadas.



Exemplo 5¹



Exemplo 6



Exemplo 7

Nó	x	y
1	0	0
2	4	0
3	4	10
4	2	10

(em polegadas)

$I_x = 114,94 \text{ in}^4$
 $I_y = 7,65 \text{ in}^4$
 $A = 8,00 \text{ in}^2$
 $x_g = 3,38 \text{ in}$
 $y_g = 4,38 \text{ in}$
 $C_w = 70,90 \text{ in}$
 $J = 0,667 \text{ in}^4$
 $KL = 100 \text{ in}$

$\emptyset P_n = 242 \text{ kP}$

Nó	x	y
1	50	0
2	0	0
3	0	75
4	50	75
5	50	150
6	0	150

$I_x = 195,83 \text{ cm}^4$
 $I_y = 22,17 \text{ cm}^4$
 $A = 6,75 \text{ cm}^2$
 $x_g = 2,50 \text{ cm}$
 $y_g = 7,50 \text{ cm}$
 $C_w = 1829 \text{ cm}^6$
 $J = 0,114 \text{ cm}^4$
 $KL = 200 \text{ cm}$

$\emptyset P_n = 74,58 \text{ kN}$

Nó	x	y
1	71	0
2	0	71
3	0	131
4	60	131
5	100	91
6	150	91

$I_x = 287,60 \text{ cm}^4$
 $I_y = 417,45 \text{ cm}^4$
 $A = 20,93 \text{ cm}^2$
 $x_g = 4,94 \text{ cm}$
 $y_g = 8,66 \text{ cm}$
 $C_w = 2399 \text{ cm}^6$
 $J = 2,857 \text{ cm}^4$
 $KL = 250 \text{ cm}$

$\emptyset P_n = 182,52 \text{ kN}$

Peso da estrutura: 1166 kgf

Dimensionamento: C:\MCS\SPACE\BARRAS\TESE\TES20

Barra	MAX T	MIN C	Lbar (cm)	DIMENSIONAMENTO (mm)	T/σRn %	C/σRn %
29	90	-200	138	[170 × 60 × 6.35	23	76
30	82	-178	138	[170 × 60 × 6.35	21	67
31	62	-130	84	[170 × 60 × 6.35	16	40
32	38	-77	84	[
33	149	-50	105	[
34	92	-32	113	[
35	68	-25	168	[
36	23	-11	181	[
37	1	-4	195	[
38	4	-23	210	[
39	8	-39	226	[
40	12	-51	243	[
41	12	-20	243	[
42	8	-12	226	[

QUALQUER (Chapa Dobrada)

Nº Nós = 6

Nó x y (mm)

6 0 150

Nº Paredes = 5

Parede i j

5 5

t = 2.25 mm

L_y = 200 cm

L_x = 200 cm

σ P_n = 75 kN

σ P_{tn} = 152 kN

F.Flexão (>> Y)

FIGURA 70 Entrada de dados de um Perfil Qualquer (Exemplo 6)

¹ Exemplo 5 da ref. (Tamagna, A & Hennemann, J.C.F., 1983)

Exemplo 8

Apresenta-se o desempenho de um perfil U com esbeltez variando do zero até a esbeltez máxima, comparando os resultados com um perfil U padrão.

Perfil “Padrão”

U 150 x 70 x 3

$$I_x = 291,95 \text{ cm}^4$$

$$A = 8,34 \text{ cm}^2$$

$$x_g = 1,837 \text{ cm}$$

$$I_y = 40,57 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 1554,3 \text{ cm}^6$$

$$J = 0,256 \text{ cm}^4$$

Perfil “Qualquer”

U 147 x 68.5 x 3

$$I_x = 301,48 \text{ cm}^4$$

$$A = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$x_g = 1,80 \text{ cm}$$

$$I_y = 41,06 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 1554,3 \text{ cm}^6$$

$$J = 0,256 \text{ cm}^4$$

$K_y L_y \text{ (cm)}$	Perfil Padrão (P)		Perfil Qualquer (Q)		P/Q (%)
	$\bar{\sigma} P_n \text{ (kN)}$	Tipo da flamb.	$\bar{\sigma} P_n \text{ (kN)}$	Tipo da flamb.	
30	125,62	Local	128,33	Local	97,88%
60	125,62	Local	128,33	Local	97,88%
90	125,62	Local	128,33	Local	97,88%
120	122,53	Flexo-torção	125,14	Flexo-torção	97,91%
150	113,94	Flexo-torção	116,04	Flexo-torção	98,19%
180	104,93	Flexo-torção	106,37	Flexo-torção	98,64%
210	94,44	Flexo-torção	95,43	Flexo-torção	98,96%
240	84,75	Flexo-torção	85,37	Flexo-torção	99,27%
270	76,04	Flexo-torção	76,34	Flexo-torção	99,61%
300	68,03	Flexo-torção	68,33	Flexo-torção	99,56%
330	57,57	Flexão em Y	58,25	Flexão em Y	98,83%
360	48,38	Flexão em Y	48,95	Flexão em Y	98,84%
390	41,22	Flexão em Y	41,71	Flexão em Y	98,83%
420	35,54	Flexão em Y	35,96	Flexão em Y	98,83%
440	32,38	Flexão em Y	32,77	Flexão em Y	98,81%
441	32,24	Flexão em Y	32,62	Flexão em Y	98,84%

7 CONCLUSÕES

Ao se propor o desenvolvimento de um sistema computacional para projetos de estrutura metálica – com ênfase em galpões industriais - que integrasse a análise e o dimensionamento, visava-se suprir a carência histórica de programas dirigidos para essa área da Engenharia Estrutural.

O trabalho cumpriu seu objetivo pois o sistema contempla, com êxito, as várias etapas de um projeto estrutural - *Concepção, Análise, Dimensionamento e Otimização* – e, sem dúvida, de maneira integrada e interativa.

Foi cumprido o objetivo, também, porque conseguiu-se desenvolver um sistema adequado à necessidade profissional para pavilhões metálicos, que automatiza trabalhos rotineiros, que organiza os cálculos, onde foi implementado, além do formulário de norma, critérios próprios de concepção estrutural, de carregamento em edificações e, sobretudo, de dimensionamento.

Sua característica mais notável, entretanto, é que o sistema transfere/transmite, ao usuário, uma habilidade adquirida ao longo de uma vivência profissional. Essa transferência de conhecimentos se dá, sem dúvida alguma, na sugestão de tipos de estruturas a gerar – tipologia consagrada para o dia a dia profissional; na geração de ações sobre a estrutura, ou ainda, na sugestão do elenco de perfis disponíveis. Ou, numa palavra, o sistema permite que seu usuário adquira experiência no assunto, durante sua utilização.

O sistema desenvolvido, além das facilidades relatadas ao longo desse trabalho, apresenta algumas virtudes que o distingue, tornando-o ímpar para utilização na área de projetos de estruturas metálicas e, também, no ensino de disciplinas correlatas:

- a) *Direcionado à estruturas metálicas*
- b) *Sistema ágil, autônomo e de médio porte*
- c) *Fácil aprendizado e uso intuitivo*

- d) *Saída de resultados sintetizada*: informações já filtradas
- e) *Sistema adequado à Construção Metálica brasileira*
- f) *Aumento de produtividade*: na redução de tempo e esforço na geração/análise/dimensionamento de uma estrutura metálica.
- g) *Comunica-se com programas comerciais*: importando e exportando arquivos.
- h) *Resultados adequados à utilização profissional*: os erros observados na verificação dos perfis Quaisquer são muito pequenos, indicando possibilidade total de uso em projetos estruturais.

Apresentam-se, em forma de gráfico - % / *KL* - , os resultados obtidos no exemplo 8 do Capítulo 6

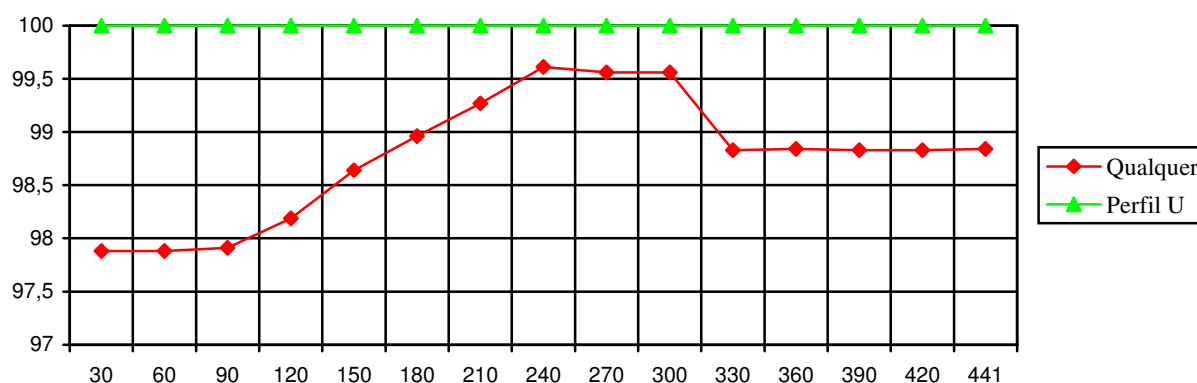


FIGURA 71 – Comparação de resultados entre a rotina Perfil Qualquer e o procedimento padrão

7.1 SUGESTÕES PARA NOVOS PASSOS

O sistema, entretanto, não está pronto, pois um sistema computacional nunca está completo ou terminado. Sempre existem novas tecnologias, facilidades e recursos a serem implementados.

Apresentam-se algumas sugestões para futuros desenvolvimentos, que tornarão o sistema ainda mais atraente (algumas sugestões já estão em implementação):

- a) *Transformar o programa “for Windows”*.

Sem muito esforço computacional, é possível transformar-se o sistema num programa

“for Windows”, portando-o para a linguagem *Visual BASIC*. Para essa transformação a interação com o usuário deverá ser adaptada para uma *interface* típica da plataforma *Windows* e das plataformas que a sucederem. O restante do código – as gerações de dados, análise da estrutura, dimensionamentos – será aproveitado sem alteração.

b) *Implementação de novos perfis comprimidos.*

Pode-se utilizar o perfil Qualquer como *engine* para a verificação de perfis ainda não implementados – sobretudo se não simétricos como os perfis Z e Z enrijecidos, mas com geração automática de dados dos perfis, a exemplo dos outros perfis disponíveis.

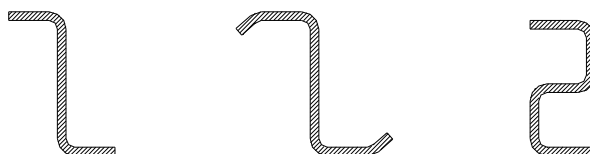


FIGURA 72 – Perfis a serem implementados

c) *Implementação de novos perfis com verificação à viga-coluna.*

Existem outros perfis que, eventualmente, são utilizados como colunas na Construção Civil: perfis I obtidos pela união de dois perfis U de chapa dobrada.

d) *Implementação de novas estruturas padrão para geração automática.*

Estruturas corriqueiras ainda não disponíveis no módulo de Geração Automática: pórticos de duas águas de alma cheia, pórticos treliçados de duas águas ou em arco;

e) *Adição de mais normas*

Oferecer outros critérios de dimensionamento tais como: *AISI* para Tensões Admissíveis, o *EuroCode*, a norma Canadense, a norma *AISC* (contemplando os critérios Estados Limites e Tensões Admissíveis) e, sobretudo, a curto prazo, implementar os procedimentos da nova norma brasileira de perfis de chapa dobrada, em fase final de estudos (Jun/99) .

f) *Criar pós-processador para programas comerciais de análise*

Vários escritórios profissionais utilizam-se de programas comerciais para a análise estrutural: SAP90, ALGOR, ANSYS e outros. Para ajudar esses profissionais já

habituaados com esses sistemas pode-se criar um módulo pós-processador, independente, baseado no módulo de dimensionamento do **ST_SuperFrame**. Com isso esses sistemas se tornariam também direcionados ao projeto de estruturas metálicas.

g) *Parâmetro de Flambagem K*

Recalcular/atualizar os parâmetros de flambagem K após a primeira “rodada” da estrutura, de acordo com o ábaco sugeridos pela norma NBR8800/86, sugerindo ao usuário um valor que poderá ser editado.

h) *Entrada de Dados gráfica*

Na migração do sistema para *Windows* criar uma aquisição de dados gráfica, sem prejuízo das outras entradas, sobretudo do Módulo de Geração automática.

i) *Transformar o sistema em 3D*

É a sugestão mais trabalhosa e sua necessidade deve ser bem avaliada. Um dos méritos do **ST_SuperFrame** é sua agilidade. Sua transformação em *3D* tende a torná-lo pesado. Talvez deva-se dar ênfase ao desenvolvimento de pós-processadores de programas de análise já consagrados, como sugerido antes. O desenvolvimento de rotinas para a verificação de perfis considerando-os elementos de pórticos espaciais já é fascinante, inusitado e com desafios técnicos suficientes para que justificar esse esforço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISI - AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **Specifications for the design of cold-formed steel structural members.** Washington, 1996

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.** Rio de Janeiro, 1968. Origem: NB-14/1968

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios: NBR 8800.** Rio de Janeiro, 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento nas edificações: NBR-6123.** Rio de Janeiro, 1987

AUTODESK Inc. **AutoCAD Release 12.** San Rafael, 1993

BREBBIA, Carlos Alberto & FERRANTE, Agustin Juan. **Computational Methods for the Solution of Engineering Problems.** London, Pentech Press Ltd, 1978

CECM – CONVENÇÃO EUROPÉIA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA. **European Recommendations for Steel Construction.** 1978

COMPANHIA SIDERÚRGICA NACIONAL. **Catálogo de Produtos.** Rio de Janeiro, 1980

DEUTSCHE INDUSTRIE NORMEN. **Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle in Stahlbau.** DIN 4114 , Berlin, 1952 – 1953

GALAMBOS, Theodore V.. **Structural Members and Frames**, Prentice-Hall. Englewood Cliffs, N.J., 1968

GROEHS, Ademar Gilberto & SANTOS, Maria Inês Gobbo. **Sistema GAELI – Gerados e Analisador de Estruturas Lineares**. Porto Alegre, 1990. Origem: CPGC/UFRGS

KANI, Gaspar. **Le Calcul de portiques étagés multiples**. Paris, Dunod, 1958

KELLY PITELKO Engenheiros Associados Ltda. **Programa DIMEN2000** São Paulo

KLEINLOGEL, Adolf. **Cálculo de las Estructuras Porticadas Hiperestáticas**. Barcelona, Editorial Labor, 1944.

LEONTOVICH, Valerian. **Pórticos e Arcos**. 6ª ed. México, Compañia Editorial Continental S.A., 1974.

MICROSOFT Corporation. **Microsoft BASIC 7.0**. Redmond, 1989

RASMUSSEN, K. J. R. **Design of thin-walled columns with unstiffened flanges - Engineering Structures (G.J. Hancock, Guest Editor)**. Vol. 16, nº 5, Butterworth-Heinmann Ltd. London, 1994

SÁLES, José Jairo et al. **Elementos de Estruturas de Aço – Dimensionamento**. Escola de Engenharia de São Carlos – São Carlos, 1994

SANTOS, Maria Inês Gobbo & KLEIN, Sílvio Paulo. **Análise Matricial de Estruturas de Barras pelo Método da Rigidez**. Porto Alegre. Origem: CPGE/UFRGS, 1984

SANTOS, Maria Inês Gobbo & KLEIN, Sílvio Paulo. **Tópicos Especiais em Análise Matricial de Estruturas**. Porto Alegre. Origem: CPCEG/UFRGS, 1981

SEEGER INFORMÁTICA E ASSESSORIA LTDA. **Programa Estrutural 3.0.** São Paulo, 1994

SISTRUT SOFTWARE E TECNOLOGIA S/C LDTA. **Programas Treliças e Pórticos.** São Paulo, 1984

TAMAGNA, Alberto & HENNEMANN, José Carlos Ferraz. **Propriedades geométricas de seções de pequena espessura:** CT-36/83. Origem: CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 1983

TEIXEIRA, Fábio & GROEHS, Ademar Gilberto. **Sistema de Reordenação Nodal para soluções do tipo Banda.** XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre, 1991

VANDERBILT, M.D. **Matrix Structural Analysis.** New York, Quantum Publishers Inc., 1974

VON KÁRMÁN, T. et al. **The strength of Thin Plates in Compression.** ASME, Vol. 54, 1932

WILSON, Edward & HABIBULLAH, Ashraf. **SAP 80 - Structural Analysis Programs,** Computers & Structures Inc., Berkeley, 1986

WINTER, George. **Strength of Slender Beams.** Transactions, ASCE, Vol 109. 1944

WINTER, George. **Strength of Thin Steel Compression Flanges.** Bulletin nº 35/3, Cornell University, Ithaca, NY, 1947

YU, Wei-Wen. **Cold-Formed Steel Design.** John Wiley & Sons, Inc., New York, 1991

ANEXO

Nesse anexo apresentam-se, impressos, os arquivos das memórias de cálculo gerados pelo sistema referentes ao exemplo do **Capítulo 6**. Primeiro o arquivo **.RES**, relatório do módulo **Análise** e depois o arquivo **.DIM** que é o relatório do módulo **Dimensionamento**.

```
-----
|                                     ST_SuperFrame / ANALISE                                     |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|                                     Versão 3.0 - Mar/97                                     |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Job: Tesoura Pav. Rural / Sta. Maria                                     Data: 09-07-1998 |
| Arquivo: C:\MCSPACE\BARRAS\tese\tese20                               Hora: 13:51:28   |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Eng. Paulo Roberto M. Carvalho                                       |
| R. Sta. Isabel 663 - POA/RS (051) 334-7078 / paulo.roberto@stabile.com.br |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
```

1. CARACTERISTICAS PRINCIPAIS

```
-----
Numero de nos ..... 36
Numero de barras ..... 67
Numero de nos vinculados ..... 2
Numero de estados de cargas .... 6
```

Numero de nos e barras carregadas

Estado	NNC	NBC
1	0	16
2	0	16
3	0	18
4	0	18
5	0	18
6	0	18

2. COORDENADAS DOS NOS

No	X	Y
1	0	600
3	85	600
5	169	600
7	308	600
9	446	600
11	585	600

No	X	Y
2	0	650
4	85	663
6	169	675
8	308	696
10	446	717
12	585	738

13	723	600	14	723	758
15	862	600	16	862	779
17	1000	600	18	1000	800
19	1138	600	20	1138	779
21	1277	600	22	1277	758
23	1415	600	24	1415	738
25	1554	600	26	1554	717
27	1692	600	28	1692	696
29	1831	600	30	1831	675
31	1915	600	32	1915	663
33	2000	600	34	2000	650
35	0	0	36	2000	0

3. CONETIVIDADES E PROPRIEDADES DAS BARRAS

Area (cm2)					
Inercia(cm4)					
E (kN/cm2)					
Barra	No i	No j	Area	Inercia	E
1	2	4	13	0	0.21E+05
2	4	6	13	0	0.21E+05
3	6	8	13	0	0.21E+05
4	8	10	13	0	0.21E+05
5	10	12	13	0	0.21E+05
6	12	14	13	0	0.21E+05
7	14	16	13	0	0.21E+05
8	16	18	13	0	0.21E+05
9	18	20	13	0	0.21E+05
10	20	22	13	0	0.21E+05
11	22	24	13	0	0.21E+05
12	24	26	13	0	0.21E+05
13	26	28	13	0	0.21E+05
14	28	30	13	0	0.21E+05
15	30	32	13	0	0.21E+05
16	32	34	13	0	0.21E+05
17	1	3	17	0	0.21E+05
18	3	5	17	0	0.21E+05
19	5	7	17	0	0.21E+05
20	7	9	17	0	0.21E+05
21	9	11	17	0	0.21E+05
22	11	13	17	0	0.21E+05
23	13	15	17	0	0.21E+05
24	15	17	17	0	0.21E+05
25	17	19	17	0	0.21E+05
26	19	21	17	0	0.21E+05
27	21	23	17	0	0.21E+05
28	23	25	17	0	0.21E+05
29	25	27	17	0	0.21E+05
30	27	29	17	0	0.21E+05
31	29	31	17	0	0.21E+05
32	31	33	17	0	0.21E+05
33	1	4	9	0	0.21E+05
34	3	6	9	0	0.21E+05
35	5	8	5	0	0.21E+05
36	7	10	5	0	0.21E+05
37	9	12	5	0	0.21E+05
38	11	14	5	0	0.21E+05
39	13	16	9	0	0.21E+05
40	15	18	9	0	0.21E+05
41	19	18	9	0	0.21E+05
42	21	20	9	0	0.21E+05
43	23	22	5	0	0.21E+05
44	25	24	5	0	0.21E+05
45	27	26	5	0	0.21E+05
46	29	28	5	0	0.21E+05
47	31	30	5	0	0.21E+05
48	33	32	5	0	0.21E+05
49	1	2	13	0	0.21E+05
50	3	4	4	0	0.21E+05
51	5	6	4	0	0.21E+05
52	7	8	4	0	0.21E+05
53	9	10	4	0	0.21E+05

	54		11		12		4		0		0.21E+05	
	55		13		14		4		0		0.21E+05	
	56		15		16		4		0		0.21E+05	
	57		17		18		4		0		0.21E+05	
	58		19		20		4		0		0.21E+05	
	59		21		22		4		0		0.21E+05	
	60		23		24		4		0		0.21E+05	
	61		25		26		4		0		0.21E+05	
	62		27		28		4		0		0.21E+05	
	63		29		30		4		0		0.21E+05	
	64		31		32		4		0		0.21E+05	
	65		33		34		13		0		0.21E+05	
	66*		35		1		51		13326		0.21E+05	
	67*		33		36		51		13326		0.21E+05	

O sinal * indica:
Barra de PORTICO

4. NOS VINCULADOS

Convencao : 1 - Desloc. Restringido
0 - Desloc. Livre
'K'- Apoio Elastico
'u'- Cedimento de Apoio

No	Restr X	Restr Y	Restr M	Ced X	Ced Y	Ced M
35	1	1	1	0	0	0
36	1	1	1	0	0	0

5. CARGAS NODAIS

----- Sem Cargas Nodais -----

6. CARGAS NAS BARRAS

Forcas em kN
Momentos em kN.cm
Pto de aplicacao em cm

6.1 1o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
B.S.	1	-0.009	-0.009	0	Lbarra

6.2 2o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
B.S.	2	-0.013	-0.013	0	Lbarra

6.3 3o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
-------	------	-----------	-----------	--------	-----

	Barl.		3		0.056		0.056		0		Lbarra	
	Sotav.		3		0.019		0.019		0		Lbarra	
	66		3		-0.033		-0.033		0		Lbarra	
	67		3		0.023		0.023		0		Lbarra	

6.4 4o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
B.S.	3	0.037	0.037	0	Lbarra
66	3	0.037	0.037	0	Lbarra
67	3	0.037	0.037	0	Lbarra

6.5 5o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
B.S.	3	0.026	0.026	0	Lbarra
66	3	0.026	0.026	0	Lbarra
67	3	0.026	0.026	0	Lbarra

6.6 6o. Estado de Cargas

***** CARGAS DISTRIBUIDAS *****

Barra	Tipo	Carga ini	Carga fim	Inicio	Fim
B.S.	3	-0.007	-0.007	0	Lbarra
66	3	-0.007	-0.007	0	Lbarra
67	3	-0.007	-0.007	0	Lbarra

7. RESULTADOS

7.1 1 a. HIPOTESE : PP + SOBREC

Estado 1 Coef. Ponder.= 1.4
Estado 2 Coef. Ponder.= 1.5

* Deslocamentos Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

No	Desloc. x (cm)	Desloc. y (cm)	Giro (rad*1000)	No	Desloc. x (cm)	Desloc. y (cm)	Giro (rad*1000)
1	-0.1545	-0.0118	0.000386	2	-0.0224	-0.0119	0.000000
3	-0.1481	-0.2872	0.000000	4	0.0172	-0.2760	0.000000
5	-0.1379	-0.5335	0.000000	6	0.0456	-0.5246	0.000000
7	-0.1157	-0.8960	0.000000	8	0.0776	-0.8905	0.000000
9	-0.0914	-1.1561	0.000000	10	0.0871	-1.1549	0.000000
11	-0.0667	-1.3284	0.000000	12	0.0806	-1.3322	0.000000
13	-0.0429	-1.4239	0.000000	14	0.0623	-1.4334	0.000000
15	-0.0205	-1.4595	0.000000	16	0.0361	-1.4755	0.000000
17	0.0000	-1.4621	0.000000	18	0.0036	-1.4621	0.000000
19	0.0205	-1.4645	0.000000	20	-0.0296	-1.4805	0.000000
21	0.0429	-1.4339	0.000000	22	-0.0566	-1.4434	0.000000
23	0.0668	-1.3434	0.000000	24	-0.0756	-1.3472	0.000000
25	0.0914	-1.1761	0.000000	26	-0.0828	-1.1749	0.000000
27	0.1157	-0.9210	0.000000	28	-0.0741	-0.9155	0.000000

29	0.1379	-0.5635	0.000000	30	-0.0429	-0.5546	0.000000
31	0.1481	-0.3054	0.000000	32	-0.0127	-0.2943	0.000000
33	0.1545	-0.0118	-0.000386	34	0.0297	-0.0119	0.000000
35	0.0000	0.0000	0.000000	36	0.0000	0.0000	0.000000

* Esforços nos extremos das barras - Eixos Locais

BARRAS DE TRELICA					
Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)	Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)
1	0.2	86	2	-40.1	86
3	-63.7	140	4	-84.0	140
5	-92.0	140	6	-93.2	140
7	-90.4	140	8	-84.9	140
9	-85.5	140	10	-91.0	140
11	-93.8	140	12	-92.6	140
13	-84.6	140	14	-64.3	140
15	-40.4	86	16	-0.2	86
17	38.9	85	18	62.4	85
19	82.5	138	20	90.4	138
21	91.6	138	22	88.8	138
23	83.4	138	24	76.1	138
25	76.1	138	26	83.4	138
27	88.8	138	28	91.6	138
29	90.4	138	30	82.5	138
31	62.4	85	32	38.9	85
33	-49.5	105	34	-31.4	113
35	-24.5	169	36	-10.3	181
37	-1.7	195	38	4.3	210
39	8.9	226	40	12.8	243
41	12.8	243	42	8.9	226
43	4.3	210	44	-1.7	195
45	-10.3	181	46	-24.5	169
47	-31.4	113	48	-49.5	105
49	-1.3	50	50	20.9	63
51	14.0	75	52	6.7	96
53	1.2	117	54	-3.2	138
55	-7.1	158	56	-10.5	179
57	-0.0	200	58	-10.5	179
59	-7.1	158	60	-3.2	138
61	1.2	117	62	6.7	96
63	14.0	75	64	20.9	63
65	-1.3	50			

BARRAS DE PORTICO					
Barra	No	Normal (kN)	Cortan. (kN)	Momen. (kN.cm)	Compr. (cm)
66	35	30.8	-0.9	-526	600
	1	-30.8	0.9	-0	
67	33	30.8	0.9	0	600
	36	-30.8	-0.9	526	

* Reacoes Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

No	Horizontal (kN)	Vertical (kN)	Momento (kN.cm)
35	0.6	21.1	-360
36	-0.6	21.1	360

7. 2 2 a. HIPOTESE : PP + VT + PI

Estado 1	Coef. Ponder.= .9
Estado 3	Coef. Ponder.= 1.4
Estado 5	Coef. Ponder.= 1.4

* Deslocamentos Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)							
No	(cm)	(cm)	(cm)	No	(cm)	(cm)	(cm)
Desloc. x	Desloc. y	Giro (rad*1000)	Desloc. x	Desloc. y	Giro (rad*1000)	Desloc. x	Desloc. y
1	1.2819	0.0355	-0.003099	2	0.9112	0.0360	0.000000
3	1.2632	0.8169	0.000000	4	0.7991	0.7844	0.000000
5	1.2332	1.5082	0.000000	6	0.7211	1.4835	0.000000

7	1.1692	2.5049	0.000000	8	0.6392	2.4926	0.000000
9	1.1005	3.1891	0.000000	10	0.6248	3.1919	0.000000
11	1.0324	3.6070	0.000000	12	0.6573	3.6276	0.000000
13	0.9686	3.7934	0.000000	14	0.7240	3.8344	0.000000
15	0.9110	3.8103	0.000000	16	0.8110	3.8743	0.000000
17	0.8612	3.7515	0.000000	18	0.9149	3.7515	0.000000
19	0.8115	3.6998	0.000000	20	0.9894	3.7225	0.000000
21	0.7590	3.5558	0.000000	22	1.0468	3.5672	0.000000
23	0.7047	3.2709	0.000000	24	1.0831	3.2722	0.000000
25	0.6502	2.8177	0.000000	26	1.0911	2.8102	0.000000
27	0.5977	2.1745	0.000000	28	1.0625	2.1595	0.000000
29	0.5511	1.3130	0.000000	30	0.9837	1.2919	0.000000
31	0.5303	0.7053	0.000000	32	0.9115	0.6804	0.000000
33	0.5182	0.0255	-0.000502	34	0.8134	0.0258	0.000000
35	0.0000	0.0000	0.000000	36	0.0000	0.0000	0.000000

* Esforços nos extremos das barras - Eixos Locais

BARRAS DE TRELICA					
Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)	Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)
1	0.8	86	2	123.4	86
3	195.1	140	4	254.2	140
5	275.0	140	6	274.8	140
7	262.0	140	8	240.8	140
9	223.0	140	10	228.7	140
11	228.7	140	12	219.9	140
13	196.5	140	14	146.4	140
15	91.1	86	16	0.4	86
17	-114.7	85	18	-183.7	85
19	-239.8	138	20	-258.0	138
21	-255.4	138	22	-240.3	138
23	-217.0	138	24	-188.1	138
25	-188.1	138	26	-199.0	138
27	-206.0	138	28	-207.3	138
29	-199.9	138	30	-178.0	138
31	-129.8	85	32	-76.1	85
33	149.0	105	34	92.4	113
35	68.2	169	36	23.8	181
37	-3.6	195	38	-23.0	210
39	-38.1	226	40	-50.9	243
41	-19.2	243	42	-11.5	226
43	-2.0	210	44	10.5	195
45	28.6	181	46	58.7	169
47	71.9	113	48	110.7	105
49	4.6	50	50	-61.5	63
51	-38.9	75	52	-15.4	96
53	2.5	117	54	17.3	138
55	30.2	158	56	41.8	179
57	-0.0	200	58	15.8	179
59	9.1	158	60	1.5	138
61	-7.4	117	62	-18.5	96
63	-33.5	75	64	-47.8	63
65	2.4	50			

BARRAS DE PORTICO					
Barra	No	Normal (kN)	Cortan. (kN)	Momen. (kN.cm)	Compr. (cm)
66	35	-93.3	10.5	4672	600
	1	93.3	-5.0	0	
67	33	-68.3	-12.8	0	600
	36	68.3	-28.6	4727	

* Reacoes Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

No	Horizontal (kN)	Vertical (kN)	Momento (kN.cm)
35	-7.4	-63.6	3285
36	-20.5	-45.7	3429

Estado 1 Coef. Ponder.= .9
 Estado 4 Coef. Ponder.= 1.4
 Estado 6 Coef. Ponder.= 1.4

* Deslocamentos Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

(cm)			(cm)				
No	Desloc. x	Desloc. y	Giro (rad*1000)	No	Desloc. x	Desloc. y	Giro (rad*1000)
1	0.1370	0.0121	-0.000829	2	0.0073	0.0122	0.000000
3	0.1321	0.2845	0.000000	4	-0.0317	0.2731	0.000000
5	0.1232	0.5289	0.000000	6	-0.0595	0.5199	0.000000
7	0.1032	0.8885	0.000000	8	-0.0900	0.8832	0.000000
9	0.0812	1.1456	0.000000	10	-0.0976	1.1447	0.000000
11	0.0589	1.3143	0.000000	12	-0.0889	1.3187	0.000000
13	0.0375	1.4057	0.000000	14	-0.0680	1.4161	0.000000
15	0.0177	1.4371	0.000000	16	-0.0391	1.4544	0.000000
17	-0.0000	1.4367	0.000000	18	-0.0037	1.4367	0.000000
19	-0.0177	1.4422	0.000000	20	0.0325	1.4595	0.000000
21	-0.0375	1.4159	0.000000	22	0.0621	1.4264	0.000000
23	-0.0589	1.3297	0.000000	24	0.0838	1.3341	0.000000
25	-0.0812	1.1660	0.000000	26	0.0932	1.1651	0.000000
27	-0.1032	0.9141	0.000000	28	0.0865	0.9087	0.000000
29	-0.1232	0.5595	0.000000	30	0.0567	0.5505	0.000000
31	-0.1321	0.3032	0.000000	32	0.0271	0.2918	0.000000
33	-0.1370	0.0121	0.000829	34	-0.0147	0.0122	0.000000
35	0.0000	0.0000	0.000000	36	0.0000	0.0000	0.000000

* Esforços nos extremos das barras - Eixos Locais

BARRAS DE TRELICA

Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)	Barra	Normal (kN)	Compr. (cm)
1	0.3	86	2	46.0	86
3	73.3	140	4	96.7	140
5	106.2	140	6	108.1	140
7	105.4	140	8	99.7	140
9	99.6	140	10	105.3	140
11	108.0	140	12	106.1	140
13	96.6	140	14	73.1	140
15	45.9	86	16	0.2	86
17	-34.3	85	18	-60.5	85
19	-82.8	138	20	-91.3	138
21	-92.3	138	22	-88.8	138
23	-82.3	138	24	-73.7	138
25	-73.7	138	26	-82.3	138
27	-88.8	138	28	-92.3	138
29	-91.3	138	30	-82.8	138
31	-60.5	85	32	-34.3	85
33	55.6	105	34	35.1	113
35	27.1	169	36	11.2	181
37	1.4	195	38	-5.4	210
39	-10.7	226	40	-15.1	243
41	-15.1	243	42	-10.7	226
43	-5.4	210	44	1.4	195
45	11.2	181	46	27.1	169
47	35.1	113	48	55.6	105
49	1.5	50	50	-23.4	63
51	-15.5	75	52	-7.2	96
53	-1.0	117	54	4.1	138
55	8.4	158	56	12.4	179
57	-0.0	200	58	12.4	179
59	8.4	158	60	4.1	138
61	-1.0	117	62	-7.2	96
63	-15.5	75	64	-23.4	63
65	1.5	50			

BARRAS DE PORTICO

Barra	No	Normal (kN)	Cortan. (kN)	Momen. (kN.cm)	Compr. (cm)
66	35	-34.6	-15.0	-1383	600
	1	34.6	-10.4	0	
67	33	-34.6	-10.4	-0	600
	36	34.6	-15.0	1383	

* Reacoes Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

No	Horizontal (kN)	Vertical (kN)	Momento (kN.cm)
35	10.8	-21.6	-1041
36	-10.8	-21.6	1041

E N V O L T O R I A D E M A X I M O S E M I N I M O S

***** DESLOCAMENTOS NODAIS (Sem Ponderacao)

Deslocamentos em cm

Giros em rad*1000

No	Desloc. X		Desloc. Y		Giro	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
1	1.2819	-0.1545	0.0355	-0.0118	0.00	-0.00
2	0.9112	-0.0224	0.0360	-0.0119	0.00	0.00
3	1.2632	-0.1481	0.8169	-0.2872	0.00	0.00
4	0.7991	-0.0317	0.7844	-0.2760	0.00	0.00
5	1.2332	-0.1379	1.5082	-0.5335	0.00	0.00
6	0.7211	-0.0595	1.4835	-0.5246	0.00	0.00
7	1.1692	-0.1157	2.5049	-0.8960	0.00	0.00
8	0.6392	-0.0900	2.4926	-0.8905	0.00	0.00
9	1.1005	-0.0914	3.1891	-1.1561	0.00	0.00
10	0.6248	-0.0976	3.1919	-1.1549	0.00	0.00
11	1.0324	-0.0667	3.6070	-1.3284	0.00	0.00
12	0.6573	-0.0889	3.6276	-1.3322	0.00	0.00
13	0.9686	-0.0429	3.7934	-1.4239	0.00	0.00
14	0.7240	-0.0680	3.8344	-1.4334	0.00	0.00
15	0.9110	-0.0205	3.8103	-1.4595	0.00	0.00
16	0.8110	-0.0391	3.8743	-1.4755	0.00	0.00
17	0.8612	-0.0000	3.7515	-1.4621	0.00	0.00
18	0.9149	-0.0037	3.7515	-1.4621	0.00	0.00
19	0.8115	-0.0177	3.6998	-1.4645	0.00	0.00
20	0.9894	-0.0296	3.7225	-1.4805	0.00	0.00
21	0.7590	-0.0375	3.5558	-1.4339	0.00	0.00
22	1.0468	-0.0566	3.5672	-1.4434	0.00	0.00
23	0.7047	-0.0589	3.2709	-1.3434	0.00	0.00
24	1.0831	-0.0756	3.2722	-1.3472	0.00	0.00
25	0.6502	-0.0812	2.8177	-1.1761	0.00	0.00
26	1.0911	-0.0828	2.8102	-1.1749	0.00	0.00
27	0.5977	-0.1032	2.1745	-0.9210	0.00	0.00
28	1.0625	-0.0741	2.1595	-0.9155	0.00	0.00
29	0.5511	-0.1232	1.3130	-0.5635	0.00	0.00
30	0.9837	-0.0429	1.2919	-0.5546	0.00	0.00
31	0.5303	-0.1321	0.7053	-0.3054	0.00	0.00
32	0.9115	-0.0127	0.6804	-0.2943	0.00	0.00
33	0.5182	-0.1370	0.0255	-0.0118	0.00	-0.00
34	0.8134	-0.0147	0.0258	-0.0119	0.00	0.00
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
36	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00

***** SOLICITACOES NOS EXTREMOS DAS BARRAS (Eixos Locais)

Forças em kN
Momentos em kN.cm

BARRAS DE PORTICO

Barra	No	Normal		Cortante		Momento		Lbarra (cm)
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
66	35	30.8	-93.3	10.5	-15.0	4672	-1383	600
	1	93.3	-30.8	0.9	-10.4	0	-0	
67	33	30.8	-68.3	0.9	-12.8	0	-0	600
	36	68.3	-30.8	-0.9	-28.6	4727	526	

* Reacoes Nodais - Eixos Globais (Sem Ponderacao)

No	Horizontal (kN)	Vertical (kN)	Momento (kN.cm)
----	-----------------	---------------	-----------------

1 a. Hip.	35	0.6	21.1	-360
	36	-0.6	21.1	360
2 a. Hip.	35	-7.4	-63.6	3285
	36	-20.5	-45.7	3429
3 a. Hip.	35	10.8	-21.6	-1041
	36	-10.8	-21.6	1041

* Reacoes Nodais dos Estados de Carga Isolados - Eixos Globais
(Sem Ponderacao)

1 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	0.2	8.6	-147
	36	-0.2	8.6	147
2 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	0.4	12.5	-214
	36	-0.4	12.5	214
3 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	-16.8	-46.2	4202
	36	-11.2	-28.2	2512
4 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	13.0	-37.2	-1100
	36	-13.0	-37.2	1100
5 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	9.1	-26.0	-770
	36	-9.1	-26.0	770
6 o. Estado de Carga				
	No	Horizontal(kN)	Vertical(kN)	Momento(kN.cm)
	35	-2.4	7.0	206
	36	2.4	7.0	-206

ST_SuperFrame / DIMENSIONAMENTO	
Versão 3.0 - Mar/97	
***** Fy= 25 kN/cm ² *****	
Job: PORTICO PRINCIPAL	Data: 09-07-1998
Arquivo: TESE\TES20	Hora: 13:54:32
Eng. Paulo Roberto M. Carvalho	
R. Sta. Isabel 663 - POA/RS (051) 334-7078 / paulo.roberto@estabile.com.br	

Barra	Normal		Lbarra (cm)	Dimensionamento (mm)	Tr/íPtn %	Comp/íPn %
	MAX	MIN				
1	0.8	0.2	86	[170 x 60 x 4.76	0	0
2	123.4	-40.1	86	[170 x 60 x 4.76	42	16
3	195.1	-63.7	140	[170 x 60 x 4.76	67	31
4	254.2	-84.0	140	[170 x 60 x 4.76	87	41
5	275.0	-92.0	140	[170 x 60 x 4.76	94	45
6	274.8	-93.2	140	[170 x 60 x 4.76	94	46
7	262.0	-90.4	140	[170 x 60 x 4.76	90	44
8	240.8	-84.9	140	[170 x 60 x 4.76	82	42
9	223.0	-85.5	140	[170 x 60 x 4.76	76	42
10	228.7	-91.0	140	[170 x 60 x 4.76	78	45
11	228.7	-93.8	140	[170 x 60 x 4.76	78	46

12	219.9	-92.6	140	[170 x 60 x 4.76	75	45
13	196.5	-84.6	140	[170 x 60 x 4.76	67	41
14	146.4	-64.3	140	[170 x 60 x 4.76	50	31
15	91.1	-40.4	86	[170 x 60 x 4.76	31	16
16	0.4	-0.2	86	[170 x 60 x 4.76	0	0
17	38.9	-114.7	85	[170 x 60 x 6.35	10	35
18	62.4	-183.7	85	[170 x 60 x 6.35	16	57
19	82.5	-239.8	138	[170 x 60 x 6.35	21	91
20	90.4	-258.0	138	[170 x 60 x 6.35	23	98
21	91.6	-255.4	138	[170 x 60 x 6.35	24	97
22	88.8	-240.3	138	[170 x 60 x 6.35	23	91
23	83.4	-217.0	138	[170 x 60 x 6.35	22	82
24	76.1	-188.1	138	[170 x 60 x 6.35	20	71
25	76.1	-188.1	138	[170 x 60 x 6.35	20	71
26	83.4	-199.0	138	[170 x 60 x 6.35	22	75
27	88.8	-206.0	138	[170 x 60 x 6.35	23	78
28	91.6	-207.3	138	[170 x 60 x 6.35	24	78
29	90.4	-199.9	138	[170 x 60 x 6.35	23	76
30	82.5	-178.0	138	[170 x 60 x 6.35	21	67
31	62.4	-129.8	85	[170 x 60 x 6.35	16	40
32	38.9	-76.1	85	[170 x 60 x 6.35	10	23
33	149.0	-49.5	105	LL 51 x 4.76 x 150 TR350	75	33
34	92.4	-31.4	113	LL 51 x 4.76 x 150 TR377	46	21
35	68.2	-24.5	169	LL 45 x 3 x 150 TR560	60	60
36	23.8	-10.3	181	LL 45 x 3 x 150 TR604	20	28
37	1.4	-3.6	195	LL 45 x 3 x 150 TR650	1	11
38	4.3	-23.0	210	LL 45 x 3 x 150 TR701	3	82
39	8.9	-38.1	226	LL 51 x 4.76 x 150 TR754	4	65
40	12.8	-50.9	243	LL 51 x 4.76 x 150 TR810	6	98
41	12.8	-19.2	243	LL 51 x 4.76 x 150 TR810	6	37
42	8.9	-11.5	226	LL 51 x 4.76 x 150 TR754	4	19
43	4.3	-5.4	210	LL 45 x 3 x 150 TR701	3	19
44	10.5	-1.7	195	LL 45 x 3 x 150 TR650	9	5
45	28.6	-10.3	181	LL 45 x 3 x 150 TR604	25	28
46	58.7	-24.5	169	LL 45 x 3 x 150 TR561	51	60
47	71.9	-31.4	113	LL 45 x 3 x 150 TR377	63	44
48	110.7	-49.5	105	LL 45 x 3 x 150 TR351	97	68
49	4.6	-1.3	50	[170 x 60 x 4.76	1	0
50	20.9	-61.5	63	LL 35 x 3 x 150 TR206	24	95
51	14.0	-38.9	75	LL 35 x 3 x 150 TR251	16	62
52	6.7	-15.4	96	LL 35 x 3 x 150 TR320	7	26
53	2.5	-1.0	117	LL 35 x 3 x 150 TR389	2	2
54	17.3	-3.2	138	LL 35 x 3 x 150 TR458	20	9
55	30.2	-7.1	158	LL 35 x 3 x 150 TR528	34	28
56	41.8	-10.5	179	LL 35 x 3 x 150 TR597	48	51
57	-0.0	-0.0	200	LL 35 x 3 x 150 TR666	0	0
58	15.8	-10.5	179	LL 35 x 3 x 150 TR597	18	51
59	9.1	-7.1	158	LL 35 x 3 x 150 TR528	10	28
60	4.1	-3.2	138	LL 35 x 3 x 150 TR458	4	9
61	1.2	-7.4	117	LL 35 x 3 x 150 TR389	1	17
62	6.7	-18.5	96	LL 35 x 3 x 150 TR320	7	32
63	14.0	-33.5	75	LL 35 x 3 x 150 TR251	16	53
64	20.9	-47.8	63	LL 35 x 3 x 150 TR208	24	74
65	2.4	-1.3	50	[170 x 60 x 4.76	0	0
* 66	93.3	-30.8	600	I 400 x 170 x 6.35 x 7.9		.45
* 67	68.3	-30.8	600	I 400 x 170 x 6.35 x 7.9		.60

QUADRO DE QUANTITATIVOS

Posicao	PERFIL	Ltotal (cm)	Peso (kgf)
1	[170 x 60 x 4.76	2122	215
2	[170 x 60 x 6.35	2000	264
3	LL 51 x 4.76 x 150	1158	80
4	LL 45 x 3 x 150	1729	68
5	LL 35 x 3 x 150	1853	56
6	I 400 x 170 x 6.35 x 7.9	1200	483

PESO TOTAL DE PERFIS: 1166 kgf
