Campus de São Carlos

SOBRE O PROJETO E A CONSTRUÇÃO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS ESPACIAIS

AUTOR: JOÃO RICARDO MAIA DE MAGALHÃES

ORIENTADOR: PROF. DR. MAXIMILIANO MALITE

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Engenharia de Estruturas

**SOBRE O PROJETO E A CONSTRUÇÃO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS ESPACIAIS**

JOÃO RICARDO MAIA DE MAGALHÃES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr. Maximiliano Malite

DEDALUS - Acervo - EESC

31100035791

São Carlos
1996

Claes.	TESE/EESC
Cutt.	3230
Tombo	211/86

Estruturas

st 746493

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

M188s Magalhães, João Ricardo Maia de
Sobre o projeto e a construção de estruturas
metálicas espaciais / João Ricardo Maia de
Magalhães. -- São Carlos, 1996.

Dissertação (Mestrado). -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1996.
Orientador: Prof. Dr. Maximiliano Malite.

1. Estruturas metálicas. 2. Estruturas
espaciais. 3. Estruturas tridimensionais.
4. Treliças espaciais. I. Título

Aos meus pais
M^a de Fátima e Luiz Eduardo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maximiliano Malite pela dedicação na orientação deste trabalho. Levo comigo a admiração e a amizade conquistada neste breve período do mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pela bolsa de estudo concedida.

Aos Professores José Jairo de Sáles e Roberto Martins Gonçalves pela atenção sempre dispensada.

À ALUSUD Engenharia, Montagens e Serviços Ltda pelo contínuo interesse no desenvolvimento de pesquisas sobre as estruturas espaciais.

À Martha Suzana de F. Magalhães pela revisão do texto.

Aos colegas e amigos de departamento, em especial a Luiz Fernando L. Ribeiro, Moacir Kripka e Saulo F. A. Barretto, pelas muitas horas de papo 'jogadas fora'.

Ao amigo Orides M. Júnior e a todos os amigos do 'predinho' e 'agregados' pelos bons momentos de convívio e distração.

À querida Luciana por nunca ter deixado faltar carinho e compreensão durante este período.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE GRÁFICOS.....	iii
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE FOTOS.....	v
RESUMO.....	vi
ABSTRACT.....	vii
INTRODUÇÃO.....	1
1 ASPECTOS GERAIS DAS ESTRUTURAS ESPACIAIS.....	3
1.1 Breve histórico.....	3
1.2 Conceitos básicos.....	5
1.3 Algumas vantagens das treliças espaciais.....	9
1.4 Alguns sistemas comerciais.....	10
1.5 Sistemas de vedação e contra-flechas.....	12
1.6 Acabamento e pintura.....	15
1.7 Transporte e montagem.....	16
1.7.1 Técnicas de montagem.....	17
1.8 Ações e normas aplicáveis.....	19
1.9 Breve comentário sobre determinação geométrica das estruturas espaciais.....	24
1.10 Descrição de algumas obras.....	28
1.10.1 Centro de Exposições Anhembi - Brasil.....	28
1.10.2 Estádio Coberto de Toronto - Canadá.....	29
2 ANÁLISE SIMPLIFICADA VIA ANALOGIA DE PLACA.....	32
2.1 Determinação da espessura da placa equivalente.....	35
2.2 Determinação dos esforços na treliça a partir da placa equivalente.....	37
2.3 Análise dos resultados e conclusões.....	37
3 EXEMPLO DE CÁLCULO DE COBERTURA EM TRELIÇA ESPACIAL.....	56
3.1 Descrição da edificação.....	56
3.2 Ações.....	58
3.3 Pré-dimensionamento.....	63
3.4 Cálculo dos esforços e dimensionamento das barras da	

estrutura.....	63
3.5 Dimensionamento das colunas.....	69
3.6 Sobre o efeito da variação da temperatura.....	73
3.7 Considerações sobre o dimensionamento de treliças espaciais..	73
4 ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE BARRAS COMPRIMIDAS COM VARIAÇÃO DE INÉRCIA.....	75
4.1 Breve estudo teórico de barras de treliça espacial sujeitas a variação de inércia.....	76
4.1.1 Análise de barras sem a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento.....	77
4.1.2 Análise de barras com a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento.....	80
4.2 Ensaios em barras de aço.....	84
4.2.1 Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada.....	85
4.2.2 Resultados experimentais.....	88
4.2.3 Comparação dos resultados experimentais com os teóricos.....	101
4.2.4 Considerações sobre os resultados em barras de aço.....	102
4.3 Ensaios em barras de alumínio.....	103
4.3.1 Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada.....	106
4.3.2 Resultados experimentais.....	109
4.3.3 Análise dos resultados.....	119
4.4 Ensaios de caracterização mecânica da liga de alumínio ASTM-6351-T6.....	120
4.4.1 Ensaios de tração.....	121
4.4.2 Ensaios de compressão.....	123
4.4.3 Comentário sobre os ensaios de caracterização mecânica	124
CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	126
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128

Figura 2.1 - Discretização da estrutura 1 em elementos finitos.....	33
Figura 2.2 - Discretização da estrutura 2 em elementos finitos.....	34
Figura 2.3 - Elementos finitos utilizados nas simulações via LUSAS	36
Figura 2.4 - Esquema geral com as seções transversais analisadas.....	38
Figura 3.1 - Cobertura em treliça espacial.....	57
Figura 3.2 - Direções de atuação do vento para efeito de cálculo.....	59
Figura 3.3 - Coeficientes de forma externos, de pressão interna e forças de atrito para direções do vento longitudinal e transversal.....	60
Figura 3.4 - Carregamentos básicos.....	62
Figura 3.5 - Elemento de barra utilizado na análise numérica via LUSAS ..	64
Figura 3.6 - Numeração das barras dimensionadas.....	65
Figura 4.1 - Esquema com os detalhes de extremidade típicos analisados.	77
Figura 4.2 - Momentos de inércia ao longo dos modelos.....	81
Figura 4.3 - Elemento de barra utilizado na simulação numérica.....	81
Figura 4.4 - Detalhes dos nós das barras de aço estudadas.....	85
Figura 4.5 - Numeração dos extensômetros elétricos nas barras de aço....	86
Figura 4.6 - Esquemas com os momentos de inércia das barras considerados nas análises via LUSAS	101
Figura 4.7 - Seção transversal extrema para as estampagens analisadas..	104
Figura 4.8 - Esquema geral do ensaio.....	107
Figura 4.9 - Numeração dos canais: extensômetros elétricos e transdutores de deslocamento.....	108
Figura 4.10 - Variação de inércia para as estampagens analisadas.....	119
Figura 4.11 - Dimensões dos corpos-de-prova para ensaios de tração, conforme ASTM E 8M/94.....	121

LISTA DE GRÁFICOS

Gráficos 2.1 a 2.11 - Deslocamentos ao longo de seções das estruturas 1 e 2.....	38 a 45
Gráficos 2.12 a 2.19 - Esforços axiais equivalentes ao longo de seções das estruturas 1 e 2.....	46 a 50
Gráficos 2.20 e 2.21 - Deslocamentos ao longo ao longo de seções das estrutura 1.....	52 e 53
Gráficos 2.22 e 2.23 - Esforços axiais equivalentes ao longo de seções da estrutura 1.....	53 e 54
Gráfico 4.1 - Curvas de flambagem aplicáveis a barras de seção transversal tubular para o aço USI-SAC-41.....	79
Gráfico 4.2 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva 'a' da NBR 8800.....	82
Gráfico 4.3 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva 'b' do EUROCODE.....	82
Gráfico 4.4 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva de flambagem da AISC-LRFD.....	83
Gráfico 4.5 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva de flambagem do AISC-ASD e AISI.....	83
Gráficos 4.6 a 4.17 - Gráficos com resultados experimentais para barras de aço.....	89 a 100
Gráfico 4.18 - Curvas de flambagem para a liga ASTM-6351.....	105
Gráficos 4.19 a 4.26 - Gráficos com resultados experimentais para barras de alumínio.....	111 a 118
Gráfico 4.27 - $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ para as duas estampagens utilizadas.....	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Reações verticais nos apoios das estruturas 1 e 2.....	51
Tabela 3.1 - Resistência de cálculo para algumas barras com seções tubulares circulares, segundo NBR 8800.....	66
Tabela 3.2 - Planilha para dimensionamento de barras (esforços axiais em kN).....	68
Tabela 3.3 - Momentos fletores para as colunas de apoio (Solicitações nominais).....	73
Tabela 4.1 - Força crítica experimental para os protótipos ensaiados.....	88
Tabela 4.2 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra A.....	102
Tabela 4.3 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra B.....	102
Tabela 4.4 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra C.....	102
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas da liga ASTM-6351 - valores convencionais.....	105
Tabela 4.6 - Força última obtida nos ensaios de compressão das barras de aço.....	109
Tabela 4.7 - Ensaios de tração - resumo de resultados.....	122
Tabela 4.8 - Ensaios de compressão - resumo de resultados.....	123

LISTAS DE FOTOS

Foto 4.1 - Esquema geral do ensaio.....	87
Foto 4.2 - Extremidades de barras com os dois tipos de estampagem analisadas.....	104
Foto 4.3 - Vista geral de uma barra durante o ensaio.....	110
Foto 4.4 - Ensaio de tração: corpo-de prova posicionado na máquina universal.....	122
Foto 4.5 - Ensaio de compressão: corpo-de-prova posicionado na prensa em instante logo após o colapso.....	124

RESUMO

MAGALHÃES, J.R.M. *Sobre o Projeto e a Construção de Estruturas Metálicas Espaciais*. São Carlos, 1996. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O presente trabalho aborda alguns aspectos estruturais e construtivos das estruturas metálicas espaciais. Inicialmente apresentam-se um breve histórico deste sistema estrutural, algumas informações gerais a respeito das classificações das estruturas espaciais, das 'tipologias' para alguns dos sistemas mais utilizados, assim como exemplos de aplicação destas estruturas. A seguir discutem-se aspectos relativos à análise estrutural, com a apresentação de um breve roteiro de cálculo para uma cobertura em treliça espacial. Finalmente apresentam-se alguns resultados teóricos e experimentais relativos a barras comprimidas de inércia variável ao longo do comprimento.

Palavras-chave: estruturas metálicas, estruturas espaciais, estruturas tridimensionais, treliças espaciais

ABSTRACT

MAGALHÃES, J.R.M. *About the Design and Construction of Metal Space Structures*. São Carlos, 1996. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work, some structural and constructional aspects of metal space structures are presented. Initially, a brief review of this structural system is described together with some general informations about classifications, types and applications of usual systems. In addition, some aspects about structural analysis are discussed, presenting a brief guide for a space truss design. Finally, some theoretical and experimental results are illustrated for a case of axial compression members with variable stiffness.

Keywords: metal structures, space structures, tridimensional structures
space trusses, double-layer grids

INTRODUÇÃO

O que é uma **estrutura espacial** ? Se esta pergunta fosse feita a um leigo em engenharia de estruturas, possivelmente este logo lembraria de um foguete ou coisa do gênero e responderia, corretamente, que é qualquer corpo ou matéria que está no universo.

No entanto, na prática da engenharia de estruturas, várias outras definições são utilizadas, todas esquecendo um significado mais rigoroso das palavras. Dentre estas, uma primeira considera espacial (ou tridimensional) aquela estrutura que, quando 'discretizada' em elementos para efeito de cálculo, estes não estão contidos em um único plano. Desta forma, as estruturas de edifícios de múltiplos andares, por exemplo, poderiam ou não serem consideradas como espacial, a depender das hipóteses de cálculo adotadas.

Uma segunda refere-se a um caso particular da primeira, usualmente utilizada para definir estruturas metálicas de cobertura formadas por duas camadas paralelas de barras (banzos) ligadas entre si por outras barras (diagonais). A este tipo de estrutura também é dado o nome de "treliça espacial". São estas estruturas o objeto de estudo deste trabalho.

Uma terceira definição de estrutura espacial é a de um sistema estrutural tridimensional, constituído por barras, que não possui subsistemas planos definidos.

Convém ressaltar, porém, que uma interpretação mais rigorosa - e correta - do termo "estrutura espacial", resultaria numa quantidade bem maior de estruturas sob esta definição. No entanto, não se pretende, aqui, utilizar outra terminologia que não seja a de uso corrente na prática, ainda que não seja a mais adequada.

Neste trabalho são apresentados alguns aspectos estruturais e construtivos das treliças espaciais (ou estruturas espaciais).

No primeiro capítulo, apresentam-se um breve histórico deste sistema estrutural, algumas informações gerais a respeito das classificações das estruturas espaciais, das 'tipologias' para alguns dos sistemas mais utilizados, assim como exemplos de aplicação.

No segundo capítulo, discute-se a viabilidade de um dos métodos simplificados utilizados para análise das treliças espaciais, que é a analogia com uma 'placa equivalente'. Para isto, são analisadas duas estruturas onde comparam-se os resultados obtidos via método simplificado de 'placa equivalente', com os obtidos via simulação das estruturas como reticuladas espaciais.

Apresenta-se, no terceiro capítulo, um exemplo de cálculo - em forma de roteiro - de uma cobertura em treliça espacial.

No quarto capítulo, são apresentados resultados teóricos e experimentais obtidos para barras de aço e alumínio axialmente comprimidas, confeccionadas com algumas das 'tipologias' de ligações mais empregadas nas treliças espaciais. São também discutidos alguns aspectos relativos à instabilidade destas barras com variação de inércia ao longo do comprimento.

Finalmente, espera-se que este trabalho possa dar alguma contribuição ao meio técnico, uma vez que a bibliografia brasileira sobre o tema é escassa.

CAPÍTULO 1

ASPECTOS GERAIS DAS ESTRUTURAS ESPACIAIS

1.1) Breve histórico

As primeiras aplicações de estruturas espaciais foram em cúpulas. Na antiguidade estas eram construídas de pedras naturais, sendo a madeira somente utilizada a partir da Idade Média (séc. V a XV). As primeiras estruturas reticuladas surgiram na França e na Alemanha nos séc. XVIII e XIX.

O uso do aço nestas estruturas tem como primeiro registro uma cúpula construída no ano de 1811 por BELLANGE e BRUNET. As abóbadas em aço surgem apenas em 1892 com FLOPPL. [42]

O primeiro protótipo de estruturas tridimensionais pré-fabricadas foi feito por Alexander Graham Bell, o famoso inventor do telefone que, em 1906 juntamente com alguns colegas, fundou a "Aerial Experiment Association" para tentar construir *kits* de torres e biplanos de estruturas tridimensionais pré-fabricadas. Bell construiu vários protótipos destas estruturas com barras de mesmo comprimento, ligadas por nós bastante simples e padronizados. Ele referiu-se a estas estruturas como de "extraordinária resistência". Foi ele, provavelmente, o primeiro engenheiro a mostrar como se pode fabricar estruturas simples, leves e resistentes, dando-se atenção especial à possibilidade de redução de custos com a sua industrialização. [42]

Algumas dessas estruturas são mostradas nas figuras a seguir:

Figura 1.1 - Bell com a provável primeira estrutura espacial pré-fabricada

Figura 1.2 - Torre totalmente montada antes de ser erguida.

Figura 1.3 - Aparato voador constituído de reticulado espacial.

O primeiro sistema com aplicação comercial, utilizado para cobrir edifícios industriais, e de maior sucesso mundial até hoje, é o sistema MERO. Desenvolvido durante os anos de 1942-43 em Berlim por uma pequena equipe de colaboradores do Eng. Max Mengerlinghausen, este sistema inicialmente chamado de MENGERLINGHAUSEN-ROHRBAUWEISE, logo começou a ser chamado pelos projetistas através das iniciais dos longos sobrenomes. [25]

Este sistema utiliza conexões que permitem a união de até 18 barras sem causar excentricidade na ligação.

O sucesso e as vantagens que o sistema MERO trouxe, induziu a que diversos novos sistemas fossem desenvolvidos. Atualmente existem dezenas de sistemas patenteados e de uso comercial no mundo.

Um dos primeiros pesquisadores a se interessar pelo estudo mais aprofundado destas estruturas foi o Prof. Z. S. MAKOWSKI. A partir do início da década de 50, seus inúmeros estudos e publicações fizeram com que ele se tornasse uma das grandes referências mundiais neste tema.

Durante muitos anos o uso destas estruturas como alternativa estrutural foi prejudicado pela falta de uma solução que permitisse uma avaliação mais precisa dos esforços internos – ou pelo menos confiável – já que por serem de hiperestaticidade elevada, somente métodos aproximados poderiam ser utilizados. Apenas nas três últimas décadas, com o advento dos computadores, é que estas estruturas passaram a ser mais utilizadas.

O uso das estruturas espaciais concentra-se, nos dias atuais, basicamente nas coberturas. Em pisos, este tipo de estrutura, combinada com laje de concreto, já foi utilizado mostrando-se como uma boa alternativa à laje nervurada – somando-se aí a possibilidade de pré-fabricação de todo o piso e também propiciando redução das forças nos pilares oriundas do peso próprio da laje. Em pontes também há registros do uso dessas estruturas.

A beleza intrínseca a estas estruturas faz com que elas também sejam utilizadas sem finalidade estrutural como, por exemplo, em ornamentos de fachadas. Observa-se também a sua utilização como uma alternativa de estrutura auxiliar com o objetivo de 'esconder' instalações elétricas e de refrigeração em coberturas.

1.2) Conceitos Básicos

Segundo MAKOWSKI [42,44] as estruturas espaciais podem ser agrupadas em três categorias principais:

1 - estruturas reticuladas, constituídas de barras e unidas entre si por nós, como por exemplo: cúpulas, abóbadas, treliças espaciais, etc;

2 - estruturas laminares, em que os revestimentos participam da resistência;

3 - construções em cabos.

As treliças espaciais são, segundo a classificação de MAKOWSKI, um caso particular de estrutura espacial.

As treliças espaciais são comumente classificadas :

- em elevação

As estruturas espaciais, em um plano vertical, são classificadas quanto ao número de camadas (também chamadas de malhas, banzos ou cordas). Normalmente a utilização de uma única camada se dá em estruturas de cobertura que apresentam curvatura, como é o caso das cúpulas e abóbadas, e quando o vão a ser vencido não é elevado. As de duas camadas são as de utilização mais comum. Mais rígidas, estas podem ser dispostas de forma paralela e plana formando as treliças espaciais.

- em planta

As estruturas espaciais em planta são classificadas quanto ao número de direções que as barras dos banzos tomam. Uma outra classificação utiliza a geometria da figura gerada pela interseção das barras dos banzos.

O fato de as barras dos banzos serem ou não paralelas aos lados de uma estrutura apoiada continuamente, também resulta em uma classificação para este fim, conferindo apoios retangulares ou diagonais. Caso as estruturas representadas pela Figura 1.4a e 1.4c fossem apoiadas continuamente em nós contidos em linhas paralelas aos lados das estruturas, ter-se-iam exemplos de malhas retangulares e diagonais, respectivamente.

A Fig. 1.4 traz algumas das geometrias de malhas mais utilizadas e suas classificações segundo o exposto anteriormente.

a - quadrada sobre quadrada

b - quadrada sobre quadrada com aberturas internas

c - quadrada diagonal sobre quadrada diagonal

d - quadrada sobre quadrada diagonal

e - quadrada sobre quadrada sem diagonais escondas

f - retangular sobre retangular

Figura 1.4 - Algumas geometrias mais comuns de treliças espaciais e suas classificações.

Uma outra divisão feita nas treliças espaciais é quanto ao volume gerado pela união das barras. Assim, dois grupos são formados:

1 - reticulados formados por vigas treliçadas de banzos paralelos que se cruzam gerando volumes prismáticos. As estruturas pertencentes a este grupo podem também ser chamadas de grelhas espaciais. Como exemplo, tem-se a Fig. 1.4e;

2 - reticulado espacial propriamente dito, em que os volumes gerados pela união de barras são pirâmides e/ou troncos de pirâmides.

Quanto às condições de apoio, são mostradas a seguir, algumas das suas formas mais comuns.

Figura 1.5 - Algumas formas para apoios de coberturas espaciais.

Como recomendação da altura da treliça, alguns autores sugerem os seguintes valores:

$\frac{l}{30} a \frac{l}{40}$	MORINI (1976)	$\frac{l}{20} a \frac{l}{60}$	IFFLAND (1982)
$\frac{l}{20} a \frac{l}{40}$	MAKOWSKI (1981)	$\frac{l}{15} a \frac{l}{20}$	WALKER (1981), AGERSKOV (1986)

onde l é a distância entre apoios da estrutura.

Tem-se observado no Brasil, que para os sistemas aqui disponíveis, a faixa de utilização para altura da treliça é de $\frac{l}{15} a \frac{l}{20}$.

A variação nestes valores deve-se a fatores como:

- rigidez do sistema utilizado (deformabilidade do conjunto barra-nó)
- malha retangular ou diagonal
- apoio contínuo ou discreto

1.3) Algumas vantagens das treliças espaciais

MAKOWSKI [40] enumera as seguintes vantagens do sistema estrutural em treliça espacial:

1 - apresentam um típico comportamento tridimensional. Com isto, para pontos em que a estrutura esteja submetida a solicitações elevadas, há um rápido declínio nos esforços em regiões próximas a aqueles.

2 - possuem um elevado grau de hiperestaticidade (redundância estrutural). Assim, um eventual dano em algum elemento não significa, necessariamente, o colapso de toda a estrutura.

3 - são relativamente pequenos os deslocamentos devido à elevada rigidez.

4 - asseguram acurácia e rapidez na montagem porque são formadas de pequenas peças pré-fabricadas confeccionadas com precisão na fábrica. As pequenas dimensões dos elementos simplificam muito o transporte e a montagem.

5 - são caracterizadas pela grande facilidade de ampliação e remoção de partes da estrutura e uma possibilidade de disposição quase aleatória dos apoios. Isto permite que o projetista tenha uma grande flexibilidade na escolha do arranjo e no posicionamento dos pilares.

6 - permitem que o espaço entre as malhas superior e inferior, possa ser utilizado para instalação e manutenção de sistemas elétricos ou mecânicos, como aquecimento, refrigeração e ventilação.

7 - apresentam uma agradável aparência arquitetônica. Por isto, muitas vezes opta-se por deixar a estrutura aparente, ou seja, sem forro.

1.4) Alguns sistemas comerciais

No mundo, diversos sistemas foram desenvolvidos e patenteados. Dentre estes, é possível citar alguns dos mais utilizados:

- MERO (ALEMANHA)

- UNIBAT (FRANÇA)

- TRIODETIC (CANADÁ)

- UNISTRUT (USA)

- OKTAPLATTE (ALEMANHA)

- NODUS (INGLATERRA)

Figura 1.6 - Alguns dos sistemas comerciais mais utilizados

Destes sistemas, o de maior utilização mundial até hoje é o sistema MERO.

No Brasil, a utilização de alguns destes sistemas se reduz basicamente a algumas poucas obras feitas com o sistema MERO. Isto se deve ao baixo custo que sistemas não patenteados aqui utilizados, oferecem. Dentre estes o mais comum é um sistema composto de barras de seção transversal circular (tubos) com as extremidades amassadas, que se unem através de um parafuso, formando um nó. As Figuras 1.7 e 1.8 trazem algumas ilustrações deste sistema.

(a) vista parcial da treliça espacial.

(b) vista superior do nó

Figura 1.7 - Detalhes de sistema com nó formado por parafuso e tubos prensados.

Figura 1.8 - Esquema de sistema com nó formado por parafuso e tubos prensados.

No entanto, sobre este sistema não são conhecidos estudos que comprovem a validade das hipóteses de cálculo assumidas. É possível notar, nas Figuras 1.7 e 1.8, variações de rigidez nas extremidades das barras assim como excentricidades nas ligações.

Na prática da execução de coberturas utilizando este sistema pelos seus diversos fabricantes, vem sendo comum o aprendizado do comportamento estrutural com as obras já executadas. É frequente a ocorrência de problemas decorrentes da adoção, no cálculo estrutural, de algumas premissas que não são verificadas. Não se tem uma avaliação do nível de segurança que estas estruturas possam ter.

No Capítulo 4 são apresentados resultados teóricos e experimentais relativos a ensaios de compressão axial em barras isoladas, onde são discutidos alguns problemas que envolvem barras comprimidas sujeitas a variações de inércia ao longo do seu comprimento.

1.5) Sistemas de vedação e contra-flechas

Nas treliças espaciais existem basicamente duas formas de fixação dos elementos de vedação (telhas). Em uma primeira, as telhas são presas diretamente sobre a estrutura. Para isto, é necessário que a estrutura já

possua inclinações que permitam o escoamento das águas pluviais. Em uma segunda forma, normalmente a mais comum, utilizam-se terças.

Como vantagens na utilização de terças tem-se que:

1 - desde que estas sejam fixadas à estrutura através dos nós, não há o surgimento de esforços de flexão nas barras do banzo superior;

2 - a fixação das telhas torna-se mais fácil, tendo em vista que normalmente, na região do nó, a fixação das telhas diretamente sobre as barras do banzo apresenta uma dificuldade maior.

Como inclinação mínima do plano das telhas, WEST [69] sugere $1/80$ para esta. No entanto, recomenda que tal inclinação seja no mínimo de $1/50$. Estas recomendações podem ser estendidas a coberturas não somente formadas de sistemas espaciais, como as formadas por outros sistemas de uma forma geral.

Pelo fato de nas treliças espaciais ser comum a utilização de declividades muito baixas nos telhados, torna-se necessário o cuidado com o recobrimento entre telhas. As metálicas são as que permitem maior eficiência na execução desta tarefa.

Outra preocupação que deve haver é quanto aos deslocamentos provocados pelas cargas permanentes. Estes deslocamentos devem ser previstos e/ou corrigidos, de modo a evitar que as declividades nos telhados fiquem abaixo do recomendado e, com isto, provoquem uma dificuldade maior no escoamento de águas pluviais.

As contra-flechas em treliças espaciais são normalmente obtidas através da alteração dos comprimentos das barras da malha superior e/ou inferior.

As figuras a seguir mostram formas de aplicação de contra-flechas. Na primeira (Fig. 1.9), elas são classificadas como esféricas, pois o efeito é provocado em duas direções. A Figura 1.10 traz a aplicação em apenas

uma das direções. A esta aplicação é dado o nome de contra-flecha cilíndrica.

Figura 1.9 - Contra-flechas esféricas.

Figura 1.10 -Contra-flecha cilíndrica.

Normalmente é conveniente que a alteração de comprimento nos elementos se dê apenas no banzo onde não estão contidos os apoios, ou seja, para as estruturas que os possuam localizados no banzo inferior, as contra-flechas deverão ser obtidas por um aumento no comprimento dos elementos da malha superior; e no caso de apoios localizados no banzo superior, uma redução de comprimento nos elementos do banzo inferior.

Uma contra-flecha que permita que todos os nós de uma das malhas permaneçam numa mesma cota após a ação das cargas permanentes acarreta em uma não padronização dos comprimentos das barras o que, do ponto de vista prático, é indesejável.

Uma forma de minimizar este problema é proceder a alteração apenas nas barras centrais, normais à direção da cumeeira.

WEST [69] sugere um refinamento nesta simplificação, promovendo também uma alteração nas barras localizadas nos terços do vão de modo que o 'erguimento' nestes pontos seja $\frac{3}{4}$ da máxima contra-flecha.

1.6) Acabamento e pintura

Para as estruturas espaciais em aço, todos os métodos de proteção que normalmente são utilizados em estruturas convencionais são aplicáveis. Entretanto, pelo fato destas estruturas geralmente serem compostas de pequenos elementos pré-fabricados (barras e nós), alguns outros métodos de acabamento são utilizados, como por exemplo, a pintura por imersão, a galvanização e a pintura eletrostática. Esses três métodos, convém ressaltar, permitem a automatização de todo o processo de pintura, o que resulta numa produtividade maior.

Dentre as formas de proteção contra corrosão normalmente utilizadas em estruturas de aço, as mais eficientes são a galvanização e a pintura eletrostática. Enquanto a galvanização permite com que barras de seções fechadas (tubos) tenham as superfícies internas protegidas, a pintura eletrostática apenas oferece proteção às superfícies externas.

Uma limitação na utilização da galvanização é que a cor resultante é somente a acinzentada, fazendo com que, em muitos casos, seja dada uma demão de tinta para melhorar o aspecto visual da estrutura.

A pintura eletrostática, geralmente à base de epóxi, permite o melhor acabamento estético dentre os citados, possibilitando a utilização de diversas tonalidades de cores. Além disso, proporciona uma boa proteção contra corrosão da superfície na qual foi aplicada tendo em vista que, pelo fato da tinta não conter solventes, a película resultante é praticamente isenta de porosidade, consistindo em uma eficiente proteção por barreira. Como desvantagem deste processo tem-se o fato de que a maioria das estruturas espaciais são formadas por barras tubulares de extremidades abertas. Com isto, a proteção da face interna do tubo não pode ser feita

através desse processo. Uma forma de contornar este problema é a utilização de aços de alta resistência à corrosão atmosférica (AR-COR) para estas barras.

1.7) Transporte e montagem

As treliças espaciais são constituídas por pequenos elementos pré-fabricados. Isto permite que o transporte e a montagem sejam, em muito, facilitados. A unidade (ou elemento) pré-fabricada é normalmente constituída por uma barra isolada, mas em alguns sistemas, e entre eles cita-se o UNIBAT, esta unidade é constituída por uma pirâmide.

Sobre a grande facilidade de transporte que as treliças espaciais oferecem, um exemplo bastante interessante do uso desse sistema estrutural é o do projeto de um hangar para aviões desenvolvido pelo Prof. Konrad Wachsmann para a marinha norte-americana, em que o transporte aéreo das peças era uma condição necessária. Uma maquete desse hangar pode ser vista na Figura 1.11.

Figura 1.11. - Maquete de hangar desenvolvido por Wachsmann

1.7.1) Técnicas de montagem

Existem basicamente três técnicas de montagem para as treliças espaciais. São elas:

1 - Montagem por elemento

Nesta técnica, a estrutura é montada unindo-se os elementos que a compõem em seu local definitivo (*in situ*). Deste modo, pelo fato de o içamento das peças se dar em poucas unidades, pode-se apenas mobilizar conjuntos bastante simples de cordas e polias.

2 - *Lift-slab*

A montagem através desta técnica necessita, normalmente, de equipamentos de içamento mais sofisticados como: talhas, *tifors* ou até mesmo guias e guindastes.

Inicialmente, a estrutura é inteiramente montada sobre a superfície (geralmente um contra-piso) que irá cobrir. Com o auxílio dos equipamentos citados, a estrutura é colocada em sua posição definitiva e a seguir os pilares de apoio são montados.

Ressalta-se que esta técnica requer especial atenção durante o içamento da estrutura para que não sejam introduzidos esforços para os quais ela não foi projetada.

3 - Mista

Esta terceira técnica é uma combinação das duas primeiras. Partes da estrutura são montadas sobre o chão e depois, com o auxílio de equipamentos de içamento, estas partes são unidas ao resto da estrutura.

Nas figuras a seguir podem ser observadas as aplicações destas três técnicas.

Figura 1.12 - Esquema de montagem por elemento

Figura 1.13 - Centro de Exposições Anhembi sendo montado com a técnica de *lift-slab*.

Figura 1.14 - Montagem utilizando técnica mista.

Cada técnica de montagem apresenta maior vantagem sobre as outras para determinadas condições.

Sem dúvida, a que permite a maior redução no tempo de montagem é a *lift-slab*. No entanto, há a necessidade de que não existam obstáculos sobre a superfície na qual a estrutura deva ser montada. Assim, em edificações que possuam paredes, e se para cobertura em estrutura espacial - se deseje utilizar esta técnica - as paredes somente poderão ser erguidas após a montagem da cobertura.

1.8) Ações e normas aplicáveis

De acordo com a norma brasileira NBR - 8681 [12], as ações são classificadas em três categorias:

PERMANENTES

São consideradas como ações permanentes o peso próprio da estrutura, sistemas de vedação, equipamentos fixos em geral, recalques de apoios.

Em coberturas espaciais usuais, o peso próprio para estruturas em aço é da ordem de $0,1$ a $0,3 \text{ kN/m}^2$ (10 a 30 kgf/m^2). Para estruturas em alumínio, este peso varia de $0,03$ a $0,2 \text{ kN/m}^2$ (3 a 20 kgf/m^2). O sistema de vedação quando construído com telhas de aço ou alumínio pesa em torno de $0,05$ a $0,12 \text{ kN/m}^2$ (5 a 12 kgf/m^2) e com telhas de fibrocimento de $0,18$ a $0,3 \text{ kN/m}^2$ (18 a 30 kgf/m^2).

VARIÁVEIS

São consideradas como ações variáveis as sobrecargas no telhado e em plataformas de serviços e manutenção, os efeitos do vento, os acúmulos de águas pluviais, as variações de temperatura e, em algumas regiões, as possíveis cargas de neve.

Convém ressaltar que as ações geradas pelo efeito do vento são as de maior necessidade de atenção. Estas, podem atingir valores da ordem de 1 kN/m^2 (100 kgf/m^2). Estas ações estão normatizadas pela NBR-6123 [11].

É importante atentar ao fato de que esta norma, enquanto prevê a aplicação de coeficientes de pressão e forma para coberturas que possuam fechamento lateral, aborda com certa restrição as coberturas isoladas. Os coeficientes de força apresentados nas Tabelas 17 e 18 desta norma somente são aplicáveis a coberturas em que a condição $h \geq 0,5.l_2$ seja satisfeita (onde h = altura da cobertura e l_2 = profundidade). Normalmente as coberturas espaciais possuem uma altura "h" menor que a imposta como limite inferior para utilização dos coeficientes destas tabelas. Para estes casos, o item 8.2.4 da NBR-6123 [11] sugere o cálculo da ação do vento assumindo a edificação como fechada e de mesma cobertura, com a aplicação de coeficientes de pressão internos $C_{pi} = +0,8$ para obstruções na borda de sotavento e $C_{pi} = -0,3$ para obstruções na borda de barlavento.

Ressalta-se que este item da NBR-6123 [11] além de ser muito restritivo ($h \geq 0,5.l_2$) não é muito claro sobre o que são obstruções de barlavento e sotavento, e estes valores de coeficientes de pressão internos se aplicados a toda a cobertura resultam em uma condição de carregamento muito conservadora.

Estudo em túnel de vento de um modelo reduzido para uma cobertura isolada (sem obstruções) com as características apresentadas na Figura 1.15 revelam o grau de conservadorismo dos coeficientes propostos pela NBR-6123 [11].

Figura 1.15 - Características da cobertura analisada em túnel de vento.

Figura 1.16 - Coeficientes de forma e de força para vento longitudinal.

Figura 1.17 - Coeficientes de forma e de força para vento transversal.

As forças horizontais que devem ser consideradas nestas estruturas estão contidas nos itens transcritos a seguir:

8.2.5 - Para vento paralelo à geratriz da cobertura devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela expressão:

$$F_{at} = 0,05.q.a.b$$

sendo a e b as dimensões em planta da cobertura. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces da cobertura.”

8.2.8 - Em abas (planas ou aproximadamente planas) porventura existentes ao longo das bordas da cobertura deve ser considerada uma pressão uniformemente distribuída, com força resultante calculada pela expressão:

$$F = 1,3.q.A_e, \text{ para a aba de barlavento, e}$$

$$F = 0,8.q.A_e, \text{ para a aba de sotavento,}$$

sendo A_e a área frontal efetiva das placas e elementos afins que constituem a aba em estudo. As expressões acima são válidas para abas que formem em relação à vertical um ângulo de no máximo 30° . As forças assim calculadas englobam as pressões que agem em ambas as faces das abas perpendiculares à direção do vento.”

8.2.9 - Nas abas paralelas à direção do vento devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela expressão:

$$F_{at} = 0,05.q.A_e$$

e aplicadas a meia altura das abas. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces das abas.”

Ressalta-se que a incidência das ações horizontais em coberturas deste tipo não provocam esforços significativos em elementos do reticulado em si, não sendo assim de importância maior para o seu dimensionamento. No entanto, estas ações são de grande relevância para efeito do dimensionamento dos pilares.

EXCEPCIONAIS

São ações excepcionais as decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios ou sismos de intensidade excepcional.

Normas aplicáveis:

Como as treliças espaciais são normalmente compostas por barras de aço tubulares conformadas a frio, a norma brasileira aplicável ao dimensionamento é a NBR-143/67 [14]. Entretanto, devido à obsolescência desta norma, tem sido comum na prática a adoção de normas estrangeiras, como por exemplo, as americanas AISI-LRFD [7] (estados limites) e AISI-ASD [6] (tensões admissíveis).

Salienta-se, porém, a possibilidade de utilização da NBR-8800 [13] no dimensionamento de barras com seção transversal tubular conformadas a frio, tendo em vista que o EUROCODE [29] , no qual a NBR-8800 [13] se baseou no que se refere a barras comprimidas, já explicita em sua última versão, a possibilidade de uso para o dimensionamento destas barras.

Para estruturas compostas por perfis laminados ou soldados deve ser utilizada a própria NBR-8800 [13].

No caso de estruturas de alumínio, não existe uma norma brasileira que aborde o dimensionamento destas estruturas, sendo comum a adoção de normas estrangeiras como a americana (*Aluminum Construction Manual*, Aluminum Association) e a canadense.

1.9) Breve comentário sobre a determinação geométrica das estruturas espaciais

A determinação geométrica de uma estrutura espacial é feita de forma análoga à de uma estrutura plana, introduzindo porém, o respectivo número de graus de mobilidade. O número de graus de mobilidade coincide com o número de equações que exprimem o equilíbrio, portanto, a determinação geométrica coincide com a determinação estática.

Nos sistemas planos, um ponto tem 2 (dois) graus de liberdade e uma chapa 3 (três). Assim:

$$b = 3c + 2n \quad (1.9.1)$$

onde:

b = número de barras necessárias, incluindo as vinculares

c = número de chapas

n = número de nós

No espaço, um ponto tem 3 (três) graus de liberdade e um sólido 6 (seis). Desta forma, a expressão (1.9.1) é alterada para:

$$b = 6s + 3n \quad (1.9.2)$$

onde:

b = número de barras necessárias, incluindo as vinculares

s = número de sólidos

n = número de nós

Particularizando para o caso das treliças espaciais, ou seja, estruturas constituídas apenas por nós, barras e vínculos, a expressão (1.9.2) é simplificada para:

$$b = 3n \quad (1.9.3)$$

As treliças espaciais correntes são constituídas por uma associação de módulos piramidais iguais, de base quadrada, elemento este constituído por oito barras (4 barras de banzo e 4 diagonais). A determinação geométrica da estrutura como um todo pode ser feita analisando-se apenas um módulo (Figura 1.18), já que todos são geometricamente iguais.

Figura 1.18 - Módulo típico de treliça espacial

Globalmente, há necessidade de 6 (seis) barras vinculares, de modo a restringir os 6 (seis) graus de liberdade do sólido no espaço. Portanto, o módulo analisado deve possuir $3n - 6$ barras, ou seja:

$$b = 3n - 6 = 9 \text{ barras}$$

O módulo analisado possui apenas 8 (oito) barras, resultando assim, indeterminado (ou móvel). Este resultado era esperado, uma vez que a base da pirâmide, sendo quadrada, pode sofrer distorções sem que as barras correspondentes sejam solicitadas. A ausência desta nona barra deve ser suprida por uma barra vincular adicional, resultando então 7 (sete) barras vinculares necessárias.

Destas 7 (sete) barras, há necessidade de apenas 3 (três) na direção perpendicular à base, e as 4 (quatro) restantes, devem ser dispostas no plano da base, não alinhadas duas a duas (Figura 1.19).

Figura 1.19 - Posição das barras vinculares para que haja determinação geométrica

Em geral, as treliças espaciais possuem pelo menos 4 (quatro) apoios, conferidos por pilares com razoável rigidez à flexão, as quais constituem vínculos nas três direções. Nestes casos, há pelo menos 12 (doze) barras vinculares, o que significa que a treliça espacial resulta superdeterminada (Figura 1.20).

Figura 1.20 - Apoio em quatro colunas

1.10) Descrição de algumas obras

1.10.1) Centro de Exposições Anhembi - Brasil

A cobertura do pavilhão de exposições do Anhembi construída no final dos anos 60, talvez seja o exemplo de maior relevância no uso do sistema em treliça espacial no Brasil. Para o mundo, trata-se da maior área coberta em estrutura de alumínio.

Projetada por Cedric Marsh, esta estrutura cobre uma área de 260m x 260m e é composta de 48.000 barras em alumínio com diâmetros variando de 60 a 150mm, com razão altura da treliça/vão de 1/25.

Para montagem desta estrutura foi utilizada a técnica de *lift-slab* (ver Fig. 1.13). Durante seu içamento, que durou cerca de 27 horas, ventos de 50 km/h foram verificados.

É interessante ressaltar o esquema de apoios adotado nesta cobertura. Foram utilizados 25 cavaletes com as extremidades articuladas de modo a restringir os deslocamentos em apenas uma das direções e dispostos de maneira a permitir os deslocamentos radiais diminuindo, assim, os esforços provocados por dilatação ou contração térmica. A Figura 1.21 mostra um esquema com a disposição destes apoios.

Figura 1.21 - Disposição dos apoios adotada no Centro de Exposições Anhembi

1.10.2) Estádio Coberto de Toronto - Canadá

A cobertura do estádio de Toronto, no Canadá, também é um exemplo interessante de utilização do sistema estrutural espacial, pois trata-se da maior cobertura retrátil do mundo.

Este estádio possui uma capacidade para 54.000 pessoas sentadas, podendo atingir 65.000 pessoas em *shows* e concertos.

A cobertura é composta por 4 (quatro) módulos, sendo 3 (três) deles móveis, com vão máximo de 207,8 m. Quando a cobertura está completamente aberta, 91% dos assentos são expostos.

Nas Figuras 1.22, 1.23 e 1.24, estão mostradas algumas vistas deste estádio.

Para as barras, foram utilizados tubos de seção transversal quadrada com dimensões para as arestas de 202 mm a 304 mm.

Com exceção do módulo 4, que é fixo, todos os outros possuem uma altura constante para a treliça (distância entre banzos) de 4,2 m.

A Figura 1.25 apresenta um esquema geral do reticulado, onde é possível perceber as dimensões gerais da estrutura.

Figura 1.22 - Vista geral do Estádio Coberto de Toronto

Figura 1.23 - Vista parcial com a cobertura recolhida.

Figura 1.24 - Detalhe de apoio de um dos módulos

Figura 1.25 - Dimensões gerais para os diversos módulos da cobertura.

É possível notar na Figura 1.26 a seguir, o esquema de movimentação dos módulos da cobertura. Percebe-se que para o primeiro, há movimentos de rotação associados a translação enquanto que para os módulos intermediários, há apenas translação.

Figura 1.26 - Esquema de movimentação dos módulos.

CAPÍTULO 2

ANÁLISE SIMPLIFICADA VIA ANALOGIA DE PLACA

Devido ao fato de as estruturas metálicas espaciais possuírem um elevado número de barras por unidade de volume (alta densidade de barras), em muitos dos casos, para uma rápida avaliação de esforços, deslocamentos ou reações de apoio, faz-se uso de processos simplificados. Dentre estes, o mais comum talvez seja o da transformação da estrutura reticulada espacial em uma placa equivalente. Para algumas configurações geométricas em planta destas estruturas e determinadas condições de apoio, o uso de tabelas gerais para placas permite uma aplicação imediata à resolução do problema em questão. Entretanto, na maioria das vezes, para proceder ao levantamento dos valores de deslocamentos, esforços e reações de apoio na placa equivalente, torna-se indispensável a utilização de programas computacionais.

Alguns outros processos simplificados são aplicados a estruturas do tipo treliça espacial. Cita-se dentre estes a analogia com viga ou grelha.

Convém salientar que, com a disponibilidade de microcomputadores com capacidade de processamento cada vez maior, associada ao surgimento de pré e pós-processadores de elevada eficiência, há a tendência para que a utilização de processos simplificados caia em desuso, tendo em vista a possibilidade de se efetuar com grande rapidez o lançamento da estrutura para o cálculo estrutural, o próprio cálculo estrutural e a obtenção de esforços e deslocamentos, com a possibilidade de um dimensionamento automatizado para a “estrutura real”.

Com o objetivo de comparar resultados de esforços, deslocamentos e reações de apoio através de uma análise teórica simplificada (admitindo uma placa equivalente) com os obtidos em estruturas ‘discretizadas’ em

barras, tomaram-se duas estruturas. A primeira delas, mostrada na Figura 2.1, e denominada de estrutura 1, é composta por um único módulo apoiado em quatro pontos, com balanços externos. Possui uma forma quadrada em planta, com dimensões 50m x 50m e vãos entre apoios de 40m. Uma segunda, composta por três módulos semelhantes ao da primeira estrutura, e denominada estrutura 2, está mostrada na Figura 2.2. As dimensões em planta desta segunda estrutura são 50m x 130m com vão entre apoios de 40m, igualmente.

Para a análise e comparação dos resultados destas estruturas segundo as duas simulações (placa equivalente e treliça espacial), adotou-se um único carregamento, uniformemente distribuído, simulando uma combinação de cargas permanentes e sobrecarga, aplicado nos nós, com o objetivo de se obterem solicitações aproximadas em relação às que ocorrem em estruturas reais.

As estruturas estudadas estão mostradas a seguir com as respectivas redes de elementos finitos adotadas.

Figura 2.1 - 'Discretização' da estrutura 1 em elementos finitos.

a - Treliza Espacial

b - Placa Equivalente

Figura 2.2 - 'Discretização' da estrutura 2 em elementos finitos.

Adotaram-se, para ações e características geométricas os seguintes valores:

Ações :

Permanente + sobrecarga $\Rightarrow 0,6 \text{ kN/m}^2$ (60 kgf/m²)

Características geométricas de todas as barras (banzos e diagonais).

Seção transversal da barra:

$$\text{Tubo } \varnothing 63,5 \times 3,0\text{mm} \quad \begin{cases} A_g = 5,7 \text{ cm}^2 \\ r = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

2.1) Determinação da espessura da placa equivalente

Para se obter a espessura da placa equivalente, admitiu-se uma compatibilidade de rigidez à flexão cujo procedimento está indicado a seguir:

a - treliça espacial

$$I_T = 2 A_g \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = \frac{A_g \cdot d^2}{2} \quad (2.1.1)$$

b - placa equivalente

$$I_p = \frac{b \cdot d_p^3}{12} \quad (2.1.2)$$

onde: I_T = momento de inércia da treliça espacial

I_p = momento de inércia da placa

$$\text{Fazendo-se: } I_T = I_p \Rightarrow d_p = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot A_g \cdot d^2}{b}} \quad (2.1.3)$$

para: $A_g = 5,7 \text{ cm}^2$, $d = 200 \text{ cm}$, $b = 250 \text{ cm}$,

obtem-se: $d_p = 17,62 \text{ cm}$

Como hipóteses básicas adotadas para a resolução dos problemas admitiu-se linearidade física e geométrica.

É importante ressaltar que, para a determinação da rigidez à flexão da placa, fez-se uma simplificação com a não consideração da parcela $(1-\nu^2)$, ou seja, admitiu-se uma faixa isolada da placa.

Adotaram-se como vinculação de todos os apoios, restrições às translações de deslocamentos em todas as direções, com exceção feita à estrutura 1 que também foi simulada com apoios livres a deslocamentos horizontais e cujos resultados estão mostrados ao final deste capítulo.

Para a simulação como placa equivalente, tomou-se esta com o mesmo material componente da treliça, ou seja, o aço. Como coeficiente de Poisson adotou-se este igual a 0,3.

Para a obtenção dos resultados de esforços e deslocamentos nos dois modelos de estrutura e segundo as duas simulações, foi utilizado o programa computacional **LUSAS**. Para estas simulações, foram adotados os elementos BRS-2 (elemento de barra) e o QSI-4 (elemento de casca) mostrados na Figura 2.3.

Ressalta-se que os resultados obtidos para a 'discretização' dos elementos adotada na placa equivalente (Figuras 2.1b e 2.2b) foram comparados com os obtidos para a mesma estrutura utilizando-se um número quatro vezes maior de elementos. Desta comparação, percebeu-se uma grande proximidade nos resultados para as duas modelações. Portanto, é possível concluir que é adequada a primeira 'discretização' adotada.

Figura 2.3 - Elementos finitos utilizados nas simulações via **LUSAS**.

2.2) Determinação dos esforços na treliça a partir da placa equivalente

A partir dos resultados de tensões nas fibras externas fornecidos pela placa equivalente, a transformação em esforços axiais equivalentes nas barras dos banzos da treliça espacial foi feita segundo o procedimento mostrado a seguir:

a - Placa equivalente

b - Treliça espacial

$$M_p = \sigma \cdot W \quad (2.2.1)$$

$$M_T = N \cdot d \quad (2.2.2)$$

onde: M_p = momento fletor na placa equivalente.

M_T = momento fletor na treliça espacial

Igualando-se os momentos fletores, obtém-se:

$$M_p = M_T$$

$$\sigma \cdot \frac{b \cdot d_p^2}{6} = N \cdot d \quad \Rightarrow \quad N = \sigma \cdot \frac{b \cdot d_p^2}{6 \cdot d} \quad (2.2.3)$$

2.3) Análise dos resultados e conclusões

Para a comparação dos resultados teóricos obtidos segundo as duas análises (treliça espacial e placa equivalente), foram plotados gráficos de deslocamentos e esforços para as duas estruturas estudadas, e para as seções indicadas na Figura 2.4.

Figura 2.4 - Esquema geral com as seções transversais analisadas.

Gráfico 2.1 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 1.

Gráfico 2.2 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 1.

Gráfico 2.3 - Deslocamentos ao longo da seção CC da estrutura 1

Nos Gráficos 2.1 e 2.2 pode-se notar que a simulação através da análise da placa equivalente resultou, de modo geral, em deslocamentos inferiores aos obtidos através da simulação em treliça espacial. Esta diferença máxima é da ordem de 15% para a seção AA e 20% para a seção BB.

Entretanto, é possível perceber uma quase coincidência nos resultados obtidos em ambas as análises para o deslocamento máximo, o qual ocorre no ponto central.

No Gráfico 2.3, nota-se uma proximidade muito grande nos resultados obtidos para as duas análises.

Gráfico 2.4 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 2

Gráfico 2.5 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 2

Gráfico 2.6 - Deslocamentos ao longo da seção CC da estrutura 2

Gráfico 2.7 - Deslocamentos ao longo da seção DD da estrutura 2

Para os resultados de deslocamentos ao longo das seções transversais da estrutura 2 (Gráficos 2.4 a 2.7) nota-se um comportamento semelhante ao observado na estrutura 1, com valores menores de deslocamentos obtidos mediante a análise de placa equivalente em relação aos obtidos considerando-se treliça espacial. Percebe-se também uma semelhança no comportamento de ambas as estruturas quando são comparadas as seções que contêm ou não apoios da estruturas.

Os resultados de deslocamentos máximos obtidos para as seções AA e CC (seções estas que contêm apoios da estrutura 2), segundo as duas formas de análise, foram relativamente próximos, com uma diferença de 4% para a primeira seção e de 15% para a segunda.

Para as seções BB e DD (seções centrais dos módulos), representadas nos Gráficos 2.5 e 2.7, as diferenças para os deslocamentos máximos resultaram em 1% e 8%, respectivamente.

Os Gráficos 2.8 e 2.9, a seguir, trazem os deslocamentos verticais obtidos para a estrutura 2 em duas seções longitudinais. Nestes gráficos, nota-se uma certa proximidade entre os resultados das duas análises.

Nos Gráficos 2.10 e 2.11 estão plotados os deslocamentos verticais para as quatro seções transversais e as duas seções longitudinais estudadas na estrutura 2, obtidos para a análise considerando a estrutura como treliça espacial.

Deles é possível visualizar simultaneamente a posição deslocada da estrutura ao longo das seções analisadas.

Gráfico 2.8 - Deslocamentos ao longo da seção EE da estrutura 2

Gráfico 2.9 - Deslocamentos ao longo da seção FF da estrutura 2.

Gráfico 2.10 - Deslocamentos ao longo das seções transversais da estrutura 2

Gráfico 2.11 - Deslocamentos ao longo das seções longitudinais da estrutura 2

A seguir estão plotados gráficos de esforços ao longo das diversas seções indicadas na Figura 2.4. Para a análise como treliça espacial, estão plotados os resultados para barras dos banzos superior e inferior. Ressalta-se que, pelo fato de não haver coincidência das linhas de barras do banzo inferior com as seções estudadas, tomou-se a média dos esforços para as duas linhas de barras adjacentes a estas seções. Os resultados plotados relativos à placa equivalente já estão transformados em esforços equivalentes nas barras, como indicado no item 2.2.

Gráfico 2.12 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

Gráfico 2.13 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção BB da estrutura 1

Do Gráfico 2.12, relativo aos esforços para a estrutura 1 na seção AA, percebe-se que os esforços obtidos pelo processo simplificado adotando-se uma placa equivalente resultaram, de forma geral, uma média entre os obtidos da resolução como treliça espacial, tomando-se os banzos superior e inferior.

Um comportamento diferente ao observado para a seção AA pode ser notado no Gráfico 2.13, relativo à seção BB onde, para o processo simplificado, os esforços equivalentes máximos resultaram aproximadamente duas vezes maiores que os fornecidos pela resolução como treliça espacial.

Gráfico 2.14 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 2

Gráfico 2.15 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção BB da estrutura 2

Gráfico 2.16 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção CC da estrutura 2

Gráfico 2.17 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção DD da estrutura 2

Os gráficos anteriores, relativos às seções transversais da estrutura 2, revelam um comportamento semelhante ao observado para a primeira estrutura. Nota-se que, para as seções AA e CC, que contêm apoios da estrutura, os resultados dos esforços obtidos segundo o processo simplificado estão situados intermediariamente entre os fornecidos com a consideração da treliça espacial. Isto também pode ser visto no Gráfico 2.18, que traz resultados dos esforços axiais para a seção EE (longitudinal) da estrutura 2.

Para as seções BB e DD, os esforços obtidos a partir da placa equivalente resultaram superiores em relação aos obtidos através da consideração da estrutura reticulada espacial. As diferenças máximas, para os pontos de maiores solicitações, estão em torno de 85% e 70% para as respectivas seções.

Gráfico 2.18 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção EE da estrutura 2

Gráfico 2.19 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção FF da estrutura 2

Para o Gráfico 2.19, nota-se uma grande discrepância entre os resultados obtidos através das duas análises. Ressalta-se, inclusive, a inversão dos esforços da estrutura na região central desta seção para as duas análises.

Os resultados obtidos para as reações verticais nos apoios das duas estruturas e para os dois processos utilizados estão mostrados na Tabela 2.1, a seguir:

Tabela 2.1 - Reações verticais nos apoios das estruturas 1 e 2

		REAÇÕES NOS APOIOS (kN)		
		a - TRELIÇA ESPACIAL	b - PLACA EQUIVALENTE	a/b
ESTRUTURA 1	APOIO DE CANTO	375	375	1,00
ESTRUTURA 2	APOIO DE CANTO	327,3	334,1	0,98
	APOIO INTERM.	647,7	640,9	1,01

Nota-se, a partir da Tabela 2.1, uma proximidade muito grande nos resultados obtidos para as duas análises. A coincidência nos valores para as reações da estrutura 1 já era esperada, pois trata-se de uma estrutura com dupla simetria. Para a segunda estrutura, a comparação entre os resultados obtidos através da consideração da estrutura como treliça reticulada espacial e os fornecidos segundo a simplificação de placa equivalente revela uma diferença entre estes da ordem de 2%. Esta diferença, para fins práticos, é desprezível.

Com a vinculação adotada para os apoios (restrições a deslocamentos horizontais e, naturalmente, verticais), surgem também reações horizontais nestes - no caso da análise como treliça espacial. Para a estrutura 1, esta reação de apoio horizontal resultou 676 kN.

Para a simulação como placa equivalente, a consideração de apoios restringidos ou livres a deslocamentos horizontais não acarreta em alteração dos resultados, tendo em vista que na resolução do problema, em 1ª ordem, surgem apenas esforços de flexão. Não há, portanto, esforços de membrana para a condição de apoios restringidos.

Os gráficos 2.20 a 2.23 fornecem resultados para deslocamentos e esforços axiais para as seções AA e BB da estrutura 1, admitindo-se também a condição de apoio livre.

Promovendo-se a liberação destes apoios horizontalmente, em contrapartida ao desaparecimento das reações horizontais, a estrutura torna-se mais deslocável, com o deslocamento vertical máximo sendo elevado em 23%, como é possível perceber no Gráfico 2.21.

Gráfico 2.20 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 1.

Desloc. (cm)

Gráfico 2.21 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 1.

N (kN)

Gráfico 2.22 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

Gráfico 2.23 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

A partir dos Gráficos 2.22 e 2.23 nota-se a maior proximidade dos resultados entre banzos para a condição de apoio livre. Com a restrição dos deslocamentos horizontais nos apoios, surgem 'esforços de membrana' de tração na estrutura que provocam alívio nos esforços das barras do banzo superior e acréscimos nas barras do inferior.

Convém lembrar que conforme discutido no Cap. 1, para treliças espaciais com esta geometria e sem vinculações horizontais nos apoios, a estrutura admitida como treliça ideal torna-se móvel do ponto de vista geométrico.

Através dos gráficos apresentados neste capítulo juntamente com a Tabela 2.1 é possível concluir que:

Para a determinação dos deslocamentos verticais máximos, o processo simplificado de placa equivalente conduziu a resultados próximos aos obtidos através da análise como treliça espacial com apoios restringidos. A maior discrepância entre os deslocamentos máximos fornecidos pelos dois processos, para as estruturas estudadas, situou-se em 15% (estrutura 1), mostrando ser razoável avaliação de deslocamentos verticais utilizando o processo simplificado de placa equivalente.

Para a condição de apoios livres, os Gráficos 2.20 e 2.21 revelam que diferença sensível entre as duas análises, não constituindo uma boa alternativa para a estimativa de deslocamentos verticais.

A avaliação dos esforços axiais equivalentes em barras da treliça espacial a partir das tensões na placa equivalente não conduziu a resultados adequados para algumas das seções estudadas. A diferença observada para os pontos mais solicitados de algumas destas seções foi superior a 100%, com os valores obtidos a partir da placa equivalente maiores que os obtidos via análise como treliça espacial.

Para uma avaliação das reações verticais nos apoios das estruturas, o processo simplificado mostrou-se bastante adequado, com uma diferença máxima observada da ordem de 2%.

É importante destacar que os resultados apresentados referem-se a casos particulares de estruturas com condições específicas de carregamento e de vinculação. Portanto, tais resultados podem não ser aplicados a outros casos, servindo apenas como indicativo de alerta para a utilização desta simplificação na obtenção de alguns resultados.

CAPÍTULO 3

EXEMPLO DE CÁLCULO DE COBERTURA EM TRELIÇA ESPACIAL.

Neste capítulo apresenta-se o desenvolvimento do cálculo estrutural de uma cobertura em treliça espacial, correspondendo a um breve roteiro de cálculo para estruturas deste tipo.

Os procedimentos aqui descritos seguem as recomendações das seguintes normas brasileiras:

NBR-8800 [13] - *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*

NBR-6120 [10] - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.*

NBR-6123 [11] - *Forças devidas ao vento em edificações.*

NBR-8681 [12] - *Ações e segurança nas estruturas.*

3.1) Descrição da edificação

O exemplo desenvolvido, apresentado na Figura 3.1, possui uma área em planta de 2.500 m^2 (50m x 50m), com 4 colunas servindo de apoio à estrutura de cobertura e sem fechamento lateral de paredes. A geometria adotada para a malha da estrutura foi a quadrada sobre quadrada (Figura 1.4.a), por ser a de utilização mais frequente.

Como dados gerais da edificação tem-se:

- Localização da edificação:
Região urbanizada da cidade de **São Carlos - SP.**
- Finalidade de utilização:
Comercial.

Figura 3.1 - Cobertura em treliça espacial.

Características do reticulado:

- Malha quadrada sobre quadrada (2,5m x 2,5m)
- $\frac{\text{altura}}{\text{vao}} = \frac{2}{40} = \frac{1}{20}$
- Inclinação das diagonais em relação ao plano horizontal $\Rightarrow 48,5^\circ$ (recomendado: 40° a 50°)

Materiais adotados:

Telhas:

Em aço do tipo sanduíche.

Barras:

Tubos em aço qualidade estrutural com $f_y=250$ MPa e conformados a frio com solda contínua de costura.

3.2) Ações:

- Permanentes

Peso próprio da treliça espacial (15 kgf/m ²)	0,15 kN/m ²
Terças + correntes (5,0 kgf/m ²)	0,05 kN/m ²
Telhas de aço (sanduíche) (15 kgf/m ²)	0,15 kN/m ²
Total	<u>0,35 kN/m²</u>
Platibanda (15kgf/m)	0,15 kN/m

- Sobrecarga

Sobrecarga distribuída na cobertura (25 kgf/m ²) (Valor mínimo recomendado pela NBR-8800)	0,25 kN/m ²
--	------------------------

- Vento

- Velocidade básica $\Rightarrow V_o = 40 \text{ m/s}$
- Fator topográfico: $\Rightarrow S_1 = 1,0$
Terreno plano
- Fator de rugosidade e de dimensões da edificação: $\Rightarrow S_2 = 0,8$
Categoria IV, classe B
Altura da edificação: h=8,0m
- Fator estatístico: $\Rightarrow S_3 = 1,0$
Edificação comercial com alto
fator de ocupação

$\Rightarrow$ Velocidade característica:

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (3.2.1)$$

$$V_k = 40 \times 1,0 \times 0,8 \times 1,0 = 32 \text{ m/s}$$

$\Rightarrow$ Pressão de obstrução

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 628 \text{ N/m}^2 \cong 0,63 \text{ kN/m}^2$$

As direções da atuação do vento podem ser observadas na Figura 3.2, a seguir:

Figura 3.2 - Direções de atuação do vento para efeito de cálculo.

- Coeficientes de forma

Apesar de a cobertura estudada não apresentar fechamentos laterais de paredes, sua consideração como uma cobertura isolada não pode ser feita, tendo em vista que a razão entre a altura e a profundidade é inferior ao limite dado no item 8 da NBR-6123 [11]. Assim sendo, torna-se aplicável o item 8.2.4 da mesma norma, reproduzido a seguir:

“8.2.4 - ‘Para os casos em que a altura h seja inferior ao limite fixado em 8.2.3, ou em que obstruções possam ser colocadas sob ou junto à cobertura, esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com $C_{pi}=+0,8$, para obstruções na borda de sotavento, e com $C_{pi}=-0,3$, para obstruções na borda de barlavento.”

O limite a que se refere o item 8.2.3 da NBR-6123 [11] é: $h \geq 0,5l_2$

onde: h = altura livre da cobertura

l_2 = profundidade da cobertura

Assim como no Capítulo 1, novamente aqui chama-se a atenção aos elevados valores de C_{pi} sugeridos pela norma para o caso em questão.

Para efeito deste exemplo tomar-se-ão estes coeficientes sugeridos pela NBR-6123 [11], mesmo que os não mais adequados.

Portanto, considerando-se as condições de vento atuando nas direções longitudinal e transversal para a situação em que o efeito da pressão interna é mais desfavorável ($C_{pi}=+0,8$), tem-se os esquemas apresentados na Figura 3.3:

(a) - Vento longitudinal ($\alpha=0^\circ$)

(b) - Vento transversal ($\alpha=90^\circ$)

Figura 3.3 - Coeficientes de forma externos, de pressão interna e forças de atrito para as direções de vento longitudinal e transversal.

Na Figura 3.3 é possível notar que, à exceção da força de atrito que atua no plano das telhas para o vento longitudinal (Figura 3.3.a), as duas direções do vento conduzem ao mesmo resultado.

Para efeito do dimensionamento da cobertura descrita, considerar-se-á uma bissimetria desta, com apenas a adoção da solicitação de vento mais desfavorável (vento longitudinal, Figura 3.3.a). Tal simplificação não somente torna o dimensionamento da estrutura mais simples, como também a sua fabricação e montagem são facilitadas.

A simplificação descrita, além de resultar em uma bissimetria da estrutura, não conduz a diferenças nos resultados de esforços nas barras da treliça que justifiquem a consideração de um carregamento básico com o vento agindo transversalmente à estrutura. Outro motivo que reforça esta simplificação é o fato de se ter adotado colunas com seção transversal tubular circular; com isto, as características de resistência à compressão e aos momentos fletores para as colunas são iguais para as duas direções ortogonais principais.

Através da Figura 3.6 é possível notar o agrupamento das barras simétricas para efeito de dimensionamento.

A ação do vento foi admitida perpendicular ao plano da estrutura, uma vez que a inclinação do telhado é de apenas 3%.

A partir dos coeficientes de forma, de pressão e expressões para as forças de atrito apresentados na Figura 3.3.a, das dimensões da estrutura e dos valores para as ações permanentes, sobrecarga e pressão de obstrução obtêm-se os seguintes carregamentos básicos:

(c) - Vento

Figura 3.4 - Carregamentos básicos

3.3) Pré-dimensionamento

Para as barras dos banzos superior e inferior, diagonais, barras de apoio e colunas adotaram-se, inicialmente, as seguintes seções transversais:

$$\text{Banzos: } \varnothing 63,5 \times 3,0 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 5,7 \text{ cm}^2 \\ r = 2,14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{\text{recom.}} \approx 120$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{250}{2,14} = 117$$

$$\text{Diagonais: } \varnothing 63,5 \times 3,0 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 5,7 \text{ cm}^2 \\ r = 2,14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{\text{recom.}} \approx 120$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{267}{2,14} = 125$$

$$\text{Barras de apoio: } \varnothing 152,4 \times 4,76 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 22 \text{ cm}^2 \\ r = 5,22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Colunas: } \varnothing 800 \times 19 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 460 \text{ cm}^2 \\ I = 3,56 \times 10^5 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

3.4) Cálculo dos esforços e dimensionamento das barras da estrutura

Para o cálculo dos esforços nas barras da estrutura utilizou-se o programa computacional **LUSAS**, assumindo-se um comportamento estrutural com linearidade física e geométrica. O elemento adotado para todas as barras da estrutura foi o BMS3, com seis graus de liberdade por nó. A Figura 3.5 traz um esquema geral deste elemento de barra.

Figura 3.5 - Elemento de barra utilizado na análise numérica via **LUSAS**.

Como vinculação das barras, admitiram-se as extremidades de todas elas livres à rotação (portanto isentas de momentos fletores e torçores), com exceção feita às extremidades inferiores das colunas, onde esta restrição torna-se indispensável.

Para as forças distribuídas e concentradas atuando nos diversos planos de vedação da estrutura (abas laterais e telhado) determinou-se a resultante nos nós através da área de influência destes, admitindo as forças uniformemente distribuídas nas respectivas superfícies.

Neste exemplo são feitos o dimensionamento de algumas barras dos banzos e dos apoios, indicadas na Figura 3.6, e o das colunas, tendo em vista que o procedimento de cálculo é semelhante para o restante das barras da estrutura e que o que se pretende aqui, é apenas apresentar um breve roteiro de cálculo.

(a) - Banzo superior

(b) - Banzo inferior

(c) - Apoios

Figura 3.6 - Numeração das barras dimensionadas

A Tabela 3.1 apresenta as resistências de cálculo à tração e à compressão para algumas das seções transversais tubulares circulares mais comuns. Comparando-se estas resistências de cálculo com as solicitações de cálculo obtidas para as duas combinações de ações contidas na Tabela 3.2, atribui-se, para cada uma das barras analisadas, uma das seções transversais apresentadas.

Ressalta-se que este dimensionamento não considera possíveis reduções nas resistências das barras em função da 'tipologia' das ligações empregadas.

No Capítulo 4 será discutida, de forma breve, a influência da geometria das extremidades de barras na resistência à compressão destas. Será também apresentado um procedimento de cálculo para a determinação desta resistência à compressão com a consideração da variação na geometria da extremidade da barra.

Tabela 3.1 - Resistências de cálculo para algumas barras com seções tubulares circulares, segundo NBR-8800 [13]

SEÇÃO	Ag (cm ²)	r (cm)	$\phi_t N_n$ (kN)	$\phi_c N_n$ (kN) (p/KL=250 cm)*	$\phi_c N_n$ (kN) (p/KL=267 cm)**
Ø 63,5 x 1,90	3,68	2,18	82,7	40,6	37,0
Ø 76,1 x 1,90	4,43	2,62	99,6	63,2	58,3
Ø 88,9 x 2,66	7,21	3,05	162,1	119,0	112,7
Ø 101,6 x 2,66	8,27	3,50	186,0	149,2	143,1
Ø 101,6 x 3,04	9,41	3,49	211,8	168,6	162,9
Ø 114,3 x 3,04	10,63	3,94	239,1	201,3	196,3
Ø 114,3 x 3,80	13,19	3,91	296,8	249,9	242,2
Ø 127 x 3,80	14,71	4,36	330,9	287,6	282,6
Ø 127 x 4,76	18,28	4,33	411,3	357,4	349,2
Ø 152,4 x 4,25	19,78	5,24	445,1	405,9	398,8
Ø 152,4 x 4,76	22,08	5,22	496,7	453,0	445,1
Ø 254 x 4,76	37,27	8,81	838,6	811,7	785,7
NOTAS: * KL = 250cm para as barras de banzos. ** KL = 267cm para diagonais e barras de apoio. $\phi_t N_n$ = Resistência de cálculo à tração $\phi_c N_n$ = Resistência de cálculo à compressão					

As combinações de ações consideradas para os três carregamentos básicos dados foram:

Combinação 1

1,4 x Permanente + 1,5 x Sobrecarga

Combinação 2

0,9 x Permanente + 1,4 x Vento sucção

Em caso de ocorrência de vento de sobrepressão dever-se-ia ainda considerar as seguintes combinações:

Combinação 3

1,4 x Permanente + 1,5 x Sobrecarga + 1,4 x 0,6 x Vento sobrepressão

Combinação 4

$1,4 \times \text{Permanente} + 1,4 \times \text{Vento sobrepressão} + 1,5 \times 0,65 \times \text{Sobrecarga}$

Nota: Coeficientes de ponderação γ e fatores de combinação ψ segundo a NBR-8800 [13]

- ação permanente de grande variabilidade: $\gamma_g = 1,4$ (ou 0,9)
- ação variável decorrente do uso: $\gamma_q = 1,5$; $\psi = 0,65$
- vento: $\gamma_q = 1,4$; $\psi = 0,60$

Tabela 3.2 - Planilha de dimensionamento de barras (esforços axiais em kN)

BARRAS	CARREGAMENTOS BÁSICOS			COMB. 1	COMB. 2	SEÇÃO	OBSERVAÇÕES
	PERMANENTE	SOBRECARGA	VENTO				
BANZO INFERIOR							
BI 1	3,3	2,6	-11,8	8,6	-13,5	Ø 63,5 x 1,9	
BI 2	8,1	6,2	-24,2	20,7	-26,6	Ø 63,5 x 1,9	
BI 3	13,0	9,9	-36,3	33,0	-39,1	Ø 63,5 x 1,9	
BI 4	17,5	13,1	-46,4	44,1	-49,3	Ø 76,1 x 1,9	
BI 5	21,6	16,1	-55,0	54,4	-57,6	Ø 76,1 x 1,9	
BI 6	25,4	18,9	-62,7	64,0	-65,0	Ø 88,9 x 2,66	
BI 7	28,9	21,4	-71,0	72,5	-73,4	Ø 88,9 x 2,66	
BI 8	31,7	23,4	-77,7	79,5	-80,3	Ø 88,9 x 2,66	
BI 9	33,6	24,8	-82,2	84,1	-84,9	Ø 88,9 x 2,66	
BI 10	34,2	25,2	-83,8	85,7	-86,5	Ø 88,9 x 2,66	
BANZO SUPERIOR							
BS 1	0,9	0,5	-4,4	2,0	-5,3	Ø 63,5 x 1,9	
BS 2	-2,3	-2,1	6,9	-6,3	7,6	Ø 63,5 x 1,9	
BS 3	-7,5	-5,9	19,5	-19,3	20,6	Ø 63,5 x 1,9	
BS 4	-13,3	-10,2	33,6	-33,9	35,0	Ø 63,5 x 1,9	
BS 5	-18,9	-14,2	46,8	-47,7	48,6	Ø 76,1 x 1,9	
BS 6	-23,8	-17,8	58,6	-60,1	60,6	Ø 76,1 x 1,9	
BS 7	-28,2	-21,0	68,9	-70,9	71,0	Ø 88,9 x 2,66	
BS 8	-31,9	-23,6	77,4	-80,0	79,7	Ø 88,9 x 2,66	
BS 9	-34,5	-25,5	83,6	-86,6	86,0	Ø 88,9 x 2,66	
BS 10	-36,0	-26,5	86,9	-90,1	89,4	Ø 88,9 x 2,66	
DIAGONAIS DE APOIO							
A 1	115,8	81,8	-306,9	284,7	-325,5	Ø 254 x 4,76	adotado o mesmo perfil de A3
A 2	-68,5	-46,1	176,3	-164,9	185,3	Ø 254 x 4,76	adotado o mesmo perfil de A3
A 3	-280,7	-198,3	728,8	-690,4	767,7	Ø 254 x 4,76	
Notas:							
(+) → Tração (-) → Compressão							

3.5) Dimensionamento das colunas

3.5.1) Solicitações de cálculo:

$$\text{Combinação 1} \left\{ \begin{array}{ll} N_d = -551,1\text{kN} \\ Md_x = 182.700\text{kN.cm} & Vd_x = 456,6\text{kN} \\ Md_y = 182.700\text{kN.cm} & Vd_y = 456,6\text{kN} \\ Md_R = 258.377\text{kN.cm} & Vd_R = 645,7\text{kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Combinação 2} \left\{ \begin{array}{ll} N_d = 600,7\text{kN} \\ Md_x = 206.800\text{kN.cm} & Vd_x = 506,8\text{kN} \\ Md_y = 202.700\text{kN.cm} & Vd_y = 517,1\text{kN} \\ Md_R = 289.575\text{kN.cm} & Vd_R = 724,0\text{kN} \end{array} \right.$$

onde: Md_R = momento fletor de cálculo resultante
 Vd_R = força cortante de cálculo resultante

3.5.2) Verificação da resistência da barra:

Para barras submetidas à flexão composta, a NBR-8800 [13], em seu item 5.6.1.3, impõe que as equações de interação dadas a seguir sejam satisfeitas:

$$\frac{N_d}{\phi_c \cdot N_n} + \frac{M_d}{\phi_b \cdot M_n} \leq 1,0 \quad (3.5.1)$$

$$\frac{N_d}{\phi_c \cdot N_n} + \frac{C_m M_d}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \cdot N_e}\right) \phi_b \cdot M_n} \leq 1,0 \quad (3.5.2)$$

A segunda equação de interação só necessita ser verificada para o caso de flexo-compressão.

Assim sendo, para o caso analisado tem-se para a combinação 1 uma solicitação de flexo-compressão, e para a combinação 2, uma solicitação de flexo-tração.

Testando ϕ 900 x 19 mm	$A_g = 526\text{cm}^2$
	$I = 510.440\text{cm}^4$
	$W = 11.343\text{cm}^3$
	$Z = 14.749\text{cm}^3$
	$r = 31,15\text{cm}$

3.5.2.1) Resistência de cálculo à tração

$$\phi_t.N_n = 0,9 \times A_g \times f_y = 0,9 \times 526 \times 25 = \mathbf{11.835 \text{ kN}}$$

3.5.2.2) Resistência de cálculo à compressão

Esbeltez local:

$$\left(\frac{D}{t}\right) = \frac{900}{19} = 47,4$$

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{\max} = \frac{0,11.E}{f_y} = 90,2$$

como $\left(\frac{D}{t}\right) < \left(\frac{D}{t}\right)_{\lim}$, resulta $Q=1,0$

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{2,1 \times 400}{31,15} = 27$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Q.f_y}{E}} = 0,30 \xrightarrow{\text{curva "a"}} \rho = 0,978$$

$$\phi_c.N_n = 0,9 \times Q \times \rho \times A_g \times f_y = 0,9 \times 1,0 \times 0,978 \times 526 \times 25 = \mathbf{11.575 \text{ kN}}$$

3.5.2.3) Resistência de cálculo ao momento fletor (anexo D, NBR-8800 [13])

- Flambagem local da parede

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{900}{19} = 47,4$$

$$\lambda_p = \frac{0,087.E}{f_y} = \frac{0,087 \times 20.500}{25} = 71,3$$

- Flambagem lateral com torção (FLT) (não se aplica ao caso).

como $\lambda < \lambda_p$, $\Rightarrow M_n = M_{pl}$

$$M_{pl} = Z \times f_y = 14.749 \times 25 = 368.725 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore \phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot M_{pl} = \mathbf{331.853 \text{ kN.cm}}$$

Substituindo-se os valores das solicitações de cálculo para a combinação 2 e as resistências de cálculo obtidas anteriormente na Eq. 3.5.1, obtém-se:

$$\frac{600,7}{11.835} + \frac{289.575}{331.853} = 0,05 + 0,87 = 0,92 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

Para a combinação 1 há somente a necessidade de verificação da Eq. 3.5.2, tendo em vista que a solicitação de cálculo mais desfavorável para a Eq. 3.5.1 é a obtida para a combinação 1. Portanto:

$$\frac{551,1}{11.575} + \frac{0,85 \times 258.377}{\left(1 - \frac{551,1}{0,73 \times 146.110}\right) \times 331.853} = 0,05 + 0,67 = 0,72 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

É interessante atentar para as elevadas solicitações de flexão obtidas nestas colunas.

Uma alternativa para minimizar estes elevados esforços nas colunas é levá-las até o banzo superior, conferindo aí os apoios do reticulado de cobertura.

3.5.2.4) Verificação ao esforço cortante

Para seções tubulares circulares a NBR-8800 [13], em seu item 5.1.1.4, recomenda para a área efetiva de cisalhamento:

$$A_w = 0,5 \cdot A_g \quad (3.5.2)$$

Portanto,

$$A_w = 0,5 \times 526 = 263 \text{ cm}^2$$

Aplicando-se a expressão da NBR-8800 [13] para a resistência de cálculo ao esforço cortante, obtém-se:

$$\phi_v.V_n = 0,9 \times 0,6 \times A_w \times f_y = \mathbf{3.550 \text{ kN}}$$

Assim sendo,

$$\phi_v.V_n = 3.550 \text{ kN} > V_d = 724 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

3.5.2.5) Verificação dos deslocamentos verticais máximos.

Os deslocamentos verticais máximos (valores nominais) obtidos para o nó central da cobertura para as ações permanentes e sobrecarga são:

$$\text{Permanente} \Rightarrow \delta_{\text{máx}} = 13,3 \text{ cm}$$

$$\text{Sobrecarga} \Rightarrow \delta_{\text{máx}} = 9,6 \text{ cm}$$

A NBR-8800 [13] sugere para edifícios não industriais, um limite máximo de deslocamento, provocado por sobrecarga, em barras biapoioadas de pisos e coberturas, suportando construções e acabamentos não sujeitos à fissuração, de $\frac{1}{300}$ do vão.

Extrapolando-se esta recomendação a toda a estrutura de cobertura tem-se:

$$\frac{\delta}{\text{vao}} = \frac{9,6}{4000} = \frac{1}{417} < \frac{1}{300} \quad \text{OK!}$$

É recomendável, entretanto, que se promova uma contra-flecha na cobertura, de modo que os deslocamentos provocados pelas ações permanentes e uma parcela dos provocados pela sobrecarga sejam compensados.

Para composição destes efeitos sugere-se:

$$100\% \text{ Permanente} + 50\% \text{ Sobrecarga}$$

Aplicando-se ao problema em questão, tem-se:

$$\delta_{\text{cf}} = 13,3 + 0,5 \times 9,6 \cong 18 \text{ cm}$$

3.6) Sobre o efeito da variação da temperatura

Em estruturas do tipo treliça espacial, muitas vezes há a necessidade da consideração do efeito da variação de temperatura no dimensionamento das barras, tendo em vista as elevadas dimensões em planta destas estruturas. Este efeito torna-se mais relevante principalmente nos esforços de flexão desenvolvidos nas colunas de apoio.

Para o exemplo desenvolvido, a Tabela 3.3 apresenta os resultados de momentos fletores para os carregamentos básicos indicados na Figura 3.4 e os causados por uma variação uniforme de temperatura de 20° C em toda a estrutura.

Tabela 3.3-Momentos Fletores para colunas de apoio.
(Solicitações nominais)

CARREGAMENTO	MOMENTO FLETOR (kN.cm)
PERMANENTE	105.000
SOBRECARGA	74.200
VENTO	274.365
TEMPERATURA	12.820

É possível perceber na tabela 3.3 que o momento fletor provocado pelo efeito da variação de temperatura corresponde a aproximadamente 5% do obtido para a ação do vento, e a 12% se comparado a ação permanente. Neste exemplo, optou-se por não considerar este efeito nas combinações de ações para simplificar a apresentação deste roteiro, visto que os esforços provocados por esta variação de temperatura não foram significativos.

3.7) Considerações sobre o dimensionamento de treliças espaciais

O dimensionamento apresentado apenas se refere a um primeiro passo do processo. Como passo seguinte dever-se-ia, após a determinação das seções transversais para todas as barras, novamente processar a

estrutura com estas novas seções para, em seguida, fazer outra verificação de resistência, atualizando as seções que porventura necessitem de alteração. Este procedimento deve ser repetido até que, para dois processamentos consecutivos, não haja necessidade de alteração das seções transversais das barras.

As treliças espaciais, com certa frequência, possuem uma quantidade de barras da ordem de alguns milhares (o exemplo estudado possui 3.200 barras). Por isto, torna-se muito trabalhoso o dimensionamento destas estruturas sem o auxílio de programas computacionais que permitam uma automatização deste processo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE BARRAS COMPRIMIDAS COM VARIAÇÃO DE INÉRCIA

Associados ao recente crescimento na utilização do sistema estrutural em treliça espacial, alguns problemas estruturais relativos a este sistema vêm ocorrendo e assumindo, para vários casos, uma grande gravidade, devido à ocorrência do colapso parcial ou até mesmo total de algumas destas estruturas. Dentre alguns dos mais recentes problemas envolvendo estruturas deste tipo, citam-se os ocorridos no Centro de Convenções de Manaus (110 m de vão) e em um ginásio de esportes em Brasília (100 m de diâmetro).

Em barras de treliças espaciais, para a grande maioria das 'tipologias' encontradas em utilização atualmente no Brasil, observa-se a ocorrência de variações de inércia para seções transversais na região próxima aos nós da estrutura. No entanto, para o projeto de estruturas em que há a ocorrência disso, vem-se observando a não consideração deste efeito para a determinação da resistência à compressão da barra o que, sem dúvida, vai contra à segurança.

Na tentativa de poder dar alguma contribuição no que diz respeito a um melhor entendimento sobre o comportamento de barras axialmente comprimidas, sujeitas a variações de inércia ao longo do seu comprimento, é que este capítulo traz alguns resultados analíticos e experimentais para barras de treliças espaciais. Os resultados experimentais são relativos a ensaios em barras isoladas realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

São também apresentados, ao final deste capítulo, resultados de caracterização mecânica à compressão e à tração em amostras retiradas de tubos de alumínio na liga ASTM 6351 - T6.

4.1) Breve estudo teórico de barras de treliça espacial sujeitas a variação de inércia.

Algumas das normas estrangeiras mais utilizadas no Brasil para o dimensionamento de estruturas metálicas em aço, como: a do AISC [4,5], a do AISI [6,7] e a própria norma brasileira, NBR-8800 [13], não trazem recomendações para a determinação da resistência à compressão de barras sujeitas a variações de inércia ao longo do seu comprimento. Este motivo, associado às maiores dificuldades no cálculo da força normal crítica, talvez seja o responsável pela não consideração deste efeito.

Diferentemente das normas citadas anteriormente, o EUROCODE [29] faz uma proposição, ou ao menos explicita: a determinação da força normal crítica, quando a barra possui uma alteração de momento de inércia ao longo do seu comprimento, pode ser feita com a consideração do índice de esbelteza reduzida $\bar{\lambda}$, calculado a partir da tensão crítica de flambagem elástica, obtida para a simulação da barra, apresentando a variação de inércia. (ver item 4.1.2)

Para a comparação das forças axiais nominais analíticas de barras sujeitas a variações de inércia, obtidas sem e com a consideração deste efeito, tomaram-se barras de mesma seção transversal tubular com dois detalhes de ligações, mostrados na Figura 4.1, que comumente são utilizados em treliças espaciais. Para diversos comprimentos de barras com estes detalhes determinou-se a força axial nominal analítica.

A recomendação proposta pelo EUROCODE [29] para a força normal crítica também foi aplicada às curvas de flambagem das normas AISC [4,5], AISI [6,7] e NBR-8800 [13].

Figura 4.1 - Esquema com os detalhes de extremidade típicos analisados.

4.1.1) Análise de barras sem a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento

Para as normas NBR - 8800 [13], AISC [4,5], AISI [6,7] e EUROCODE [29] estão apresentados, no Gráfico 4.1, os valores convencionais da tensão crítica de flambagem $\times$ índice de esbelteza, considerando-se as barras como de seção transversal constante e com comprimento de flambagem igual ao comprimento geométrico (tomado como sendo a distância entre as faces externas dos aparelhos de apoio). Como aço componente das barras, adotou-se o USI-SAC-41, com tensão de escoamento nominal f_y igual a 245 MPa, e módulo de elasticidade longitudinal E igual a 205.000 MPa.

As curvas de flambagem ($f_{cr} \times \lambda$) aplicáveis aos tipos de barras estudadas foram obtidas para as normas citadas, segundo as equações mostradas a seguir:

- AISC-LRFD [4]

$$f_{cr} = (0,658^{\bar{\lambda}^2}) \cdot f_y \quad \text{para} \quad \bar{\lambda} \leq 1,5 \quad (4.1.1)$$

$$f_{cr} = \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}^2} \right) \cdot f_y \quad \text{para } \bar{\lambda} > 1,5 \quad (4.1.2)$$

$$\text{Com } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{pl}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \quad (4.1.3)$$

- AISI [6,7], AISC-ASD [5]

$$f_{cr} = f_y - \frac{f_y^2}{4 \cdot f_e} \quad \text{para } f_e > \frac{f_y}{2} \quad (4.1.4)$$

$$f_{cr} = f_e \quad \text{para } f_e \leq \frac{f_y}{2} \quad (4.1.5)$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (4.1.6)$$

- NBR-8800 [13]

$$f_{cr} = \rho \cdot f_y \quad (4.1.7)$$

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad (\rho=1 \text{ para } \bar{\lambda} \leq 0,20) \quad (4.1.8)$$

$$\beta = \frac{1}{2 \cdot \bar{\lambda}^2} [1 + \alpha \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0,04 + \bar{\lambda}^2}] \quad \alpha=0,158 \text{ para curva 'a'} \quad (4.1.9)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{pl}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \quad (4.1.10)$$

- EUROCODE [29]

$$f_{cr} = \rho \cdot f_y \quad (4.1.11)$$

$$\rho = \beta_1 - \sqrt{\beta_1^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad (\rho=1 \text{ para } \bar{\lambda} \leq 0,20) \quad (4.1.12)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \alpha=0,34 \text{ para curva 'b'} \quad (4.1.13)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{pl}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \quad (4.1.14)$$

Gráfico 4.1 - Curvas de flambagem aplicáveis a barras de seção transversal tubular para o aço USI-SAC-41.

Ressalta-se que as equações mostradas anteriormente foram reescritas, alterando-se a simbologia original das respectivas normas, de modo a facilitar a comparação entre elas. As equações, da forma como estão apresentadas, só são aplicáveis a barras de seção transversal compacta, ou seja, não sujeitas a instabilidades locais.

4.1.2) Análise de barras com a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento

O EUROCODE [29] prevê, para barras sujeitas a variações de inércia ao longo do comprimento, uma correção no valor da esbeltez reduzida $\bar{\lambda}$, introduzindo o valor da tensão crítica de flambagem elástica corrigido, ou seja, calculado admitindo-se variação de inércia. Assim:

$$\bar{\lambda}^* = \sqrt{f_y / f_e^*}, \quad (4.1.15)$$

onde: f_e^* = tensão crítica de flambagem elástica da barra, obtida com a consideração da variação de inércia ao longo do seu comprimento.¹

Para os dois tipos de detalhes estudados (Figura 4.1), determinou-se a força normal crítica de flambagem elástica (N_{cr}^*), com a consideração do índice de esbeltez reduzida $\bar{\lambda}^*$, para barras com índices de esbeltez (λ) compreendidos entre 50 e 200. A determinação desta força crítica de flambagem elástica foi feita com o auxílio do programa computacional **LUSAS**, tomando-se a variação da inércia das barras conforme mostrado na Figura 4.2.

O elemento de barra utilizado na simulação numérica através do **LUSAS** foi o BM3, ilustrado na Figura 4.3.

¹ Neste capítulo, o asterisco (*) posicionado na parte direita dos símbolos significa que estes se referem a barras analisadas considerando-se as variações de inércia.

Figura 4.2 - Momentos de inércia ao longo dos modelos.

Figura 4.3 - Elemento de barra utilizado na simulação numérica.

Os Gráficos 4.2 a 4.5 apresentam os resultados obtidos de $(N_{cr}^*/N_{cr}) \times \lambda$ para os dois detalhes analisados, segundo as curvas aplicáveis a barras de seção transversal tubular para as normas NBR-8800 [13], EUROCODE [29], AISC [4,5] e AISI [6,7].

Gráfico 4.2 - Comportamento N_{cr}^*/N_{cr} x λ tomando-se a curva 'a' da NBR-8800 [13]

Gráfico 4.3 - Comportamento N_{cr}^*/N_{cr} x λ tomando-se a curva 'b' do EUROCODE [29]

Gráfico 4.4 - Comportamento N_{cr}^*/N_{cr} x λ tomando-se a curva de flambagem do AISC-LRFD [4]

Gráfico 4.5 - Comportamento N_{cr}^*/N_{cr} x λ tomando-se a curva de flambagem do AISC-ASD [5] e AISI [6,7]

4.2) Ensaaios em barras de aço

Os ensaios de barras de aço, realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, no período de janeiro a junho de 1995, tiveram como objetivos iniciais, verificar a capacidade última de algumas barras retiradas de uma cobertura em treliça espacial que apresentou problemas estruturais, levando-a ao colapso, e compará-las às solicitações para as quais inicialmente foram projetadas. As barras estudadas não apresentavam nenhum dano visual que pudesse comprometer a validade dos resultados obtidos.

Ao todo, foram ensaiados 12 protótipos de seções transversais tubulares com dimensões de 76,2 x 2,25mm, 101,8 x 3,0mm e 114,3 x 4,25mm. Cada uma dessas dimensões forma um grupo de quatro protótipos, chegando-se então à instituição de três grupos, aqui denominados A, B e C. Os comprimentos dos protótipos são de 4.162 mm para os dois primeiros grupos (A e B) e de 4.354 mm para o terceiro (C).

Em todos os três tipos de barras estudadas pode-se perceber, através da Figura 4.4, a variação da inércia na extremidade da barra.

Os tubos utilizados na confecção das barras são conformados a frio, com solda de costura contínua e em aço USI-SAC-41 ($f_y=245$ MPa - valor convencional). Para as chapas que constituem o nó, o tipo de aço utilizado é o ASTM A-36 ($f_y=250$ MPa - valor convencional) e os parafusos são do tipo ASTM A-325.

(a) - Barra tipo A

(b) - Barra tipo B

(c) - Barra tipo C

Figura 4.4 - Detalhes dos nós das barras de aço estudadas.

4.2.1) Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada

As doze barras foram ensaiadas a compressão axial, na posição vertical, com o auxílio de um pórtico de aço. O posicionamento destas barras foi feito colocando-se um dos aparelhos de apoio sobre a superfície esférica da célula de carga e o outro em contato com o pórtico de reação.

Para a aplicação do carregamento utilizou-se um conjunto formado por um atuador hidráulico com capacidade nominal de 1.000 kN e de uma célula de carga com capacidade nominal de 500 kN, colocados sobre a laje de reação. O desenvolvimento do ensaio foi feito através do controle de força, com a aplicação desta, feita em incrementos que variavam entre 3kN e 10kN. Inicialmente foram aplicadas três etapas de força para provocar a acomodação dos protótipos (fase de escorvamento).

A instrumentação adotada foi composta por 10 transdutores elétricos da marca KYOWA, dispostos ao longo da barra, sendo 5 para cada uma das duas direções ortogonais principais, de modo a se obter resultados de deslocamentos transversais para diversos pontos da barra. Os transdutores posicionados ao longo da direção de menor inércia dos protótipos e, portanto, onde havia a previsão de deslocamentos transversais maiores, possuíam um curso de 100mm e sensibilidade de 0,05 mm. Para os transdutores posicionados na outra direção, e também nos apoios, o curso era de 10 mm e a sensibilidade de 0,001 mm.

Na seção transversal central de cada uma das barras foram dispostos 4 extensômetros elétricos da marca KYOWA e modelo KFG-5-120-C1-11, com o objetivo principal de se obter resultados para as deformações nesta seção, de maneira a permitir o acompanhamento do desenvolvimento dos esforços de flexão ao longo das diversas etapas de carregamento.

A obtenção dos valores para os deslocamentos transversais (transdutores), deformações (extensômetros elétricos de resistência) e força (célula de carga) durante o desenvolvimento dos ensaios foi feita através do sistema de aquisição automática SYSTEM 4000 da Measurements Group.

A Foto 4.1 mostra um esquema geral de um dos ensaios realizados, onde também é possível observar a instrumentação utilizada.

A numeração dos extensômetros elétricos posicionados da seção central da barra foi feita conforme indicado na Figura 4.5.

Figura 4.5 - Numeração dos extensômetros elétricos nas barras de aço

Foto 4.1 - Esquema geral do ensaio.

Ressalta-se que a caracterização do aço, no que diz respeito à sua resistência mecânica, e a avaliação de tensões residuais não foram feitas, assim como também não se procedeu a uma avaliação de possíveis imperfeições iniciais nas barras.

4.2.2) Resultados experimentais

A Tabela 4.1 traz a força crítica obtida para cada uma das 12 barras ensaiadas. Tomou-se a máxima força axial atingida no ensaio como valor de referência para força crítica experimental (P_u).

A forma de ruína para todos os modelos ensaiados se deu através da formação de rótulas plásticas na região de ligação entre a barra propriamente dita e a chapa de nó, e na direção de menor inércia. Estas rótulas foram formadas na ligação inferior, tendo em vista que a vinculação superior apresentou certa restrição ao giro devido ao fato do aparelho de apoio ter sido apoiado diretamente na mesa inferior da viga do pórtico de reação.

Tabela 4.1 - Força crítica experimental para os protótipos ensaiados.

Protótipos	Força Crítica (kN)		
	Tipo A	Tipo B	Tipo C
1	18,2	165,1	258,3
2	17,1	124,7	307,4
3	23,8	164,9	240,1
4	24,2	185,5	300,4
Média	20,8	160,0	276,5

Com a instrumentação adotada, foi possível então a plotagem dos seguintes gráficos :

Gráficos (a) - Força x deslocamento transversal na direção de menor inércia (direção x).

Gráficos (b) - Força x deslocamento transversal na direção de maior inércia (direção y).

Gráficos (c) - Força x deformação nos quatro pontos instrumentados da seção central.

Gráficos (d) - Força x deformação média na seção central

Gráfico 4.6a - Barra A1

Gráfico 4.6b - Barra A1

NOTA:

Esta barra não foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência; por esta razão as deformações específicas não puderam ser medidas.

Gráfico 4.7a - Barra A2

Gráfico 4.7b - Barra A2

Gráfico 4.7c - Barra A2

Gráfico 4.7d - Barra A2

Gráfico 4.8a - Barra A3

Gráfico 4.8b - Barra A3

Gráfico 4.8c - Barra A3

Gráfico 4.8d - Barra A3

Gráfico 4.9a - Barra A4

Gráfico 4.9b - Barra A4

Gráfico 4.9c - Barra A4

Gráfico 4.9d - Barra A4

Gráfico 4.10a - Barra B1

Gráfico 4.10b - Barra B1

NOTA:

Esta barra, assim como a barra A1, não foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência; pela mesma razão, as deformações específicas não puderam ser medidas.

Gráfico 4.11a - Barra B2

Gráfico 4.11b - Barra B2

Gráfico 4.11c - Barra B2

Gráfico 4.11d - Barra B2

Gráfico 4.12a - Barra B3

Gráfico 4.12b - Barra B3

Gráfico 4.12c - Barra B3

Gráfico 4.12d - Barra B3

Gráfico 4.13a - Barra B4

Gráfico 4.13b - Barra B4

Gráfico 4.13c - Barra B4

Gráfico 4.13d - Barra B4

Gráfico 4.14a - Barra C1

Gráfico 4.14b - Barra C1

NOTA:

A exemplo das barras A1 e B1, esta barra não foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência; por esta razão, as deformações específicas não puderam ser medidas.

Gráfico 4.15a - Barra C2

Gráfico 4.15b - Barra C2

Gráfico 4.15c - Barra C2

Gráfico 4.15d - Barra C2

Gráfico 4.16a - Barra C3

Gráfico 4.16b - Barra C3

Gráfico 4.16c - Barra C3

Gráfico 4.16d - Barra C3

Gráfico 4.17a - Barra C4

Gráfico 4.17b - Barra C4

Gráfico 4.17c - Barra C4

Gráfico 4.17d - Barra C4

4.2.3) Comparação dos resultados experimentais com os analíticos

As Tabelas 4.2 a 4.4 trazem os resultados analíticos e experimentais para os três tipos de barras estudadas. Como valores analíticos de referência para a força crítica, tomaram-se os obtidos pela curva 'a' da NBR-8800 [13], considerando a barra sem variação de inércia. Estão também apresentados os resultados obtidos segundo as recomendações do EUROCODE [29], admitindo-se variação de inércia e também tomando-se a curva 'a' da NBR-8800 [13], conforme comentado no item 4.1.

Como vinculação das barras, foram supostos apoios simples em ambas as extremidades ($K=1,0$).

Pelo fato de a caracterização do aço não ter sido efetuada, nos cálculos analíticos adotou-se o valor nominal para a tensão de escoamento do aço USI-SAC-41 ($f_y=245$ MPa). Para o módulo de elasticidade longitudinal adotou-se $E=205.000$ MPa.

A Figura 4.6 traz os momentos de inércia considerados ao longo do comprimento para os três tipos de barras estudadas.

Figura 4.6 - Esquemas com os momentos de inércia das barras considerados nas análises via **LUSAS**.

É importante relevar que a curva de flambagem aplicável ao caso de barras de seção transversal tubular submetidas a forças axiais pela norma NBR-8800 [13] é a curva 'a', enquanto o EUROCODE [29] prevê, para este caso, a utilização das curvas 'b' e 'c', sendo assim mais favorável à segurança do que a norma brasileira.

Tabela 4.2 - Resistência nominal à força axial (NBR-8800) - Barra A

Barra A - $P_u = 20,8$ kN (médio de ensaio)								
$\lambda = \frac{L}{r}$	f_e^* kN/cm ²	$\bar{\lambda}^* = \sqrt{\frac{f_y}{f_e^*}}$	N_{cr}^* kN	$\bar{\lambda} = \frac{L}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$	N_{cr} kN	N_{cr}^* / N_{cr}	P_u / N_{cr}	P_u / N_{cr}^*
159	6,4	1,96	29,9	1,75	36,9	0,81	0,56	0,70

Tabela 4.3 - Resistência nominal à força axial (NBR-8800) - Barra B

Barra B - $P_u = 160$ kN (médio de ensaio)								
$\lambda = \frac{L}{r}$	f_e^* kN/cm ²	$\bar{\lambda}^* = \sqrt{\frac{f_y}{f_e^*}}$	N_{cr}^* kN	$\bar{\lambda} = \frac{L}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$	N_{cr} kN	N_{cr}^* / N_{cr}	P_u / N_{cr}	P_u / N_{cr}^*
119	13,4	1,35	106,6	1,31	111,6	0,96	1,43	1,50

Tabela 4.4 - Resistência nominal à força axial (NBR-8800) - Barra C

Barra C - $P_u = 276,5$ kN (médio de ensaio)								
$\lambda = \frac{L}{r}$	f_e^* kN/cm ²	$\bar{\lambda}^* = \sqrt{\frac{f_y}{f_e^*}}$	N_{cr}^* kN	$\bar{\lambda} = \frac{L}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$	N_{cr} kN	N_{cr}^* / N_{cr}	P_u / N_{cr}	P_u / N_{cr}^*
112	15,5	1,26	179,5	1,23	185,9	0,97	1,49	1,54

4.2.4) Considerações sobre os resultados em barras de aço.

A partir das curvas de flambagem plotadas no Gráfico 4.1 é possível constatar que os valores de tensão crítica obtidos para a curva 'a' da NBR-8800 [13], quando comparados aos fornecidos pela curva 'b' do EUROCODE [29], resultam da ordem de 14% superiores. Sabendo-se que tanto a NBR-8800 [13] como o EUROCODE [29] possuem os mesmos coeficientes de ponderação para o problema em questão, conclui-se que,

para o caso estudado, a “segurança” de uma barra dimensionada pela norma brasileira pode resultar 14% menor se comparada ao EUROCODE [29].

Nos Gráficos 4.2 a 4.5 nota-se que, para os detalhes estudados, determinando-se a resistência à compressão das barras com a consideração da variação de inércia ao longo do comprimento, obtém-se uma redução significativa nesta, em comparação com a não consideração deste efeito. Nota-se também que a redução é maior para o detalhe tipo 1. Para os dois tipos de detalhes analisados, percebe-se que este efeito torna-se mais significativo em barras de menor esbeltez podendo atingir, para valores usuais de índice de esbeltez, reduções de mais de 50% na resistência à compressão da barra.

Para as barras do tipo A, percebe-se que a força crítica experimental resultou menor que as forças críticas obtidas teoricamente. Isto pode ser creditado ao fato de que o tipo de ligação utilizado nestas barras leva a uma redução do momento de inércia, na região de fixação deste com o aparelho de apoio, de modo a provocar um efeito localizado nesta região, reduzindo a resistência à compressão destas barras.

Já para os tipos de barras B e C, diferentemente do observado para as barras do tipo A, os resultados experimentais para força crítica resultaram maiores que os analíticos. O fato de a vinculação superior das barras apresentar certa restrição ao giro deve ter elevado a força última destas; efeitos localizados não foram determinantes na capacidade destas barras, diferentemente do que foi observado nas barras do tipo A.

4.3) Ensaaios em barras de alumínio

Estes ensaios foram realizados em barras que apresentam uma ‘tipologia’ em que as extremidades das barras são submetidas a um processo de estampagem que permite a união aos nós da estrutura, formados por aletas de chapas de aço, através de parafusos.

Os protótipos de alumínio ensaiados foram confeccionados em tubos de dimensões ϕ 110 x 2,5 mm e comprimento teórico igual a 3.333 mm, na liga de alumínio ASTM 6351-T4, envelhecida após a estampagem até atingir a 'têmpera' T6. Os valores convencionais das propriedades mecânicas da liga citada podem ser vistos na Tabela 4.5. O Gráfico 4.18 traz as curvas de flambagem ($f_{cr} \times \lambda$) para as ligas citadas.

Dois grupos de barras foram estudados. Cada um destes grupos de barras é formado por quatro tubos com extremidades amassadas unidas a aparelhos de apoio em aço. A diferença entre estes dois grupos situa-se na forma geométrica resultante após a confecção da estampagem nas extremidades das barras.

A Foto 4.2 mostra uma vista geral com extremidades de barras, onde é possível notar os dois tipos de estampagens analisadas.

Foto 4.2 - Extremidades de barras com os dois tipos de estampagens analisadas.

A estampagem que apresenta uma conformação que resulta em bordas paralelas (Figura 4.7a) é denominada *tradicional*. A outra estampagem (Figura 4.7b) é denominada *nova*.

Figura 4.7 - Seção transversal extrema para as estampagens analisadas.

A numeração das barras foi feita da seguinte forma:
B1 a B4 - estampagem tradicional e
B5 a B8 - estampagem nova.

A análise experimental nas barras de alumínio teve como objetivo inicial a verificação de possíveis diferenças na resistência à compressão destes elementos, em função do tipo de estampagem utilizada.

Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas da liga ASTM 6351 - valores convencionais

Liga/têmpera	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{esm} (MPa)	A (%)
ASTM 6351-T4	130	220	440	16
ASTM 6351-T6	255	290	580	8

- f_y = limite de escoamento
- f_u = limite de resistência à tração
- f_{esm} = tensão limite de esmagamento (contato)
- A = alongamento na ruptura (base de medida 50mm)

Gráfico 4.18 - Curvas de flambagem para a liga ASTM-6351.

4.3.1) Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada

As oito barras foram ensaiadas à compressão axial, na posição vertical, com o auxílio de um pórtico de aço. O posicionamento destas barras foi feito colocando-se um dos aparelhos de apoio diretamente sobre a laje de reação e o outro em contato com a superfície esférica da célula de carga.

A aplicação da força foi feita através de um atuador hidráulico com capacidade nominal de 1.000 kN, e a sua medição feita por uma célula de carga com capacidade nominal de 500 kN. Os incrementos de força foram de 5 kN e aplicados até se atingir o colapso da barra. Antes do ensaio propriamente dito, foram aplicadas duas etapas de força para provocar a acomodação do conjunto (fase de escorvamento).

Para a medição dos deslocamentos transversais foram utilizados transdutores de deslocamento, da marca KYOWA, com curso de 100 mm e sensibilidade de 0,05 mm.

As deformações específicas foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência, da marca KYOWA, modelo KFG-5-120-C1-11, com base de medida de 5 mm.

A obtenção dos valores para os deslocamentos transversais (transdutores), deformações (extensômetros elétricos de resistência) e força (célula de carga) durante o desenvolvimento dos ensaios foi feita através do sistema de aquisição automática de dados SYSTEM 4000 da Measurements Group.

A Figura 4.8 mostra um esquema geral do ensaio das barras, onde também é possível notar a instrumentação utilizada.

Na Figura 4.9 está apresentada a numeração adotada para os canais do sistema de aquisição.

Figura 4.8 - Esquema geral do ensaio.

Figura 4.9 - Numeração dos canais: extensômetros elétricos e transdutores de deslocamento

4.3.2) Resultados experimentais

A Tabela 4.6 traz a força crítica obtida para cada uma das oito barras ensaiadas. Tomou-se a máxima força axial atingida no ensaio como valor de referência para força crítica experimental.

O modo de falha para todos os modelos ensaiados, diferentemente do observado para as barras de aço, foi caracterizado por um deslocamento transversal excessivo relativo à flexão em torno do eixo de menor inércia, na região próxima ao aparelho de apoio.

A Foto 4.3 mostra uma vista geral de uma barra durante o ensaio.

Tabela 4.6 - Força última obtida nos ensaios de compressão das barras de aço

BARRA	ESTAMPAGEM	FORÇA ÚLTIMA (kN) P_u (exper.)
B1	tradicional	89,9
B2	tradicional	89,9
B3	tradicional	79,9
B4	tradicional	90,0
MÉDIA	-	87,4
B5	nova	97,2
B6	nova	88,0
B7	nova	89,9
B8	nova	87,6
MÉDIA	-	90,7

Com a instrumentação adotada foi possível então a plotagem dos gráficos para os diversos protótipos e dispostos da seguinte maneira:

Gráficos (a), posicionados na parte superior, à esquerda:

-Força x deslocamento transversal na direção de menor inércia (direção x).

Gráficos (b), posicionados na parte superior, à direita:

-Força x deslocamento transversal na direção de maior inércia (direção y).

Gráficos (c), posicionados na parte inferior, à esquerda:

-Força x deformação nos pontos instrumentados da seção central.

Gráficos (d), posicionados na parte inferior, à direita:

-Força x deformação média na seção central

Foto 4.3 - Vista geral de uma barra durante o ensaio.

Gráfico 4.19a - Barra B1

Gráfico 4.19b - Barra B1

Gráfico 4.19c - Barra B1

Gráfico 4.19d - Barra B1

Gráfico 4.20a - Barra B2

Gráfico 4.20b - Barra B2

Gráfico 4.20c - Barra B2

Gráfico 4.20d - Barra B2

Gráfico 4.21a - Barra B3

Gráfico 4.21b - Barra B3

Gráfico 4.21c - Barra B3

Gráfico 4.21d - Barra B3

Gráfico 4.22a - Barra B4

Gráfico 4.22b - Barra B4

Gráfico 4.22c - Barra B4

Gráfico 4.22d - Barra B4

Gráfico 4.23a - Barra B5

Gráfico 4.23b - Barra B5

Gráfico 4.23c - Barra B5

Gráfico 4.23d - Barra B5

Gráfico 4.24a - Barra B6

Gráfico 4.24b - Barra B6

Gráfico 4.24c - Barra B6

Gráfico 4.24d - Barra B6

Gráfico 4.25a - Barra B7

Gráfico 4.25b - Barra B7

Gráfico 4.25c - Barra B7

Gráfico 4.25d - Barra B7

Gráfico 4.26a - Barra B8

Gráfico 4.26b - Barra B8

Gráfico 4.26c - Barra B8

Gráfico 4.26d - Barra B8

4.3.3) Análise dos resultados

Para um desenvolvimento análogo ao apresentado para barras de aço no item 4.2, o Gráfico 4.27 traz as curvas de $N_{CR}^*/N_{CR} \times \lambda$ para os dois tipos de estampagens utilizadas, assumindo-se os momentos de inércia dados na Figura 4.10.

Gráfico 4.27 - $N_{CR}^*/N_{CR} \times \lambda$ para as duas estampagens utilizadas.

Figura 4.10 - Variação de inércia para as estampagens analisadas.

Como valor analítico de referência para a força normal crítica, tem-se:

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{1,0 \times (333,3)}{3,89} = 85,6 \quad (4.3.1)$$

$$f_{cr} = \frac{69000}{\lambda^2} = \frac{69000}{(85,6)^2} = 9,42 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.3.2)$$

$$N_{cr} = A_g \cdot f_{cr} = 8,6 \times 9,42 = \mathbf{81,0 \text{ kN}} \quad (4.3.3)$$

Comparando-se a força normal crítica de referência (N_{cr}) com as forças médias obtidas experimentalmente (P_u), estas são 8% e 12% superiores para as estampagens tradicional e nova, respectivamente. Tomando-se para comparação os valores analíticos obtidos com a consideração da variação de inércia, com $N_{cr}^* \cong 0,87 N_{cr}$ (Gráfico 4.27), as diferenças passam a ser de 24% e 29%, respectivamente.

O fato de os resultados experimentais resultarem superiores aos obtidos teoricamente pode ser explicado, em parte, por causa da restrição parcial ao giro imposta ao aparelho de apoio inferior (ver Figura 4.8), o que corresponde a um valor de K inferior a 1,0.

Os resultados experimentais, apresentados da Tabela 4.6, revelam uma diferença inferior a 4% para força última média, para as duas estampagens. Como o número de protótipos ensaiados foi de certa forma reduzido, não é possível afirmar a existência de ganhos de resistência com a nova estampagem. Reforçando isto, no Gráfico 4.27 é possível notar que a estampagem tradicional apresenta valores para a força crítica analítica (N_{cr}^*) ligeiramente superiores em relação à nova.

4.4) Ensaios de caracterização mecânica da liga de alumínio ASTM 6351-T6.

Apresentam-se aqui alguns resultados de caracterização de amostras retiradas de tubos de alumínio, com seção transversal ϕ 110 x 2,5 mm, na liga ASTM 6351-T6.

Foram realizados ensaios de tração e compressão em amostras retiradas de 3 (três) segmentos de tubo com 500 mm de comprimento.

Dois destes segmentos deram origem a 4 (quatro) corpos-de-prova com comprimento de 250 mm cada, para ensaios de compressão. Do segmento restante foram extraídos 4 (quatro) corpos-de-prova para os ensaios de tração. A Figura 4.11 mostra as dimensões destes corpos-de-prova.

Figura 4.11 - Dimensões dos corpos-de-prova para ensaios de tração, conforme ASTM E 8M/94 (*Standard test methods for tension testing of metallic materials*).

4.4.1) Ensaios de tração

Para os ensaios de caracterização à tração utilizou-se uma máquina universal INSTRON, com taxa de deslocamento relativo entre garras de 2 mm/min.

As deformações no corpo-de-prova foram obtidas a partir de extensômetro removível (*clip gage*), com base de medida de 25 mm, posicionado no trecho central deste.

Os resultados obtidos nos ensaios de tração estão resumidos na Tabela 4.7, dada a seguir:

Tabela 4.7 - Ensaio de tração - resumo de resultados.

CP	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_t (MPa)	A (%)
1	290	303	62.034	8,2
2	296	312	62.066	11,1
3	298	311	61.061	8,5
4	300	319	62.044	10,4
MÉDIA	296	311	61.800	9,5
f_y = tensão limite de escoamento f_u = tensão limite de resistência à tração E_t = módulo de elasticidade na tração A = alongamento na ruptura (base de medida: 50 mm)				

A Foto 4.4 mostra um dos corpos-de-prova ensaiados à tração posicionado na máquina universal, onde é possível notar a base de medida para alongamento e o extensômetro removível (*clip gage*).

Foto 4.4 - Ensaio de tração: corpo-de-prova posicionado na máquina universal

4.4.2) Ensaios de compressão

Os ensaios de compressão axial foram realizados em uma prensa MTS-815, com velocidade constante de carregamento igual a 1 kN/s.

Para a obtenção das deformações na seção transversal central dos corpos-de-prova foram posicionados, diametralmente opostos, dois extensômetros elétricos de resistência com base de medida 5 mm, e ligados em série possibilitando, assim, uma leitura da média das deformações para os dois pontos instrumentados.

A Tabela 4.8 traz um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão.

Tabela 4.8 - Ensaios de compressão - resumo de resultados

CP	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	E_c (MPa)
1	230,00	271	66.908
2	236,52	278	67.548
3	236,94	279	67.035
4	232,68	274	66.845
MÉDIA	234,04	275,5	67.084
$P_{m\acute{a}x}$ = máxima força atingida no ensaio (força de colapso) $f_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima (correspondente ao colapso) E_c = módulo de elasticidade na compressão			

Nos ensaios de compressão axial, o modo de falha observado para os 4 (quatro) corpos-de-prova foi a flexão localizada junto a uma das extremidades.

Na Foto 4.5, apresentada a seguir, mostra-se um dos corpos-de-prova logo após a realização do ensaio. Nela é possível notar a flexão localizada junto à face inferior.

Foto 4.5 - Ensaio de compressão: corpo-de-prova posicionado na prensa, em instante logo após o colapso, onde nota-se a flexão localizada na extremidade.

4.4.3) Comentários sobre os ensaios de caracterização mecânica.

Nos ensaios de tração foi possível perceber um comportamento linear entre a tensão e a deformação, seguido de um nítido 'patamar de escoamento'. Na Tabela 4.7 nota-se que o valor médio para a tensão limite de escoamento (296 MPa) foi superior ao convencional (260 MPa), com uma diferença entre ambos de aproximadamente 14%. Para a tensão limite de resistência à tração, a diferença foi menor, situando-se em torno de 5%.

O alongamento na ruptura obtido experimentalmente (9,5%) foi praticamente coincidente com o convencional (10%).

Para os ensaios de compressão axial, a tensão máxima (275,5 MPa) atingiu valores superiores ao limite de escoamento convencional da liga ASTM 6351-T6, que é de 260 MPa.

Observaram-se, para os módulos de elasticidade longitudinal à tração (61.800 MPa) e à compressão (67.084 MPa), valores inferiores ao valor convencional, que é de 70.000 MPa.

Salienta-se ainda que os tubos utilizados nos ensaios de caracterização mecânica não pertenciam ao mesmo lote dos tubos utilizados na confecção das barras ensaiadas.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A utilização das treliças espaciais tende cada vez mais a ser uma alternativa estrutural interessante, tendo em vista algumas vantagens (citadas no primeiro capítulo) que este sistema estrutural oferece, associadas a uma disponibilidade cada vez maior de microcomputadores de elevado desempenho que, juntamente com *softwares* para pré e pós-processamento, tornam a tarefa de análise estrutural mais rápida e acurada. Por isto também, métodos simplificados para análise estrutural de treliças espaciais tendem a cair em desuso.

Entretanto, há que se ressaltar a necessidade de se conhecer melhor, do ponto de vista estrutural, algumas das 'tipologias' destes sistemas empregados no Brasil, em virtude de algumas premissas empregadas no cálculo estrutural podem não estarem sendo satisfeitas, comprometendo assim o nível de segurança desejado.

Tem-se observado, na prática cotidiana de projetos de treliças espaciais que, para a análise estrutural, estas vêm sendo consideradas como treliças ideais e que, para o dimensionamento das barras, vem sendo adotado o comprimento de flambagem destas igual ao comprimento geométrico (distância entre nós). Esta consideração é conservadora, pois para a quase totalidade das 'tipologias' de nós empregadas, há uma certa restrição ao giro, o que reduz o referido comprimento de flambagem.

Por outro lado, para a maioria destas 'tipologias', as barras que compõem a estrutura apresentam uma variação de inércia em suas extremidades. Conforme discutido no quarto capítulo, este efeito pode acarretar uma grande redução da resistência à compressão destas barras. Por isto, é oportuno registrar a importância de um aprofundamento do estudo teórico e experimental de estruturas em que as barras possuam

variação de inércia ao longo do comprimento. Não somente torna-se interessante a continuidade do estudo de barras isoladas, como também o estudo de modelos pouco reduzidos e de protótipos de treliças espaciais, para que o comportamento global da estrutura seja avaliado.

Estudos paramétricos em busca do desenvolvimento de métodos simplificados para a obtenção da resistência à compressão de barras com variação de inércia tornam-se interessantes, tendo em vista que esta resistência não somente é função da esbeltez e da variação de inércia ao longo da barra, como também, de dimensões da seção transversal (diâmetro e espessura). Isto pode ser notado a partir da comparação dos percentuais de redução da resistência à compressão dados no Gráfico 4.2 (pg 83), para barras com dimensões ϕ 76,2mm x 2,25mm e detalhe 2, com os mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4 (pg 102), para barras com mesmo tipo de detalhe e dimensões ϕ 101mm x 3,0mm e ϕ 114mm x 4,25mm.

Pesquisas em torno do desenvolvimento de novas 'tipologias' para nós de treliças espaciais podem produzir resultados interessantes do ponto de vista estrutural e econômico, tendo em vista que, enquanto a quase totalidade dos sistemas comerciais possui um melhor comportamento estrutural associado a elevados custos de fabricação, outros sistemas, dentre os quais o mostrado na Figura 1.7, têm um baixo custo de fabricação em detrimento da eficiência estrutural e conseqüentemente do nível de segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. ABDO, N.A. *Estruturas de Alumínio*. São Paulo. Pini. 1983
- [2]. AGERSKOV, H. Optimum Geometry Design of Double-Layer Space Structures. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.112, No. 6, p.1454-1463, june,1986.
- [3]. ALLEN, C.M. The Toronto SkyDome, Canada. *Structural Engineering International*, p.6-8, April, 1991.
- [4]. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), *Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design*, Chicago, 1986.
- [5]. AMERICAM INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), *Steel Construction Manual: Allowable Stress Design*, Chicago, 1989.
- [6]. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (1986). *Cold-formed steel design manual*. Washington, DC.
- [7]. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (1991). *LRFD - Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Manual*. Washington, DC.
- [8]. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). B-221M - *Standard Specification for Aluminum and Aluminum - Alloy Extruded Bars, Rods, Wire, Shapes, and Tubes [Metric]*. Philadelphia.
- [9]. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). E 8M - *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials [Metric]*. Philadelphia.
- [10]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR-6120 - *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações: Procedimento*. Rio de Janeiro.
- [11]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). NBR-6123 - *Forças Devidas ao Vento em Edificações: Procedimento*. Rio de Janeiro.
- [12]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR-8681 - *Ação e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro.

- [13]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR-8800 - *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios: Método dos Estados Limites*. Rio de Janeiro.
- [14]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1967). NB-143 - *Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves*. Rio de Janeiro.
- [15]. ASHRAF, M.; JAVIED, M.A.; ALI, Z. Composite Double-Layer Bridge-Grids. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1518-1525.
- [16]. BERANEK, W.J.; HOBBELMAN, G.J. Space Frames Design as 'Twistless Case'. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1984. *Anais*. Ed. by H. Nooshin, Elsevier Applied Publishers, London/New York, 1984. p.239-244.
- [17]. BHAGAVAN, N.G.; GOPALAKRISHNAN, N. Simplified Analysis of a Space Grid Roof System. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1365-1373.
- [18]. BUTTERWORTH, J.W. Analysis of Double-layer Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.57-91.
- [19]. CHAPMAN, J.C.; BUHAGIER, D.; DOWLING, P.J. Developments in cold-formed space structures. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1604-1612.
- [20]. CHATEAU, S. Du Structures spatiales: phénomène d'idéation en architecture. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1984. *Anais*. Ed. by H. Nooshin, Elsevier Applied Publishers, London/New York, 1984. p.1058-1067.
- [21]. CHATEAU, S. Du The Industrialisation of Modular Space Structures. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.381-407.

- [22]. COMMITTEE ON METALS OF THE STRUCTURAL DIVISION. Latticed Structures: State-of-the-Art Report. *Journal of the Structural Division*, Vol.102, No. ST11, p.2197-2230, november, 1976.
- [23]. CROOKER, J.O.; BUCHERT K.P. Reticulated Space Structures. *Journal of the Structural Division*, Vol.96, No. ST3, p.687-700, march, 1970.
- [24]. DADDI, I. Strutture Reticolare Spaziali per Coperture Piane. *Costruzione metalliche*, n.6, p.502-509, 1969.
- [25]. EBERLEIN, H. The Use of the MERO Industrialised System of Construction in Double-layer Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.355-380.
- [26]. EL-SHEIKH, A.I.; McCONNEL, R.E. Experimental Study of Behavior of Composite Space Trusses. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.119, No 3, p.747-766, march, 1993.
- [27]. EL-SHEIKH, A. Development of a New Space Structures. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.37, p.205-227, 1996.
- [28]. EL-SHEIKH, A.I.; EL-BAKRY, H. Experimental Study of Behavior of New Space Truss System. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.122, No 8, p.845-853, August, 1996.
- [29]. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN), *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels, 1992.
- [30]. FLOWER, W.R.; SCHIMIDT, L.C. Analysis of Space Truss as Equivalent Plate. *Journal of the Structural Division*, Vol.97, No ST12, p.2777-2789, april, 1971.
- [31]. GONÇALVES, R.M.; FAKURY, R.H.; MAGALHÃES, J.R.M. Performance of Tubular Steel Sections Subjected to Compression: Theoretical - Experimental Analysis. In: *STABILITY PROBLEMS IN DESIGNING, CONSTRUCTION AND REHABILITATION OF METAL STRUCTURES* Ed. by Ronaldo C. Batista, Eduardo de M. Batista and Michèle S. Pfeil. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, August 1996, p.439-449
- [32]. HANAOR, A.; SCHMIDT, L.C. Space Truss Studies with Force Limiting Devices. *Journal of the Structural Division*, Vol.106, No ST11, p.2313-2329, november, 1980.

- [33]. HANAOR, A.; MARSH, C.; PARKE, G.A.R. Modification of Behavior of Double-Layer Grids: Overview. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.115, No 5, p.1021-1037, may, 1989.
- [34]. HOLLAWAY, L.;KOLOSOWSKI, J. Experimental Investigation of Double-layer Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.269-287.
- [35]. IFFLAND, J.S.B. Preliminary Planning of Steel Roof Space Structures. *Journal of the Structural Division*, Vol.108, No. ST11, p.2578-2589, november, 1982.
- [36]. LAN, T.T.; QIAN, R. A Study on the Optimum Design of Space Trusses: Optimal Geometrical Configuration and Selection of Type. In: *Shells, Membranes and Space Frames*, Proceedings IASS Symposium, Osaka. Ed. by K. Heki. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1986, Vol.3, p.191-198.
- [37]. LAN, T.T. New Developments of Space Structures in China. In: *FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1469-1477.
- [38]. LUSAS, User Manual, FEA - Finite Elements Analysis, UK
- [39]. MAGALHÃES, J.R.M.; MALITE, M. Alguns Aspectos Relativos ao Projeto e à Construção de Estruturas Metálicas Espaciais. In: *Com-
gresso de Engenharia Civil - Universidade Federal de Juiz de Fora*, 2. Juiz de Fora, 1996. *Anais*. Juiz de Fora, UFJF, 1996. p.282-291.
- [40]. MAKOWSKI, Z.S. Review of Development of Various Types of Double-Layer Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.1-55.
- [41]. MAKOWSKI, Z.S. Aproximate Stress Analysis of Grid Frameworks Obtained by Slab Analogies. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.185-244.
- [42]. MAKOWSKI, Z. S. *Estructuras Espaciales de Acero*. Barcelona, Gustavo Gili, /1968?/.

- [43]. MAKOWSKI, Z. S. Space Structures of Today and Tomorrow. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1984. *Anais*. Ed. by H. Nooshin, Elsevier Applied Publishers, London/New York, 1984. p.1-8.
- [44]. MAKOWSKI, Z.S. A Worldwide Review of Space Structures in Sports Buildings. In SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS, proceedings of the international colloquium on space structures for sports buildings, Beijing, oct. 1987. *Anais*. Ed. by Tien T. Lan and Yuan Zhilian, Elsevier Applied Publishers, London, 1987. p.
- [45]. MAKOWSKI, Z.S. Stress Distribution in Prefabricated Double-Layer Grids and their Use for Large-Span Sports Buildings. In SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS, proceedings of the international colloquium on space structures for sports buildings, Beijing, oct. 1987. *Anais*. Ed. by Tien T. Lan and Yuan Zhilian, Elsevier Applied Publishers, London, 1987. p.
- [46]. MAKOWSKI, Z.S.. Space structures - a review of the developments within the last decade. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1623-1630.
- [47]. MALLA, R.B.; SERRETTE, R.L. Double-Layer Grids: Review of Static and Thermal Analysis Methods. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.122, No 8, p.873-881, August, 1996.
- [48]. MALLA, R.B.; SERRETTE, R.L. Double-Layer Grids: Review of Dynamic Analysis Methods and Special Topics. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.122, No 8, p.882-892, August, 1996.
- [49]. MARGARIT, J.; BUXADÉ, C. Las Mallas espaciales en arquitectura. Barcelona, Gustavo Gili, 1972
- [50]. MARSH, C. Improving Space Truss Performance by Member Removal. In: *Shells, Membranes and Space Frames*, Proceedings IASS Symposium, Osaka. Ed. by K. Heki. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1986, Vol.3, p.215-220.
- [51]. MARSH, C. Aluminium Structures for Sports Facilities in South America. In SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS, proceedings of the international colloquium on space structures for sports buildings, Beijing, oct. 1987. *Anais*. Ed. by Tien T. Lan and Yuan Zhilian, Elsevier Applied Publishers, London, 1987. p.

- [52]. MEZZINA, M.; PRETE, G. Indagne Teorico-Sperimentale Sul Comportamento Statico di Grigliati Spaziali Metallici. *Costruzione metalliche*, n.3, p.168-180, 1974.
- [53]. MORINI, F. Coperture Spaziale. *Costruzione metalliche*, n.6, p.328-332, 1976.
- [54]. MURTHA-SMITH, E.; HWANG, S.H.; CHOU, Y.H. Space Truss Testing. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1831-1840.
- [55]. MURTHA-SMITH, E. Compression-Member Models for Space Trusses: Review. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.120, No 8, p.2399-2407, august, 1994.
- [56]. MURTHA-SMITH, E. Alternate Path Analysis of Space Trusses for Progressive Collapse. *Journal of the Structural Engineering*, Vol.114, No 9, p.1978-1999, september, 1988.
- [57]. PARKE, G.A.R.; WALKER, H.B. A Limit State Design of Double-Layer Grids. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1984. *Anais*. Ed. by H. Nooshin, Elsevier Applied Publishers, London/New York, 1984. p.528-532.
- [58]. PISCOPO, G.; PRETE, G. Su di una Speciale Soluzione Costruttiva con Grigliato Piano Incrociato per Grandi Coperture Spaziali. *Costruzione metalliche*, n.3, p.137-150, 1982.
- [59]. SÁLES, J.J. et al. *Ensaio de Compressão em Corpos-de-prova e Barras de Alumínio com Extremidades Estampadas*. São Carlos, abril 1996. (Relatório Técnico).
- [60]. SAKA, T.; HEKI, K. The Effect of Joints on the Strength of Space Trusses. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1984. *Anais*. Ed. by H. Nooshin, Elsevier Applied Publishers, London/New York, 1984. p.417-422.
- [61]. SEBASTIAN, W.M.; MCCONNELL, R.E.; HEAD, P.R. An Investigation into the Possibility of a Composite Space Truss Bridge. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1640-1649.

- [62]. SCHIMIDT, L.C.; MORGAN, P.R.; CLARKSON, J.A. Space Trusses with Brittle-Type Strut Buckling. *Journal of the Structural Division*, Vol.102, No ST7, p.1479-1492, july, 1976.
- [63]. SCHIMIDT, L.C.; HANAOR, A. Force Limiting Devices in Space Trusses. *Journal of the Structural Division*, Vol.105, No ST5, p.939-951, may, 1979.
- [64]. SCHIMIDT, L.C.; MORGAN, P.R.; HANAOR, A. Ultimate Load Testing of Space Trusses. *Journal of the Structural Division*, Vol.108, No ST6, p.1324-1335, june, 1982.
- [65]. SUPPLE, W.J.; COLLINS, I. Limit State Analysis of Double-layer Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.93-117.
- [66]. TARZI, A.I. A General Theory for the Analysis of Regular Structures by the Calculus of Finite Differences. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.245-268.
- [67]. WALKER, H.B. The Design and Construction of Double-layer Space Frame Grids. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.289-302.
- [68]. WALKER, H.B. The NODUS System for the Design and Construction of Space Frames. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.331-354.
- [69]. WEST, F.E.S. The Provision of Drainage Falls in Double-layer Space Frame Roofs. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.303-311.
- [70]. WHITWORTH, V.P. Space Deck System. In: *Analysis, Design and Construction of Double-layer Grids*. Ed. by Z.S. Makowski, London, Applied Science Publishers Ltd, 1981, p.313-330.
- [71]. XI-LIANG, L.; FAN, L. Study on the Configuration of Double-Layer Grids in a Long-Narrow Plane. In *SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS*, proceedings of the international colloquium on space structures for sports buildings, Beijing, oct. 1987. *Anais*. Ed. by Tien T. Lan and Yuan Zhilian, Elsevier Applied Publishers, London, 1987. p.

- [72]. ZOU,H.; CERIS,P.R. Conceptual Design of Space Grids in Industrial Buildings. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, University of Surrey, Guildford, set 1993. *Anais*. Ed. by G.A.R. Parke and C.M. Howard, Thomas Telford, London, 1993. p.1623-1630.