

Taís Santos Sampaio

**ANÁLISE NUMÉRICA, VIA MEF, DE
LIGAÇÕES EM TRELIÇAS METÁLICAS
ESPACIAIS**

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. Roberto Martins Gonçalves

São Carlos

2004

Aos meus pais
Lídice e Humberto Sampaio

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as vezes que me carregou no colo quando eu não conseguia andar sozinha.

Aos meus pais Lídice Sampaio e Humberto Sampaio pelo amor incondicional e apoio nos momentos de crise.

A minha irmã Gabriela Sampaio pela amizade, pelo amor e por todas as vezes que ficou horas comigo ao telefone inventando conversa para me animar.

Ao Professor Roberto Martins Gonçalves pela valiosa orientação deste trabalho. Agradeço o incentivo e a paciência que teve comigo, por que, mesmo à distância, nunca deixou de me atender quando solicitei. Guardo sua amizade e uma grande admiração.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela solicitude e presteza em todos os momentos de necessidade. Em especial a Maria Nadir Minatel e Rosi Jordão pela paciência, carinho e dedicação.

A CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pela bolsa de estudo concedida.

Aos colegas e amigos do departamento, em especial a Isabella Chaves pelas muitas horas de risos, papos e confissões e Márcio Felix por todas as vezes que me cedeu seu ombro e seus ouvidos.

Aos meus amigos pelas diversas vezes que me socorreram. Em especial a André Luiz Longo e Walter Assis pela amizade e ajuda na impressão desta dissertação.

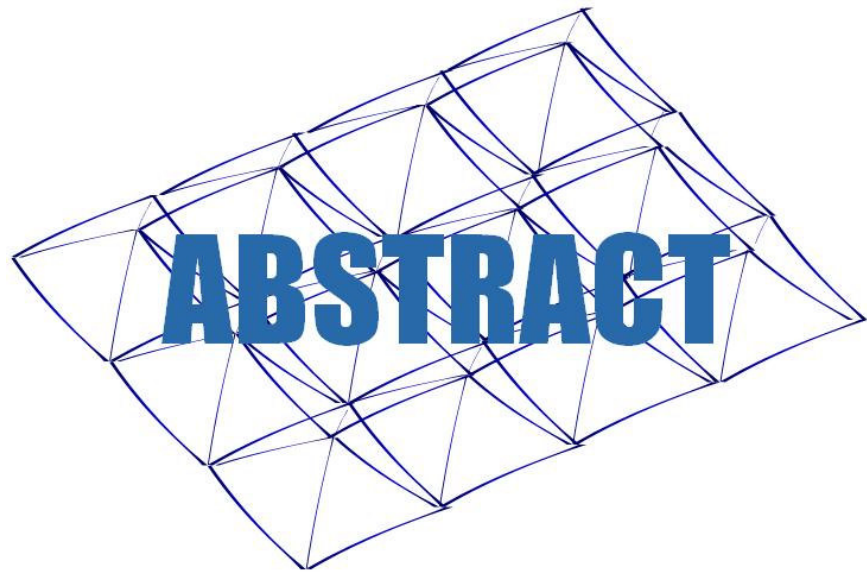
A Empresa JR nas pessoas de João Ribeiro e Ivanei Ribeiro pela ajuda com os computadores.



SAMPAIO, T. S. (2004). *Análise numérica, via MEF, de ligações em treliças metálicas espaciais*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

As treliças espaciais vêm sendo freqüentemente utilizadas, de forma bastante diversificada, mas seu principal uso é como cobertura de grande vãos. Recentemente, vários acidentes com este tipo de estrutura têm acontecido, principalmente devido a uma série de considerações adotadas para dimensionamento, as quais não condizem com a realidade. Neste contexto, foi feito um estudo do comportamento seguido por estas estruturas. Este trabalho apresenta uma análise teórica, via método dos elementos finitos, de modelos de treliça espacial de seção tubular circular. Tem como objetivo verificar o comportamento de cada sistema de ligação, modelado tridimensionalmente com elementos de casca, associado à treliça espacial, modelada em elementos lineares. Foram estudadas as tipologias usuais de ligação deste tipo de estrutura abordando os problemas causados pelas peculiaridades de cada sistema.

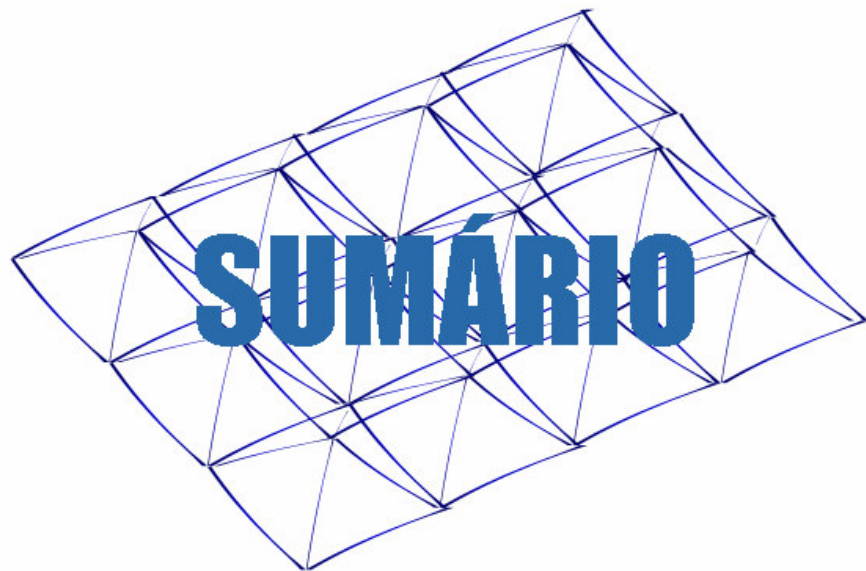
Palavras-chave: treliça espacial, sistemas de ligação, variação de inércia, análise numérica, método dos elementos finitos.



SAMPAIO, T. S. (2004). *Numerical analysis, using FEM, of connections in metallic space trusses*. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Space trusses have been very frequently used in many applications, but its main employment is as roofs of great areas. Recently, many accidents have been occurring with this type of structure, mainly because of a series of adopted design assumptions, which does not fit reality. In this context, the behavior of this type of structure was studied. This study presents a theoretical analysis, using finite element method, of space trusses composed by circular tubular sections. It has as an objective to verify the behavior of each connection system, modeled in 3D by shell finite elements, associated to a space truss, modeled in linear finite elements. The usual typology of connections used in this kind of structure was studied, considering the problems caused by peculiarities of each system.

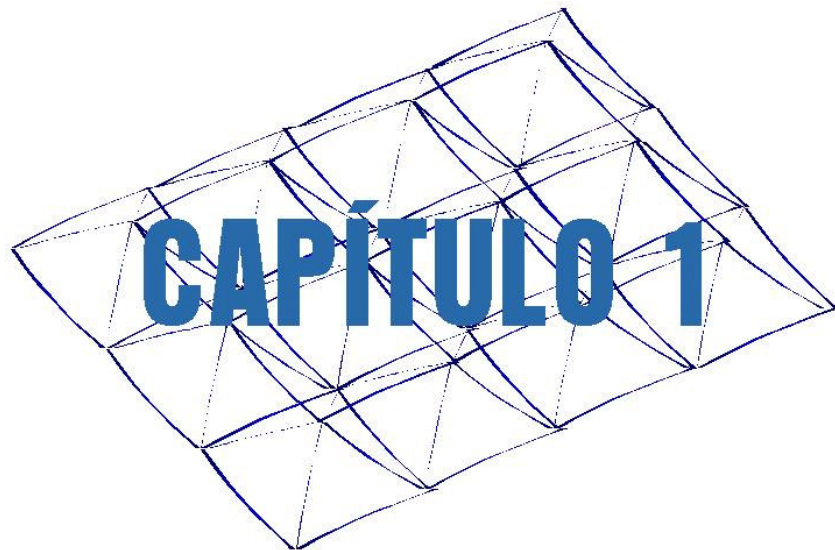
Keyword: space truss, connections, numerical analysis, finite element method.



Resumo.....	i
Abstract.....	ii
Capítulo 01 - Introdução.....	1
1.1 Objetivo.....	6
1.2 Justificativa.....	7
Capítulo 02 - Revisão Bibliográfica.....	10
2.1 Aspectos Gerais.....	10
2.1.1 Geometria de treliças espaciais.....	16
2.1.2 Apoios.....	20
2.1.3 Altura da treliça.....	21
2.1.4 Seção transversal dos elementos.....	22
2.1.5 Custo.....	22
2.2 Sistemas de ligação em treliças espaciais.....	23
2.2.1 Nós Comumente Utilizados no Brasil.....	31
Nó típico.....	31
Nó com chapa complementar.....	34
Nó de aço.....	35
Nó com chapa de extremidade (ponteira).....	37
Comentários Gerais.....	39
2.3 Panorama das pesquisas sobre Treliças Espaciais.....	40
2.3.1 Pesquisas no Mundo.....	42
2.3.2 Pesquisas no Brasil.....	50
2.4 Comportamento Estrutural das Treliças Espaciais.....	57
2.4.1 Comportamento não-linear.....	57
2.4.2 Variação de Inércia em Barras comprimidas.....	59
2.4.3 Mecanismo de Colapso.....	61

Capítulo 03 - Análise Numérica - Metodologia.....	68
3.1 Descrição das estruturas ensaiadas.....	68
3.2 Caracterização dos Materiais.....	72
3.3 Previsão de carregamento (SOUZA, 2003).....	74
3.4 Tipologia dos nós.....	77
3.4.1 Nó típico.....	77
3.4.2 Nó de aço.....	80
3.4.3 Nó com chapas de ponteira.....	82
3.5 Descrição dos elementos finitos utilizados.....	84
3.6 Modelagem das extremidades das barras.....	87
3.6.1 Nó típico e nó de aço.....	88
3.6.2 Nó com chapa de ponteira.....	90
3.7 Modelagem dos nós.....	91
3.7.1 Nó típico.....	91
3.7.2 Nó de aço.....	93
3.7.3 Nó com chapa de ponteira.....	93
3.8 Vinculação entre elementos do nó - Efeito dos parafusos.....	94
3.9 Posição de inserção dos nós.....	99
3.9.1 Região central – nó central.....	99
3.9.2 Região lateral – nó lateral.....	100
3.9.3 Região do vértice superior – nó de canto.....	101
3.10 Solidarização do nó modelado à treliça ideal.....	102
3.11 Critérios para análise não linear.....	103
Capítulo 04 - Análise do nó típico.....	105
4.1 Treliça TE1 e TE1-R.....	105
4.1.1 Descrição do protótipo ensaiado.....	107
4.1.2 Instrumentação.....	108
4.1.3 Resultados do ensaio.....	110
4.1.4 Apresentação dos modelos numéricos.....	111
4.2 Treliça TE2 e TE2-R.....	139
4.2.1 Descrição do protótipo ensaiado.....	141
4.2.2 Instrumentação.....	142
4.2.3 Resultados do ensaio.....	142
4.2.4 Apresentação dos modelos numéricos.....	143
Capítulo 05 - Análise do nó de aço	172
5.1 Treliça TE4	172
5.1.1 Descrição do protótipo ensaiado	173
5.1.2 Instrumentação	174
5.1.3 Resultados do ensaio	176
5.1.4 Apresentação dos modelos numéricos analisados	176
Capítulo 06 - Análise do nó com chapa de ponteira	205
6.1 Treliça TE5	205
6.1.1 Descrição do protótipo ensaiado	206
6.1.2 Instrumentação	207

6.1.3 Resultados do ensaio	208
6.1.4 Apresentação dos modelos numéricos analisados	209
Capítulo 07 - Comentários finais e conclusões	237
Referências Bibliográficas	243
Bibliografia Complementar	248
Apêndice A	257



Introdução

Os termos “estrutura espacial” e “treliça espacial” se referem a sistemas estruturais tridimensionais com elementos não coplanares. São um caso particular das estruturas reticuladas tridimensionais, estruturas formadas por elementos de barra, não coplanares, ligadas umas às outras por dispositivos chamados nós. Neste trabalho é utilizado o termo “treliça espacial” para designar as treliças tridimensionais com elementos não coplanares.

As treliças espaciais são formadas por duas ou mais camadas de banzos, em geral paralelas, conectadas por meio de diagonais e ou montantes e os carregamentos são aplicados aos nós, perpendicularmente ao plano da treliça.

Devido à interconexão dos elementos que compõem a treliça, esta apresenta maior capacidade de responder a uma ação localizada. A habilidade de distribuir amplamente esforços entre os elementos é um dos indicativos da eficiência deste tipo de estrutura (MAKOWSKI, 1981 a).

Os primeiros registros de utilização de estruturas reticuladas tridimensionais são da França e da Alemanha e datam dos séculos XVIII e XIX, porém, somente nas últimas três décadas estas estruturas passaram a ser mais empregadas (Magalhães, 1996 a).

Hoje, estes sistemas estruturais vêm sendo utilizados de forma bastante diversificada. Há registros destas estruturas em domus, em conjunto com lajes de concreto, em pontes, em torres de transmissão, mas seu principal

uso é como estrutura de cobertura para grandes áreas, com poucos apoios no meio dos vãos.

O marco da construção em treliça metálica espacial no Brasil foi o Centro de Exposições do Anhembi, na cidade de São Paulo, construído no final da década de 60. A estrutura em alumínio abrange uma área de 62.500 m² e é composta por cerca de 60 mil barras tubulares circulares com um peso total de cerca de 360 toneladas. Ainda hoje esta é a maior estrutura em alumínio do mundo.



Figura 1.1 - Vista Externa e Interna – Centro de Exposições Anhembi

A figura 1.2 mostra outros exemplos de treliças tridimensionais no Brasil.



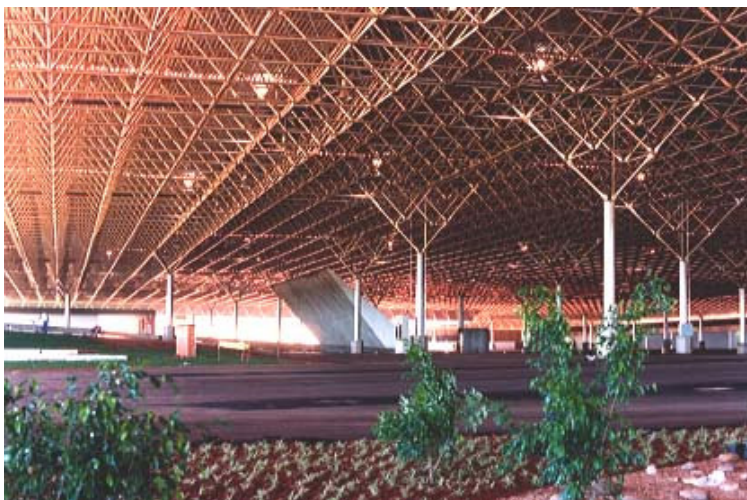
Aeroporto Internacional de Guarulhos - SP



Pavilhão de Exposições do Rio Centro - RJ



Cia. Cervejaria Brahma - RJ



Pavilhão de feiras e convenções de Brasília - DF

Figura 1.2 - Exemplos de treliças tridimensionais no Brasil

O Aeroporto Internacional de Guarulhos - SP, tem treliças espaciais na passarela do estacionamento, na entrada do estacionamento, no terminal de cargas e também como estrutura de forro decorativa no terminal de passageiros. A treliça do Pavilhão de Exposições do Rio Centro - RJ, cobre uma área de 37.500 m². A Companhia Cervejaria Brahma - RJ, consta do Guinness Book of Records como maior estrutura espacial construída, com uma área coberta de 132.000 m² (vãos livres de 30m e 60m). O Pavilhão de Feiras e Exposições de Brasília -DF, com 57.000 m² de área coberta, também consta do Guinness Book of Records como obra construída em tempo record em relação ao seu tamanho (apenas 100 dias).

As treliças espaciais também apresentam vantagens em relação a outros sistemas como peso, grande rigidez, possibilidade de padronização e pré-fabricação dos elementos, grande facilidade de fabricação e montagem além do aspecto agradável, entre outros fatores, no entanto, o sistema de ligação entre barras ainda é uma das grandes dificuldades para o desenvolvimento e utilização das treliças espaciais.

No Brasil os elementos tubulares circulares são os mais utilizados nas treliças espaciais. Hoje existe uma infinidade de sistemas de ligação que são utilizados em estruturas espaciais. Ao longo dos anos, diversos tipos de nós para treliças espaciais foram desenvolvidos, avaliados e patenteados em vários países. Foram criados, também, outros detalhes de ligações empíricos ou

baseados em hipóteses bastante simplistas, os quais serão detalhados posteriormente.

O emprego de sistemas patenteados no Brasil é restrito, principalmente devido ao alto custo em comparação a outros sistemas aqui desenvolvidos. Assim é freqüente o uso de sistemas simples, baseados em conhecimentos empíricos. Uma das soluções mais comumente utilizadas faz uso de nós constituídos de um único parafuso conectando as extremidades amassadas de elementos tubulares (aqui chamado nó típico), com ou sem uso de chapas complementares.

Estas soluções para o nó apresentam como problema, a súbita variação de inércia das barras na região nodal, seja devido à estampagem seja pelo uso de chapas não enrijecidas. Este fato concorre para a flexão da extremidade da barra com plastificação da região do amassamento sob carregamentos inferiores à capacidade da barra. De maneira geral, este fato não tem sido considerado para o projeto destas estruturas. As hipóteses freqüentemente adotadas nos modelos matemáticos utilizados para o cálculo dos esforços internos em estruturas espaciais não condizem com a realidade da estrutura, o que pode comprometer a segurança na determinação da capacidade resistente dos seus elementos.

Existem hoje milhares de metros quadrados de construções em treliça espacial os quais, na sua grande maioria, foram calculados como treliças espaciais ideais, adotando barras com comportamento linear e ligações sem excentricidade, o que de fato não ocorre.

Assim, a partir de 1995, depois de acontecerem alguns acidentes no Brasil com este tipo de estrutura, a Área de Estruturas Metálicas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, deu início aos estudos de Treliças Metálicas Espaciais dando ênfase aos sistemas mais utilizados no Brasil. Foram abordados aspectos gerais sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais e estudo de cúpulas, seu comportamento e aspectos iniciais da análise dos nós. Também foi analisado o comportamento de barras comprimidas com variação de inércia (tubos de aço e alumínio com extremidades estampadas e chapas de ponteira) isoladamente e

inseridas na estrutura. Finalmente foram realizados ensaios em protótipos para avaliar o comportamento global destas estruturas.

1.1 Objetivo

Dando prosseguimento à linha de pesquisa sobre treliças espaciais, este trabalho pretende alcançar os seguintes objetivos:

- Apresentar o Estado da Arte sobre as pesquisa em treliças espaciais no Brasil e no mundo.
- Apresentar os principais sistemas de ligação utilizados em treliças espaciais discutindo as vantagens e desvantagens de cada sistema.
- Analisar numericamente o comportamento dos nós de treliças espaciais compostas por sistemas de ligação com parafusos onde há variação de inércia dos elementos (tubos de aço com extremidades estampadas ou com chapas de ponteira). Serão analisados os três tipos de nó mais utilizados no Brasil:
 - Nó típico - constituído de um parafuso conectando as extremidades amassadas e dobradas de elementos tubulares circulares.
 - Nó de aço - os elementos com extremidades amassadas são ligados a um nó constituído de chapas de aço soldadas.
 - Nó com chapas de ponteira - duas chapas paralelas são soldadas em abertura na extremidade do tubo, sem amassamento, conectadas aos nós com chapas de aço.
- Analisar, através de comparação, as principais discrepâncias entre os resultados dos modelos teóricos, obtidos por simulação numérica via método dos elementos finitos, e o comportamento real destas estruturas, obtido por meio experimental. Os dados experimentais para comparação foram obtidos pelo Eng. Alex Sander Souza como parte do programa de doutoramento (SOUZA, 2003).

1.2 Justificativa

É notório o interesse cada vez mais crescente pelas estruturas espaciais. Porém, aliados ao crescimento da utilização destes sistemas, graves problemas vêm ocorrendo, causando colapso parcial ou mesmo total de algumas estruturas. Na sua grande maioria, estes problemas ocorrem devido à incoerência entre modelos de cálculo admitidos e o comportamento real da estrutura. Tem-se registrado, nos últimos anos, diversos acidentes com estruturas espaciais, a maior parte ocorrida de forma repentina, sendo que em alguns casos pode-se afirmar que são decorrentes dos sistemas de ligações adotados.

Somente no ano de 1978, com o colapso da cobertura em treliça espacial, porém constituída de perfis do tipo cantoneira, do Hartford Coliseum em Connecticut (figura 1.3), pesquisas sobre o colapso deste tipo de estrutura se intensificaram.

No Brasil, a partir da década de 90, começaram a ocorrer alguns problemas envolvendo estruturas espaciais, ocorrendo colapso parcial ou até total. Exemplos disso são o colapso global da cobertura do Centro de Convenções de Manaus em 1995 (Figura 1.4), como também a ruína parcial da cobertura do Aeroporto Internacional de Belém (Figura 1.5), ainda na fase de montagem, ocorrido no início de 1999. Houve problemas também na cobertura de um centro de eventos em Teresina (Figura 1.6) entre outras obras. A partir de então foram intensificados estudos sobre treliças espaciais no Brasil.

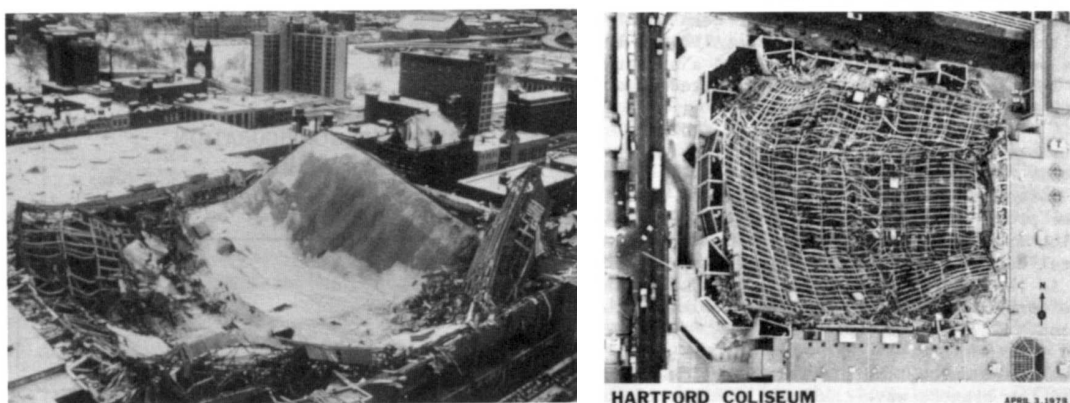


Figura 1.3 - Estrutura do HARTFORD COLISEUM após ruína.



Figura 1.4 - Colapso da cobertura do Centro de Convenções de Manaus

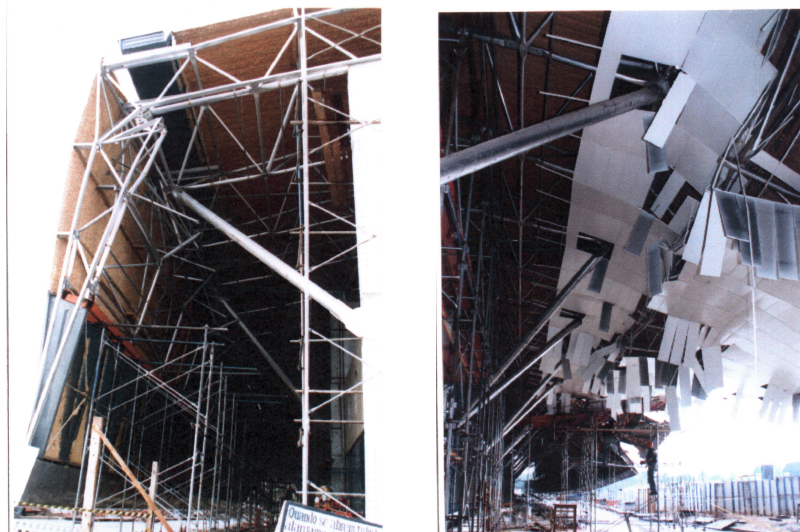


Figura 1.5 - Colapso da cobertura do Aeroporto Internacional de Belém

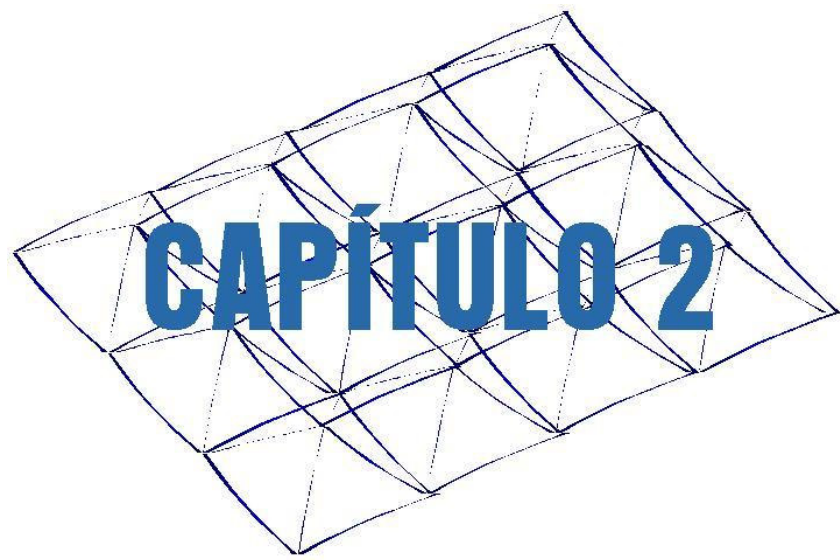


Figura 1.6 - Colapso de uma cobertura em Teresina

Acidentes envolvendo treliças espaciais motivaram a Área de Estruturas Metálicas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP a desenvolver uma linha de pesquisa abordando as treliças espaciais em aço e alumínio, enfatizando a realidade da construção metálica brasileira.

Foram concluídos cinco dissertações de mestrado: MAGALHÃES, João (1996); SOUZA, Alex Sander (1998); MAIOLA, Carlos (1999); VENDRAME, Adriano (1999) e Arnaldo, SOUZA (2002) e uma tese de doutorado: SOUZA, Alex (2003).

Ainda há uma grande carência de estudos que expliquem detalhadamente o comportamento destas ligações bem como não existem programas de uso corrente que representem adequadamente o comportamento momento-rotação da ligação. São poucos os trabalhos desenvolvidos neste campo da engenharia estrutural em nosso país enquanto este sistema de nós em estruturas espaciais é cada vez mais comumente utilizado.



Revisão Bibliográfica

Aspectos Gerais

Um dos primeiros registros de utilização de estruturas reticuladas espaciais é da França, início do século XIX, entre 1806 e 1811, quando Bélanger e Brunet reconstruíram o "Halle au Blé" (Mercado de Trigo) em Paris, um domo hemisférico com elementos em ferro fundido. As figuras 2.1 e 2.2 ilustram a obra.



Figura 2.1 - "Halle au Blé" (Mercado de Trigo) em Paris

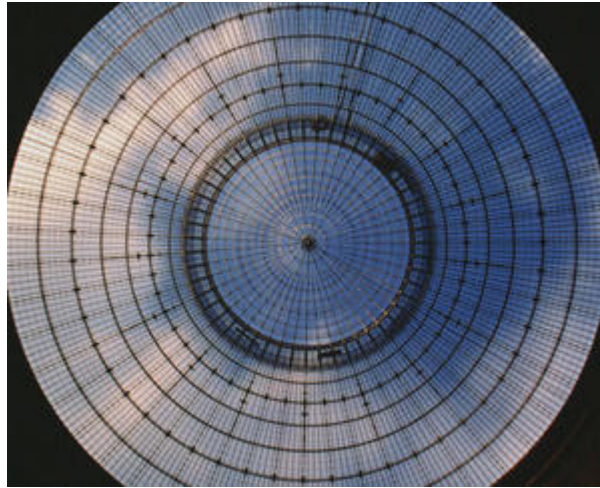


Figura 2.2 - Cúpula do "Halle au Blé" (Mercado de Trigo)

Na Inglaterra, os primeiros domos foram construídos por volta de 1820. Entretanto, esses domos, na maioria dos casos, retratavam apenas a transposição do material madeira em ferro, sem levar em conta as características mecânicas e possibilidades de novos esquemas estáticos para este novo material.

O primeiro protótipo de treliça espacial pré-fabricada foi feito por Alexander Graham Bell em 1907. O protótipo era constituído de barras de comprimentos iguais ligados por nós padronizados bastante simples, formando elementos modulares piramidais de base retangular (quadrada) como pode ser visto na figura 2.3, resultando uma estrutura leve, com grande resistência e com grande capacidade de padronização, pré-fabricação e industrialização. A estrutura assim obtida é levantada numa peça única para formar uma torre de observação de 30 metros de altura que serviria de observatório para experiências com aeroplanos (Figura 2.4).

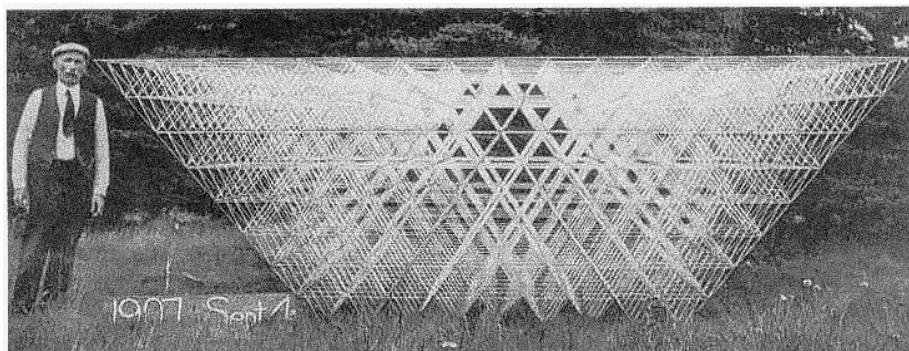


Figura 2.3 - Alexander Graham Bell e sua estrutura espacial reticulada

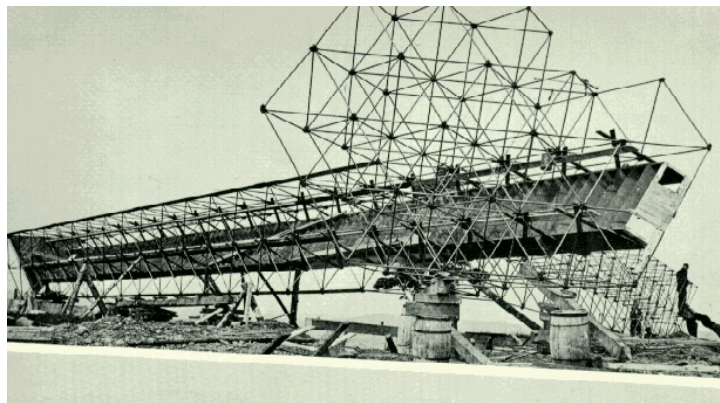


Figura 2.4 - Torre de observação de Graham Bell

Apesar dos trabalhos efetuados por Graham Bell, as estruturas tridimensionais não tiveram sucesso imediato. Isto ocorreu devido principalmente a problemas de ligação das peças; na época só se dispunha de rebites e de parafusos a um alto custo e às dificuldades do cálculo das estruturas espaciais, não se dispunha de nenhum meio material para calcular, de modo seguro e rápido, os esforços internos que aparecem nas estruturas espaciais reticuladas, com alto grau de hiperestaticidade interna.

A eficácia das estruturas espaciais se contrapõe ao inconveniente de uma certa complexidade nas ligações, o que repercute no preço final da obra. Nas décadas de quarenta e cinquenta surgiram os primeiros sistemas de estruturas espaciais no mundo, com o sistema alemão Mero (1942), o sistema inglês Space Deck (1954), o sistema canadense Triodetic (1955) e o sistema americano Unistrut (1955). Muitos outros sistemas de ligação para estruturas espaciais foram desenvolvidos posteriormente.

Um século depois de Graham Bell construir sua primeira estrutura espacial, é notório um crescente interesse por esta forma de construção, com aplicação em grandes coberturas de estádios, espaços públicos, hangares, coberturas de piscinas, ginásios de esportes, e muitas outras construções. A seguir são apresentados exemplos de algumas obras que utilizam estruturas espaciais.

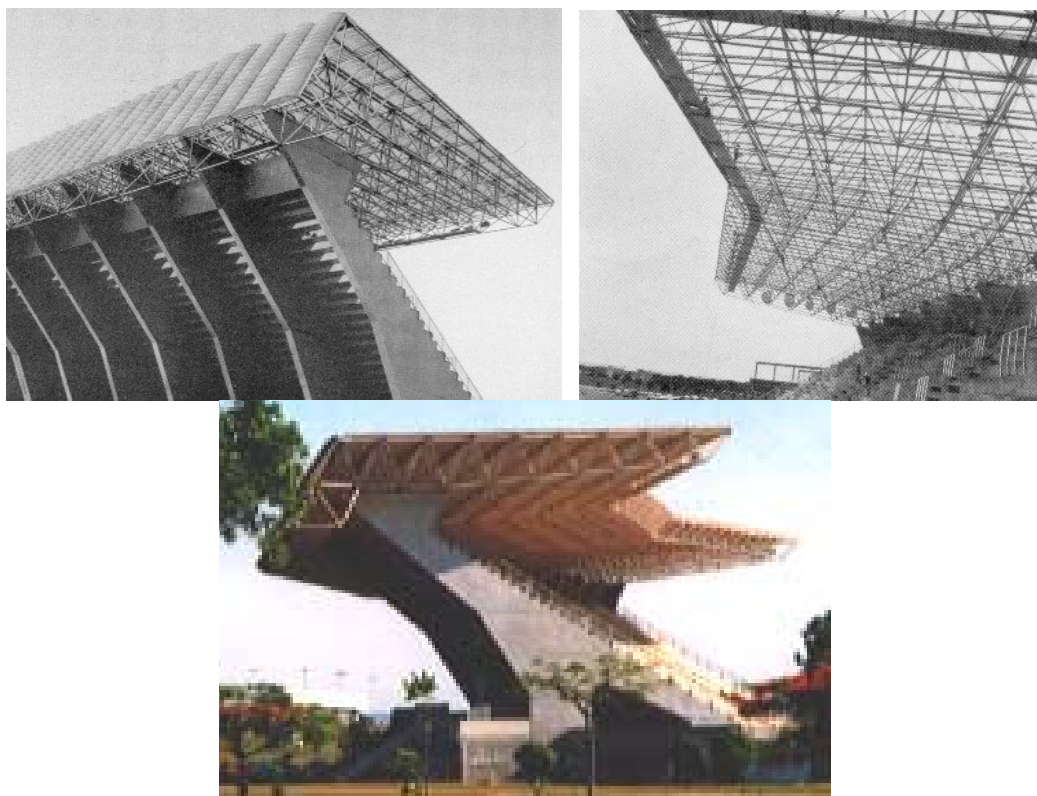


Figura 2.5 - Cobertura Estádio Mané Garrincha, Brasília/DF (1983)

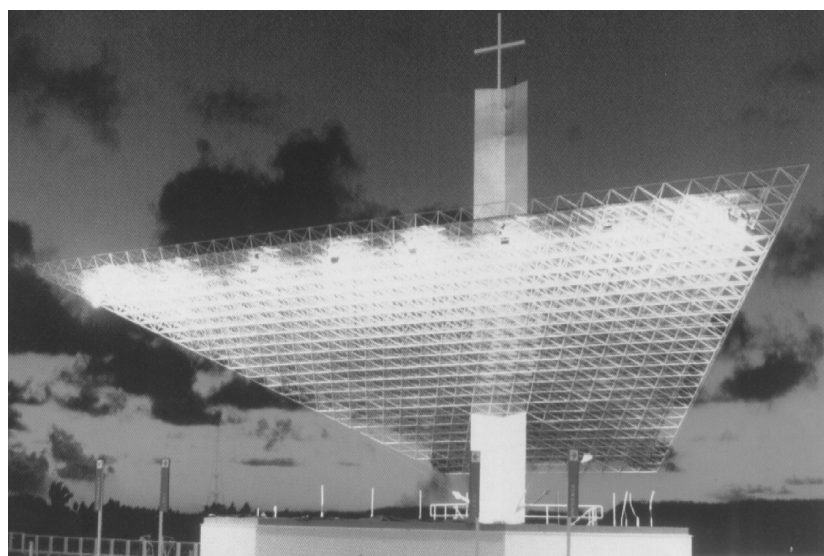


Figura 2.6 - Espaço de Celebração Papal, Maceió-AL (1992)

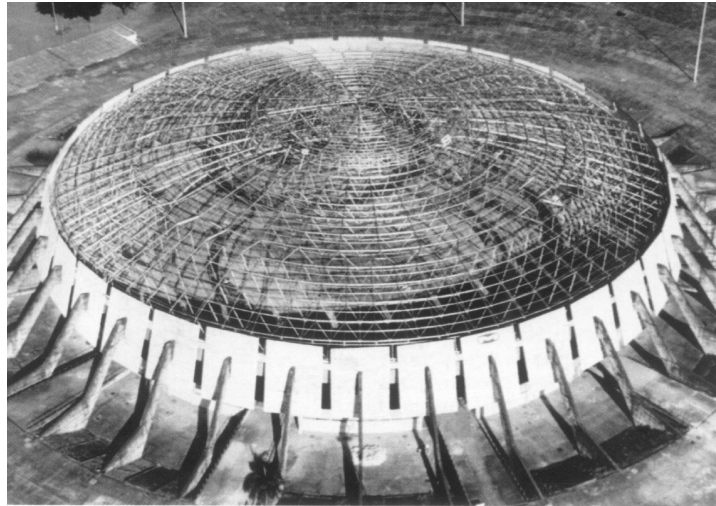


Figura 2.7 - Ginásio Poliesportivo Nilson Nelson, Brasília (1992/93)

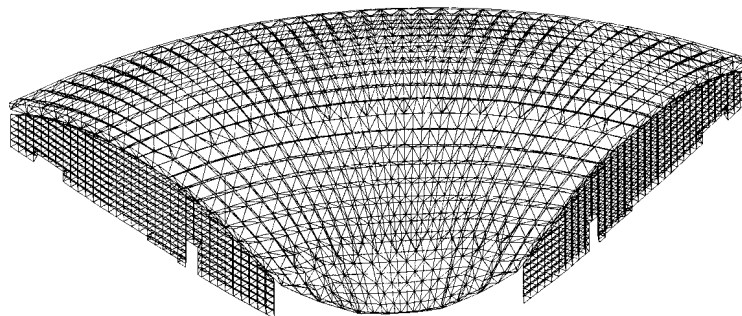


Figura 2.8 - Centro de Convenções Associação Árvore da Vida, Sumaré (1999)

As pesquisas do professor Z. S. Makowski, da Universidade de Surrey, um dos pioneiros e principal pesquisador sobre estruturas espaciais, muito contribuíram à evolução das estruturas espaciais. Segundo MAKOWSKI (1984), alguns fatores que fazem das treliças espaciais um sistema estrutural vantajoso são:

- Peso próprio reduzido e grande rigidez - é um sistema estrutural apto a cobrir grandes vãos sem apoios e interferência de pilares,

apresentando pequenos deslocamentos, atendendo à necessidade de espaço livre e propiciando grande liberdade aos arquitetos.

- Comportamento tridimensional - um carregamento concentrado não é resistido apenas pelo elemento diretamente carregado, mas também por elementos localizados a uma distância considerável do ponto de aplicação da força
- Alto grau de hiperasticidade (redundância estrutural) - um eventual dano em algum elemento não significa, necessariamente, o colapso de toda a estrutura.
- Elementos de dimensões e peso reduzidos - são facilmente transportadas e montadas.
- Grande repetitividade de elementos - a fabricação e a montagem são simples, resultando em redução de custos quando comparadas com estruturas planas convencionais.

Outra vantagem das treliças espaciais é que estas são estruturas esteticamente agradáveis, conferindo, ao mesmo tempo, beleza e funcionalidade às edificações. É comum se deixar o reticulado à vista, mas é fácil a colocação de forro bem como isolantes térmicos e acústicos. Os condutores de instalações também são facilmente posicionados.

Estas estruturas também são comumente utilizadas sem finalidade estrutural como, por exemplo, em ornamentos de fachadas. A figura 2.9 mostra um exemplo deste tipo de utilização.



Figura 2.9 - Revendedora de automóveis – Salvador / BA

No entanto, antes de os computadores pessoais se tornarem comuns nos escritórios de cálculo estrutural, havia uma resistência, por parte dos engenheiros, em relação ao uso das treliças espaciais, pois a análise destas estruturas (determinação dos deslocamentos e esforços nas barras), era muito trabalhosa, demandava muito tempo e, devido a sua grande hiperestaticidade, era necessário recorrer a modelos aproximados e em geral não muito adequados, como o da analogia de placas. Hoje em dia esta análise é facilitada pelos inúmeros programas computacionais disponíveis de análise estrutural. Assim, somente nas últimas três décadas estas estruturas passaram a ser mais empregadas (MAGALHÃES, 1996 a).

Geometria de treliças espaciais

Em se tratando de treliças espaciais, estas podem ser formadas por duas ou mais camadas planas de elementos. Estas camadas são denominadas banzos, e os elementos responsáveis pela ligação entre os diversos planos são denominados diagonais.

Quanto ao arranjo em planta, existem diversas possibilidades. A opção por um arranjo em detrimento de outro, depende da forma e tamanho do contorno, dos pontos de apoio, das características de carregamento, dos materiais utilizados e da maneira como a estrutura será montada. Algumas configurações são mostradas abaixo:

– Malha quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas

A malha quadrado sobre quadrado é formada por duas camadas de banzos paralelas com a mesma geometria, conectadas entre si por meio de diagonais. Esse arranjo estrutural que tem como elemento básico um cubo e é formado pela junção de treliças planas paralelas e perpendiculares. A Figura 2.10 ilustra o detalhe deste arranjo.

Esse arranjo apresenta baixa rigidez a torção devido à ausência de diagonais esconsas, o que também pode comprometer a estabilidade da estrutura, sendo necessária estruturas auxiliares de contraventamentos.

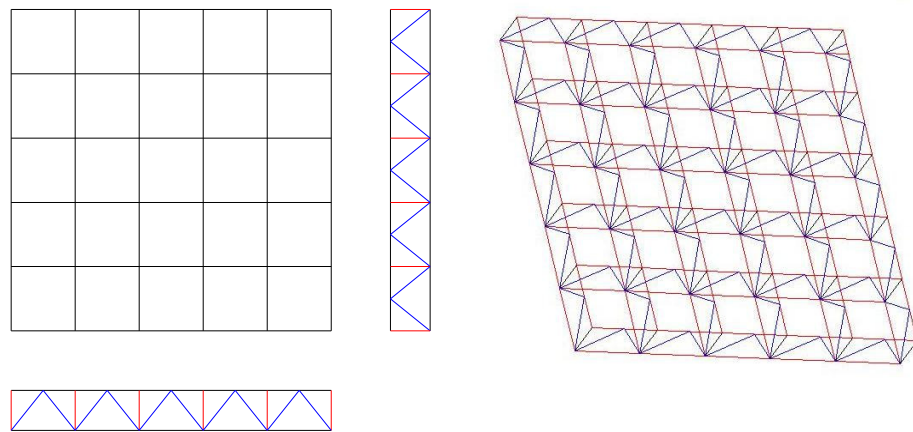


Figura 2.10 - Arranjo quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas

– **Malha quadrado sobre quadrado com defasagem de meio módulo**

A malha quadrado sobre quadrado com defasagem de meio módulo é formada por duas camadas de banzos paralelas com a mesma geometria, defasadas meio módulo, conectadas entre si por meio de diagonais. A Figura 2.11 ilustra o detalhe deste arranjo.

Esse é o arranjo mais utilizado e mais estudado no Brasil e em outros países. Pode ser usada para compor qualquer tipo de banzo com superfície plana ou curva e tem como unidade básica a forma piramidal de base quadrada.

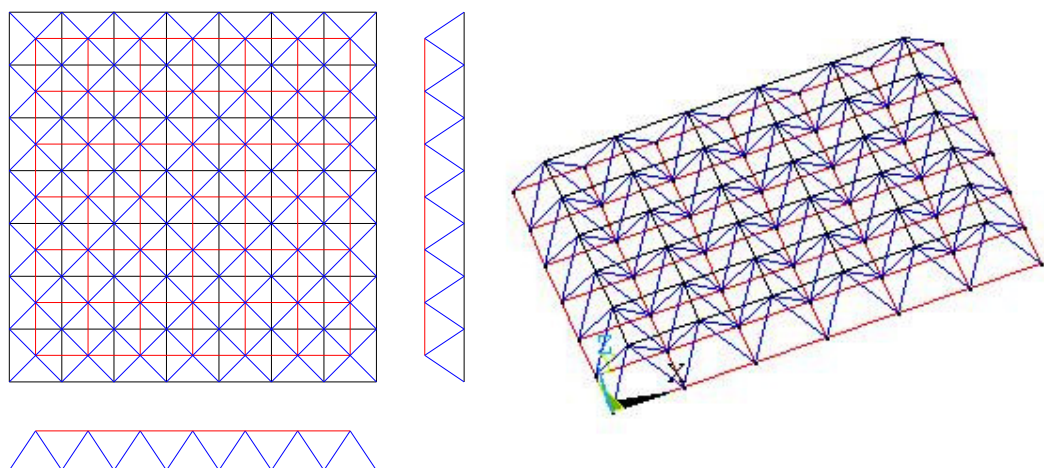


Figura 2.11 - Arranjo quadrado sobre quadrado com defasagem de meio módulo

– Malha quadrado sobre quadrado com aberturas internas

A malha quadrado sobre quadrado com aberturas internas é semelhante ao quadrado sobre quadrado com defasagem de meio módulo porém são removidos alguns banzos de uma das camadas e algumas diagonais deixando a treliça com aberturas internas. A Figura 2.12 ilustra o detalhe deste arranjo. Esse arranjo permite diminuir a densidade de barras na estrutura e assim reduzir o peso próprio da estrutura sem prejuízo significativo na sua rigidez à flexão.

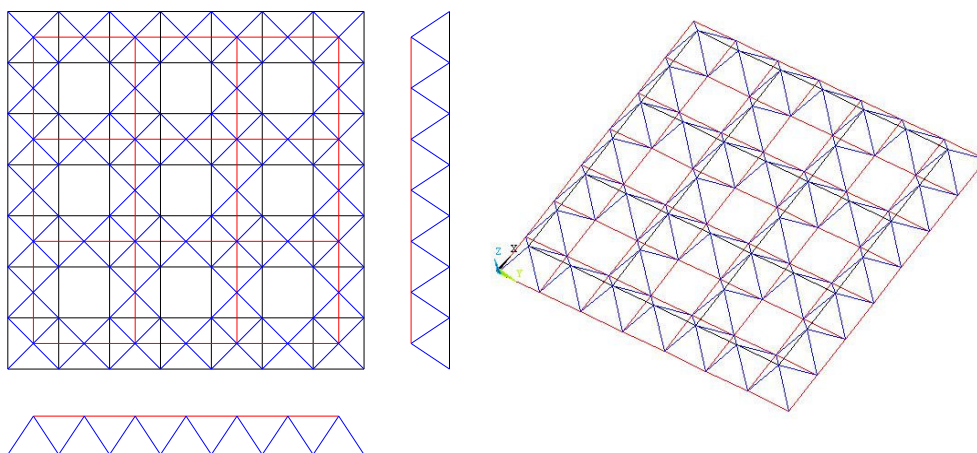


Figura 2.12 - Arranjo quadrado sobre quadrado com aberturas internas

– Malha quadrado sobre quadrado diagonal

Na malha quadrado sobre quadrado diagonal o banzo superior é constituído por uma malha quadrada com elementos paralelos aos lados da treliça e o banzo inferior tem elementos formando um ângulo de 45° com os lados da treliça. A Figura 2.13 ilustra o detalhe deste arranjo.

Neste arranjo as barras do banzo superior, comprimido, trabalham com comprimento inferior as do banzo inferior, tracionado. Este fato contribui para minimizar problemas de flambagem e facilitar a uniformização e padronização das seções. É muito utilizado na Europa.

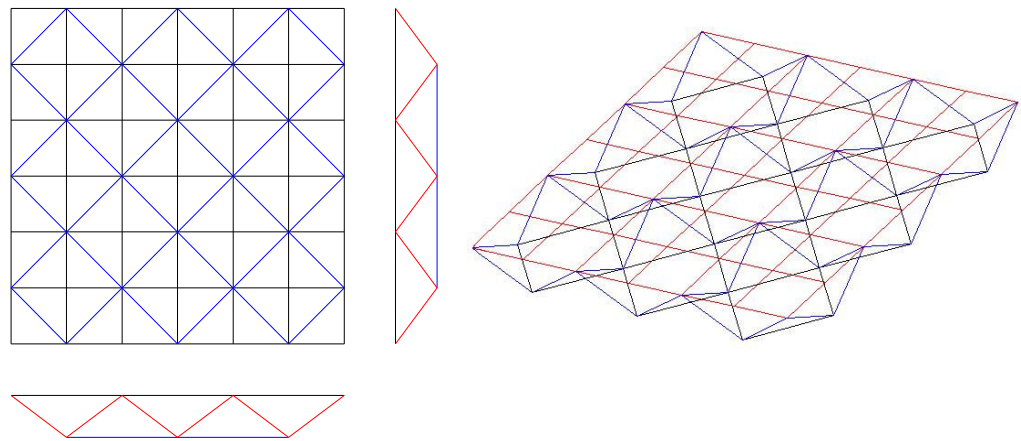


Figura 2.13 - Arranjo quadrado sobre quadrado diagonal

– **Malha quadrado diagonal sobre quadrado diagonal**

Neste arranjo as barras do banzo inferior e do superior formam ângulos de 45° com os lados da treliça. A Figura 2.14 ilustra o detalhe deste arranjo.

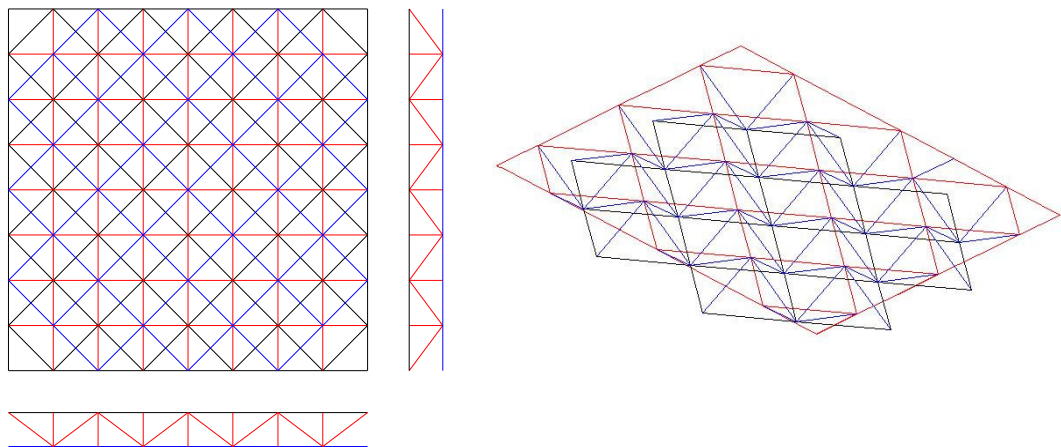


Figura 2.14 - Arranjo quadrado sobre quadrado diagonal

Geometrias diferentes levam a distribuições diferentes de esforços. De maneira geral, uma geometria ótima apresenta elementos quase uniformemente solicitados (AGERSKOV, 1986). Outro fator importante na determinação da geometria é o número e a posição dos apoios, assim como o layout da construção. De fato, a melhor geometria depende da localização dos apoios e da largura da estrutura em relação ao comprimento. Finalmente, o

custo dos nós e a forma de içamento da estrutura também são fatores importantes na decisão da geometria da treliça.

As treliças espaciais são compostas de módulos básicos repetidos ao longo da estrutura. Os tipos de unidades básicas construtivas para formação das malhas mais utilizadas, por apresentarem melhor adequação às treliças espaciais de banzos paralelos e planos, são a tetraédrica, a cúbica e a octaédrica.

Segundo WALKER (1981), os módulos básicos devem ser tais que a inclinação das diagonais não deve ser inferior a 30° , pois os esforços nas mesmas, assim como os comprimentos, se tornam muito grandes, nem deve ser superior a 60° pois a densidade de diagonais fica muita elevada.

Dentre as várias geometrias possíveis, algumas têm sido preferidas como a malha quadrado sobre quadrado com defasagem de meio módulo, malha quadrado diagonal sobre quadrado diagonal com defasagem de meio módulo e malha quadrado sobre quadrado diagonal.

Apoios

A quantidade e a disposição dos apoios exercem grande influência no comportamento das treliças espaciais, assim como as restrições impostas quanto a translações e rotações. Geralmente os apoios são distribuídos no perímetro da estrutura ou somente nos vértices para permitir grandes áreas sem interferência de pilares. Os tipos de apoio mais comuns são apresentados na Figura 2.15, onde: a) apoio direto no banzo inferior; b) “pé de galinha”; c) apoio com viga de transição; d) “pé de galinha” com travejamento interno; e) apoio direto no banzo superior.

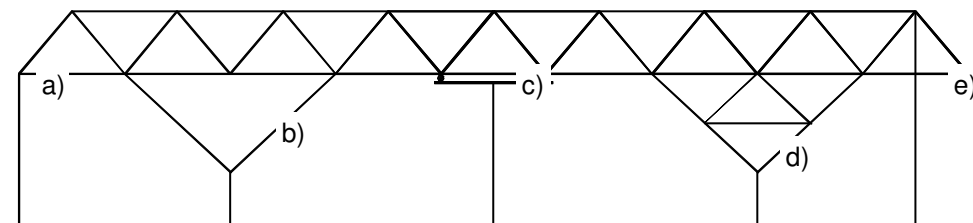


Figura 2.15 - Formas mais comuns de apoios em treliças espaciais.

A mais importante consideração no desenvolvimento das condições de apoio para uma estrutura reticulada é a necessidade de prover estabilidade para o sistema. Deve-se buscar posições que proporcionem um melhor caminhamento de esforços. Geralmente a melhor localização de apoios é aquela com espaçamentos da mesma ordem de grandeza nas duas direções.

A fim de minimizar os momentos fletores no meio do vão e conseqüentemente reduzir os esforços axiais nas barras, pode-se posicionar os apoios de modo a que haja balanços laterais.

Altura da treliça

Para a altura das treliças espaciais, a literatura apresenta as seguintes recomendações vistas na tabela 1.

Tabela 1 - Recomendações para altura de treliças espaciais.

Altura da Treliça	Recomendação
$\frac{\ell}{30}a \frac{\ell}{40}$	DADDI (1969) MORONI (1976)
$\frac{\ell}{20}a \frac{\ell}{40}$	MAKOWSKI (1981)
$\frac{\ell}{20}a \frac{\ell}{25}$	ZIGNOLI (1981)
$\frac{\ell}{15}a \frac{\ell}{20}$	WALKER (1981) AGERSKOV (1986)
$\frac{\ell}{20}a \frac{\ell}{60}$	IFFLAND (1982)
$\frac{\ell}{10}a \frac{\ell}{20}$	MARSH (2000)

onde ℓ é a distância entre apoios da estrutura.

Para os sistemas disponíveis no Brasil, a faixa de utilização para altura da treliça é de $\frac{\ell}{15}a \frac{\ell}{20}$, onde ℓ é o maior vão da treliça (SOUZA, 2003).

As variações entre as recomendações para altura das treliças espaciais pode ser atribuída a utilização de sistemas estruturais diferentes (sistemas de ligação, tipos de elementos, tipos de malha etc), como também a consideração de carregamentos como neve e sismos.

Seção transversal dos elementos

Em uma treliça espacial podem ser utilizados diversos tipos de perfis, tais como cantoneiras, perfis U com abas, tubos circulares e retangulares, entre outros. A escolha do tipo de perfil depende da finalidade da estrutura, nível de solicitação das barras e, principalmente, do sistema de conexão que se pretende ou se pode utilizar.

Por ter o mesmo raio de giração em qualquer direção, seções tubulares são freqüentemente usadas em estruturas espaciais. No entanto, compor um nó não plano é uma dificuldade, o que torna as conexões elementos chave em uma treliça espacial.

Custo

O custo de uma treliça espacial é determinado pelos seguintes fatores:

- Consumo de material
- Número de elementos
- Número de nós
- Dimensões
- Local da obra
- Tipo de montagem

Segundo IFFLAND (1982) de 25% a 75% do custo da treliça é associado aos nós, o que torna o peso da estrutura de importância secundária. Em geral, quanto menores forem os módulos da treliça, menor o peso da estrutura porém o número necessário de nós é maior.

A maior parte dos sistemas de ligação em treliças espaciais é patenteada e de concepção sofisticada e portanto, de custo elevado. Levando em consideração o número de nós de uma treliça espacial é fácil entender porque o sistema de ligação empregado tem tamanha influência no custo total da estrutura.

O custo da estrutura também é determinado pelo tamanho de cada elemento e pela quantidade de seções diferentes utilizadas. Segundo AGERSKOV (1986), o tamanho de cada elemento dos banzos deve ser obtido fazendo as diagonais estarem a aproximadamente 45° em relação ao plano da

treliça e a estrutura toda deve ter, no máximo, de 6 a 9 seções diferentes. A densidade de elementos deve ser baixa tal que o consumo de material seja pequeno, assim como o número de nós.

A chave para um menor custo é um projeto simples, a eliminação de elementos desnecessários, a padronização, etc. Soluções comercialmente boas aliam bom comportamento estrutural com facilidade de construção (CODD et al, 1984).

Sistemas de ligação em treliças espaciais

A ligação entre os elementos de um reticulado espacial é um dos fatores que têm a maior influência na confiabilidade, no comportamento e no custo final de um sistema. A eficácia de um sistema estrutural espacial depende da ligação das barras. O nó é a parte essencial de todo sistema. A definição do sistema de ligação está diretamente ligada à seção transversal, à quantidade e à disposição dos elementos que coincidem no nó.

Para se avaliar a eficiência de um sistema de ligação deve-se avaliar os seguintes aspectos: consistência estrutural, capacidade resistente e estabilidade do sistema, estética, minimização do material empregado, facilidade de fabricação e transporte, rapidez de montagem (nível de pré-fabricação), baixo custo de construção e manutenção entre outros (EL-SHEIKH & EL-BAKRY, 1996; APRILE & BENEDETTI, 1998).

Estruturas espaciais de nós rígidos são complicadas de analisar uma vez que cada nó apresenta 6 graus de liberdade e os elementos estão sujeitos à ações axiais, flexão, torção e cortante. No entanto, nós rígidos trazem a vantagem de tornar a estrutura menos densa, já que os elementos apresentam maior rigidez. Estudos experimentais mostram que, de fato, os nós das estruturas espaciais apresentam comportamento entre a vinculação rígida e a rotulada. Uma vez que a rigidez à flexão real do nó é difícil de se obter, a consideração de nós rotulados se apresenta a favor da segurança (LIEW et al, 1997).

Diversos tipos de nós foram propostos ao longo dos anos. Muitos não respondem satisfatoriamente aos problemas dos esforços solicitantes e, na

maior parte dos casos, os sistemas se tornaram muito complexos e conseqüentemente caros (PORTO, 2002 a).

Tratando de estruturas formadas por elementos de seção transversal circular existe um grande número de sistemas de ligações utilizáveis em estruturas espaciais. Ao longo dos anos, diversos tipos de nós para treliças espaciais foram desenvolvidos e patenteados em vários países. Foram criados, também, outros detalhes de ligações empíricos ou baseados em hipóteses simplistas.

A maioria desses sistemas é constituída de ligações parafusadas, uma vez que as ligações soldadas apresentam grandes dificuldades construtivas, além de um custo de execução elevado. Um dos poucos exemplos de ligações soldadas é o OKTAPLATTE (Figura 2.16), desenvolvido na Alemanha. Neste sistema são utilizadas esferas de aço onde os elementos tubulares são conectados por solda de filete.

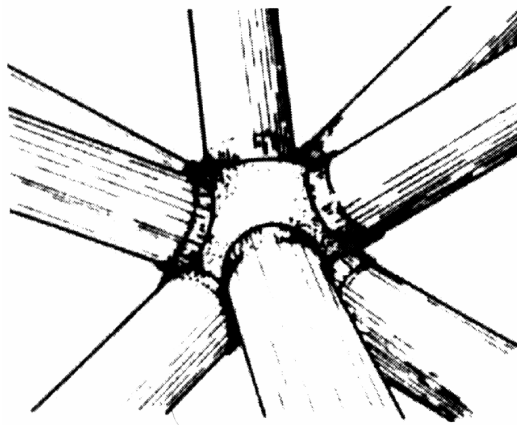


Figura 2.16 - Sistema de nó OKTAPLATTE

O primeiro sistema espacial no mundo foi o MERO (Figura 2.17), também alemão, desenvolvido em 1942. É formado por um esfera de aço com dimensões padronizadas, função dos diâmetros das barras a serem ligadas. As barras, na maior parte das vezes de seção circular, são fixadas nas esferas através de parafusos rosqueados em aço de alta resistência. Por este sistema podem ser conectadas até dezoito barras em planos diferentes, sem gerar excentricidades na ligação, ou seja, o eixo da barra passa pelo centro da

esfera, qualquer que seja o ângulo sob o qual a ligação se faz. É hoje um dos sistemas mais conhecidos e utilizados no mundo

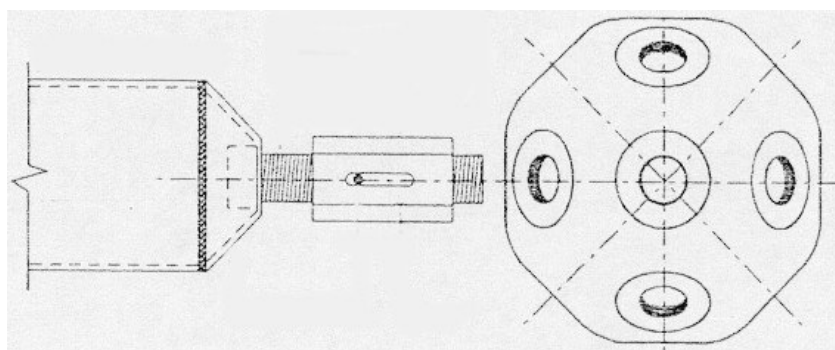
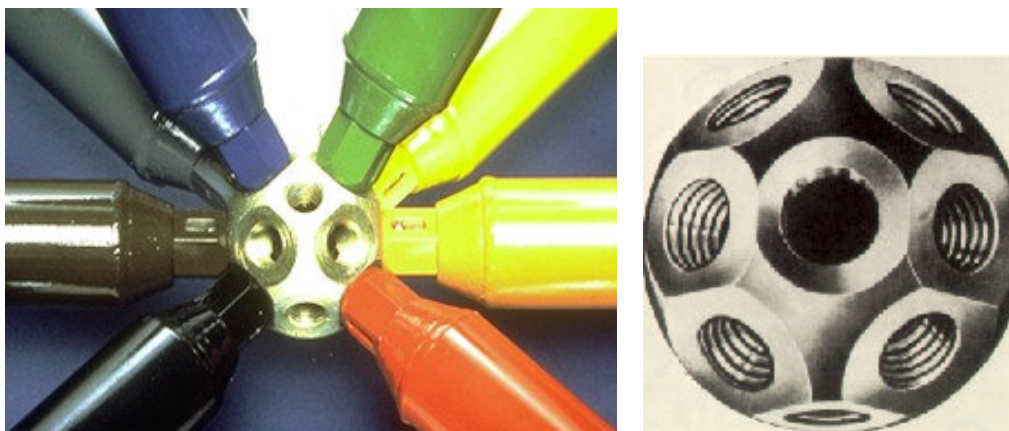


Figura 2.17 - Sistema Alemão MERO

Na Inglaterra surgiu, em 1954, o sistema SPACE DECK, baseado na simples repetição de um elemento piramidal em aço, de maneira a formar uma dupla grelha auto-sustentável (Figura 2.18). Ele é composto de elementos em forma de módulos piramidais, dispostos uns ao lado dos outros. As bases quadradas desses elementos se encontram na camada superior. As diagonais, em perfis de seção circular, são soldadas à camada superior e aos nós da camada inferior. As barras que formam o banzo inferior são tubos maciços de aço de alta resistência com roscas nas extremidades.

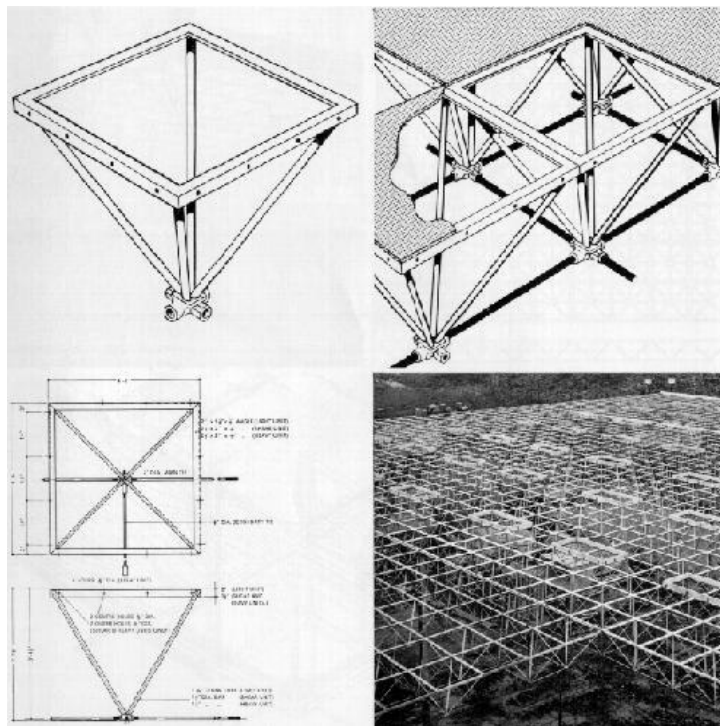


Figura 2.18 - Sistema Space Deck

O sistema UNISTRUT foi desenvolvido nos Estados Unidos em 1955 (Figura 2.19). O nó é formado por uma chapa conformada a frio de tal forma que permita as conexões dos elementos parafusos em cada extremidade. As barras são perfis do tipo “U”, todas de mesmo comprimento e seção.

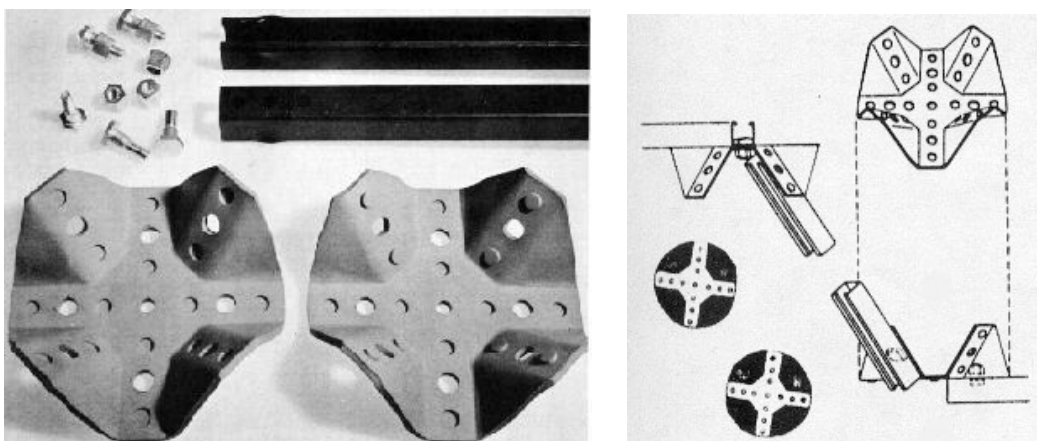


Figura 2.19 - Sistema Unistrut

O nó canadense TRIODETIC foi desenvolvido em 1955. Este sistema parte da idéia de unir as barras sem solda, parafusos ou rebites. É formado por barras de seção circular com extremidades estampadas que se encaixam por

pressão a um cilindro com seis a nove fendas dentadas, fixado por um parafuso.

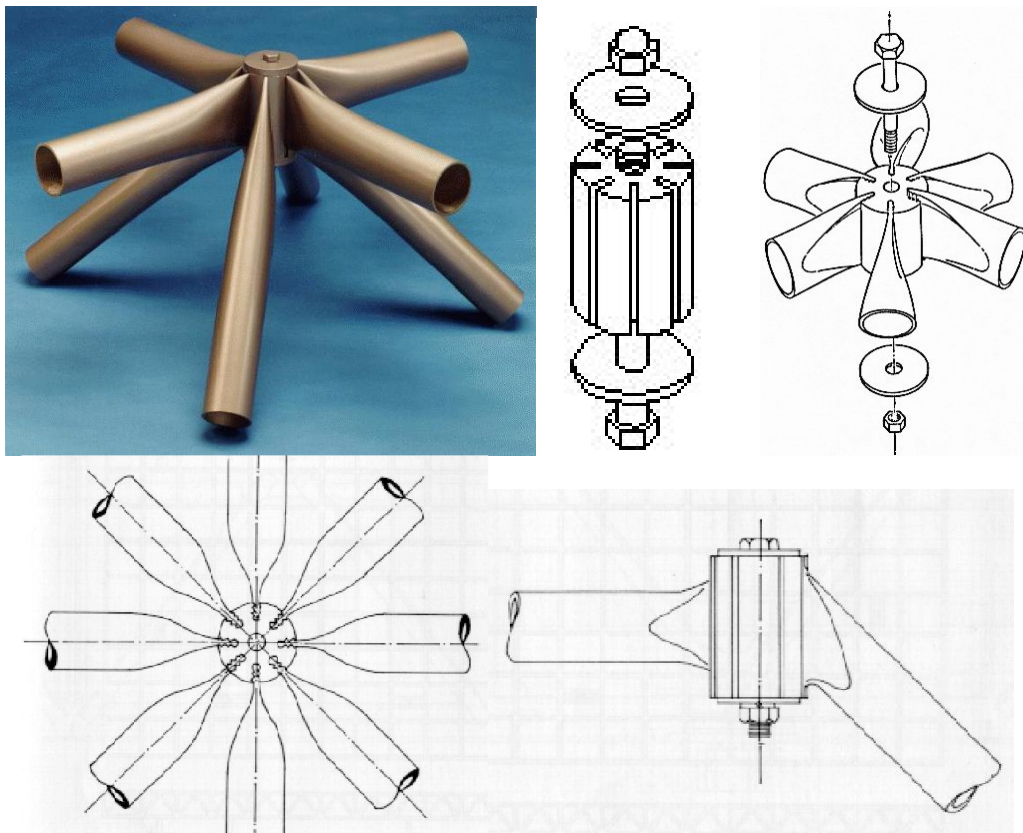
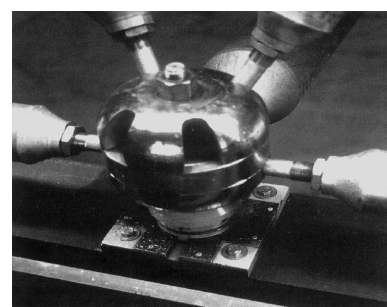


Figura 2.20 - Sistema TRIODETIC

O sistema italiano VESTRUT (Figura 2.21) tem o mesmo conceito do sistema MERO. É composto por três elementos circulares, que são duas semi-esferas e um disco central, unidos por um único parafuso de alta resistência. A conexão nó-barra é feita através de uma barra de ligação de aço de alta resistência .



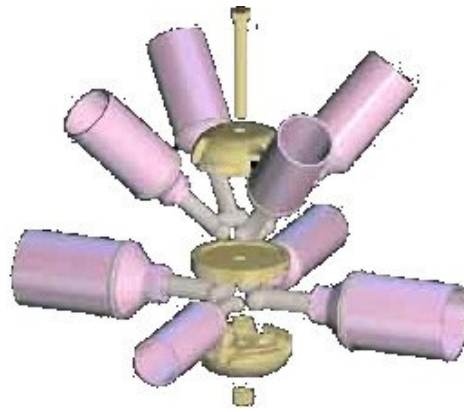


Figura 2.21 - Sistema italiano VESTRUT.

O sistema OMNI-HUB, desenvolvido nos Estados Unidos consiste em uma esfera sólida na qual são conectados os elementos através de um parafuso. Os elementos são tubulares de seções circulares ou retangulares.

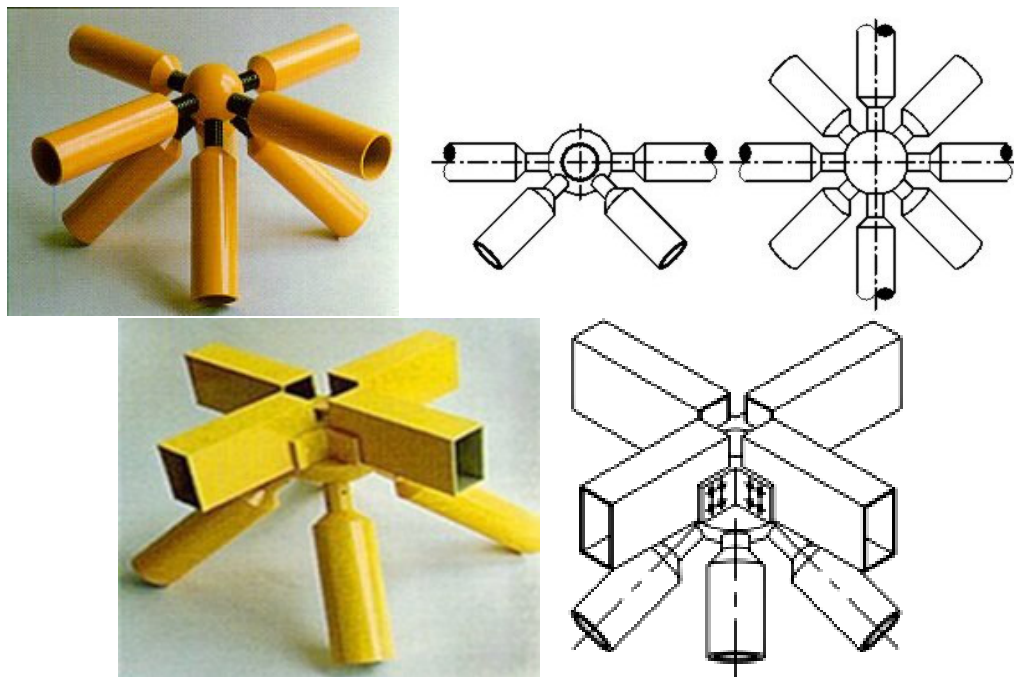


Figura 2.22 - Sistema OMNI-HUB

O sistema NODUS, criado em 1972 na Inglaterra, é formado por elementos tubulares com rosca na extremidade que se unem por meio de luvas e parafusos. Este nó permite a conexão de oito elementos, que podem ser tubulares de seções circulares ou retangulares.

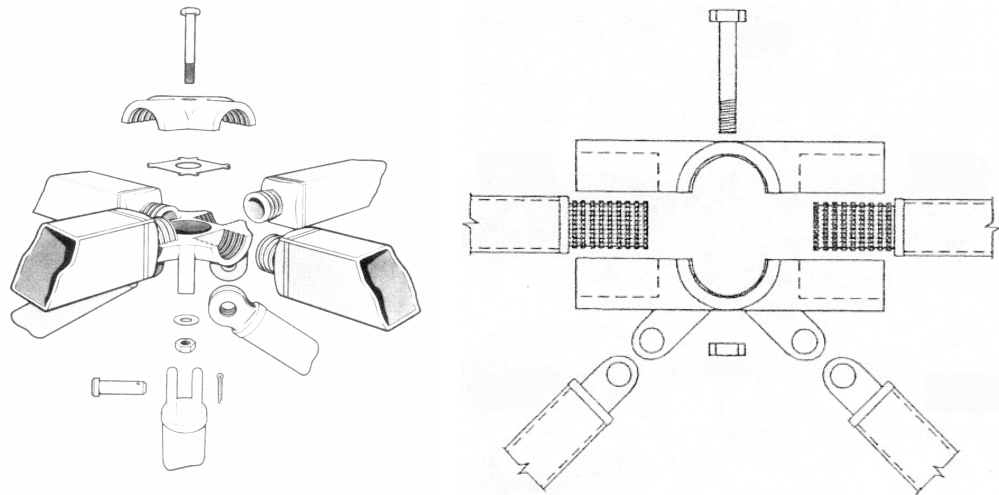


Figura 2.23 - Sistema Inglês NODUS

O sistema italiano ECO é formado por elementos tubulares com extremidades amassadas conectados a um sistema de chapas por parafusos.

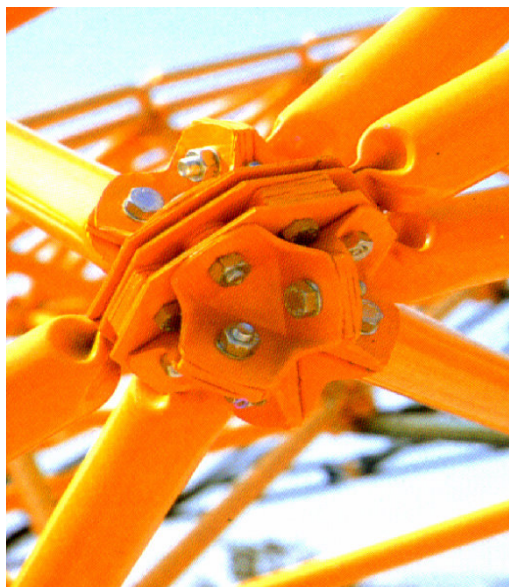


Figura 2.24 - Sistema italiano ECO

O sistema CATRUS de EL-SHEIKH & EL-BAKRY (1996) consiste na ligação dos elementos através de um único parafuso no nó. Os banzos são contínuos, sem interrupção nos nós. Os banzos superiores são perfis tubulares

retangulares e os inferiores barras chatas. As diagonais são tubulares circulares com as extremidades estampadas;

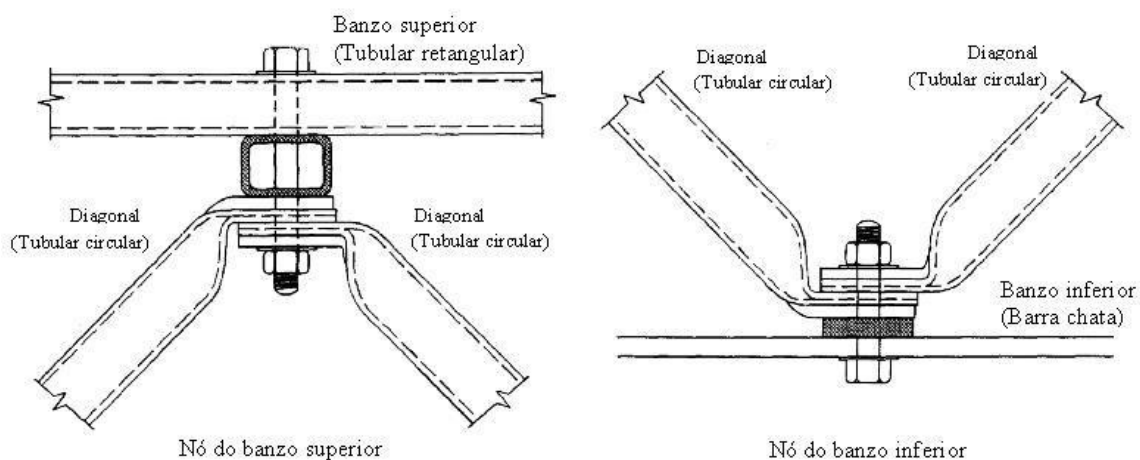


Figura 2.25 - Sistema CATRUS

É importante lembrar que um sistema de reticulado espacial não é apenas o nó propriamente dito, mas a estrutura como um todo. O sistema envolve tipo de seção a ser utilizada nas barras, tipo e distância entre apoios, elementos pré-fabricados, módulos, entre outros fatores.

Existem ainda dezenas de outros sistemas de ligação para reticulados espaciais como Tridirecional SDC, Pyramitec, Circotec, Tridimatec, Unibat, Spherobat, Pyramibat, Dodecavis, Octatruss, Pyramroof, Space grid, Tubaccord,, Tetragrid, Segmo e muitos outros. Grande parte dos sistemas de reticulados espaciais desenvolvidos não teve grande sucesso comercial, principalmente devido à complexidade dos sistemas de ligação.

Nós Comumente Utilizados no Brasil

No Brasil, o uso de sistemas patenteados é restrito, principalmente devido ao alto custo em comparação a algumas soluções encontradas. Com exceção de algumas poucas obras que utilizam o sistema MERO, a exemplo do Terminal Rodoviário de Vitória – ES, as ligações em treliças espaciais constituídas por elementos de seção transversal circular são geralmente realizadas pela estampagem das extremidades das barras. Na maior parte dos casos, os sistemas utilizados foram criados a partir da experiência do fabricante ou da cópia de outros sistemas sem que sua segurança, confiabilidade e adequação ao modelo teórico fossem comprovadas por análises experimentais.

Os principais sistemas de ligações utilizados no Brasil são descritos a seguir. Vale salientar que as denominações dos nós apresentadas aqui não são padronizadas, sendo possível que se encontre, em textos ou catálogos técnicos, o mesmo nó com outras denominações.

– “Nó típico” (1)

É o sistema mais utilizado devido ao baixo custo de fabricação e montagem. É formado pela sobreposição das extremidades estampadas das barras conectadas por um único parafuso. A Figura 2.26 apresenta exemplos deste nó e a Figura 2.27 um detalhe esquemático.

¹ Neste texto denomina-se “nó típico” o nó constituído de um parafuso conectando as extremidades amassadas e dobradas de elementos tubulares circulares

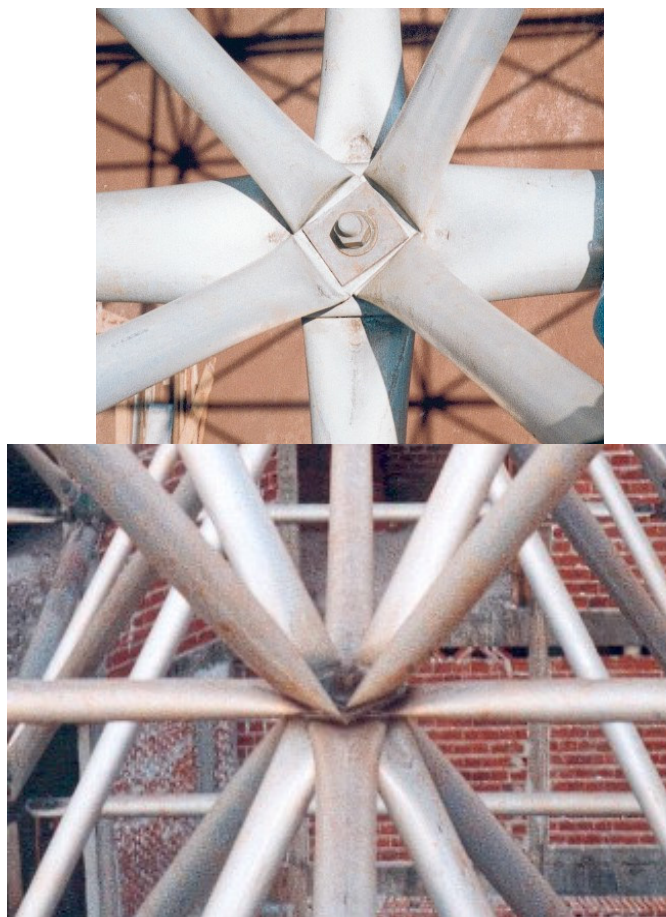


Figura 2.26 - Nó típico

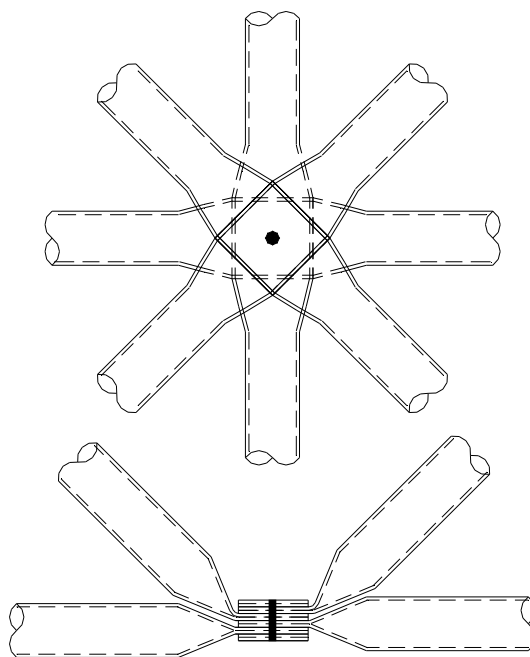


Figura 2.27 - Detalhe esquemático nó típico.

Este sistema é o que merece maior atenção quanto ao seu desempenho dentre os sistemas de ligações brasileiros já que apresenta alguns problemas, como:

- O escorregamento relativo entre as barras que formam o nó e abertura da ligação produzem aumento significativo nos deslocamentos verticais da estrutura;
- A excentricidade na ligação, que provoca a plastificação precoce nas regiões amassadas devida ao surgimento de momentos fletores nas barras. Este fenômeno é ainda mais grave nas diagonais que, além de estampadas, também têm suas extremidades dobradas;
- As barras são ligadas por um único parafuso, contrariando as recomendações de norma de se utilizar no mínimo dois parafusos em linha por ligação.

SOUZA (1998) e MAIOLA (1999) realizaram uma análise teórica e experimental de protótipos de treliças espaciais planas com sistema de nó típico. A capacidade resistente da estrutura resultou em cerca de 60% da prevista com análise linear e barras com inércia constante. A falha foi caracterizada pela ruína das ligações, com rotações excessivas, escorregamento relativo entre barras e plastificação das seções das barras na região do nó. A rotação dos nós aconteceu, principalmente, devido a forças excêntricas que nele concorrem. O escorregamento relativo entre barras conduziu a um aumento significativo nos deslocamentos verticais da estrutura e constitui-se em um aspecto deste sistema de ligação que deve ser considerado. A figura 2.28 ilustra um nó do tipo típico ensaiado por MAIOLA (1999).



Figura 2.28 - Flexão de extremidade da barra em um nó típico.

Segundo MAIOLA (1999), o nó típico, embora com custo de fabricação e montagem relativamente baixo, constitui-se num detalhe limitado do ponto de vista estrutural, não explorando a capacidade das barras e induzindo uma baixa rigidez da estrutura, em comparação com a treliça ideal.

A falha deste nó é caracterizada por rotação excessiva, abertura e a conseqüente plastificação da extremidade das barras. Devido aos problemas citados, as hipóteses de cálculo adotadas para análise deste tipo de estrutura não são satisfeitas, o que pode acarretar em resultados não condizentes com a realidade da estrutura. Desta forma, este sistema deve ser empregado com restrições.

– **Nó com chapa complementar**

O nó com chapa complementar é semelhante ao nó típico, a diferença está na utilização de chapas horizontais para ligar as barras do banzo, como mostra a figura 2.29.



Figura 2.29 - Nó típico com chapa complementar

Essas chapas complementares são empregadas quando os esforços nos banzos são elevados de modo que um único parafuso, detalhe do nó típico, não pode suportar o esforço solicitante. Assim é necessário um maior número de parafusos a fim de aumentar a capacidade da ligação.

Este sistema de ligação apresenta os mesmos problemas do nó típico juntamente com a pequena rigidez a flexão das chapas que fazem a ligação dos banzos. Assim, uma pequena excentricidade nos banzos comprimidos pode comprometer o desempenho da ligação, conduzindo a um colapso com forças normais inferiores à capacidade da barra.

– **Nó de aço**

Neste sistema, as extremidades das barras são conectadas através de parafusos diretamente em um nó confeccionado com chapas de aço. A figura 2.30 apresenta um nó de aço na estrutura e a figura 2.31 um detalhe deste nó. A figura 2.32 ilustra detalhes de outros nós que também podem ser genericamente denominados de nós de aço.



Figura 2.30 - Nó de aço.

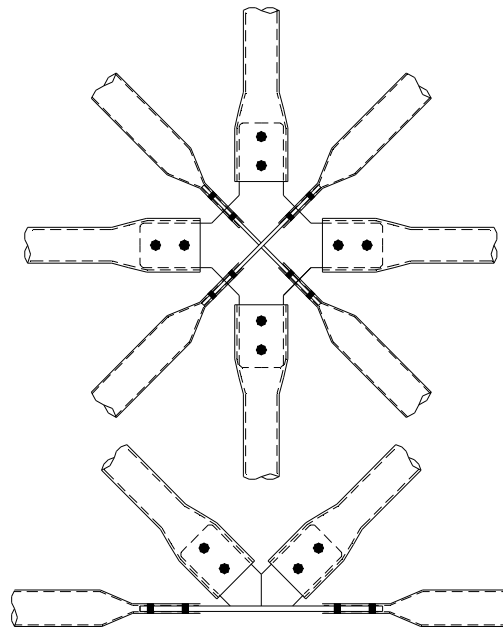


Figura 2.31 - Detalhe esquemático nó de aço ALUSUD.

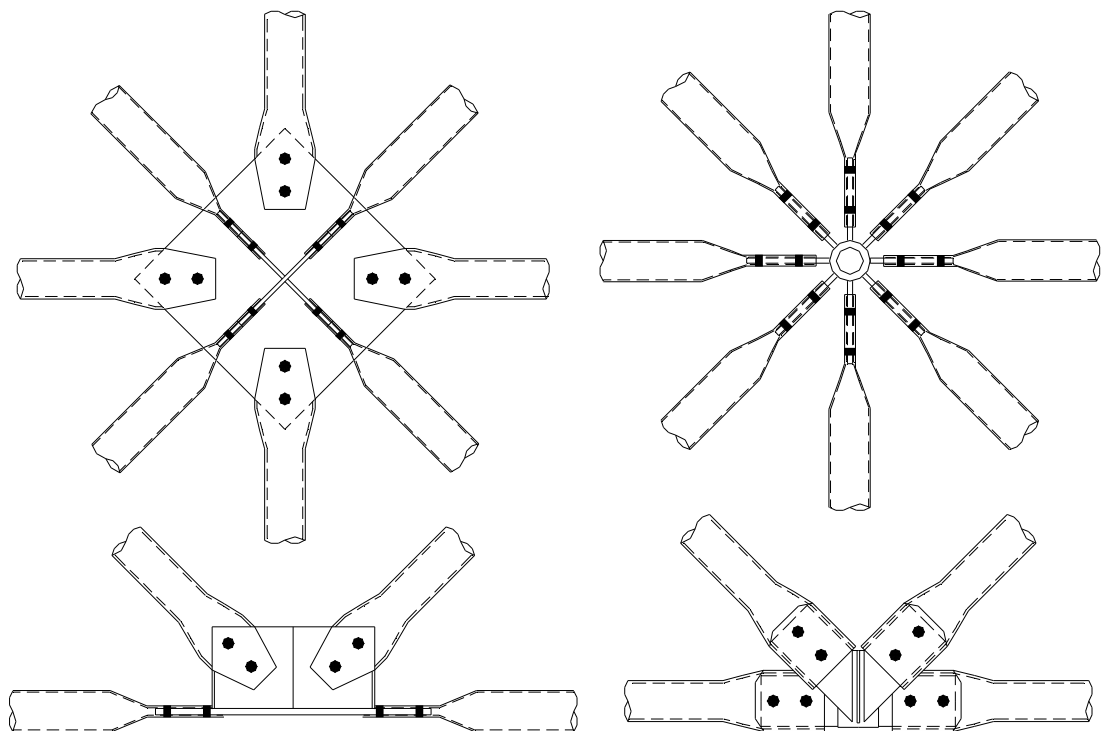


Figura 2.32 - Detalhes diferentes de nós de aço.

Uma análise teórica e experimental de protótipos de estruturas espaciais de banzos paralelos utilizando este sistema de ligação, realizada por MAIOLA (1999), demonstra que a estrutura com sistema de ligação tipo nó de aço apresenta carga última próxima ao valor teórico. O modo de falha foi a

flambagem das barras comprimidas e não devido a problemas localizados na região de estampagem das barras como acontece com o protótipo utilizando o nó típico, evidenciando a eficiência do nó. A figura 2.33 apresenta a perda de estabilidade do protótipo pela flambagem dos elementos.

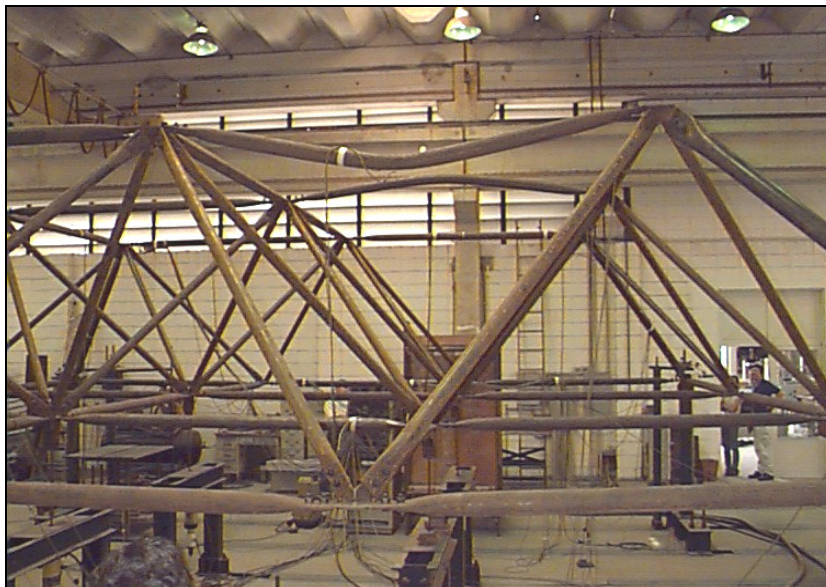


Figura 2.33 - Flambagem dos elementos que constituem o protótipo

Dentre os sistemas de ligação apresentados, o nó de aço é um dos que tem melhor desempenho. Uma vez que os eixos longitudinais das barras que constituem o nó concorrem para um único ponto, são eliminados problemas com excentricidades, produzindo efetivamente um nó de melhor comportamento estrutural.

No entanto, resta o problema da variação de inércia nas extremidades das barras, devido à estampagem, e na chapa que compõe o nó, que deve ser convenientemente escolhidas de modo a conferir boa rigidez à flexão ao conjunto.

– **Nó com chapa de extremidade (ponteira)**

Este nó é formado por duas chapas paralelas soldadas em um rasgo na extremidade do tubo e conectadas a chapas de apoio por meio de parafusos. A figura 2.34 apresenta uma foto de um nó com ponteira e a figura 2.35, um detalhe esquemático de ligação com ponteira.



Figura 2.34 - Nó com chapa de ponteira.

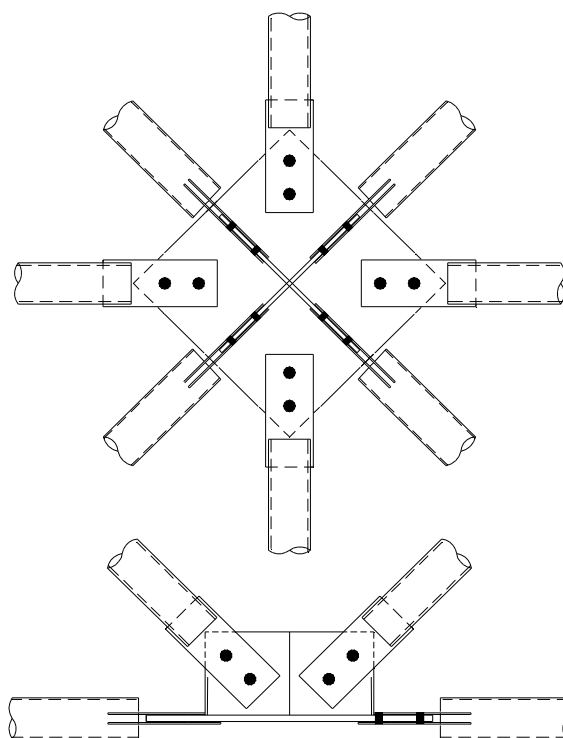


Figura 2.35 - Detalhe esquemático nó com chapa de ponteira.

Exceto devido a defeitos ou falhas construtivos, este detalhe de nó não introduz excentricidades nas ligações. No entanto, as chapas de extremidades apresentam baixa rigidez à flexão perpendicular a seu plano.

SOUZA (1998) salienta que barras com extremidades em ponteiras com chapas muito esbeltas podem apresentar reduções na capacidade de força normal resistente. Uma alternativa para minimizar este problema é a adoção de chapas (aletas) soldadas perpendicularmente às ponteiras, que funcionam como enrijecedores melhorando o desempenho da ligação. A figura

2.36 apresenta uma ligação com chapas de ponteira enrijecidas com aletas perpendiculares.

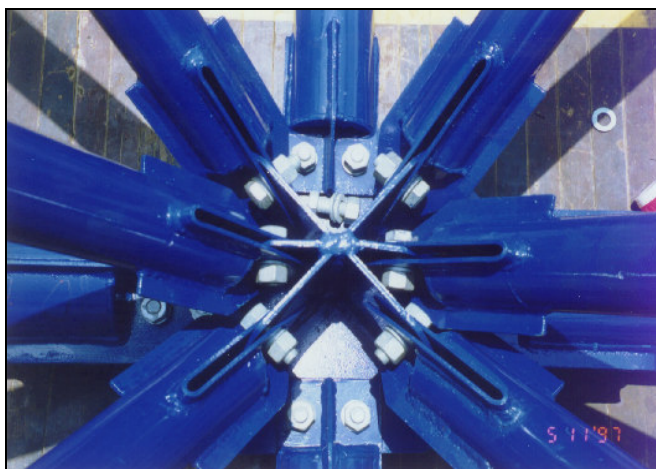


Figura 2.36 - Ligação com chapa de ponteira com aletas enrijecedoras

Comentários Gerais

Os sistemas descritos podem ser utilizados de maneira combinada. É comum o uso, na mesma estrutura, de nós típicos e nós de aço. MAIOLA (1999) analisou um protótipo composto por este sistema misto, o qual apresentou valores de rigidez à flexão e resistência intermediários aos sistemas de nó típico e nó de aço. Este pode representar uma solução interessante em alguns casos, embora necessite de mais estudos tendo em vista a limitação estrutural observada no nó típico.

Os sistemas de ligação utilizados no Brasil apresentam como problema comum, a súbita variação de inércia das barras na região nodal, seja devido à estampagem ou pelo uso de chapas não enrijecidas. Este fato concorre para a plastificação da região com pouca inércia a esforços internos inferiores à capacidade da barra sem admitir variação de inércia.

Pela caracterização dos sistemas de ligação citados, fica claro que as hipóteses admitidas nos modelos matemáticos para determinação dos esforços em treliças espaciais não condizem com a realidade da estrutura.

Portanto, é importante salientar que, apesar destes sistemas de ligação serem largamente empregados, são necessários estudos de seu comportamento com embasamento experimental aliado a análises numéricas.

Panorama das pesquisas sobre Trelças Espaciais

Apesar de as estruturas espaciais já estarem sendo empregadas desde o início do século XX, a integração e o intercâmbio entre pesquisadores só começaram a partir de 1966, quando foi realizado o 1st International Conference on Space Structures na Universidade de Surrey – Inglaterra. Até hoje foram realizadas cinco conferências sobre estruturas espaciais, nos anos de 1966, 1975, 1984, 1993 e 2002.

Antes do 1st International Conference on Space Structures já havia centenas de trabalhos publicados abordando análise, projeto e construções de estruturas espaciais. No entanto, os artigos utilizavam várias nomenclaturas diferentes para o referido sistema estrutural, causando dificuldade no acesso às informações. Assim, em 1967 a ASCE criou um sub-comitê com a finalidade de reunir a tecnologia desenvolvida e dividir em grupos distintos. Em 1972 este Comitê reúne e divulga uma lista contendo os 253 trabalhos, escritos em língua inglesa, mais significativos. Os trabalhos foram divididos em cinco grupos: (1) análise, (2) estabilidade, (3) projeto, (4) arquitetura e histórico e (5) construção.

Ao longo do tempo foram desenvolvidas diferentes técnicas de análise, desde de métodos gráficos até sofisticados sistemas computacionais. Foram desenvolvidos modelos físicos, protótipos a serem ensaiados, e modelos mecânicos utilizando métodos matemáticos.

Outro evento importante para a divulgação da tecnologia sobre estruturas espaciais foi o lançamento da revista *International Journal of Space Structures* editada por Z. S. Makowski em 1985. A revista trata de trelças espaciais, cúpulas, domos, estruturas em cabos e torres de transmissão.

Os eventos citados contribuíram para a difusão das pesquisa em estruturas reticuladas tridimensionais. Assim é possível identificar quatro linhas de pesquisa em estruturas espaciais:

- Análise numérica.
- Análise experimental.
- Sistemas de ligação.
- Projeto, construção e montagem.

Análise numérica

Uma análise numérica é realizada utilizando modelos cuja solução, deformações e deslocamentos, são obtidas por meio de diferentes métodos, como: diferenças finitas, elementos finitos, elementos de contorno entre outros. Os trabalhos de análise numérica de treliças espaciais tiveram início com a proposição de métodos simplificados como analogia de placa. Mas com a popularização do uso dos computadores, aliada ao desenvolvimento do método dos elementos finitos, os métodos simplificados foram abolidos.

Hoje os modelos utilizados podem considerar não linearidades físicas e geométricas, imperfeições iniciais e excentricidade nas ligações, com soluções baseadas no método dos elementos finitos.

Análise experimental

As análises experimentais em treliças espaciais são usadas para avaliar a capacidade de carga de uma estrutura existente (prova de carga), para investigar o comportamento das estruturas, ou para avaliar a representatividade de um modelo de dimensionamento. Também são comuns estudos de barras comprimidas isoladas, dando atenção especial à região onde há variação de inércia.

Nas pesquisas sobre treliças espaciais, os ensaios são empregados com diversos objetivos, que vão desde a simples observação e identificação dos modos de colapso, passando pela aferição de modelos matemáticos e investigação da influência de aspectos como instabilidade dos nós e excentricidades, até o desenvolvimento de novos sistemas de ligação ou de sistemas construtivos integrados.

Sistemas de ligação

Os trabalhos de desenvolvimento e avaliação de sistemas de ligações, em sua grande maioria, são análises experimentais de protótipos em escala real. Também são encontrados trabalhos de análise de nós isolados e do conjunto barra-nó.

Projeto, construção e montagem

Os trabalhos que tratam de projeto, construção e montagem descrevem soluções estruturais para treliças espaciais desenvolvidas por projetistas. São descritos detalhes de ligações e generalidades de projeto. Alguns artigos relatam acidentes onde ocorreu colapso parcial ou total de treliças espaciais, muitas vezes relacionados ao comportamento ineficiente do sistema de ligação.

Pesquisas no Mundo

Dentre os principais pesquisadores de estruturas espaciais, destaca-se o Prof. Z. S. Makowski, organizador do 1st International Conference on Space Structures. Desde a década de 50 até início dos anos 90 o Prof. Makowski tem publicado vários trabalhos importantes, sendo considerado um dos principais teóricos de Estruturas Espaciais.

A seguir são apresentados alguns dos principais trabalhos publicados sobre treliças espaciais.

Em 1968, MAKOWSKI publica o livro *Structuras espaciales de acero* que é uma introdução ao estudo das estruturas espaciais trazendo os conceitos básicos do comportamento estrutural, incluindo aspectos construtivos de treliças espaciais, domos e cúpulas treliçadas.

Ainda em 1969, DADDI descreve as características gerais dos sistemas reticulados tridimensionais destacando suas vantagens e viabilidade econômica em relação aos sistemas planos convencionais. Apresenta diretrizes básicas para projetos de treliças espaciais e dá exemplos de obras construídas na Itália. Também é discutida a viabilidade da utilização de treliças espaciais utilizando sistemas de ligações parafusadas mais simples que os patenteados, a exemplo do Mero. Neste trabalho são apresentados resultados de prova de carga em uma treliça espacial com vãos de 24m e módulo piramidal de 2m de lado, apoiada em pilares pré-moldados de concreto. O carregamento último ocorreu devido a flambagem de algumas barras comprimidas. Segundo o autor, a correlação dos resultados da prova de carga com os obtidos teoricamente foi satisfatória.

FLOWER & SCHMIDT (1971) apresentam o procedimento para análise de treliças espaciais por analogia do reticulado com um meio contínuo (analogia de placa). A partir deste trabalho pode-se observar que os esforços na treliça são relativamente independentes da rigidez das diagonais, enquanto os deslocamentos variam significativamente. A analogia de placa fornece uma estimativa satisfatória do comportamento das estruturas analisadas, porém os deslocamentos obtidos com este método resultaram em média 15% inferiores ao modelo discreto e assim é recomendada cautela. Os métodos simplificados foram abandonados com a popularização dos computadores.

Em 1976, ZETLIN, THELEN & CUOCO apresentam quatro estruturas reticuladas associadas aos autores. Neste trabalho os autores descrevem as obras enfatizando os sistemas de ligação. As ligações são os componentes mais críticos das estruturas espaciais. Deve ser investigada profundamente a possibilidade de haver flexão de qualquer região da ligação, principalmente quando os nós são constituídos de chapas relativamente delgadas.

MAKOWSKI (1981) publica o livro: *Analysis design and construction of double-layer grids* que reúne treze autores. No primeiro capítulo MAKOWSKI discute vários aspectos importantes das treliças espaciais, como principais tipologias utilizadas citando as vantagens e desvantagens, características gerais de vários sistemas de ligação disponíveis no mercado mundial e exemplifica as aplicações das treliças espaciais com a descrição de algumas obras de importância relevante do ponto de vista estrutural e construtivo. O livro aborda histórico e desenvolvimento das treliças espaciais, análise limite e não linear, análise via analogia de placa, análise via método dos elementos finitos, otimização do projeto, fabricação e montagem, sistemas de ligações e industrialização de sistemas estruturais tridimensionais.

Em 1984, SMITH descreve e modela o comportamento não linear de uma treliça espacial. Também é detalhado o fenômeno “*Snap Through*” ou problema de ponto limite² que ocorre nos banzos. O autor também

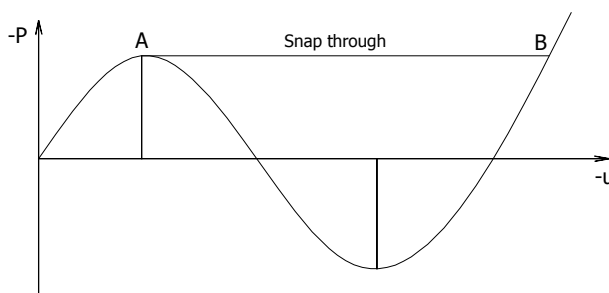
⁽²⁾ O fenômeno “*Snap Through*” ou problema de ponto limite representa o movimento brusco da treliça quando a carga crítica é atingida, seguido pelo reestabelecimento do equilíbrio a partir do ponto B. Até o ponto A o equilíbrio é estável, do ponto A ao B tem-se equilíbrio instável e a partir do ponto B tem-se novamente equilíbrio estável.

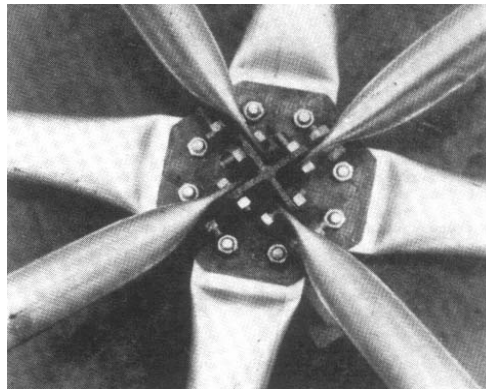
desenvolveu um método de análise não linear que não requer a constante atualização da matriz de rigidez da estrutura. Os testes realizados com modelos publicados por outros autores mostram uma excelente correlação entre resultados.

IFFLAND (1982) destaca alguns parâmetros que devem ser analisados na fase de anteprojeto como: arranjo dos elementos, altura da treliça, tamanho dos módulos, sistema de ligação, tipo de apoio, etc.

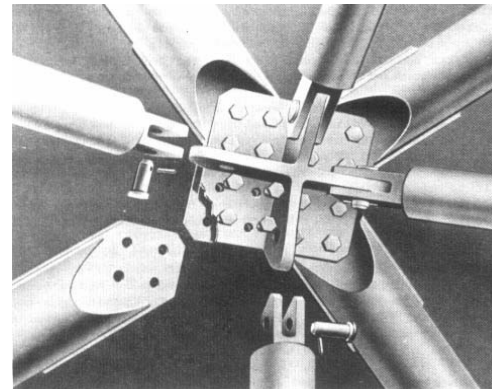
SCHMIDT et. al. (1982) reúne e discute resultados experimentais de doze estruturas espaciais em modelos reduzidos (vão de 2,5m) e protótipos com vão de até 9,0m em aço e alumínio, com diferentes sistemas de ligação entre barras (nós soldados, parafusados e nós patenteados) e apoios nos quatro vértices. Foram observados carregamentos últimos de 13% a 37% inferiores aos previstos teoricamente com modelo de treliça em análise não linear. As estruturas cuja ruína se deu por flambagem dos elementos comprimidos foram mais críticas. Em algumas estruturas, com elementos comprimidos super-dimensionados, foi observada falha por escoamento dos elementos tracionados, com carregamento último 14% superior ao determinado teoricamente. O autor concluiu que a redundância inerente às treliças espaciais é muito sensível a imperfeições do tipo: excentricidades, variações de rigidez à flexão nas barras e escorregamento entre barras, não podendo ser considerada como uma reserva adicional de segurança.

GERRITS (1984) descreve as principais tipologias de treliças espaciais construídas na Holanda entre 1975 e 1983. O trabalho mostra os nós Octatube e RAI, muito semelhantes ao nó de aço e nó com chapas de ponteira respectivamente, largamente utilizados no Brasil (Figura 2.37).





Octatube



Rai Joint

Figura 2.37 - sistemas de ligação utilizados na Holanda

CODD (1984) apresenta um sistemas de ligação com uso de extremidades estampadas freqüentemente utilizado na Austrália (figura 2.38). Segundo o autor, o nó apresenta bom comportamento estrutural aliado a facilidades construtivas com reduções significativas de custo, se comparados com sistemas patenteados.

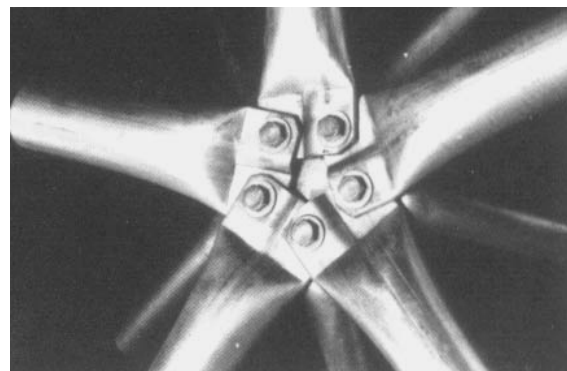


Figura 2.38 - Sistema de ligação Australiano

KARCZEWSKI (1984) mostra resultados de ensaios em nós formados por chapas de aço. O destaque deste trabalho é o dispositivo desenvolvido para ensaiar nós de forma isolada, com até oito barras, Figura 2.39.

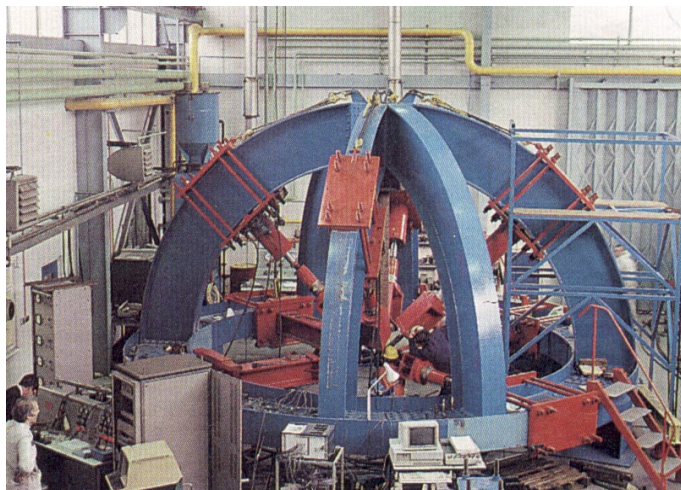


Figura 2.39 - Dispositivo para ensaio de nós

Foram ensaiados cinco modelos de nós variando-se as espessuras das chapas. Os nós foram também analisados teoricamente, via MEF, admitindo um comportamento elastoplástico perfeito para o aço e desprezando possíveis imperfeições nas chapas ou excentricidade de carregamento. As diferenças entre resultados teóricos e experimentais foram consideradas satisfatórias.

Também em 1984, SAKA & HEKI apresentam um estudo teórico e experimental sobre a influência da rigidez à flexão e das dimensões do nó sobre o comportamento de treliças espaciais. Foi apresentado um modelo de barras para análise de treliças espaciais composto de um trecho que representa a barra, um trecho rígido que representa o nó e ligando estes dois trechos, um elemento de mola que simula a rigidez à flexão da ligação. Foram comparados resultados teóricos com resultado obtidos em ensaios de modelos reduzidos de treliça espacial com dimensões em planta de 1320mm x 1320mm e 233mm de altura. Segundo os autores, os resultados teóricos e experimentais foram muito próximos. Não foi explicitado como determinar experimentalmente a rigidez de uma determinada ligação.

Ainda em 1984, COLLINS ensaia quatro treliças espaciais, em modelo reduzido com objetivo de analisar os mecanismos de colapso, o comportamento pós-crítico e o colapso incremental nestas estruturas. O autor concluiu que, em regime elástico, as estruturas podem ser aproximadas ao modelo de treliça ideal, já que apresentam comportamento linear e simetria. Mas em regime inelástico, a simetria foi perdida devido às imperfeições estruturais ou de ensaio.

Em todos os testes a ruína ocorreu por flambagem dos elementos comprimidos. Em alguns casos observou-se um colapso incremental muito rápido. Em um ensaio, a estrutura entrou em colapso 30 segundos depois da flambagem da primeira barra. A Figura 2.40 ilustra o esquema geral do ensaio e o mecanismo de ruína. O autor também desenvolveu um programa utilizando MEF. A análise dos modelos neste programa indicou uma boa aproximação entre resultados teóricos e experimentais.

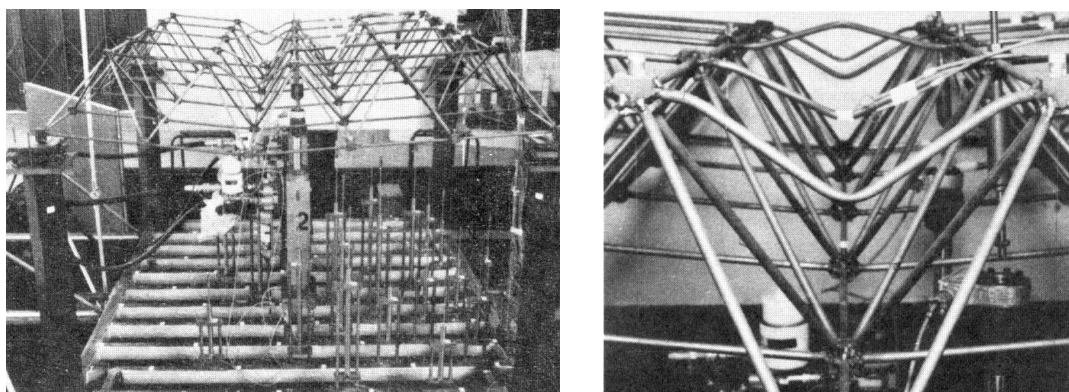


Figura 2.40 - Esquema de ensaio e mecanismo de ruína

MURTHA-SMITH (1986) desenvolveu um método para analisar a propagação de falha nos elementos de uma treliça espacial. O método avalia o efeito da perda da capacidade resistente de um dos elementos sobre a segurança da estrutura. Através de análise linear e não linear, foram calculados os fatores de segurança dos elementos remanescentes e da estrutura. A análise do modelo de treliça espacial se deu removendo diferentes elementos. Segundo o autor, a retirada de um elemento compromete a segurança de grande quantidade dos elementos remanescentes, principalmente se o elemento retirado for uma das diagonais de apoio ou banzos da região central.

LANDOLFO & MAZZOLANI (1993) desenvolveram os sistemas de ligação *Vestrut* e *Cubotto*. Os nós desenvolvidos sofreram uma série de ensaios como tração no nó isoladamente e no conjunto barra – nó para confirmar se o escorregamento entre nó e barra é desprezível. Neste trabalho também foram ensaiadas treliças espaciais utilizando estes sistemas de ligação, a fim de que fosse avaliado o desempenho destes sistemas.

IMAI et. al. (1993) e IWATA & KAMIYAMA (1993) também desenvolveram novos sistemas de ligação para treliças espaciais, respectivamente KT- SYSTEM e NS SYSTEM (figura 2.41). Ambos os trabalhos descrevem os procedimentos para desenvolvimento e aplicação destes nós.

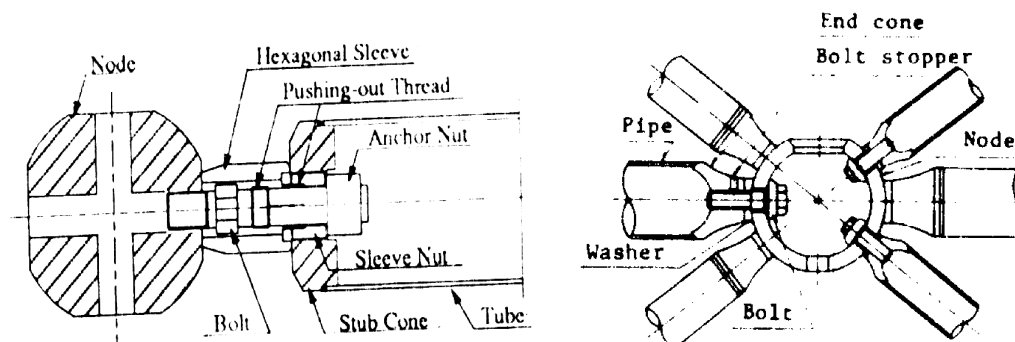


Figura 2.41 - Sistemas de ligação KT- SYSTEM e o NS-SYSTEM

MALA & SERRETE (1996) apresenta o estado da arte sobre análise estática, dinâmica e térmica de treliças espaciais e tópicos espaciais sobre o projeto dessas estruturas.

EL-SHEIKH (1996) avaliou o comportamento estrutural do sistema Catrus ensaiando três treliças espaciais com dimensões em planta de 400cm x 400cm, composta por cinco módulos de 80cm e altura de 57cm. Em todas as estruturas ensaiadas o carregamento último experimental resultou maior que o teórico e que a ruína da estrutura é do tipo dúctil, com grandes deslocamentos, diferente de treliças espaciais com nós esféricos, que apresentam colapso repentino. Os resultados obtidos indicam uma boa redistribuição de esforços entre as barras e uma boa estabilidade do nó, fato atribuído à continuidade dos banzos na região da ligação, que contrabalança os problemas advindos das excentricidades.

Em 1997 EL-SHEIKH realizou um estudo teórico via MEF, utilizando o programa ABAQUS, dos efeitos de imperfeições iniciais nas barras sobre o comportamento de treliças espaciais de duas e três camadas. Foram analisadas vinte estruturas, com dimensões e condições de apoio diferentes, introduzindo-se 22 barras com imperfeições iniciais de $\pm 0,1\%$ do comprimento, distribuídas entre banzos e diagonais. Foram constatadas reduções

significativas na capacidade resistente e na ductilidade da estrutura devido às imperfeições iniciais. Para imperfeições no banzo inferior há reduções na capacidade resistente acima de 8%; no banzo superior a redução chega a 14% e nas diagonais próximas aos apoios há redução de até 50% na capacidade resistente da estrutura. O autor ressalta que, na prática, o problema das imperfeições é mais complicado devido ao caráter aleatório da intensidade, tipo e localização das imperfeições.

TADA (1998) fez uma análise não linear de uma treliça espacial de duas camadas para avaliar a redução da capacidade de carga da estrutura causada por imperfeições no comprimento de elementos e no nível de apoios. A treliça analisada media 14 x 14 m com altura de aproximadamente 1,4 m e era apoiada em todos os nós perimetrais. O estudo concluiu que a capacidade de carga da estrutura é reduzida de 10 a 15% sob influência de imperfeições.

Em 1999, EL-SHEIKH avaliou numericamente, via MEF, treliças espaciais com diferentes configurações e condições de apoio, com o objetivo de avaliar a distribuição de esforços nas diagonais e o efeito da ruína desses elementos sobre o comportamento global da estrutura. Foi observado que a distribuição de forças internas nas diagonais é muito mais uniforme que nos banzos; com exceção das diagonais próximas aos apoios; danos ou imperfeições nestes elementos não causam reduções significativas na capacidade resistente da estrutura.

HANAOR (1999) investigou as causas do colapso da ponte Maccabiah em Israel. Foi apontada como principal causa do colapso a instabilidade de alguns nós na região central da ponte, ocasionando a flambagem prematura do banzo comprimido.

MARSH (2000) é um dos primeiros autores a citar a possibilidade do uso, com restrições, de barras tubulares com extremidades estampadas. Neste trabalho são feitas várias observações sobre o projeto de treliças espaciais.

EL-SHEIKH et al (2002) fez um estudo paramétrico a fim de determinar o efeito da curvatura na performance de estruturas espaciais. O estudo envolveu a análise de 96 estruturas curvas incluindo treliças simples, de uma e duas camadas, ângulo de curvatura e condições de contorno, com apoios nas quatro extremidades ou ao longo das bordas retas. Com o uso do programa de

elementos finitos ABAQUS foram consideradas não-linearidades física e geométrica. Este estudo concluiu que, para estruturas de uma a três camadas, a medida que o ângulo de curvatura aumenta, os esforços nos elementos são reduzidos e sua distribuição fica mais uniforme, efeito particularmente notado no primeiro incremento de curvatura. A partir de 90° a redução de esforços é desprezível. O efeito da curvatura é mais pronunciado quanto menor for a altura da malha. De maneira geral, as estruturas apoiadas em toda a borda tiveram a mesma resposta à curvatura que aquelas apoiadas em quatro pontos.

Pesquisas no Brasil

As pesquisas em treliças espaciais no Brasil surgiram da necessidade de descobrir as possíveis causas de freqüentes problemas com estas estruturas para que possam ser corrigidos e evitados em novas construções.

O início das investigações por GONÇALVES et. al. (1995) objetivou apurar as causas do acidente em Manaus. Foram realizados ensaios de compressão em barras de aço com extremidades estampadas e chapas de ponteiros, retiradas da estrutura após o colapso, com o intuito de comparar a força normal resistente a compressão da barra com aquela especificada em projeto. Constatou-se que esses tipos de extremidades provocam altas concentrações de tensões e redução na capacidade resistente da barra. Esse trabalho salienta que muitos aspectos do comportamento das treliças espaciais não eram claros e que os modelos teóricos de cálculo normalmente adotados não representavam satisfatoriamente o comportamento da estrutura.

GONÇALVES et. al. fez ainda uma análise não linear física de um nó com chapa de ponteira. Os modelos foram discretizados via MEF e processados no programa LUSAS utilizando elementos isoparamétricos tridimensionais. Esse trabalho verificou que ocorrem significativas concentrações de tensões devidas à brusca variação de seção transversal na transição para o nó. Outro fator responsável pela concentração de tensões é a não-uniformidade da transmissão de esforços através dos parafusos, ocasionando tensões elevadas nas regiões adjacentes aos furos das chapas de extremidade. Pode-se afirmar que a região crítica da ligação é a transição

entre o tubo e as chapas de extremidade, que não possuem rigidez à flexão fora de seu plano compatível com os momentos fletores advindos das excentricidades inevitáveis deste arranjo. É importante considerar as excentricidades, mesmo o nó conectando elementos em vários planos.

Na continuação do estudo, GONÇALVES & RIBEIRO (1996) concluíram que existe uma boa correlação entre resultados experimentais e numéricos, uma vez que os valores de carga crítica obtidos foram aproximadamente os mesmos.

Um ano após o acidente de Manaus, MAGALHÃES (1996) defende a dissertação de mestrado intitulada: *Sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais*, que provavelmente é um dos primeiros trabalhos sobre treliças espaciais no Brasil. O autor discute os principais aspectos do projeto e construção de treliças espaciais e apresenta também uma análise teórica e experimental de barras comprimidas de aço e alumínio utilizadas em treliças espaciais. Uma análise teórica incluindo um procedimento baseado no EUROCODE 3(1992) para determinação da força normal resistente à compressão de barras de seção circular com variação de seção nas extremidades comprovou a redução na capacidade resistente das barras em função da variação de seção nas extremidades estampadas ou com chapas de ponteiros.

O colapso de um Ginásio de Esporte levou BATISTA & BATISTA (1997) a realizarem ensaios para determinação dos mecanismos de colapso dos nós (nós com chapa de ponteira) utilizados nestas estruturas. Foram ensaiados módulos estruturais simulando um trecho crítico de uma treliça espacial real. Detalhes dos módulos ensaiados são apresentados na Figura 2.42.

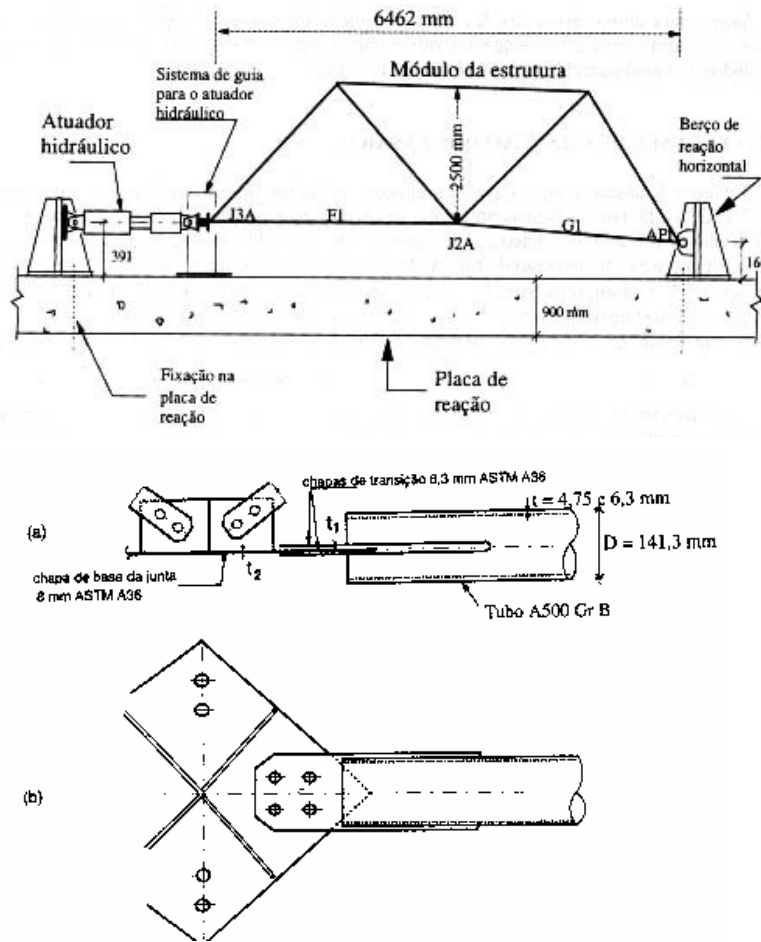


Figura 2.42 - Detalhes dos módulos estruturais ensaiados.

O mecanismo de colapso observado foi a formação de charneiras plásticas nas chapas de ligação (ponteiras) e nas chapas que compõem o nó. Esse fenômeno ocorreu devido à ocorrência de flexão perpendicular ao plano das chapas cuja rigidez foi insuficiente para absorver essa solicitação.

SOUZA (1998) apresenta um estudo sobre elementos tubulares com extremidades estampadas submetidos à compressão. A análise teórica foi feita considerando barras birotuladas e seção constante ao longo do comprimento segundo a norma brasileira, utilizando as propriedades físicas nominais dos materiais. A força normal resistente à compressão foi calculada teoricamente considerando a variação de seção na barra devido à estampagem. Os resultados teóricos foram comparados com os resultados experimentais em barras comprimidas disponíveis na Escola de Engenharia de São Carlos.

Para os elementos tubulares com extremidades estampadas e extremidades com ponteiras, a redução na força normal resistente foi, em

geral, superior a 20% quando estes elementos apresentam flambagem em regime inelástico, principalmente para índices de esbeltez inferiores a 60. Para as barras com esbeltez entre 70 e 120, ocorreram reduções na força normal resistente variando entre 5% e 10%. Em barras utilizando aparelhos de apoio, constituída de chapas de aço soldadas, a redução na capacidade resistente, para esbeltezes usuais é da ordem de 10%, no entanto, a sensibilidade destas ligações está associada às espessuras e comprimentos não enrijecidos das chapas e regiões amassadas, que geralmente controlam a falha do elemento.

Neste trabalho também foi apresentada a análise numérica de uma treliça espacial utilizando modelos que considerem a variação de inércia nas barras e os efeitos não lineares físicos e geométricos. Os resultados foram comparados aos dados experimentais disponíveis no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos de um protótipo que consiste em uma malha quadrada-sobre-quadrada, com vão 7,5m x 7,5m e altura de 1,5m. A capacidade resistente da estrutura resultou em cerca de 60% da prevista com análise linear e barras com inércia constante, a falha foi caracterizada pela ruína das ligações, com rotações excessivas, principalmente, devido a forças excêntricas que concorrem no nó, escorregamento relativo entre barras, conduzindo a aumento significativo nos deslocamentos verticais, e plastificação das seções das barras na região do nó.

Os resultados obtidos em simulações numéricas (NLG, barras com variação de inércia) em dois modelos de treliças espaciais com dimensões maiores (22,5m x 22,5m e 22,5m x 37,5m) mostram a necessidade de análises mais refinadas para essas estruturas. Os modelos analisados apresentam comportamento força aplicada x deslocamento fortemente não linear para níveis de carregamento de serviço.

D'ESTE (1998) apresenta resultados experimentais em estruturas formadas por barras tubulares com extremidades amassadas. Foram ensaiadas quatro treliças espaciais com arranjo quadrado sobre quadrado diagonal, com dimensões em planta de 12,0m x 12,0m e altura de 1,5m. Em todos os ensaios, o carregamento último experimental resultou muito inferior ao previsto teoricamente. O modo de ruína característico foi a formação de rótulas

plásticas nas extremidades estampadas dos tubos ou a instabilidade das chapas de ligação (falha do nó).

MAIOLA (1999) apresenta uma análise teórica e experimental em protótipos de treliças espaciais formadas por elementos tubulares com sistema de ligação em nó típico, em nó de aço e misto (nós típicos e nós de aço na mesma estrutura), com o objetivo de comparar o desempenho destes sistemas e determinar os modos de ruína. Foram ensaiados quatro protótipos com uma malha quadrada sobre quadrada com dimensões 7,5x7,5x1,5(m).

Os protótipos com nós típicos apresentaram comportamento força aplicada x deslocamento fortemente não linear e a falha se caracterizou pela ruína do nó, para um carregamento 40% inferior ao previsto teoricamente, com plastificação das extremidades das barras na região nodal. O protótipo com nó de aço apresentou melhor comportamento. Quando comparado com resultados teóricos, a estrutura resultou mais rígida e a ruína ocorreu por flambagem do banzo comprimido. O protótipo misto apresentou comportamento entre o com nó típico e o com nó de aço, e rigidez à flexão compatível à treliça com nós de aço.

Em 1999, VENDRAME realizou uma análise numérica tridimensional, com auxílio do programa ANSYS, do nó típico do protótipo ensaiado por MAIOLA (1999). Foram utilizados elementos finitos de casca para modelar um nó completo inserido na estrutura, discretizada em elementos de barra. A figura 2.43 mostra a modelagem feita.

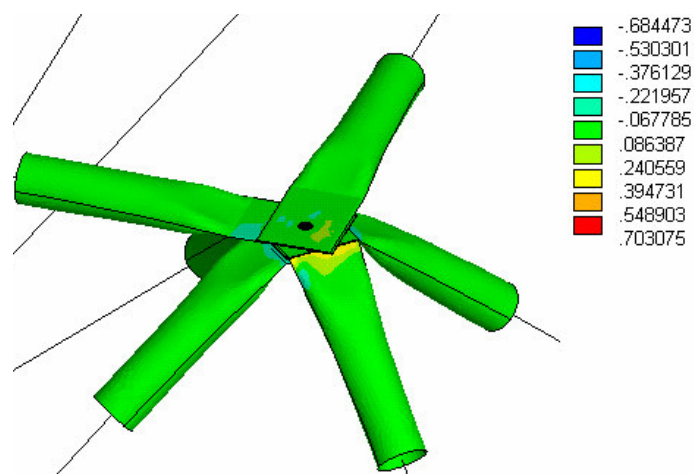


Figura 2.43 - Análise numérica realizada por VENDRAME (1999)

Para a análise não foram considerados os escorregamentos entre barras e a interação entre barras e parafuso. Apesar dessas simplificações, o modelo gerado tem uma quantidade muito grande de elementos finitos, o que implica em um tempo de processamento elevado, além de apresentar problemas de convergência. A análise dos deslocamentos do nó central da estrutura mostra que o modelo numérico não atinge o carregamento crítico experimental (Figura 2.44).

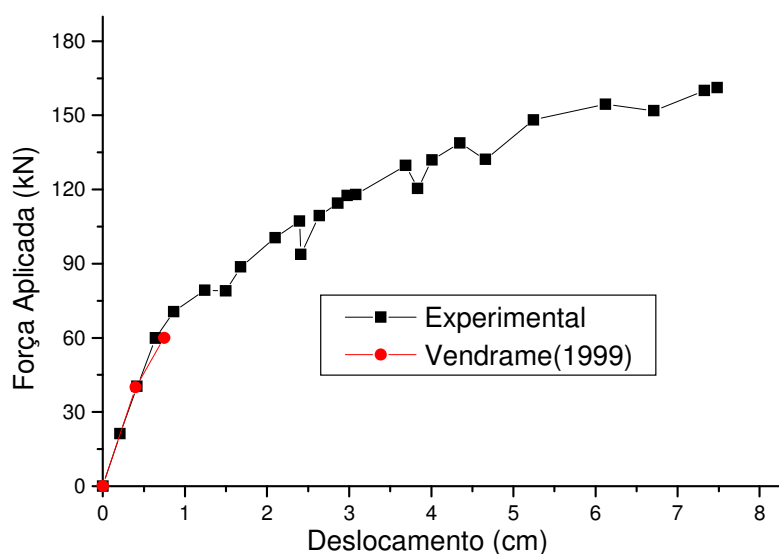


Figura 2.44 - Deslocamentos no nó central (teórico x experimental).

Apesar de, na fase inicial do carregamento, os resultados teóricos e experimentais serem muito próximos, o modelo proposto não foi capaz de simular o comportamento da estrutura até o carregamento último experimental. Com este modelo, não é possível estimar o desempenho da estrutura além do carregamento alcançado na análise teórica.

Para a fase inicial do carregamento é possível verificar que o modelo já indica um comportamento para região nodal semelhante ao que é observado experimentalmente, com falha da diagonal de apoio. A figura 2.45 ilustra a rotação e plastificação da diagonal de apoio em um nó de canto.

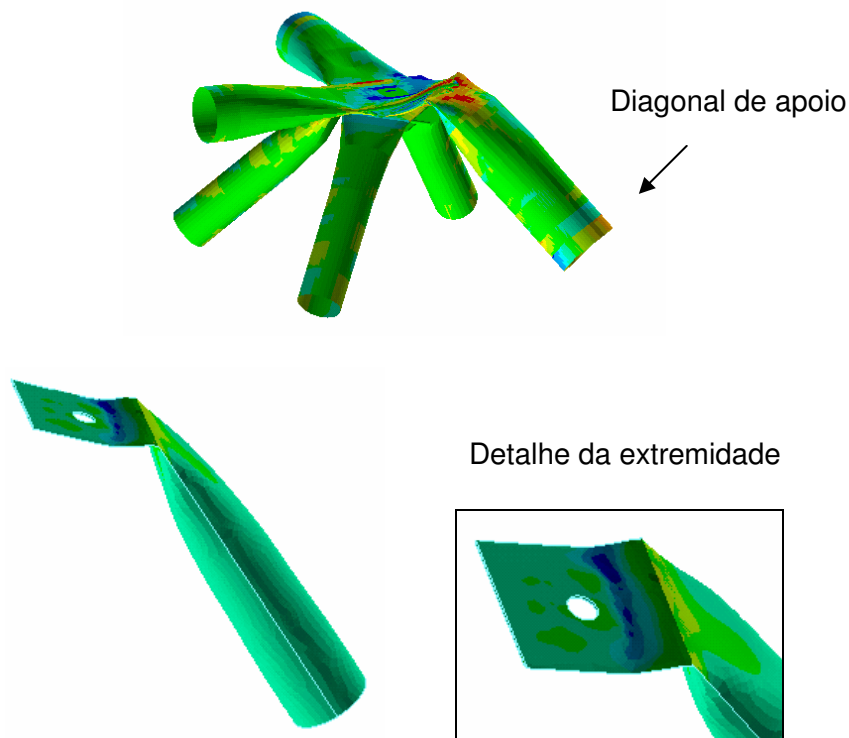


Figura 2.45 - Rotação excessiva e plastificação da região nodal

Para o uso corrente nos escritórios de cálculo, não se justifica o uso de modelos com esse nível de aprimoramento a fim de avaliar o comportamento global da estrutura. Porém, para entender o comportamento local destas ligações, modelagens como as desenvolvidas por VENDRAME (1999) são imprescindíveis.

A continuidade nas pesquisas em torno do comportamento das estruturas espaciais com os sistemas de ligações utilizados no Brasil, bem como de novos sistemas alternativos e de modelos teóricos simplificados que melhor os representem, irão contribuir para melhorar nossa capacidade potencial de projetar e construir estruturas espaciais com mais qualidade e segurança.

Este trabalho se insere no aprimoramento do trabalho iniciado por VENDRAME (1999) e que foi desenvolvido concomitantemente com o SOUZA (2003).

Comportamento Estrutural das Treliças Espaciais

Aliados ao crescimento da utilização dos sistemas em treliças espaciais, graves problemas vêm ocorrendo, causando colapso parcial ou mesmo total de algumas estruturas. Na sua grande maioria, estes problemas ocorrem devido à incoerência entre modelos de cálculo admitidos e o comportamento real da estrutura.

Também é necessária a consideração do efeito causado pelas imperfeições dos elementos. Na realidade, todas as estruturas apresentam vários tipos de imperfeições como presença de tensões residuais, imperfeições geométricas, diferenças entre carregamentos previstos e reais além de consideração de modelos de cálculo não atendidos na execução da estrutura. Estes fatores podem influenciar significativamente o comportamento da treliça espacial. Para uma modelagem estrutural mais próxima da realidade, é preciso incorporar todas estas imperfeições.

Comportamento não-linear

De modo geral, o que se observa na prática de projetos de treliças espaciais, por simplicidade, é a adoção de análise linear elástica, sem a preocupação de se considerar as características da região nodal (excentricidades, variações de inércia, tipo de ligação, etc.) sendo detalhados nós comprometedores da rigidez da estrutura. Em uma análise elástica-linear de uma estrutura, as deformações são ditas pequenas, tal que as equações de equilíbrio entre carregamentos externos e esforços internos são formuladas em função da geometria inicial da estrutura. O valor último da solicitação em uma barra é definido como sua resistência à compressão ou resistência à tração.

Para pequenos deslocamentos e baixas solicitações (solicitações de serviço), o comportamento esperado da estrutura é, de fato, linear. Entretanto, dependendo das características da região nodal, as estruturas apresentam respostas não-lineares de acordo com comportamentos não-lineares físicos, geométricos ou ambos. Mesmo enquanto um material se encontra em regime linear, a estrutura pode apresentar comportamento não linear como resultado da influência das deformações no equilíbrio (CHANDRA, 1990).

A não linearidade de contato está relacionada a alterações nas condições de vinculação entre as barras ou entre a estrutura e seus apoios. Nas treliças espaciais este fenômeno pode se manifestar devido ao escorregamento entre barras na região da ligação, fato observado em ensaios com nós típicos.

A não-linearidade geométrica está associada ao equilíbrio de um sistema estrutural na posição deslocada. Inclui os efeitos de instabilidade causados pelos elementos deformados, deflexões finitas, diminuição da seção transversal das barras e excentricidades de carregamento devido à deformação da estrutura. É necessária a consideração da não linearidade geométrica quando a configuração deformada da estrutura é significativamente diferente da configuração inicial (grandes deslocamentos).

A não linearidade física corresponde ao comportamento não linear da relação tensão x deformação do material. Portanto para se realizar uma análise não-linear física, é necessário idealizar um modelo constitutivo (tensão x deformação) para o material em questão. Para os elementos tracionados o diagrama tensão x deformação é facilmente obtido de um ensaio de tração e tem uma boa aproximação no modelo elasto-plástico perfeito.

O comportamento não linear em algum elemento de uma treliça espacial gera características não lineares na estrutura como um todo. Uma mudança no comportamento de um elemento da treliça de linear para não-linear leva a mudanças não-lineares nos esforços em outros elementos e o comportamento do sistema se torna bastante complexo. O colapso pode ocorrer, para componentes tracionados, por plastificação e ruptura dos elementos, conectores ou nós, e para componentes comprimidos, por plastificação, esmagamento ou instabilidade da barra. Elementos rotulados podem flambar individualmente (MURTHA-SMITH et al, 1993).

A análise de uma treliça de duas camadas realizada por HILL et al (1989), mostra que sua resposta é linear até se iniciar flambagem dos elementos da camada superior no centro da treliça. A partir deste ponto pode se observar um repentino decréscimo da capacidade de carregamento da estrutura.

Variação de Inércia em Barras comprimidas

Como já comentado anteriormente, a grande maioria dos sistemas de ligação utilizados em treliças espaciais no Brasil apresenta uma grande variação de inércia na região próxima ao nó. Este fato não tem sido considerado para o projeto destas estruturas, o que vai de encontro à segurança na determinação da capacidade resistente dos seus elementos constituintes.

A metodologia utilizada no cálculo corrente não considera a redução na força normal resistente devido à variação de inércia. Este fato pode ser explicado pela ausência de recomendações explícitas sobre a consideração da variação de inércia no dimensionamento de barras comprimidas em normas como a do AISC⁽³⁾⁽⁴⁾, a do AISI⁽⁵⁾⁽⁶⁾ e a norma brasileira⁽⁷⁾. Somente o Eurocode 3⁽⁸⁾ explicita o mecanismo para determinação da capacidade destes elementos considerando o índice de esbeltez reduzida, observando a tensão crítica de flambagem elástica da barra com variação de inércia.

As estruturas espaciais projetadas e construídas no Brasil utilizam, predominantemente, barras de seção tubular circular com extremidades estampadas ou com chapas de extremidades (ponteiras). Os tipos mais comuns de extremidade são apresentados na Figura 2.47.

(3) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). (1999). Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design, Chicago

(4) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), (1989). Steel Construction Manual: Allowable Stress Design, Chicago.

(5) AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI), (2001). Cold-formed Steel Design Manual, Washington, DC.

(6) AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI), (2001). LRFD - Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-formed Steel Manual, Washington, DC.

(7) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR-8800 - Projeto e Execução de Estruturas de aço de Edifícios: Método dos Estados Limites. Rio de Janeiro.

(8) EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN), (1992). Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Brussels.

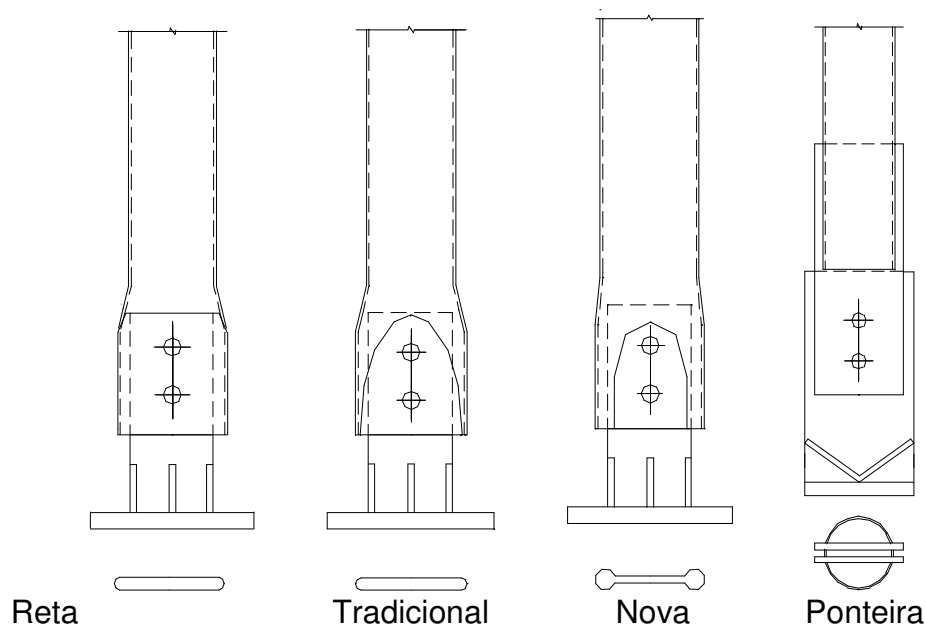


Figura 2.47 - Tipos de extremidades de barras comuns em estruturas espaciais.

A denominação das extremidades apresentadas na figura acima é utilizada no âmbito do Laboratório de Estruturas da EESC, podendo haver outras nomenclaturas para as mesmas estampagens em outros lugares.

A estampagem da extremidade das barras ou o uso de ponteiras leva a uma significativa redução da inércia à flexão nesta região, o que implica numa redução da sua resistência à compressão. Nos projetos de treliças espaciais, este efeito geralmente não é considerado na determinação da força normal resistente desses elementos, o que pode conduzir a uma situação muito desfavorável e portanto contrária à segurança. A redução da capacidade resistente é mais significativa para elementos com baixos valores de índice de esbeltez ($\lambda \leq 60$), onde a relação entre comprimento constante e variável é significativa.

Um estudo teórico-experimental realizado por MAGALHÃES (1996) mostra que, para os detalhes de extremidade estudados, a resistência à compressão das barras com variação de inércia resulta significativamente menor em comparação a barras onde a variação não é considerada. Pôde ser observado, também, que este efeito é mais significativo em barras de menor esbeltez.

Para os elementos tubulares com extremidades estampadas e extremidades com ponteiros, analisados teórica e experimentalmente por SOUZA (1998), a redução na força normal resistente é, em geral, superior a 20% quando estes elementos apresentam flambagem em regime inelástico, principalmente para índices de esbeltez inferiores a 60. Para as barras com extremidades estampadas analisadas, com esbeltez entre 70 e 120, tem-se reduções na força normal resistente variando entre 5% e 10%.

Segundo SOUZA (1998), em barras com chapas de ponteiros e extremidades estampadas utilizando aparelhos de apoio constituídos de chapas de aço soldadas, a redução na capacidade resistente, para esbeltezes usuais, é da ordem de 10%, no entanto, a sensibilidade destas ligações está associada às espessuras e comprimentos não enrijecidos das chapas e regiões amassadas, que geralmente controlam a falha do elemento.

Estudos realizados em nós com chapa de ponteira por GONÇALVES e RIBEIRO (1995) verificaram altas concentrações de tensão devidas à brusca variação da seção transversal na transição entre o tubo e as chapas de extremidade. Outro fator responsável pela concentração de tensões é a não-uniformidade da transição de esforços através dos parafusos, ocasionando valores elevados nas regiões adjacentes aos furos das chapas de extremidade. Pode-se afirmar que a região crítica da ligação é a transição entre o tubo e as chapas de extremidade, que não possuem rigidez à flexão fora de seu plano compatível com os momentos fletores advindos das excentricidades inevitáveis em tal nó.

Ressalta-se que a análise de barras isoladas, tanto teórica quanto experimental, é uma aproximação que indica mas provavelmente não reflete o real comportamento destes elementos em uma estrutura espacial.

Mecanismo de Colapso

O colapso de uma estrutura metálica reticulada espacial está, em geral e excluindo-se outras patologias, associada à ocorrência de instabilidade elástica ou inelástica de uma barra esbelta ou de um nó ou elemento de conexão barra-nó (BATISTA, 1997).

As estruturas espaciais apresentam mecanismo de colapso predominantemente governado pela flambagem sucessiva de elementos comprimidos (SOUZA, 1998). Deste modo, elementos com índices de esbeltez usuais, perante a flambagem dos elementos comprimidos, também perdem estabilidade de forma repentina. Este fenômeno é conhecido como “colapso progressivo”.

Colapso progressivo foi definido como a vasta propagação do colapso após a perda de uma porção relativamente pequena da estrutura (MURTHA-SMITH, 1986). O colapso progressivo de uma estrutura envolve a análise da sua resposta ao colapso ou falha de um ou mais elementos da mesma (BLANDFORD, 1995).

A mecânica do colapso na análise de colapso progressivo, considerando os efeitos da remoção de um elemento sob carregamento externo constante, é similar à análise de estruturas intactas sob carregamento monotônico. Em ambas as análises a redistribuição de esforços se dá pela perda de um elemento (MURTHA-SMITH, 1988).

A redistribuição de esforços, pela perda de um elemento, pode levar outro elemento a mostrar comportamento não-linear e entrar em regime de plastificação, no caso de ser um elemento tracionado, ou flambar, no caso de um elemento comprimido. Porém, devido ao encruamento, um elemento tracionado plastificado pode absorver esforços adicionais, enquanto um elemento comprimido apresenta decréscimo de resistência após atingir a tensão crítica de flambagem. Assim, um elemento comprimido não resiste a esforços adicionais e causa uma redistribuição de esforços adicional para outros elementos. Estes outros elementos podem igualmente flambar e causar redistribuição de esforços e, deste modo, a ruína pode se propagar pela estrutura e causar o colapso.

Estudos realizados por MURTHA-SMITH (1988) demonstraram que treliças espaciais convencionalmente dimensionadas são vulneráveis ao colapso progressivo sob carregamento total de projeto. A perda de apenas um elemento crítico pode causar grandes decréscimos nos fatores de segurança de alguns elementos e pode levar a estrutura ao colapso sob carregamentos de projeto. Nestes estudos foi observado que, para evitar o colapso progressivo,

elementos comprimidos e diagonais ao longo da linha de apoio e adjacentes além de banzos da região central devem ser superdimensionadas.

MURTHA-SMITH & LEARY (1993) analisaram a influência dos seguintes parâmetros na análise do colapso progressivo: quantidade e localização dos apoios, relação vão / tamanho do módulo, relação altura / vão, relação maior vão / menor vão. Dos parâmetros analisados, a localização dos apoios tem maior influência no comportamento das treliças espaciais, e sobretudo na propagação da ruína. A pior situação é aquela com apoios somente nos cantos. Os demais parâmetros não têm influência significativa na propagação da ruína das treliças espaciais.

Alguns estudos realizados por SCHMIDT (1976) identificaram problemas potenciais relacionados ao comportamento estrutural de treliças espaciais. Inicialmente, este tipo de estrutura normalmente apresenta elevado grau de hiperestaticidade. Deste modo, a existência de um grande número de elementos redundantes induz o projetista a acreditar num elevado grau de segurança para a estrutura uma vez que, teoricamente, o colapso de uma barra sempre levaria à redistribuição de esforços e conseqüente acomodação da estrutura (MAIOLA, 1999).

Segundo PAPADRAKAKIS (1983) & HILL (1989), alguns sistemas em treliça, apesar de apresentarem falha de um ou mais elementos, podem ainda ser capazes de suportar carregamentos adicionais. A consideração desta capacidade residual pode ser importante na quantificação da segurança do sistema. Para LIEW (1997), não há justificativa teórica para se afirmar que a carga máxima de um elemento determina o limite da estrutura. Para obter a verdadeira carga limite de estruturas espaciais é necessária uma análise avançada que observa o efeito da flambagem de um elemento no comportamento global da estrutura.

Nos estudos de SCHMIDT & MORGAN (1982) foi observado que para treliças com baixo grau de indeterminação, existe uma boa correlação entre a capacidade máxima de carga teórica e o experimentalmente determinado. Para treliças com altos graus de indeterminação, fatores como excentricidade, variação de rigidez e escorregamento entre barras apresentam influência considerável na capacidade última já que resultados experimentais indicam

valores de 13 a 37% menores que os obtidos teoricamente. Em todos os experimentos realizados, o colapso dos elementos comprimidos causou o colapso final da treliça.

É irônico pensar que os altos graus de redundância estática, típicos das treliças espaciais, além de poderem levar a um modo de colapso progressivo, também contribuem para tornar este tipo de estrutura mais sensível à perda de um de seus elementos (EL-SHEIKH, 1997).

Segundo HANAOR (1989), dois importantes fatores que influenciam o comportamento das estruturas espaciais são ductilidade e distribuição de esforços entre seus elementos. Trabalhando esses fatores, pode-se produzir melhorias no comportamento dessas estruturas. Uma estratégia para tornar as estruturas espaciais mais dúcteis é o subdimensionamento dos elementos tracionados e superdimensionamento dos comprimidos, causando um escoamento inicial nos primeiros e retardando a flambagem dos outros. O mesmo efeito pode ser conseguido com pré-tensão dos elementos comprimidos.

Outro mecanismo de colapso possível é a instabilidade elástica ou inelástica dos elementos de conexão. Algumas tipologias de nós utilizadas no Brasil são bastante suscetíveis a este problema.

Na análise de uma treliça espacial é comum considerar os nós funcionando como articulações, como nas treliças planas, e independente da geometria e forma, considera-se que as barras sejam solicitadas apenas a esforços axiais. SAKA e HEKI (1984) afirmam que os esforços axiais obtidos considerando nós articulados são adequados mas o comportamento global nem sempre é satisfeito, sendo necessário um estudo mais acurado da rigidez à flexão do nó, de modo a incorporar seus efeitos à análise estrutural. Assim, também é necessária a consideração da não linearidade decorrente da flexibilidade das ligações entre as barras.

Esta não-linearidade é causada pela complexidade geométrica dos nós. Para os detalhes de nós usuais no Brasil, a variação brusca da seção tubular devido à estampagem e ao uso de chapas não enrijecidas e a presença das demais barras concorrentes no nó podem gerar excentricidades e concentrações de tensões que devem ser consideradas tanto na verificação da

resistência das barras quanto no comportamento global da estrutura (GONÇALVES & RIBEIRO, 1995).

Assim, as barras da estrutura podem ser solicitadas não somente a esforços axiais, em função da existência de excentricidades e imperfeições de fabricação, podendo ainda ocorrer concentrações de tensões devidas à variação da seção transversal das barras concorrentes em um nó. Para levar em conta a flexibilidade da ligação no comportamento global da estrutura, é necessário conhecer a relação momento-rotação da ligação, o que somente é possível através de um estudo detalhado de sua configuração, de modo a considerar a influência dos fatores citados.

Segundo HANAOR (1999), podem ser observadas reduções da capacidade de carga de 25% a 40% em uma treliça espacial com sistemas de ligação que apresentam baixa rigidez à rotação, quando comparado com a análise teórica. Assim, é necessário incorporar às práticas de projeto a instabilidade e a rigidez do nó.

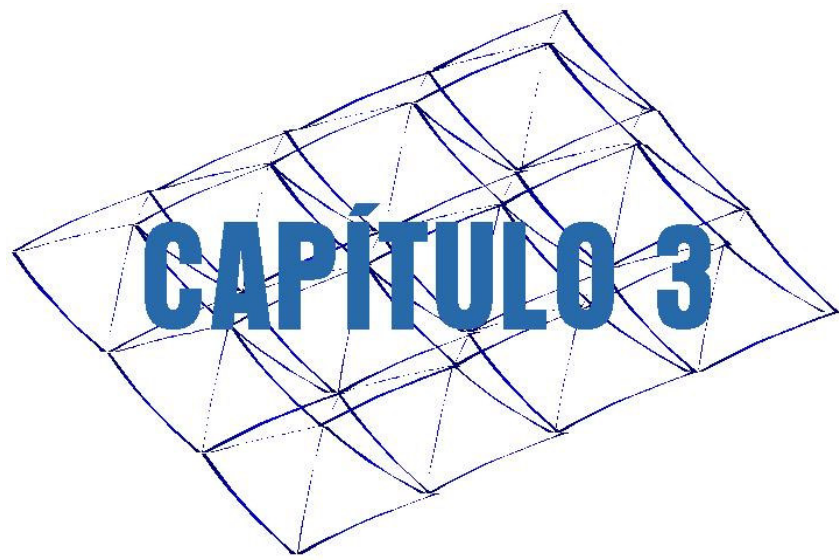
Estudos experimentais em nós com chapa de ponteira realizados por BATISTA (1997) mostraram a ocorrência de dois tipos de mecanismos de colapso elasto-plástico: o primeiro associado à formação de uma charneira plástica nas chapas de extremidade do tubo e o segundo associado à formação de uma charneira plástica na chapa de base da conexão.

Com o mecanismo de colapso observado, as barras passam a trabalhar na condição de extremidade rotulada, com comprimento efetivo menor que o original. Embora isto conduza a um acréscimo de estabilidade da própria barra, o encurtamento efetivo provocado pelo mecanismo de colapso conduz a uma redistribuição de esforços para as barras vizinhas, podendo levar à instabilidade global da estrutura.

Salienta-se, porém, que o dispositivo de ensaio utilizado por BATISTA (1997) não reproduz o comportamento da estrutura e a geometria das barras ensaiadas conduz a uma plastificação precoce das ligações em função da excentricidade na ligação, não permitindo a redistribuição de esforços entre outras barras que comporiam o nó.

LIEW et al (1997) concluiu que a filosofia convencional de projeto, na qual é feita uma análise elástica de grandes deslocamentos seguido da

verificação da capacidade individual de cada elemento pode levar a uma superestimação da capacidade limite da estrutura. Assim, uma vez que as treliças espaciais tendem a apresentar forma de colapso do tipo frágil e, além disso, os modelos de cálculo admitem a inexistência de excentricidade nos nós (o que de fato não ocorre), é fundamental que seja feita uma análise de todas as possíveis não-linearidades da estrutura.



Análise Numérica – Metodologia.

Este trabalho consiste de uma análise numérica via MEF de treliças espaciais planas compostas de elementos tubulares de aço que utilizam sistemas de ligação onde há variação de inércia na extremidade da barra. Os modelos foram analisados através do programa ANSYS considerando as características específicas de cada tipologia de nó.

Esta forma de análise já foi iniciada na dissertação de mestrado do Eng. Adriano Márcio Vendrame, que concluiu que o modo de ruína de estruturas que utilizam o sistema de ligação nó típico está diretamente relacionado com problemas localizados nestes nós, porém, sem que a modelagem proposta conseguisse representar razoavelmente o modelo (VENDRAME, 1999). Dando continuidade a esta linha de pesquisa, o Eng. Alex Sander Souza concluiu sua tese de doutoramento onde estudou experimentalmente 5 tipologias de treliça espacial realizando um total de 10 ensaios. SOUZA (2003) também realizou um estudo teórico, modelando via MEF o nó típico. Esta modelagem representou satisfatoriamente o comportamento experimental com relação ao modo de colapso e configuração final o modelo numérico.

Para a continuação desta linha de pesquisa, foi realizada a modelagem de nós típicos, nós de aço e nós com chapa de ponteira inseridos na estrutura e com os demais elementos sendo simulados como elementos de barra. A análise numérica foi voltada para o comportamento do sistema de ligação,

buscando aferir a validade dos modelos mecânicos normalmente utilizados considerando:

- Variação de inércia nas barras devido à estampagem
- Excentricidades das ligações
- Não linearidade física
- Não linearidade geométrica
- Efeitos de contato entre as superfícies envolvidas

Por meio de comparação entre resultados numéricos e experimentais, foram analisadas as principais discrepâncias entre os modelos teóricos e o comportamento real destas estruturas - resultados experimentais obtidos por SOUZA (2003). Em seu trabalho Souza ensaiou alguns protótipos de treliça espacial compostas por nós típicos, por nós típicos com reforço, por nós de aço e por nós com chapa de ponteira.

A simulação numérica visa avaliar a distribuição de tensões na região da ligação e o conseqüente comportamento do sistema. Deste modo será possível identificar os fatores de maior importância no comportamento de cada tipologia de nó.

Para este trabalho, foram modelados o nó típico, o nó de aço e o nó com chapas de ponteira inseridos em uma treliça espacial com vãos de 7,5m x 15,0m. Os nós foram inseridos na estrutura em quatro posições.

3.1 Descrição das estruturas ensaiadas

As treliças espaciais ensaiadas são do tipo quadrado sobre quadrado com módulos piramidais de 2,5m de comprimento e altura de 1,5m. As estruturas são apoiadas nos quatros vértices com vão de 7,5m e 15m, com 3 módulos na direção do menor vão e 6 módulos na direção do maior vão. O esquema geral dos protótipos ensaiados é o apresentado na Figura 3.1.

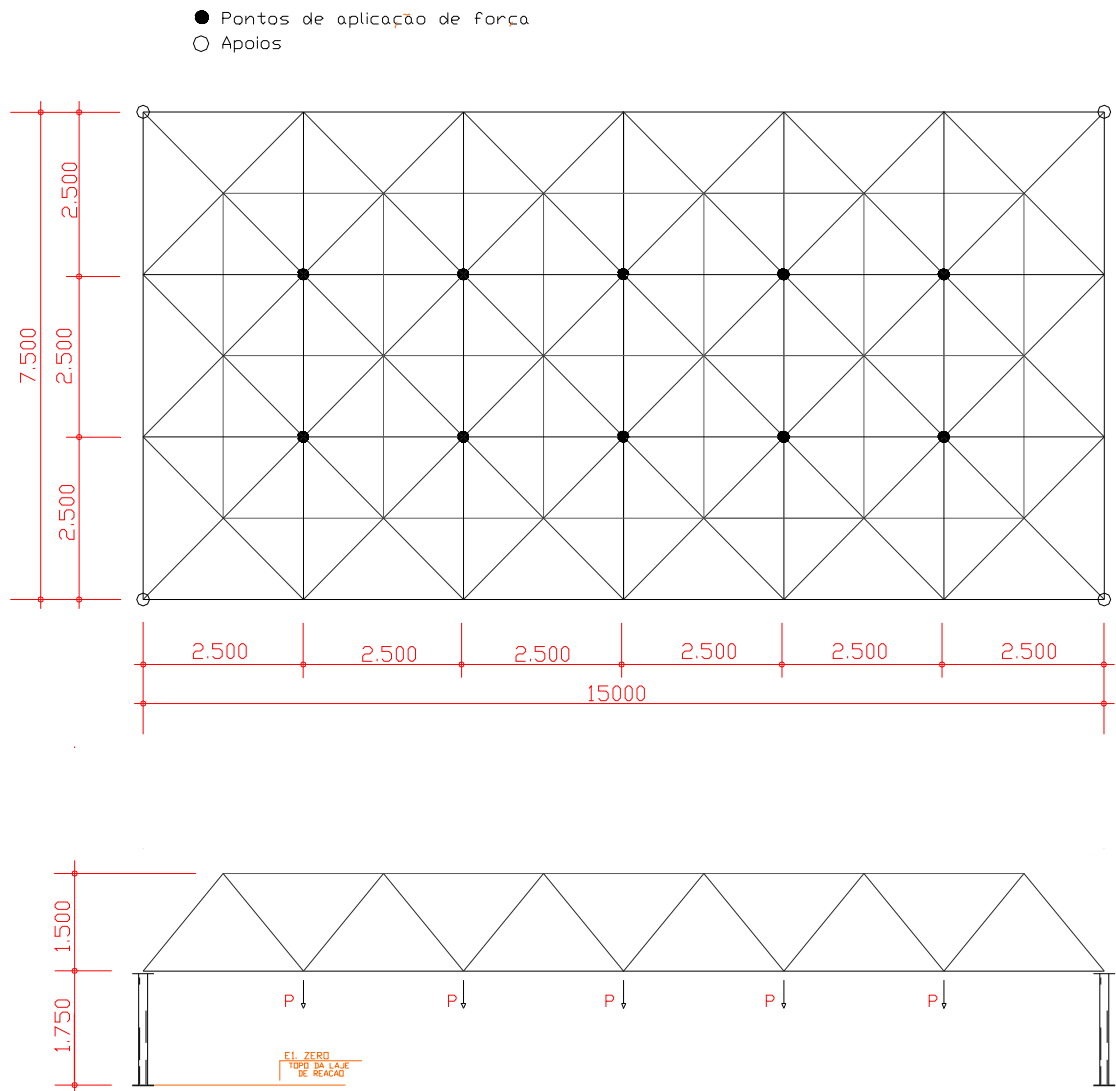


Figura 3.1 - Protótipos ensaiados (7,5x15,0m) – medidas em mm.

Ao todo foram ensaiados dez protótipos de treliças espaciais, nove com vãos de 7,5m x 15,0m e um com vão de 7,5m x 7,5m. As diferenças entre os protótipos são: o tipo de ligação entre barras, a seção das diagonais de apoio e a existência ou não de reforço do nó típico. Para todos os protótipos foram utilizados tubos de seção circular ϕ 76x2,0 nos banzos e ϕ 60x2,0 ou ϕ 88x2,65 nas diagonais. A tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios realizados.

Tabela 3.1 - Resumo dos ensaios realizados

Modelo	Ligação	Diag. Apoio	Observação
TE 1	Nó típico	ϕ 60x2,0	---
TE 1 R	Nó típico reforçado	ϕ 60x2,0	Reforço: U 80x50x6,3
TE 2	Nó típico	ϕ 88x2,65	---
TE 2 R	Nó típico reforçado	ϕ 88x2,65	Reforço: U 80x50x6,3
TE 3	Nó típico	ϕ 88x2,65	Nós de aço nas diagonais de apoio
TE 3-1	Nó típico	ϕ 88x2,65	Nós de aço nas diagonais de apoio
TE 4	Nó de aço	ϕ 88x2,65	---
TE 4-1	Nó de aço	ϕ 88x2,65	---
TE 4-2	Nó de aço	ϕ 88x2,65	Vãos 7,5m x 7,5m
TE 5	Nó com ponteira	ϕ 88x2,65	---

A tabela 3.2 apresenta as propriedades geométricas das barras utilizadas nas treliças espaciais ensaiadas.

Tabela 3.2 - Propriedades geométricas das barras

Barra	Posição	Área (cm²)	Comprimento(mm)	Esbeltez
ϕ 60x2,0	Diagonal	3,64	2318	113
ϕ 76x2,0	Banzo	4,65	2500	95,5
ϕ 88x2,65	Diagonal de apoio	7,10	2318	76,75
ϕ 168x8,0	Pilares	40,2	1500	26,5

O carregamento foi aplicado às estruturas em dez nós do banzo inferior. No caso da treliça TE4-2, o carregamento foi aplicado em quatro nós do banzo inferior. As figuras 3.2 a 3.4 mostram um panorama geral dos ensaios.



Figura 3.2 - Vista geral da estrutura



Figura 3.3 - Detalhe dos atuadores

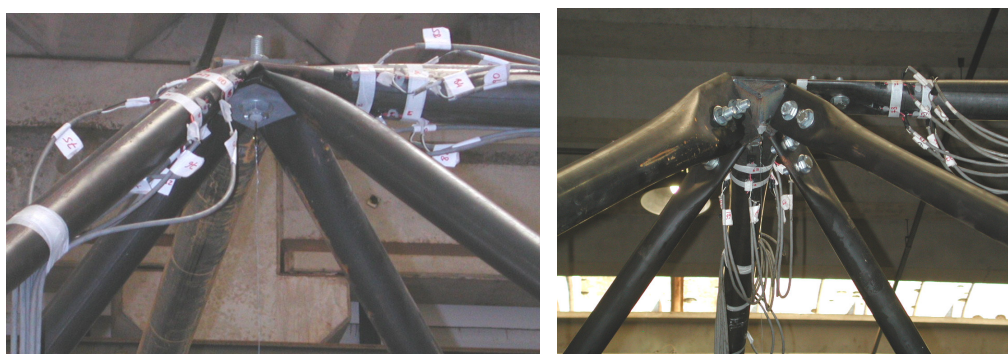


Figura 3.4 - Instrumentação das extremidades das barras

Foram utilizados os resultados experimentais das treliças T1, T1-R, T2, T2-R, T4 e T5 para comparação com os resultados obtidos numericamente.

3.2 Caracterização dos Materiais

Foram utilizados tubos em aço tipo ASTM A570; chapas de nós, cobrejuntas e elementos de reforço em aço ASTM A 36, e parafusos do tipo ASTM A325.

A caracterização do aço foi realizada por meio de ensaio de tração axial em corpo-de-prova, conforme especificações da *American Society for Testing and Materials A 370/92*.

3.2.1 Caracterização do aço utilizado nos tubos (SOUZA, 2003)

Foram retiradas duas amostras para cada diâmetro de tubo, que são constituídas por segmentos de 50cm, dos quais foram extraídos quatro corpos-de-prova, em posições diametralmente opostas (Figura 3.5), sendo um dos corpos de prova na região da solda.

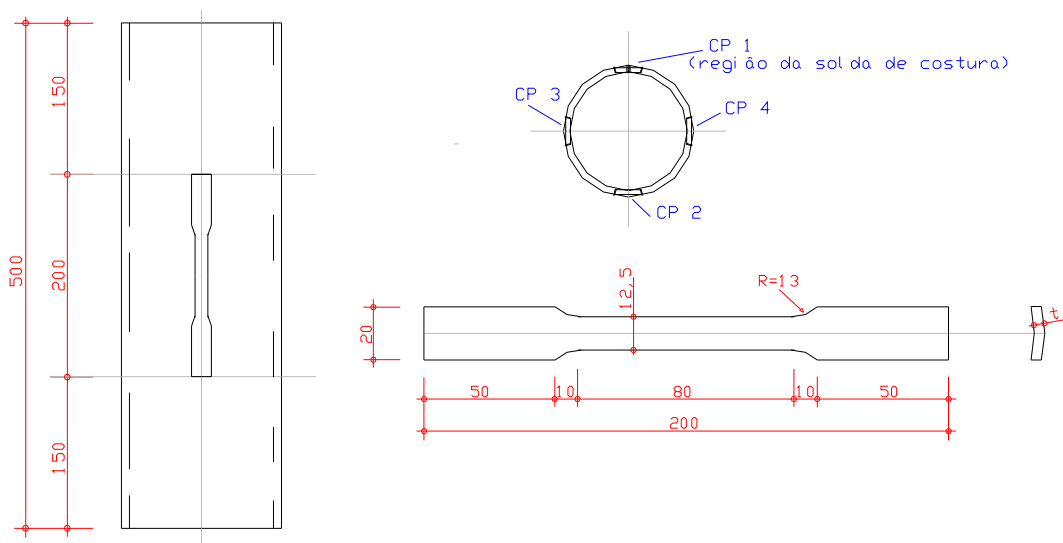


Figura 3.5 - Dimensões e extração de corpos-de-prova para ensaios de tração

Os corpos-de-prova foram ensaiados em máquina de ensaio universal, instrumentados com extensômetro removível (clipe gage). A Tabela 3.3 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3.3 – Resultados da caracterização do aço - tubos

Tubo	CP	A (%)	F _y (kN)	F _u (kN)	f _y (MPa)	f _y (méd) (MPa)	f _u (MPa)	f _u (méd) (MPa)
φ 60x2,0	1*	8,8	17,35	18,6	580,65	580,65	662,49	
	2	23	12,6	14,8	421,7	429,22	495,3	490,7
	3	26,5	13,4	14,8	484,46		497,3	
	4	21,4	11,4	14,2	381,5		479,47	
φ 76x2,0	1*	13,5	13,0	14,8	495,24	495,24	563,8	
	2	26,8	11,6	13,25	438,40	391,02	500,75	485,64
	3	26,5	9,4	12,65	355,25		478,08	
	4	25	10,0	12,6	379,43		479,09	
φ 88x2,65	1*	19,2	16,2	18,2	471,27	471,27	529,45	
	2	26,2	13,75	15,85	400,0	368,97	461,09	455,27
	3	28,8	12,2	15,65	354,9		455,27	
	4	28,2	12,1	15,45	352,00		449,45	
Tensão de escoamento média					f _y =396,4MPa			
Tensão de última média					f _u =477,2MPa			

* Corpo-de-prova na região da costura

A = Alongamento máximo na ruptura (base de medida 50mm)

F_y= Força que causa o escoamento

F_u= Força de ruptura

f_y= Resistência ao escoamento (tensão de escoamento)

f_u= Tensão última

3.2.2 Caracterização do aço utilizado nos nós (SOUZA, 2003)

Para caracterização do aço utilizados nos nós foram extraídos quatro corpos-de-prova sendo dois em nós do primeiro lote (amostras 1 e 2) e dois dos nós adicionais (amostras 3 e 4), que foram fabricados para os ensaios TE3-1 e TE4-1. As dimensões dos corpos-de-prova são apresentadas na figura 3.6 de acordo com as especificações da *American Society for Testing and Materials A 370/92*.

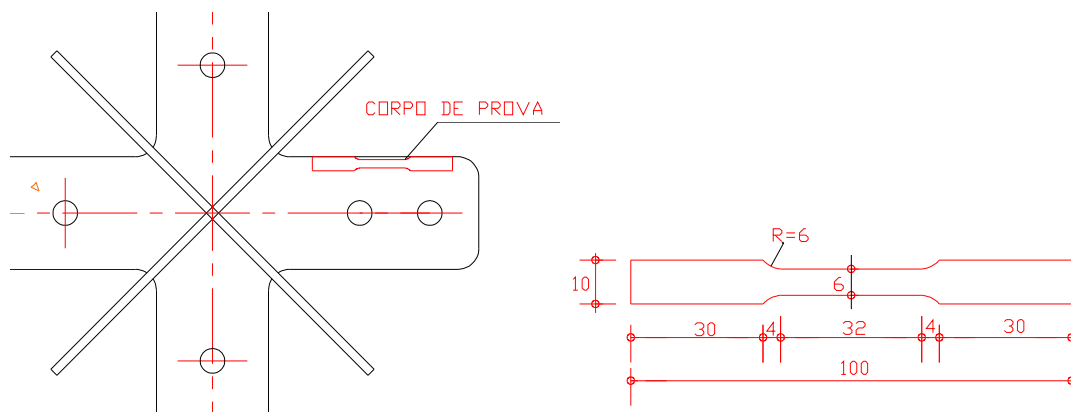


Figura 3.6 – Retirada de corpo-de-prova nos nós

Os corpos-de-prova foram retirados depois de realizados os ensaios das treliças, em nós que não apresentaram colapso. Os resultados obtidos estão na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Resultados da caracterização do aço - nós

Amostra	A (%)	Fy (kN)	Fu (kN)	fy (MPa)	fy (méd) (MPa)	fu (MPa)	fu (méd) (MPa)
1	78	9,8	13,2	257	252,5	346,9	346,6
2	88	9,45	13,2	248		346,3	
3	73	11,0	13,6	294	296,5	364,6	447,5
4	68	12,4	22,0	299		530,4	

A = Alongamento máximo na ruptura (base de medida 20mm)

Fy= Força que causa o escoamento

Fu= Força de ruptura

fy= Resistência ao escoamento (tensão de escoamento)

fu= Tensão última

3.3 Previsão de carregamento (SOUZA, 2003)

SOUZA (2003) fez uma previsão do carregamento máximo a ser aplicado às estruturas, realizada segundo uma análise elástica linear utilizando um modelo de treliça ideal. Admitiu-se comportamento elástico linear até a ruína e foi excluída a possibilidade de instabilidade do nó, ou seja, o carregamento último da estrutura corresponde ao carregamento que causa instabilidade das barras comprimidas mais solicitadas.

A resistência à compressão das barras foi determinada segundo a NBR-8800(1986) admitindo três diferentes hipóteses:

1. Barras com inércia constante ao longo do comprimento, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm, Coeficiente de Flambagem $K=1$, ($N_n^{(a)}$).
2. Barras com variação de seção devido à estampagem, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm. Coeficiente de Flambagem $K=1$, ($N_n^{(b)}$).
3. Barras com inércia constante ao longo do comprimento, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm, coeficiente de Flambagem K determinado segundo HANAOR (2000), ($N_n^{(c)}$).

Para o material foram utilizadas as propriedades mecânicas obtidas na caracterização do aço: $f_y= 396\text{MPa}$ e $E=205000\text{MPa}$. SOUZA (2003) calculou os coeficientes de flambagem segundo HANAOR (2000), para os banzos das treliças com nós de aço, com extremidades estampadas e com chapas de ponteiros. Este procedimento não foi adotado para as diagonais, onde foi adotada somente a hipótese de $K=1$ com e sem consideração da variação de seção.

A Tabela 3.5 apresenta a força normal resistente à compressão para barras que compõem a estrutura, calculada segundo as três hipóteses descritas acima.

Tabela 3.5 – Força normal resistente nominal das barras

Seção	Posição	Comp. (mm)	Esbeltez	$N_n^{(a)}$ (kN)	$N_n^{(b)}$ (kN)	$N_n^{(c)}$ (kN)
ϕ 60x2,0	Diagonal	2318	113	50,09	44,58	-
ϕ 76x2,0	Banzos	2500	95,5	84,64	81,38	81,30
ϕ 88x2,65	Diagonal	2318	76,8	178,35	169,43	-

Na Tabela 3.6 estão os valores dos carregamentos últimos teóricos e deslocamentos máximos para cada uma das treliças ensaiadas.

O carregamento último teórico foi determinado admitindo esgotamento da capacidade resistente das barras, tomando como referência os valores calculados segundo a hipótese 1 ($N_n^{(a)}$), ou seja, coeficiente de flambagem $K=1$ e barras com seção constante ao longo do comprimento.

Tabela 3.6 - Carregamento último e deslocamento máximo em análise elástica linear

TRELIÇA	LIGAÇÃO	DIAG. APOIO	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Desl. (cm)	Ruína prevista
TE1	Nó típico	ϕ 60x2,0	129,7	2,63	Flambagem diagonal de apoio
TE1-R	Nó típico reforçado	ϕ 60x2,0	129,7	2,63	Flambagem diagonal de apoio
TE2	Nó típico	ϕ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE2-R	Nó típico reforçado	ϕ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE3	Nó típico c/ nó de aço – vértice	ϕ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE4/TE4-1	Nó de aço	ϕ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE4-2	Nó de aço	ϕ 88x2,65	260,00	1,62	Flambagem banzo superior
TE5	Nó com ponteira	ϕ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior

O valor de $F_{m\acute{a}x}$ apresentado na Tabela 3.6 corresponde ao carregamento total aplicado na estrutura que foi distribuído em 10 nós do banzo inferior.

Para as treliças TE1, TE1-R e TE2 foi prevista a aplicação de 13kN por nó em etapas de aproximadamente 1,0kN. Para as demais treliças foi previsto 16kN por nó, aplicados em incrementos de 1,0kN. Estes valores foram parâmetro para a aplicação de força durante os ensaios experimentais e para a aplicação de incrementos de força nas análises não-lineares.

3.4 Tipologia dos nós

Neste item são apresentadas as características de cada nó analisado.

Nó típico

Como já foi discutido, o comportamento desta ligação é influenciado por diversos parâmetros como: excentricidades, variação de seção nas barras, escorregamento e separação entre as barras e escorregamento barra-parafuso. O fato de as barras chegarem ao nó em vários níveis é um problema adicional.

O sistema de ligação da treliça com nó típico é formado pela superposição das barras com extremidades estampadas (estampagem reta) unidas por um único parafuso, do tipo ASTM A325, com diâmetro de 19mm. As arruelas quadradas (chapa cobrejunta) eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura.

A análise do nó típico foi feita usando, para comparação de resultados, os ensaios das treliças TE1, TE1 R, TE2 e TE2 R. As treliças TE1 e TE2 são compostas de nós típicos sem reforço e as treliças TE1 R e TE2 R utilizam reforço. As treliças TE1 e TE1-R tem diagonal $\phi 60 \times 2,0$ e as treliças TE2 e TE2-R tem diagonal $\phi 88 \times 2,65$. As figuras 3.7 a 3.9 apresentam os detalhes da estampagem das barras utilizadas nas treliças com nó típico. A figura 3.10 apresenta os nós típicos sem e com reforço.

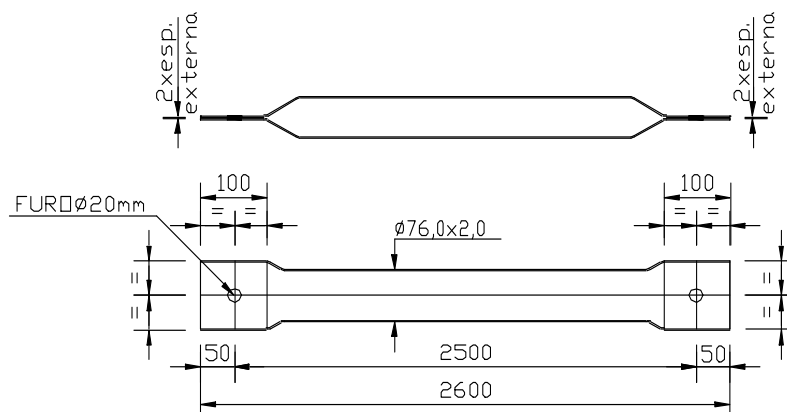


Figura 5.7 - Detalhe da estampagem dos banzos

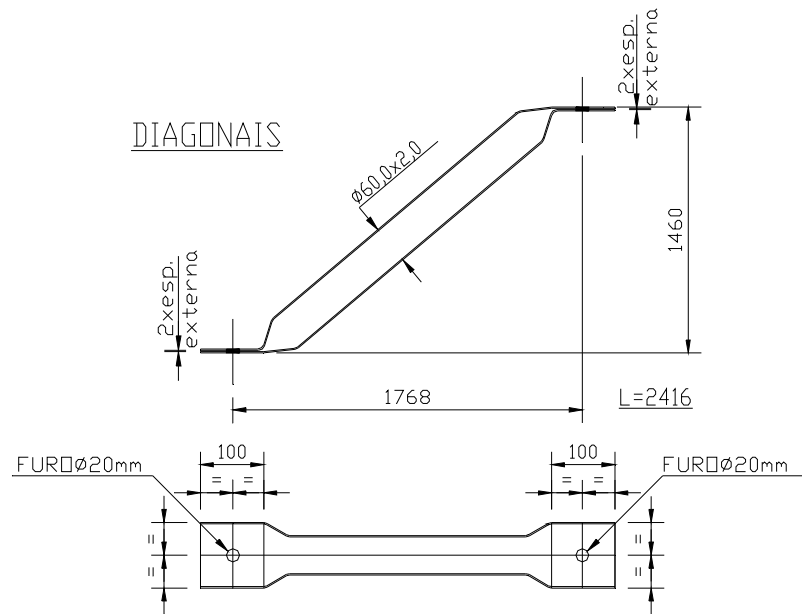


Figura 5.8 - Detalhe da estampagem das diagonais das treliças TE1 e TE1-R

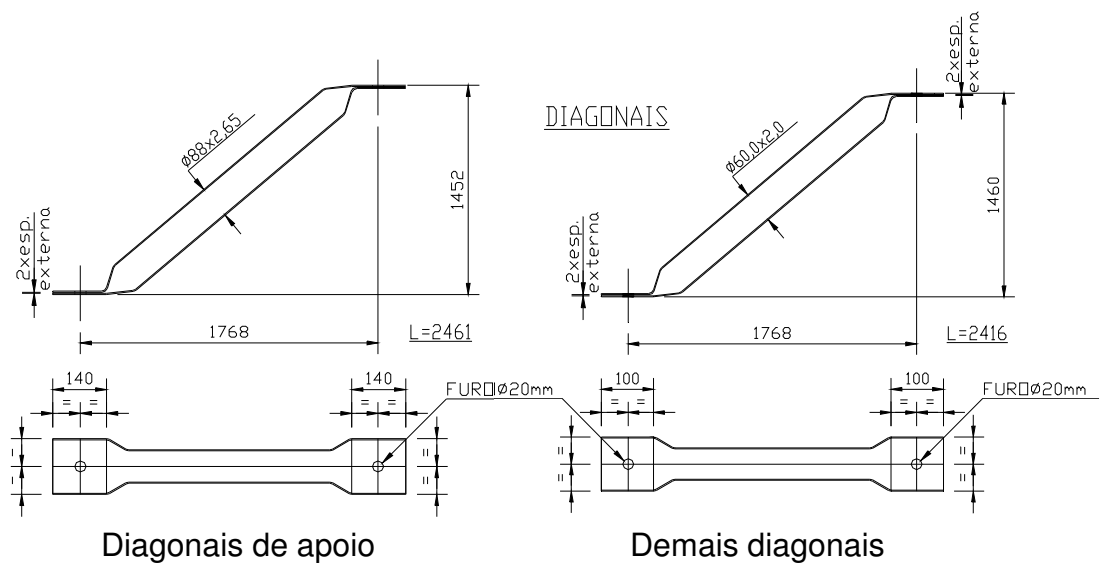
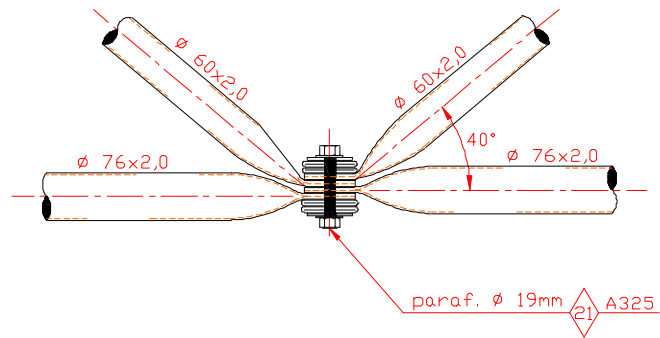
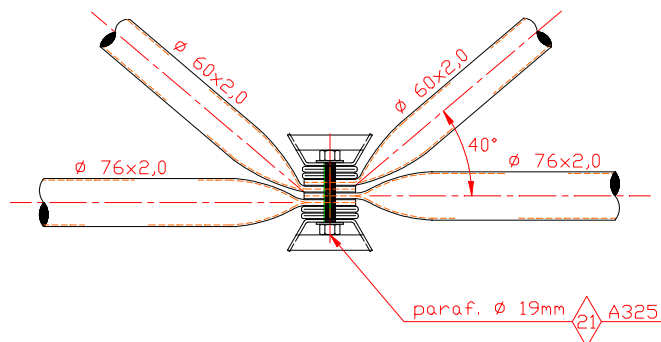


Figura 5.9 - Detalhe da estampagem das diagonais das treliças TE2 e TE2-R



Nó típico sem reforço



Nó típico com reforço

Figura 3.10 - Nó típico sem e com reforço

O reforço consiste de uma *arruela* em forma de U cujas mesas são ligadas por barras chatas. Este elemento será incorporado ao nó da treliça, colocado acima da arruela quadrada (chapa cobrejunta). A figura 3.11 apresenta uma perspectiva esquemática deste elemento e os detalhes para sua fabricação. A figura 3.12 apresenta um nó da estrutura com o reforço.

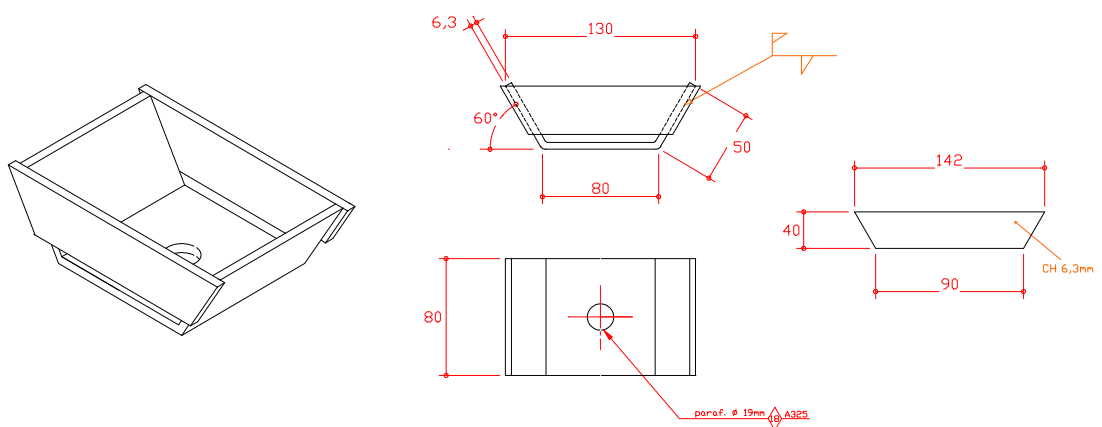


Figura 3.11 - Detalhe da arruela de reforço



Figura 3.12 - Detalhe da ligação da treliça TE1-R

Nó de aço

A análise do nó de aço foi feita usando, para comparação de resultados, o ensaio da treliça TE4. Esta treliça espacial foi confeccionada totalmente com nós de aço. Detalhes de um nó de aço, da região central da treliça, estão apresentados na figura 3.13.

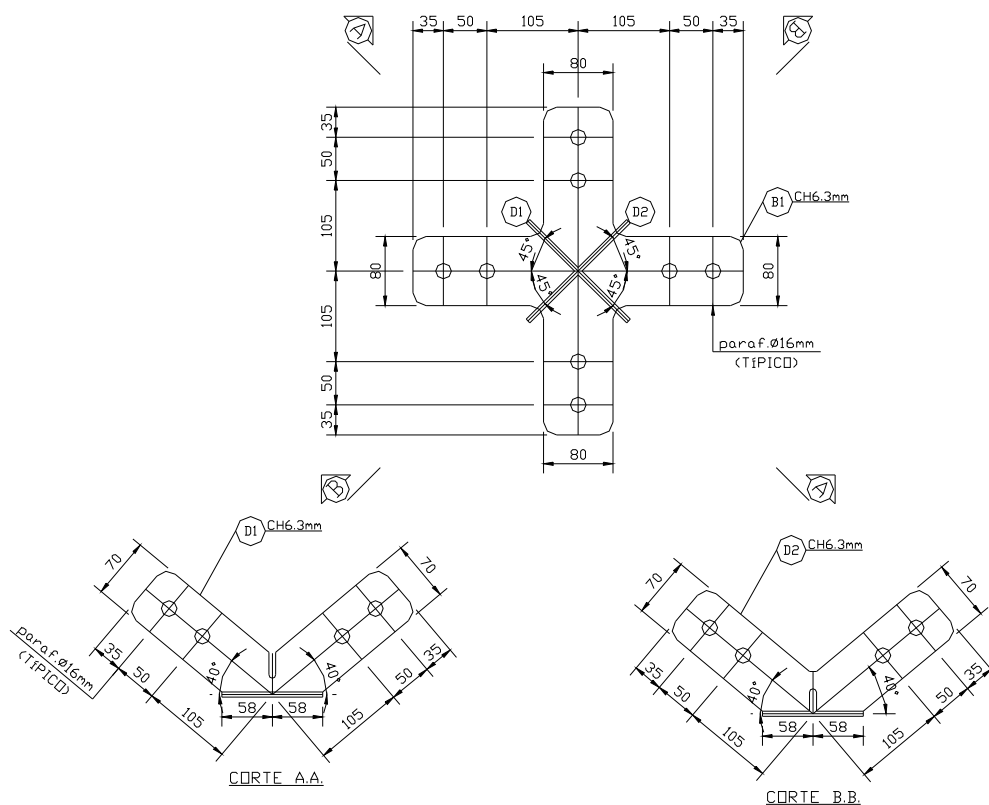


Figura 3.13 - Detalhe do nó de aço da treliça TE4

As barras da treliça TE4 também têm as extremidades estampadas para permitir sua conexão ao nó de aço. Nos banzos foram utilizadas barras ϕ

76x2,0mm, nas diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm e nas demais diagonais ϕ 60x2,0mm. Os detalhes de extremidades de barras da treliça TE4 estão apresentados nas figuras 3.14 a 3.16.

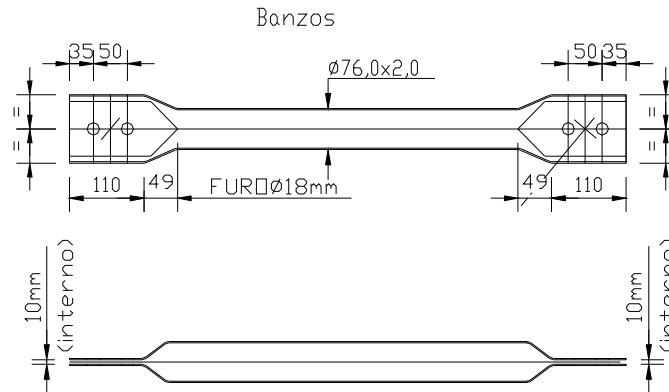


Figura 3.14 - Detalhe da extremidade dos banzos da treliça TE4

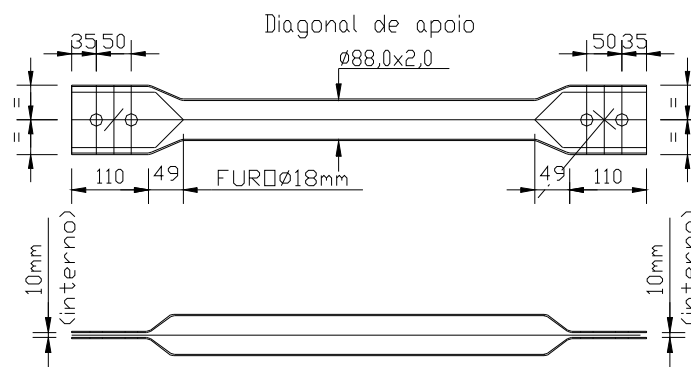


Figura 3.15 – Detalhe das diagonais de apoio da treliça TE4

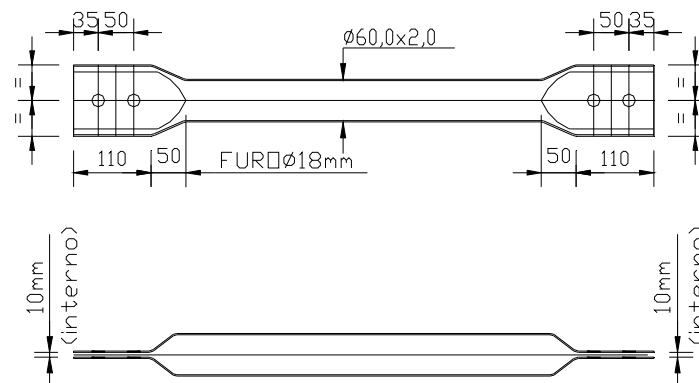


Figura 3.16 – Detalhe das demais diagonais da treliça TE4

Nó com chapas de ponteira

A análise do nó com chapa de ponteira foi feita usando, para comparação de resultados, o ensaio da treliça TE5. Neste caso foram usadas chapas de ponteira nas extremidades das barras para conectá-las aos nós de aço. As Figuras 3.17 a 3.19 apresentam os detalhes das extremidades das barras utilizadas na treliça TE5.

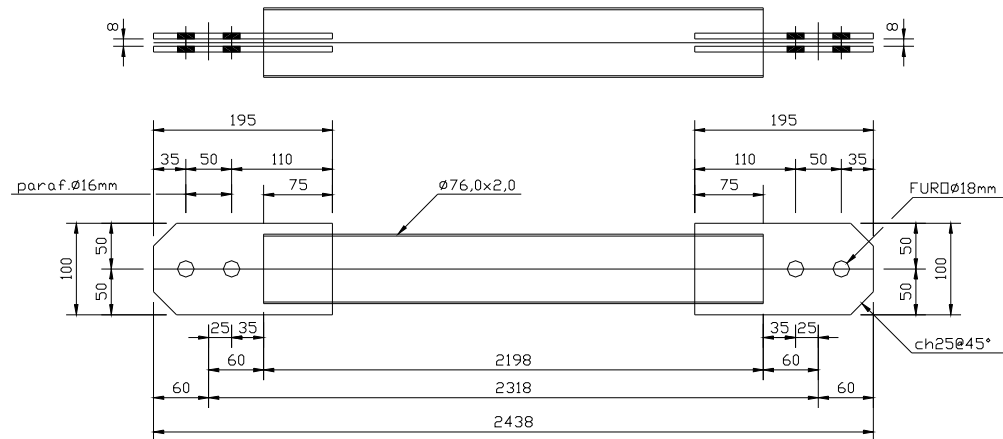


Figura 3.17 - Detalhe dos banzos da treliça TE5 ($\phi 76 \times 2,0$ mm)

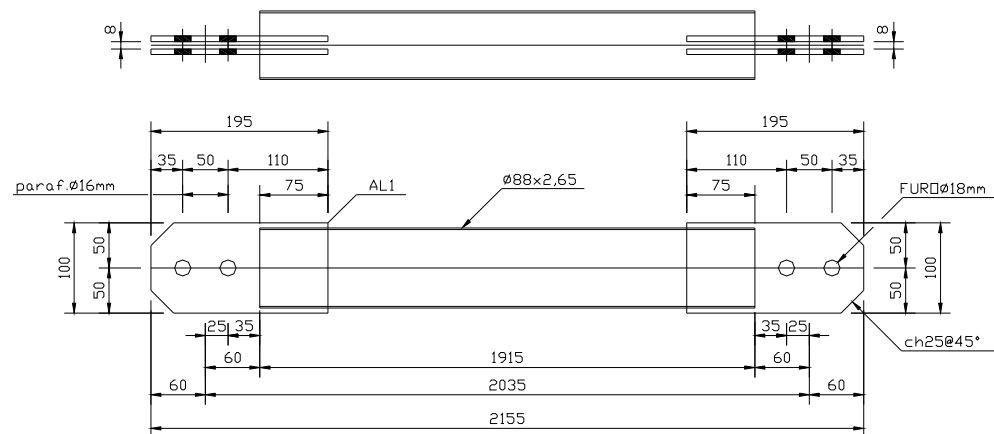


Figura 3.18 - Detalhe das diagonais de apoio da treliça TE5 ($\phi 88 \times 2,65$ mm)

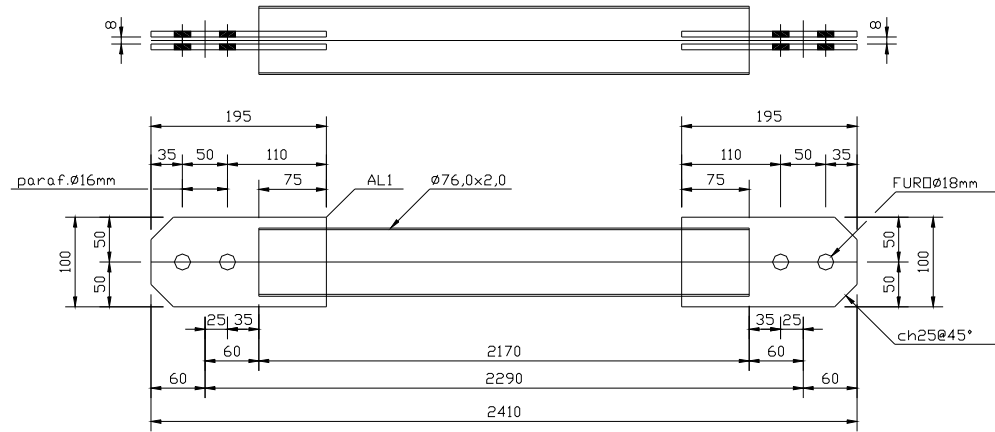


Figura 3.19 - Detalhe das demais diagonais da treliça TE5 ($\phi 60 \times 2,0$ mm)

Detalhes do nó de aço, da região central da treliça, estão apresentados na figura 3.20.

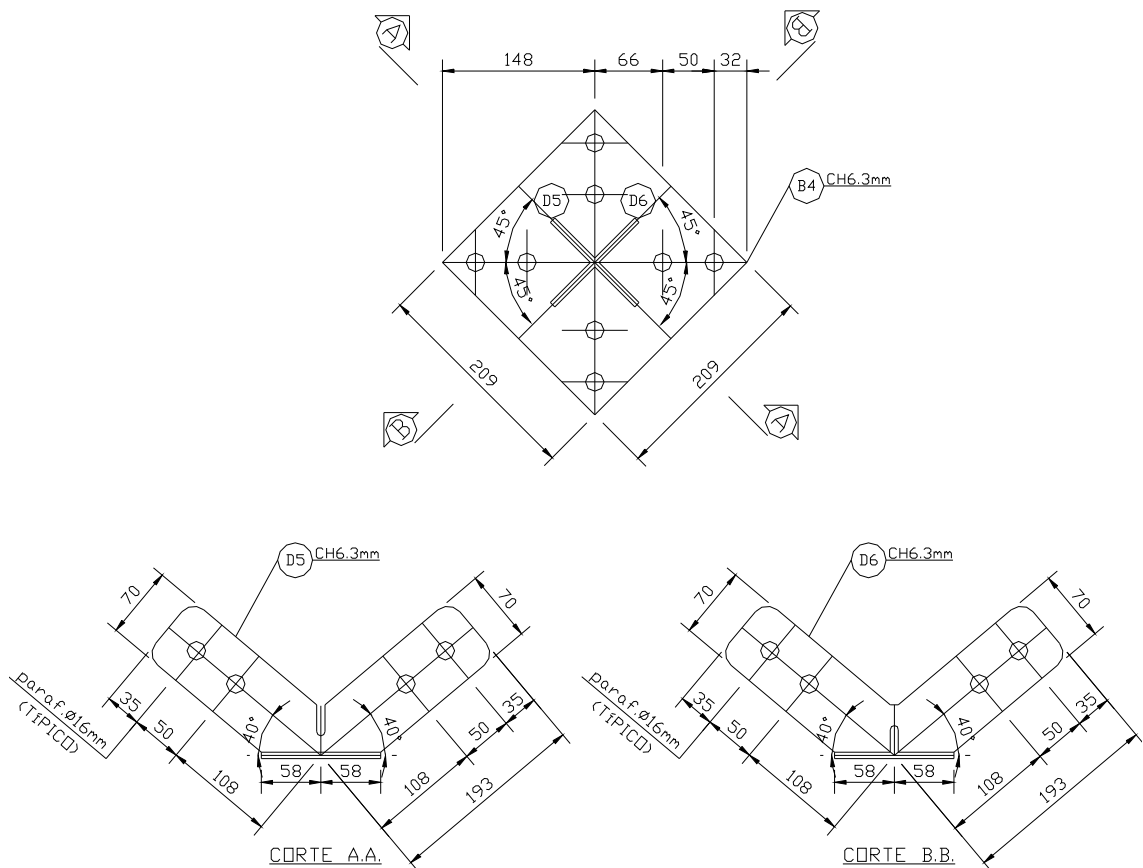


Figura 3.20 - Detalhe do nó de aço da treliça TE5

3.5 Descrição dos elementos finitos a serem utilizados

A seguir estão descritos os elementos finitos a serem utilizados na modelagem dos nós e barras de treliças espaciais de banzos planos.

Elemento finito de casca

O elemento de casca utilizado na discretização do modelo é o SHELL43 da biblioteca de elementos do ANSYS. Este elemento é adequado para análise não-linear de estruturas planas ou curvas, com espessura moderada permitindo grandes descolamentos e grandes deformações. O elemento possui seis graus de liberdade em cada nó sendo três translações nas direções x , y e z e três rotações em torno dos eixos x , y e z .

O elemento é definido por quatro nós, quatro espessuras e a propriedade do material. A geometria, localização dos nós e o sistema de coordenadas para este elemento estão apresentados na figura 3.21.

Pressão e temperatura podem ser aplicadas ao elemento. A primeira como carregamento de superfície sobre a face do elemento como indicado nos círculos de 1 a 6 e a segunda fornecida ao elemento nos cantos indicados pelos números de 1 a 8, como pode ser visto na figura 3.21.

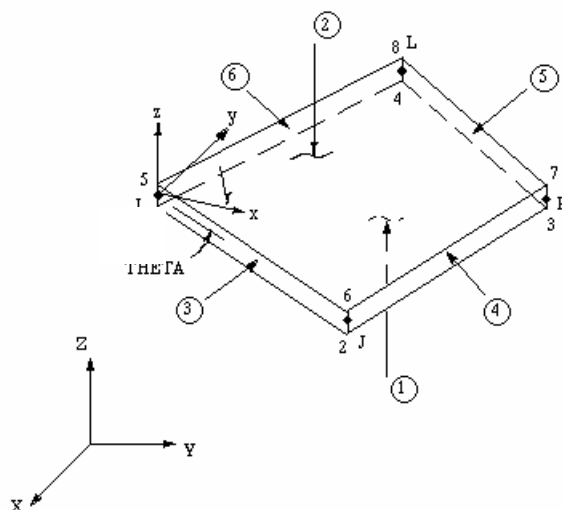


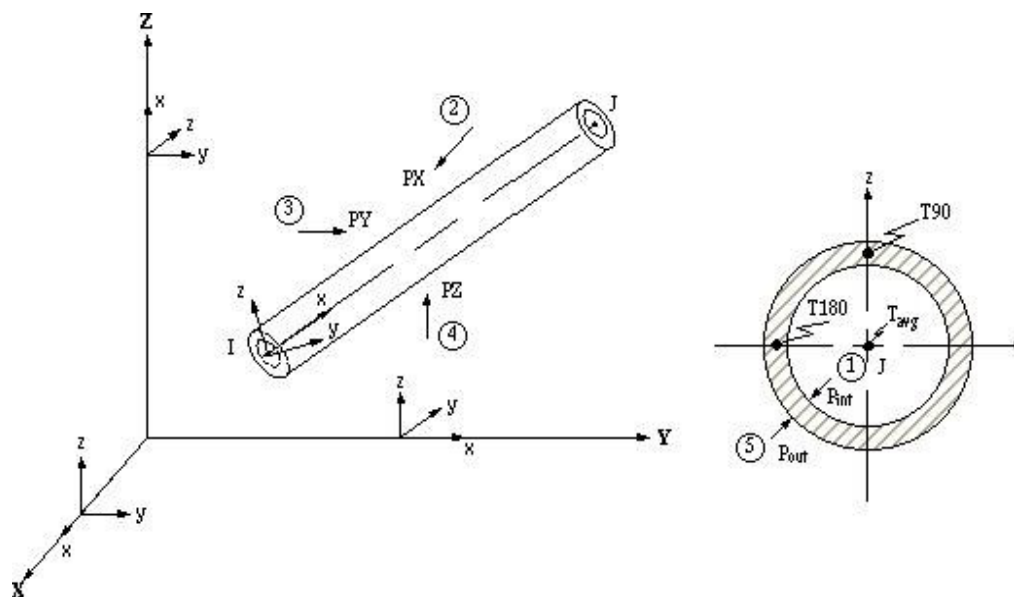
Figura 3.21 ¹ - Elemento SHELL 43

Elemento finito de barra

Outro elemento utilizado nos modelos estudados é o PIPE20 também pertencente à biblioteca de elementos do ANSYS. Este elemento tem seção transversal circular e seis graus de liberdade em cada nó sendo três translações nas direções x, y e z e três rotações sobre os eixos x, y e z. O elemento é definido por dois nós, diâmetro externo e a espessura da parede.

O eixo X do elemento é orientado do primeiro para o segundo nó. O eixo Y é automaticamente calculado paralelo ao plano X-Y no sistema global. A geometria, localização dos nós e o sistema de coordenada para este elemento estão apresentados na figura 3.22.

As forças são aplicadas nos nós, e as pressões podem ser aplicadas sobre a face do elemento como mostram os círculos de 1 a 5 na figura 3.22.

Figura 3.22 ¹ - Elemento PIPE 20

1 - Ansys Elements Reference - Release 5.4 (1997)

1 - Ansys Elements Reference - Release 5.4 (1997)

Elemento finito de contato

O elemento de contato a ser utilizado na modelagem dos nós é o CONTAC173, também pertencente à biblioteca de elementos do ANSYS. É usado para representar contato e deslizamento entre "superfícies alvo" 3-D (TARGE170) e uma superfície deformável, definida por este elemento. O elemento possui três graus de liberdade em cada nó, três translações nas direções x, y e z.

Este elemento é posicionado nas superfícies de elementos 3-D de casca ou sólido sem nós intermediários, como é o caso do elemento SHELL43 (figura 3.23). Tem as mesmas características geométricas do elemento a que está conectado. O contato acontece quando a superfície do elemento penetrar o elemento alvo (TARGE170). O elemento é definido por quatro nós.

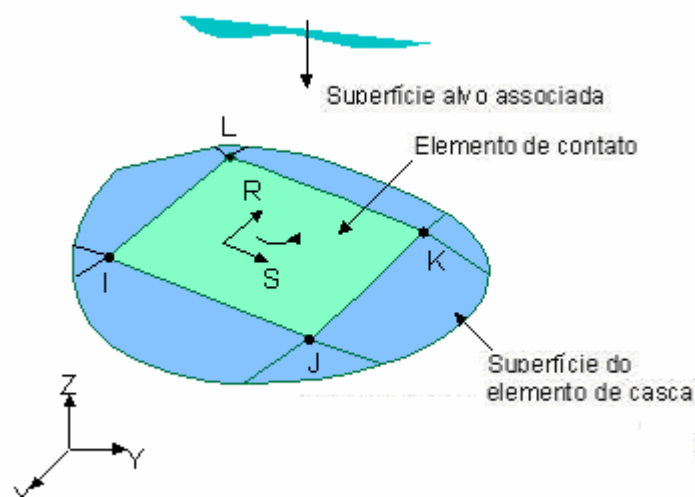


Figura 3.23¹ - Elemento CONTAC 173

Elemento finito alvo

O elemento alvo a ser utilizado na modelagem dos nós é o TARGE170, também pertencente à biblioteca de elementos do ANSYS. É usado para representar "superfícies alvo" para o elemento de contato associado

1 - Ansys Elements Reference - Release 5.4 (1997)

(CONTA173). Os elementos de contato revestem os elementos sólidos que descrevem o limite de um corpo deformável e entram potencialmente em contato com uma superfície designada, definida por TARGE170 (Figura 3.24).

A superfície alvo pode ser rígida ou deformável. Para modelar contato rígido-flexível, a superfície rígida deve ser representada por uma superfície alvo. Para contato flexível-flexível, qualquer das superfícies deformáveis pode ser revestida por uma superfície alvo.

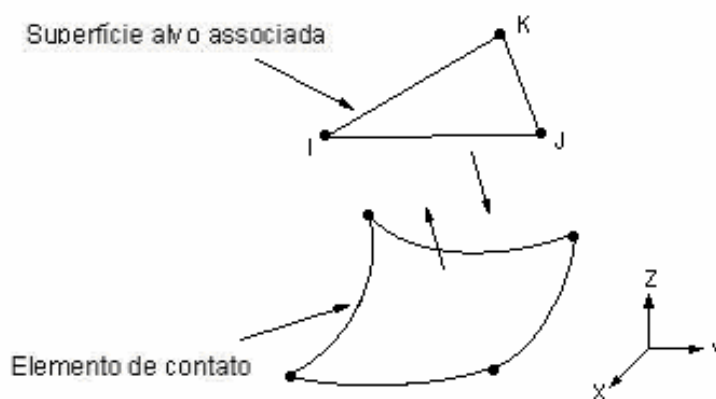


Figura 3.24 ¹ - Elemento TARGE 170

3.6 Modelagem das extremidades das barras

A fim de que os modelos numéricos de treliças espaciais com nós com extremidades estampadas possam mostrar um comportamento próximo do real, a variação de inércia nas barras deve ser levantada cuidadosamente. No Anexo A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos tubos utilizados, para a modelagem dos nós. Para todas as tipologias de nó, o comprimento inicial da barra foi modelado com elementos de casca e o trecho restante, assim como as barras de treliça ideal, com elemento de barra.

1 - Ansys Elements Reference - Release 5.4 (1997)

Nó típico e nó de aço

Em nós típicos e em nós de aço as barras apresentam variação de seção devido ao processo de estampagem ou amassamento das extremidades. A geometria da região amassada varia a depender do tipo de ferramenta utilizada e das dimensões do tubo, o que dificulta a determinação das propriedades geométricas destas seções.

Assim, para levantar a geometria da extremidade dos elementos, o tubo foi seccionado segundo a figura 3.25. É importante ressaltar que este procedimento levanta seções aproximadas, em função do alívio de tensões após o corte.

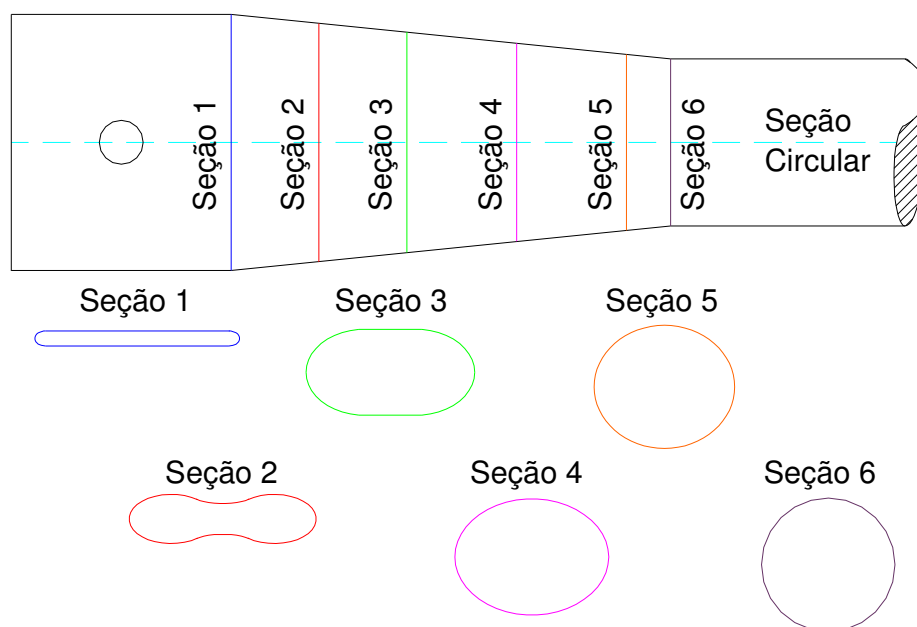


Figura 3.25 – Seções do seccionamento das extremidades das barras

Com o tubo segmentado segundo a figura 3.26, as seções transversais foram desenhadas em papel milimetrado, a partir de onde se puderam levantar pontos na seção e ajustar uma forma regular para a seção como um todo.



Figura 3.26 – Seccionamento do tubo estampado - Banzo do nó típico

O mesmo seccionamento foi feito para as barras de diagonal $\Phi 60 \times 2,0$ e $\Phi 88 \times 2,65$ do nó típico e para as barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e $\Phi 88 \times 2,65$ do nó de aço. No Anexo A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos tubos utilizados, para a modelagem dos nós.

A partir das coordenadas dos pontos de cada seção transversal, lançados no programa ANSYS, é possível criar o contorno da respectiva seção. Uma vez tendo os contornos de suas seções consecutivas, são construídas áreas, as quais foram discretizadas com elementos de casca. A figura 3.27 ilustra a seqüência destes procedimentos. Esta discretização já foi realizada pelo Eng. Adriano Márcio Vendrame para sua Dissertação de Mestrado.

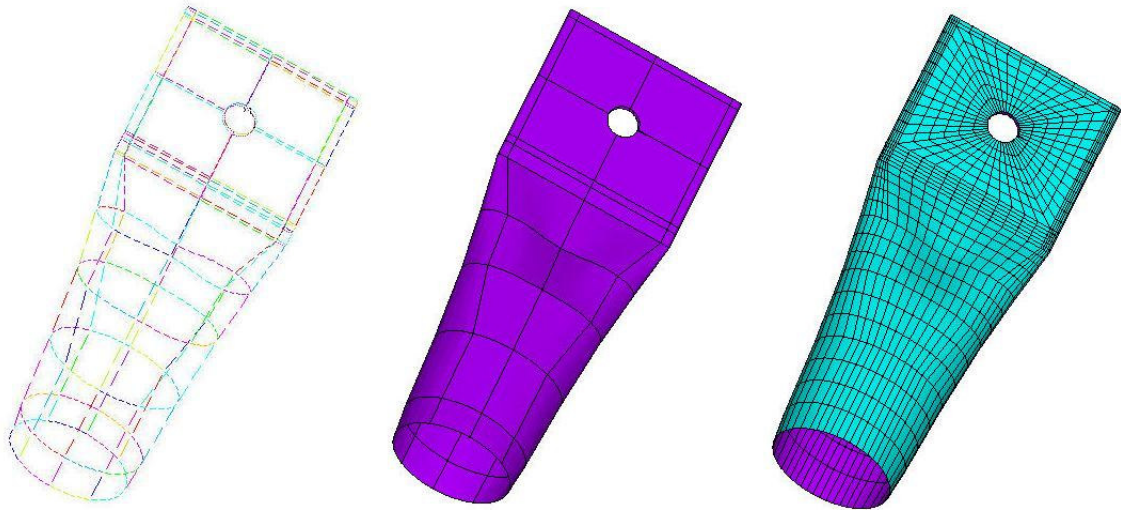


Figura 3.27 - Modelagem da extremidade do banzo de um nó típico

Esta determinação das seções da extremidade das barras estampadas foi feita de modo simplificado tendo em vista a dificuldade de se levantar a forma da seção na região amassada dos tubos.

Nó com chapa de ponteira

Em nós com chapa de ponteira a variação de seção se dá devido ao uso de uma chapa de ponteira soldada na extremidade das barras. Assim, a geometria da região da extremidade do tubo é facilmente determinada.

A partir das dimensões da chapa e do tubo foram criadas superfícies, com uso do programa ANSYS. Então foram discretizados os elementos de casca. A figura 3.28 ilustra a seqüência destes procedimentos.

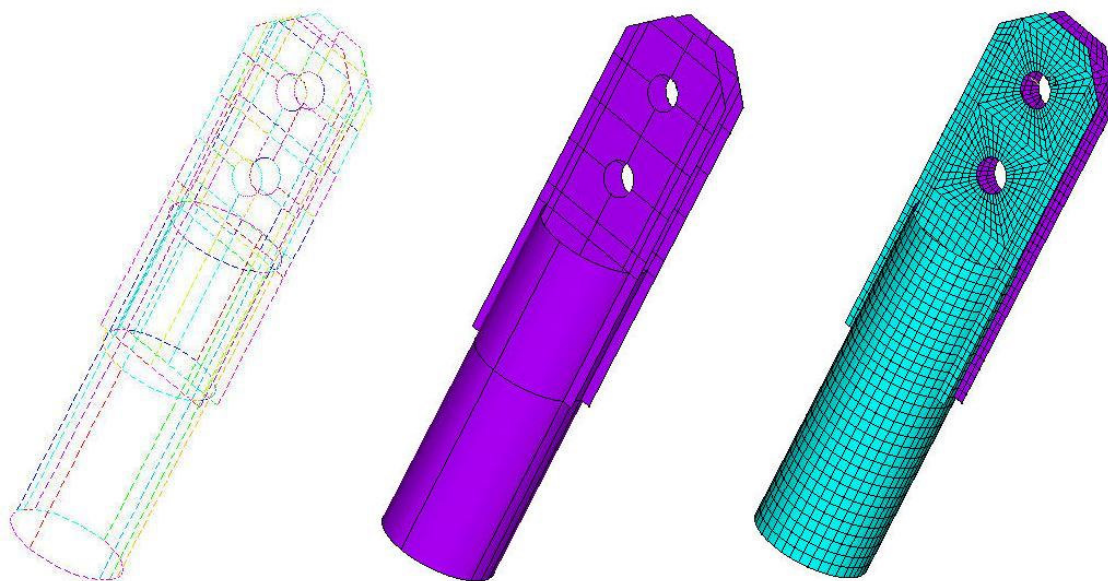


Figura 3.28 - Modelagem da extremidade do banzo

3.8 Modelagem dos nós

A seguir estão descritos os procedimentos para modelagem do nó típico, nó de aço e nó com chapa de ponteira.

Nó típico

De posse da extremidade da barra modelada com elemento de casca, é possível modelar o nó como um todo, ou seja, várias extremidades de barras sobrepostas formando o nó típico como ilustra a figura 3.29. A figura 3.30 mostra o nó montado.

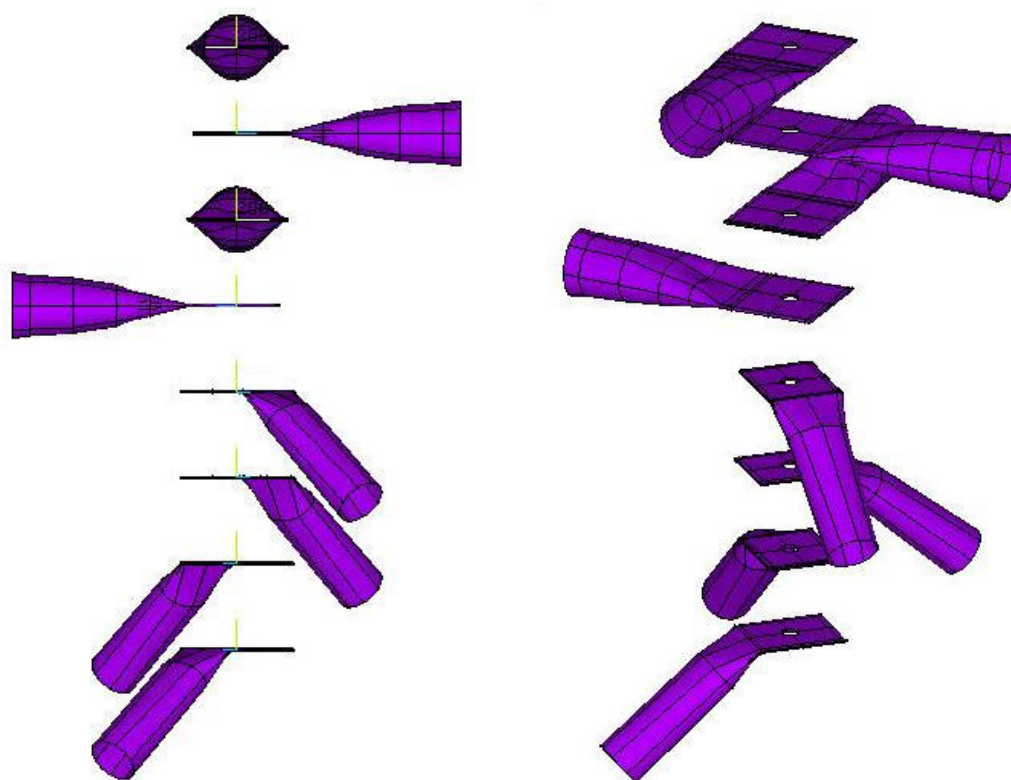


Figura 3.29 - Modelagem do nó típico

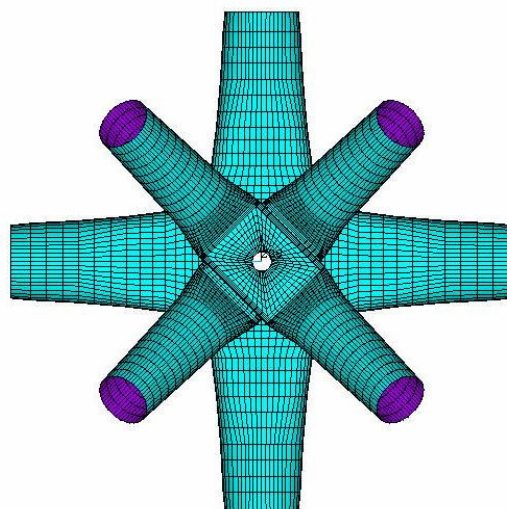


Figura 3.30 - Nó típico completo

Entre algumas das regiões planas das extremidades das barras foram posicionados elementos de contato a fim de se poder avaliar os efeitos do escorregamento relativo.

Nó de aço

Assim como com o nó típico, o nó de aço é composto por barras de extremidade estampada. Com a modelagem da extremidade de uma barra estampada e a das chapas soldadas que unem as barras, é possível modelar o nó como um todo. A figura 3.31 mostra a modelagem do nó de aço propriamente dito e das barras. A figura 3.32 mostra o nó completo.

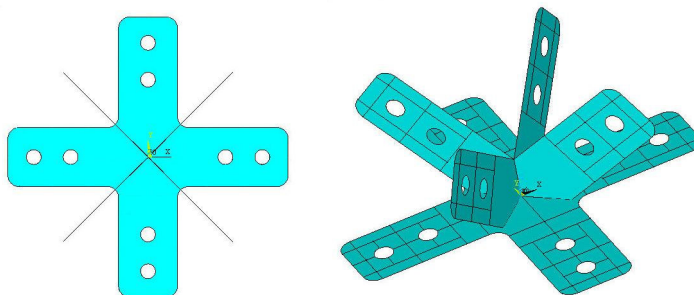


Figura 3.31 - Modelagem do nó de aço

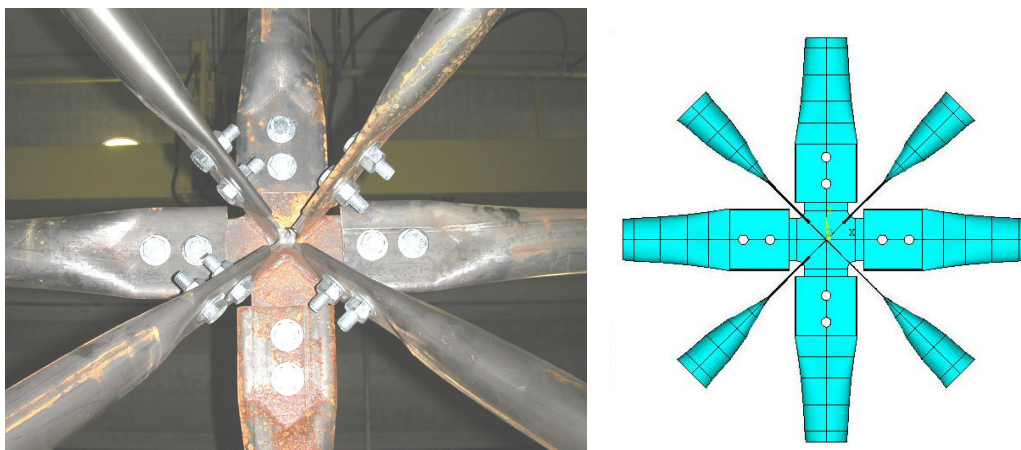


Figura 3.32 - Nó de aço montado

Nó com chapa de ponteira

O nó com chapa de ponteira é semelhante ao nó de aço, porém as barras têm duas chapas paralelas soldadas em um rasgo na extremidade e conectadas a chapas de apoio por meio de parafusos. A figura 3.33 mostra a modelagem do nó propriamente dito e das barras. A figura 3.34 mostra o nó completo.

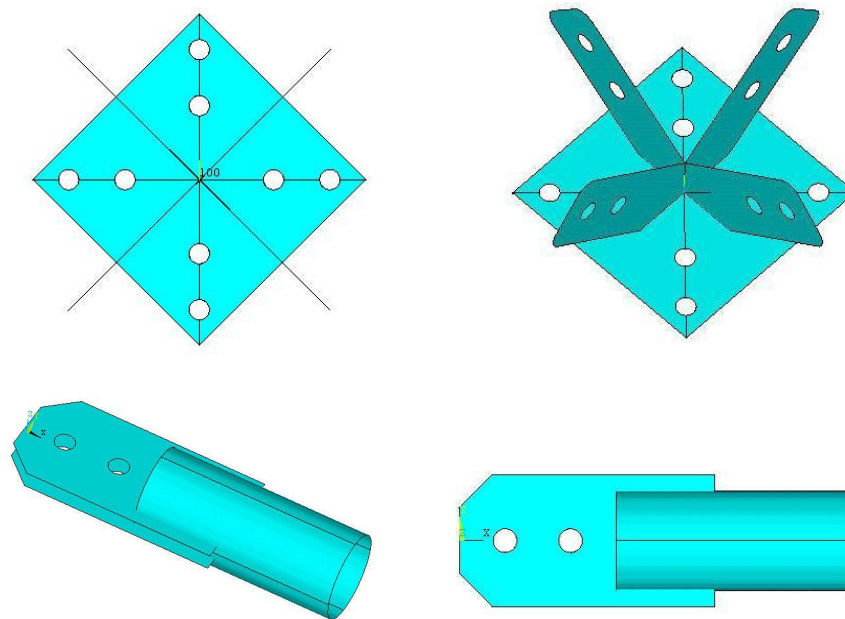


Figura 3.33 - Modelagem do nó com chapa de ponteira

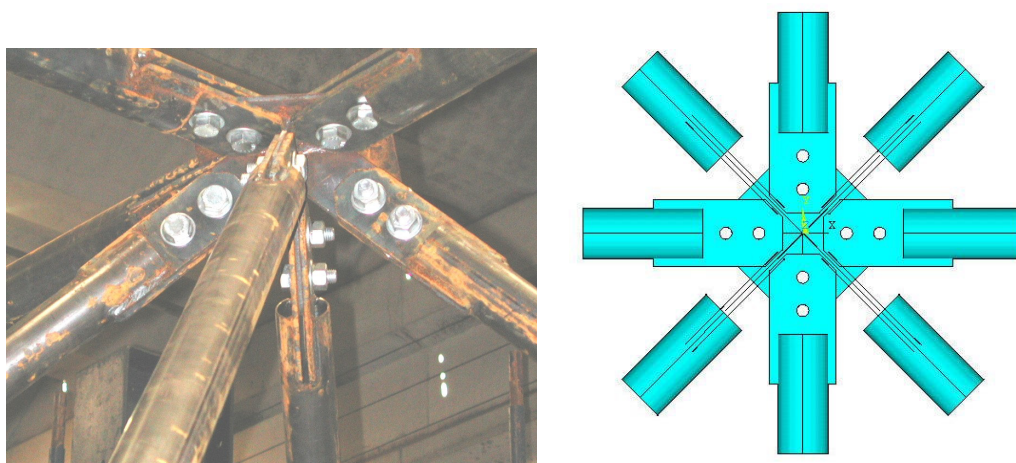


Figura 3.34 - Nó montado

3.9 Vinculação entre elementos do nó - Efeito dos parafusos

Para as análises deste trabalho não foram simulados os parafusos conectando os elementos que compõem o nó. Os parafusos são responsáveis por solidarizar os elementos do nó após seu aperto, fazendo com que trabalhem em conjunto. No entanto, uma vez que o aperto do parafuso geralmente não é controlado, a espessura da chapa das barras varia, a quantidade de barras no nó típico e a espessura da chapa cobrejunta variam

assim como a espessura das chapas do nó de aço, só é possível considerar que regiões muito próximas ao furo trabalham de forma solidária. Assim, para os 3 sistemas de ligação, o efeito do parafuso foi simulado com o acoplamento dos graus de liberdade dos nós referentes à primeira linha de elementos finitos circundando furo. Nas figuras 3.35 a 3.37 as regiões em verde ilustram o acoplamento dos nós dos furos para o nó típico, o nó de aço e o nó com ponteira respectivamente.

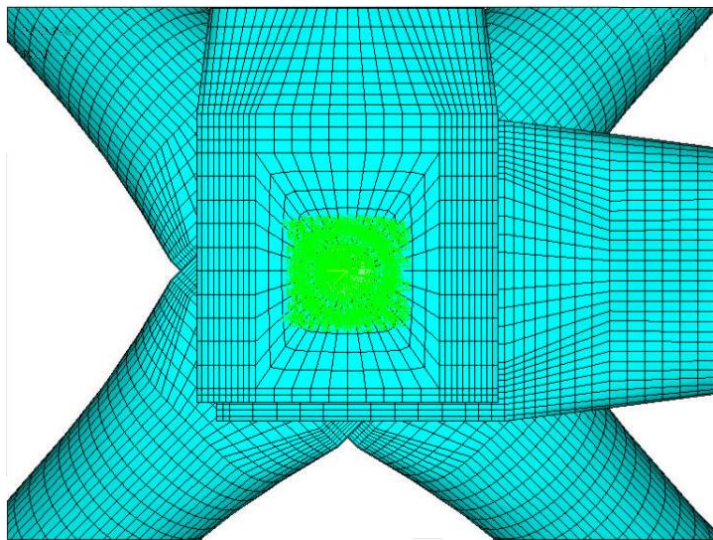


Figura 3.35 - Acoplamento dos nós do furo do nó típico

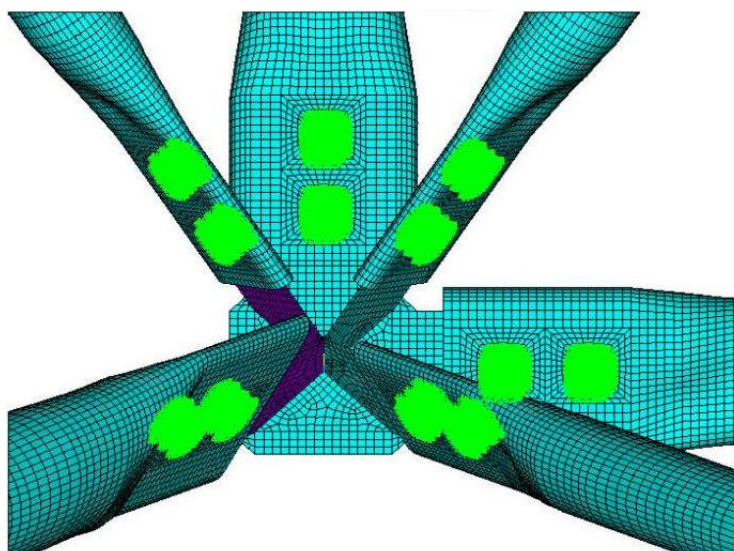


Figura 3.36 - Acoplamento dos nós dos furos do nó de aço

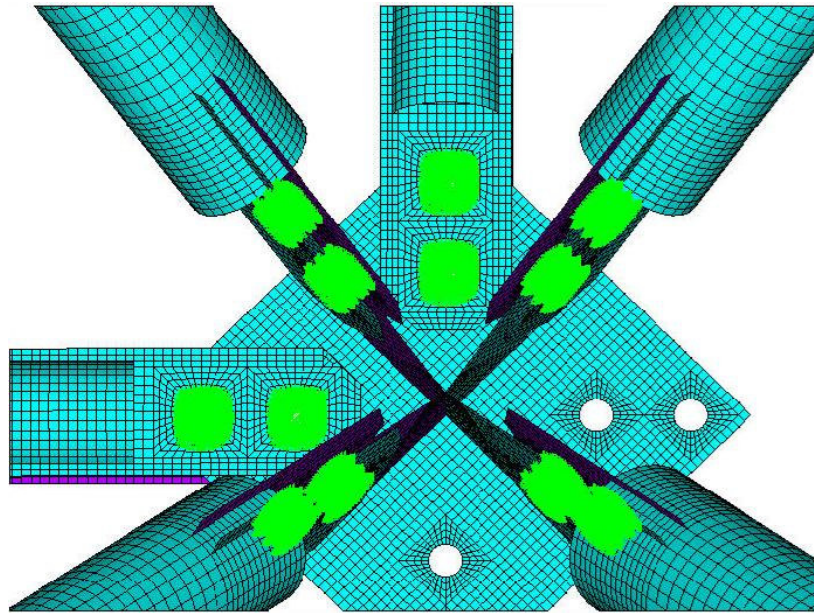


Figura 3.37 - Acoplamento dos nós dos furos do nó com ponteira

3.10 Problema de contato

No caso do nó típico, as extremidades estampadas das barras que formam o nó têm a tendência a se separarem, o que é uma das causas do colapso deste tipo de ligação. No momento do colapso ocorre uma grande deformação das barras. Assim foi necessária a utilização de elementos de contato entre as barras na região estampada. Este efeito é de difícil simulação pois envolve a determinação de diversos parâmetros como rigidez da superfície de contato, penetração entre os elementos, atrito entre as barras, entre outros.

A utilização dos elementos de contato na modelagem do nó típico foi proposta por SOUZA (2003) que salienta a necessidade da utilização de onze pares de contato para um nó de vértice superior, sendo cinco pares entre as barras e um par entre as superfícies internas de cada barra. A Figura 3.26 ilustra estas superfícies de contato.

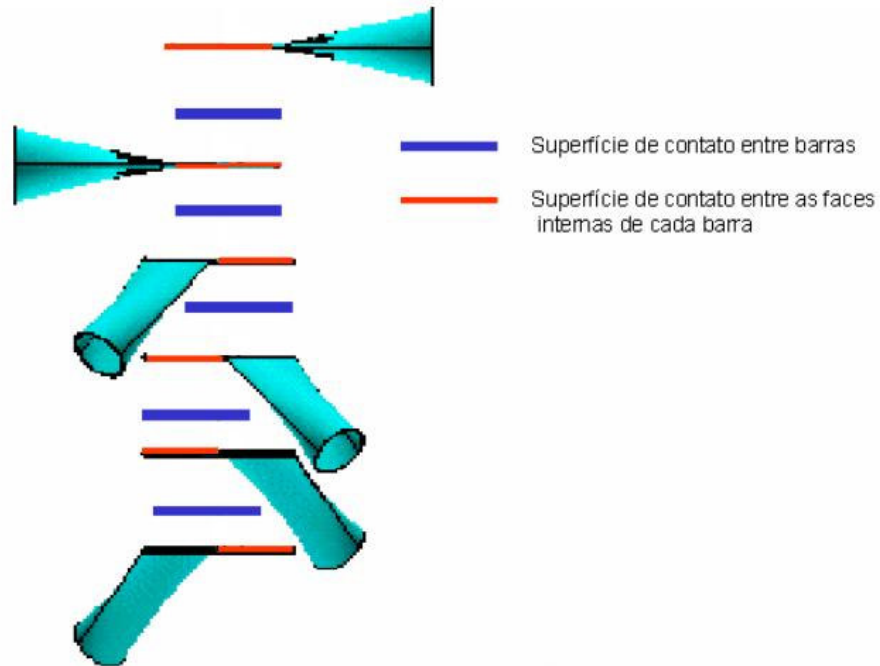


Figura 3.26 - Pares de contato em um nó típico de canto (SOUZA, 2003)

No entanto trabalhar com onze superfícies de contato mostrou-se inviável pois aumenta o número de elementos finitos no modelo, aumenta o tempo de processamento e a convergência é extremamente difícil. Além disso, ensaios realizados em treliças com nós típicos demonstraram que as três diagonais inferiores não exercem influência significativa no processo de degeneração do nó. Também as seis superfícies de contato entre as faces internas das barras foram substituídas pelo acoplamento, aos pares, dos nós superiores e inferiores das estampagens em cada uma das barras conforme a figura 3.20 (SOUZA, 2003).

Assim foram modeladas duas superfícies de contato, uma entre a diagonal de apoio e o banzo imediatamente acima e outra entre os dois banzos, conforme ilustra a Figura 3.27.

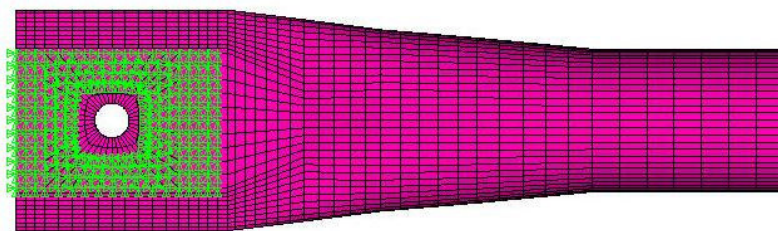


Figura 3.26 - Acoplamento dos nós superiores e inferiores das estampagens

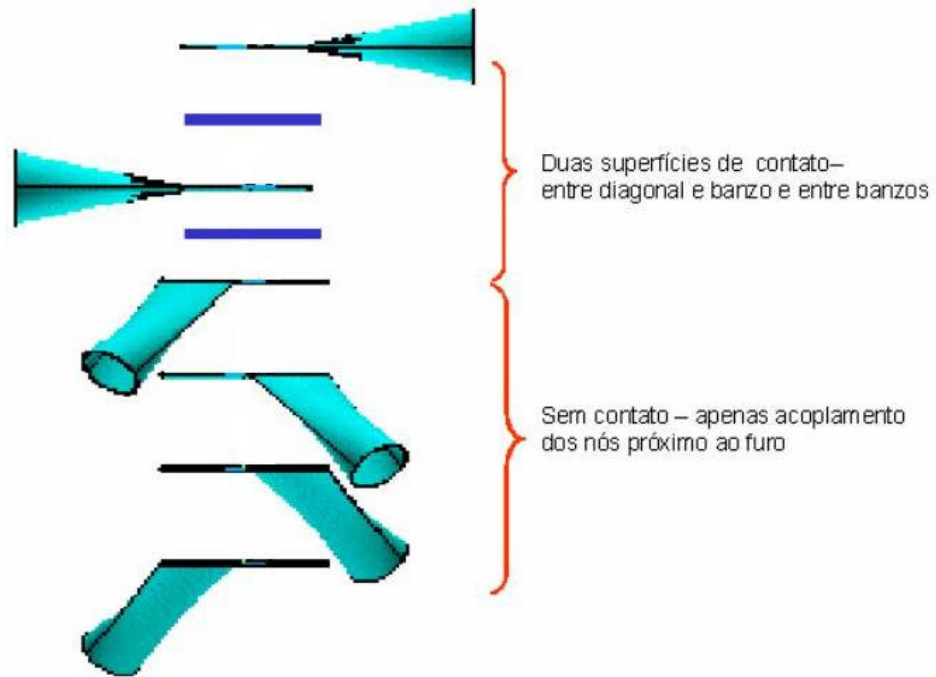


Figura 3.27 – Superfícies de contato adotadas na modelagem

O programa ANSYS permite simular o problema de contato entre superfícies do tipo rígido-flexível e flexível - flexível. Os elementos de contato usam uma "superfície alvo" (modelada com elemento TARGE170) e uma "superfície contato" (modelada com elemento CONTA173).para formar um par de contato. Os elementos de contato trabalham em conjunto com o elemento de casca SHELL43 conforma a figura 3.22.

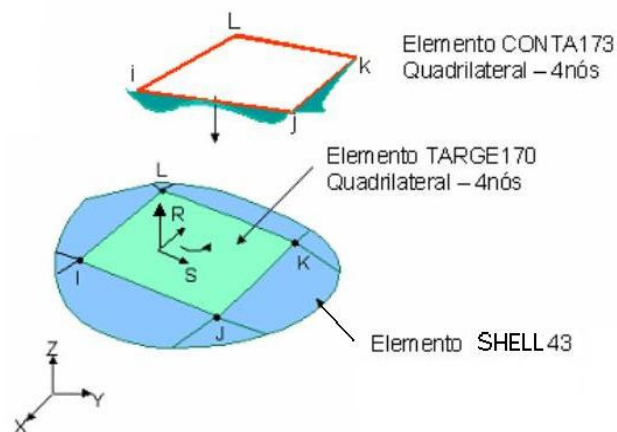


Figura 3.28 - Elementos de contato utilizado na modelagem

Para cada par de contato é necessário determinar o valor de uma variável denominada FKN (rigidez de contato). Esta variável é responsável pela penetração entre os corpos em contato. O valor padrão adotado pelo Ansys é 1. A variável FKN é função da rigidez e da geometria dos corpos em contato.

Ressalta-se que os resultados são alterados significativamente em função dos valores de FKN e dos demais parâmetros de contato, que devem ser adequadamente avaliados e calibrados com base em experimentações conduzidas para esta finalidade. Neste trabalho foram adotados os parâmetros padrões recomendados pelo manual do programa Ansys. Também não foi considerado o atrito entre as superfícies em contato.

No caso da análise do nó de aço e do nó com chapa de ponteira, os elementos que compõem o nó não têm a tendência a se separarem e assim não existe penetração entre as superfícies modeladas. Desde modo, para estes nós não foi simulado o problema de contato.

3.11 Posição de inserção dos nós

Dependendo da localização dentro da estrutura, o nó pode ter diferentes formas devido à quantidade de barras que concorrem para o mesmo. A seguir são descritas as diferentes posições de inserção do nó na análise a ser realizada.

Região central – nó central

Um nó localizado nesta região é formado por oito barras. Este é o chamado nó completo. A figura 3.38 ilustra a posição deste tipo de nó.

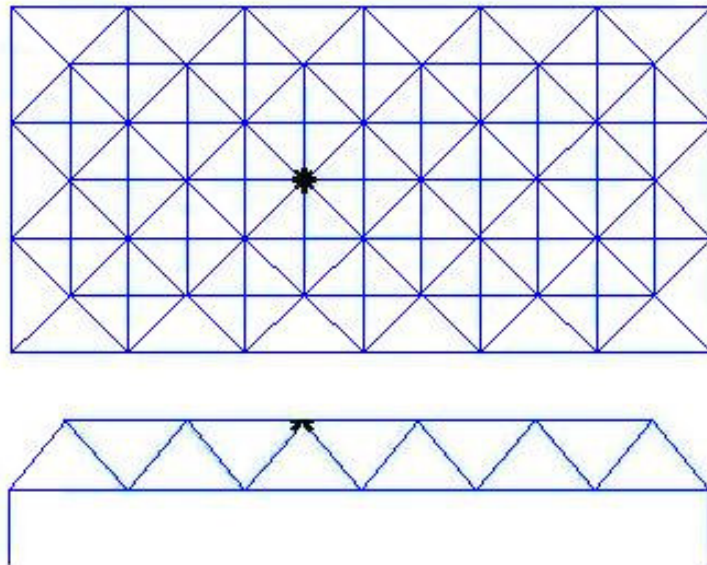


Figura 3.38 - Ligação na região central – nó centro

Região lateral – nó lateral

Um nó localizado nesta região é formado por sete barras, sendo três banzos e quatro diagonais. Na treliça de vãos 15m x 7,5m, existem dois nós laterais a serem analisados, o de maior vão e o de menor vão. As figuras 3.39 e 3.40 ilustram estas posições.

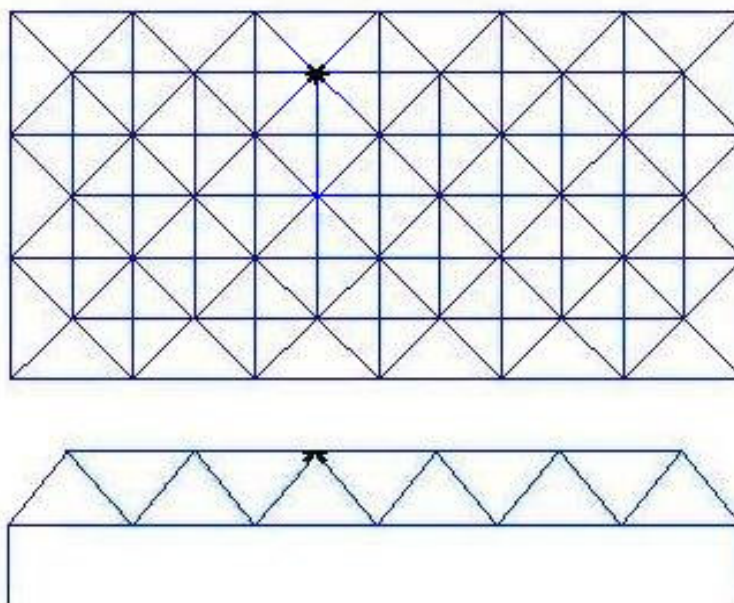


Figura 3.39 - Ligação na região lateral – nó lateral maior vão

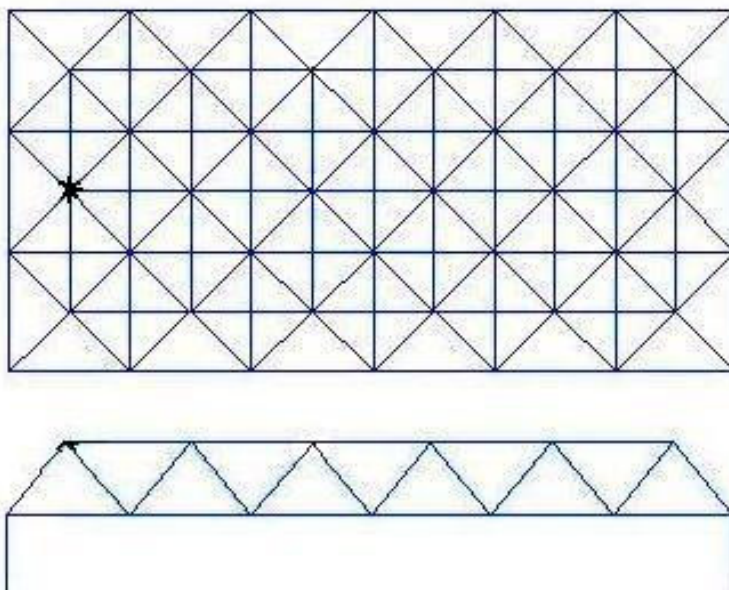


Figura 3.40 - Ligação na região lateral – nó lateral menor vão

Região do vértice superior – nó de canto

Um nó localizado nesta região é formado por seis barras, sendo dois banzos e quatro diagonais. A figura 3.41 ilustra a posição deste nó.

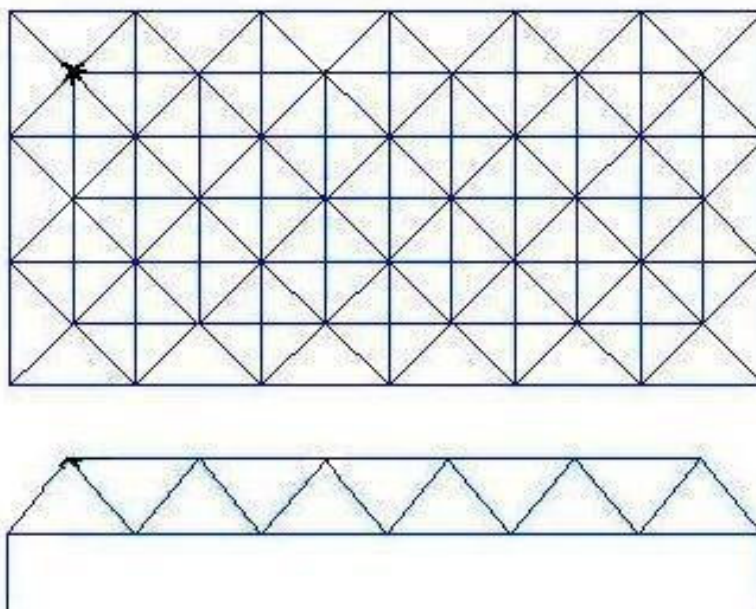


Figura 3.41 - Ligação no vértice superior – nó canto

3.12 Solidarização do nó modelado à treliça modelada com elementos lineares

Como já foi descrito, o nó a ser analisado é modelado com elementos de casca enquanto o restante da estrutura é modelado com elementos de barra. Assim é necessário fazer uma solidarização das duas modelagens.

Para que os esforços sejam transmitidos do elemento de barra para a região circular – porção final do tubo – discretizada com elementos de casca, é preciso criar uma seção rígida onde o comportamento de um ponto é igual ao comportamento dos outros. Assim, como foi feito para os nós da região dos furos dos parafusos, a seção final do tubo e o nó inicial do elemento de barra têm seus graus de liberdade acoplados. A figura 3.42 ilustra o acoplamento de um tubo modelado com elementos de casco e um elemento de barra. A figura 3.43 mostra o acoplamento dos nós para os 3 sistemas de ligação analisados neste trabalho.

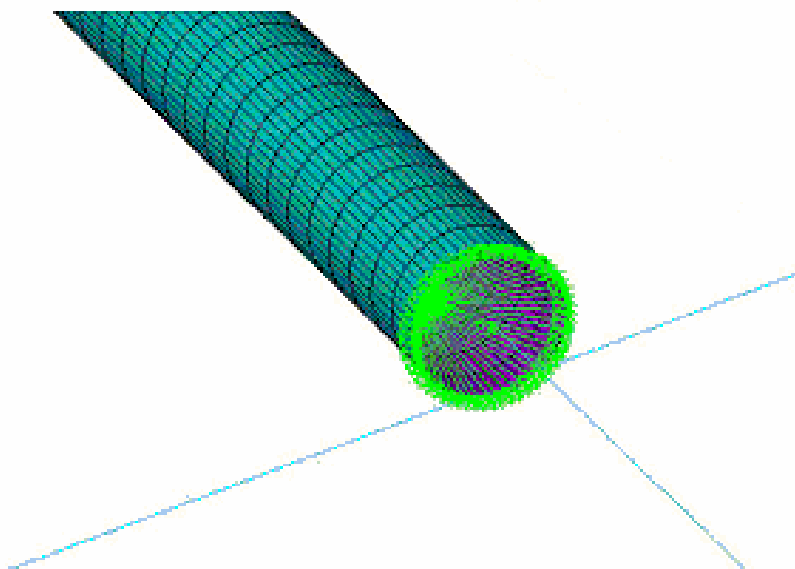


Figura 3.42 - Acoplamento dos elementos de casca com elementos de barra

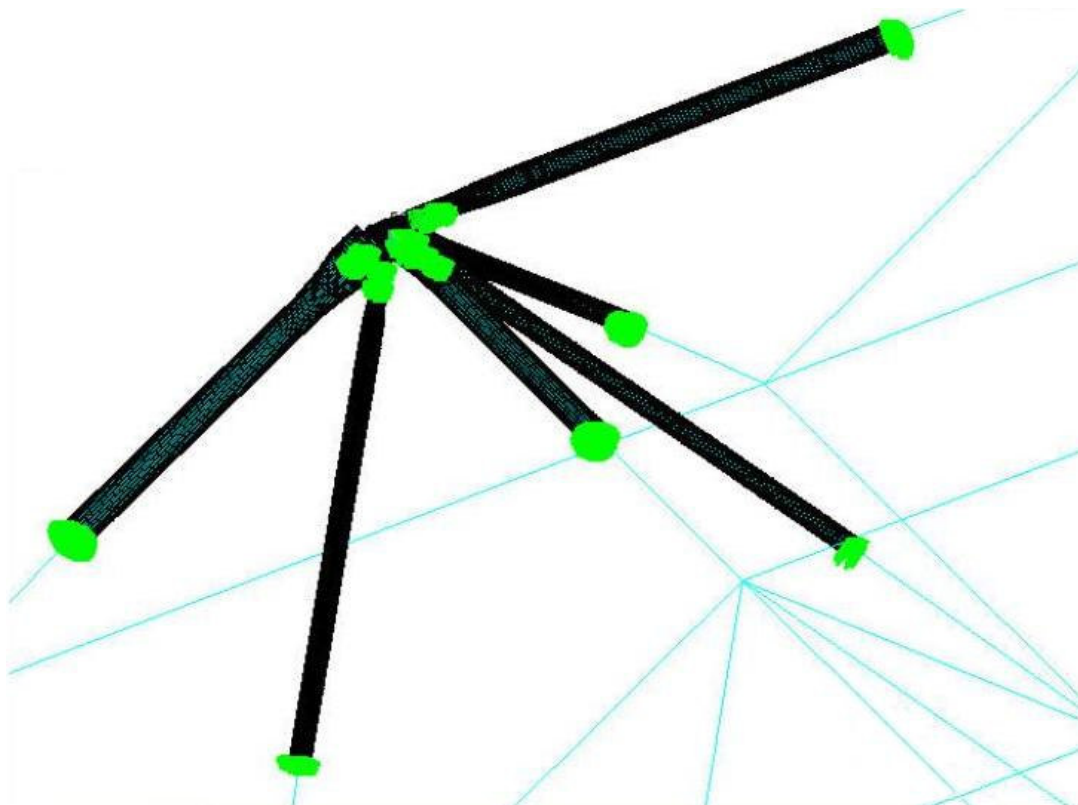


Figura 3.43 - Solidarização dos elementos de barra com os elementos de casca

Este tipo de acoplamento de elementos foi feito inicialmente por VENDRAME (1999), analisou a extremidade do tubo com e sem acoplamento com um elemento de barra. Os resultados indicaram bons resultados para as tensões axiais entre os dois modelos analisados permitindo assim, a utilização do acoplamento.

3.13 Critérios para análise não linear

Na rotina dos escritórios de cálculo, a análise estrutural é feita no domínio elástico-linear onde é admitida a lei de HOOKE, e assim, durante a solicitação de um elemento, as deformações crescem proporcionalmente às tensões. Esta é a chamada análise elástico-linear, que não consegue prever o comportamento dos elementos da estrutura além da tensão de proporcionalidade, não dando resposta satisfatória aos estados limites últimos.

Além do limite elástico, a resposta da estrutura a um determinado estado de forças não é linear, ou seja, para iguais incrementos de força não correspondem necessariamente incrementos constantes de deslocamentos.

Nesta análise de treliças espaciais foram consideradas as não-linearidades física e geométrica.

Não-linearidade física

A estampagem na extremidade das barras das treliças com sistema de ligação do tipo nó típico e nó de aço e a execução da solda na ponteira das treliças com sistema de ligação do tipo nó com chapa de ponteira introduzem importantes tensões residuais na seção transversal. Assim foi adotado o modelo constitutivo apresentado na figura 3.45 para treliças analisadas, sendo o valor de $f_y = 39,64 \text{ kN/cm}^2$, obtido experimentalmente por SOUZA (2003).

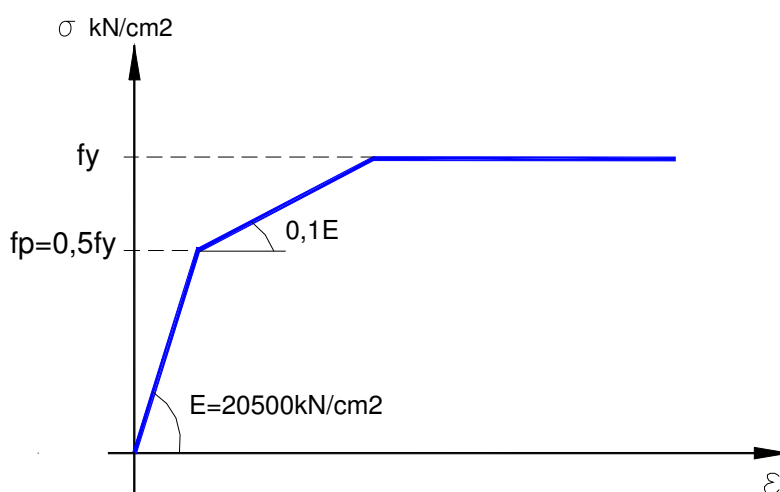
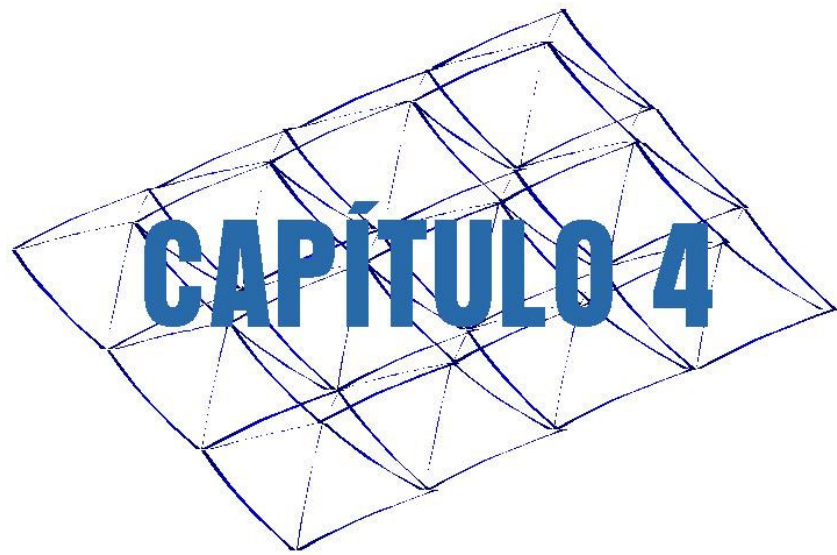


Figura 3.44 - Diagrama tensão x deformação utilizados nas análises

Não linearidade geométrica

Os modelos analisados através do programa ANSYS incluem os efeitos de não-linearidade geométrica. O programa adota a formulação Lagrangeana Total e o processo iterativo que o programa utiliza para a solução do sistema de equações de equilíbrio é o Newton-Raphson.



Análise do nó típico

Treliça TE1 e TE1-R

A treliça TE1 tem como sistema de ligação o nó típico, formado pela superposição das extremidades estampadas (estampagem reta) das barras unidas por um único parafuso. Os pontos de aplicação de carregamento foram detalhados como nós de aço. A figura 4.1 mostra uma vista geral da estrutura.



Figura 4.1 - Visão geral da treliça TE1

A treliça TE1-R é semelhante à treliça TE1, porém os nós utilizam um reforço mostrado na figura 4.2. A idéia do reforço era aumentar a rigidez da

ligação, impedindo ou retardando a plastificação das extremidades estampadas e a separação entre barras na região do nó. Os pontos de aplicação de carregamento foram detalhados como nós de aço. A figura 4.3 mostra uma vista geral da estrutura.



Figura 4.2 - Detalhe do reforço da treliça TE1-R



Figura 4.3 - Vista geral da treliça TE1-R

Descrição dos protótipos ensaiados

No protótipo TE1 foram utilizadas barras de seção ϕ 76x2,0 para os banzos e seção ϕ 60x2,0 para todas as diagonais. Nas ligações foram utilizados parafusos do tipo ASTM A325, com diâmetro de 19mm. As arruelas quadradas (chapa cobrejunta) eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura. Os parafusos foram apertados manualmente sem controle de torque. A Figura 4.4 apresenta um detalhe de apoio, um nó para aplicação do carregamento, um nó central, um nó lateral e um nó de extremidade da estrutura.



apoio



nó para aplicação do carregamento



nó central



Nó lateral



nó de extremidade



nó de extremidade

Figura 4.4 - Detalhes da treliça TE1

O protótipo TE1-R é semelhante ao TE1 com o reforço dos nós. Os reforços eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura (figura 4.2 acima) .

Instrumentação

O carregamento foi aplicado às estruturas em dez nós do banzo inferior. Foram utilizados atuadores hidráulicos de fuste vazado da marca Enerpac com capacidade nominal de 300kN, acionados por uma bomba hidráulica elétrica que distribuía o fluido para todos os atuadores. O carregamento foi introduzido aos nós da estrutura por meio de cordoalhas de aço com diâmetro de 12,5mm.

As medições de deslocamentos foram realizadas com transdutores de deslocamento da marca Kyowa nos modelos DT50A e DT100A, com sensibilidade de 0,05mm e curso de 50mm e 100mm respectivamente instalados conforme apresentado na figura 4.5. Os transdutores foram posicionados no chão e conectados aos nós por meio de cabos de aço.

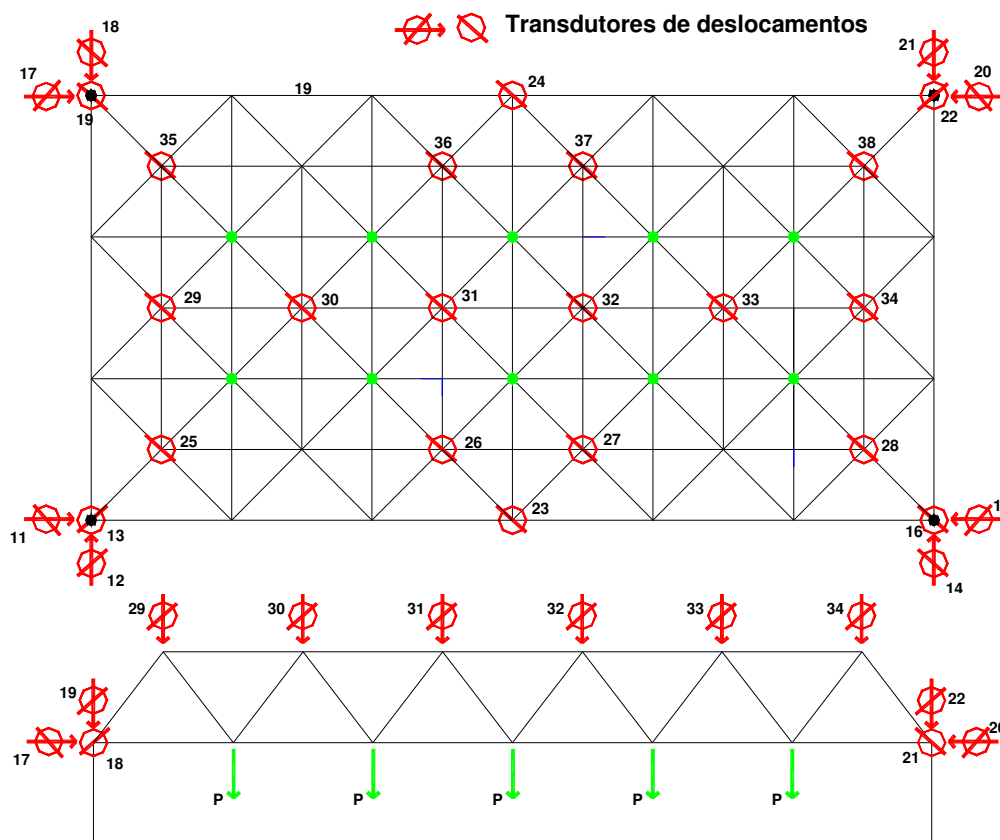


Figura 4.5 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento

As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência da marca Kyowa com base de medida de 2mm. A figura 4.6 apresenta as barras que foram instrumentadas, para medição de deformações e a numeração dos canais de leitura para a treliça ensaiada.

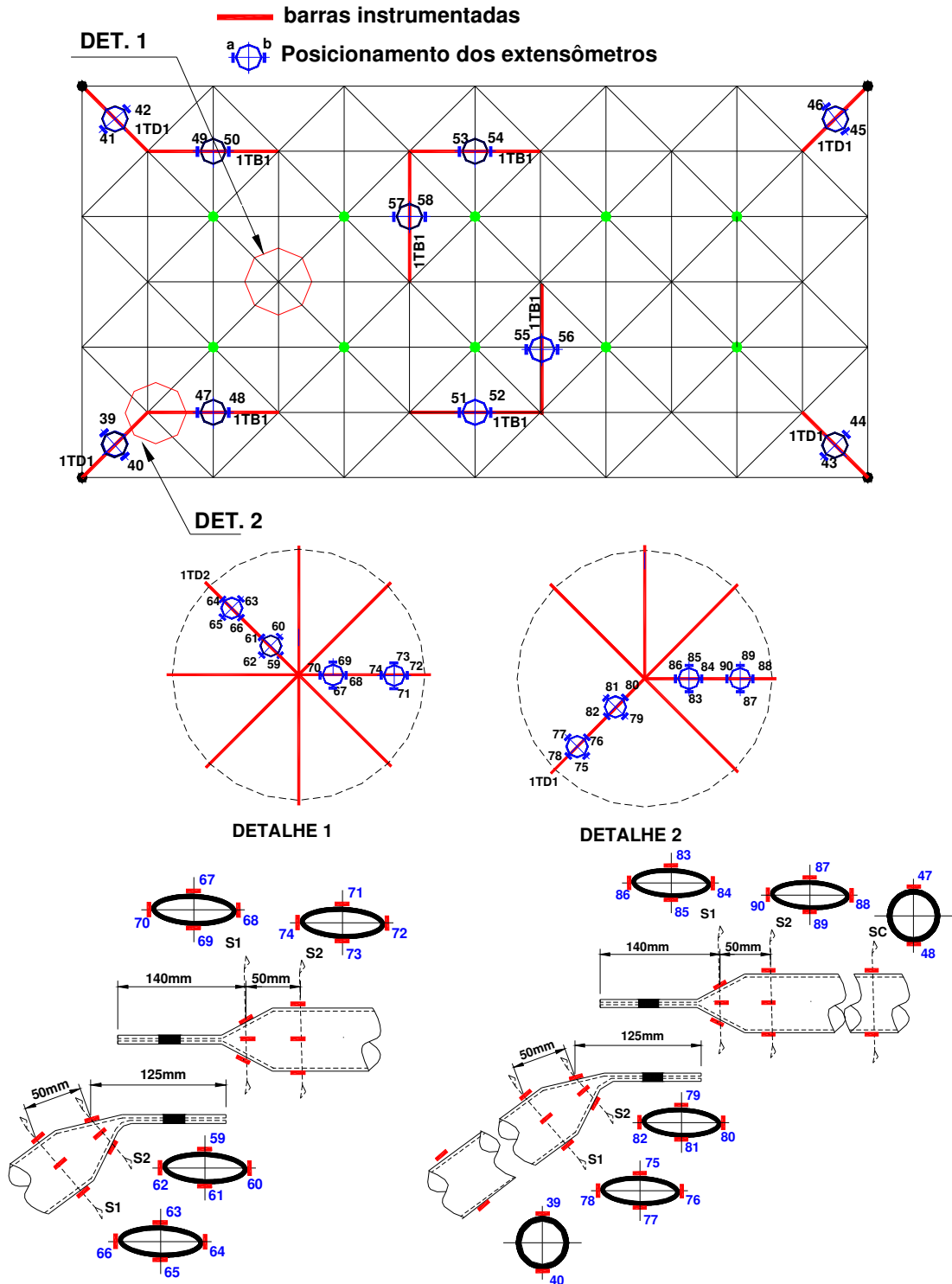


Figura 4.6 - Instrumentação para medição de deformações treliça TE1.

Resultados dos ensaios

O comportamento força aplicada x deslocamento vertical da treliça TE1 mostrou-se acentuadamente não-linear. As acomodações da estrutura durante o ensaio com deslizamento entre barras na região nodal provocaram grandes deslocamentos sob pequenos acréscimos de carregamento.

O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós dos vértices superiores (*nó de canto*), junto a diagonal de apoio. Apesar das barras que convergem para este nó não serem as mais solicitadas da estrutura, sua localização e a geometria tornam o nó mais sensível à variação de inércia das excentricidades. O primeiro nó a colapsar foi aquele em que a barra mais solicitada do nó (*diagonal de apoio*) era a primeira na montagem, localizada logo abaixo dos banzos. Os outros nós de canto colapsaram seguindo a seqüência de montagem das diagonais de apoio. A figura 4.7 apresenta a configuração pós-ruína dos nós de canto. O colapso ocorreu para um carregamento total de 93,0kN, 28% inferior ao previsto teoricamente com o modelo de treliça em regime elástico linear.



Figura 4.7 - Configuração de colapso do nó de canto da treliça TE1

Ocorreram deformações nas extremidades estampadas das barras, causando a degeneração do nó, com plastificação e a separação das barras na região da ligação, provocando o colapso da estrutura. A rotação exagerada do nó, que ocorre antes do colapso e à medida que as extremidades estampadas se deformam, causa o aumento dos deslocamentos verticais.

Já analisando a treliça TE1-R, a utilização do reforço nos nós não alterou o modo de falha da estrutura. Foram observados grandes deslocamentos verticais com escorregamento entre barras e concentração de

deformações na região nodal apesar do reforço, cuja proposta era de aumentar a rigidez da ligação, impedido ou retardando a plastificação das extremidades estampadas e a separação entre barras na região do nó. O colapso da estrutura se deu devido ao colapso do sistema de ligação.

O colapso da estrutura se deu a um carregamento total aplicado de 90,0 KN, 31% inferior ao previsto teoricamente e 3% inferior a estrutura TE1 (sem reforço), caracterizando a ineficiência do reforço proposto. A figura 4.8 apresenta a configuração de colapso para os nós da treliça TE1-R.

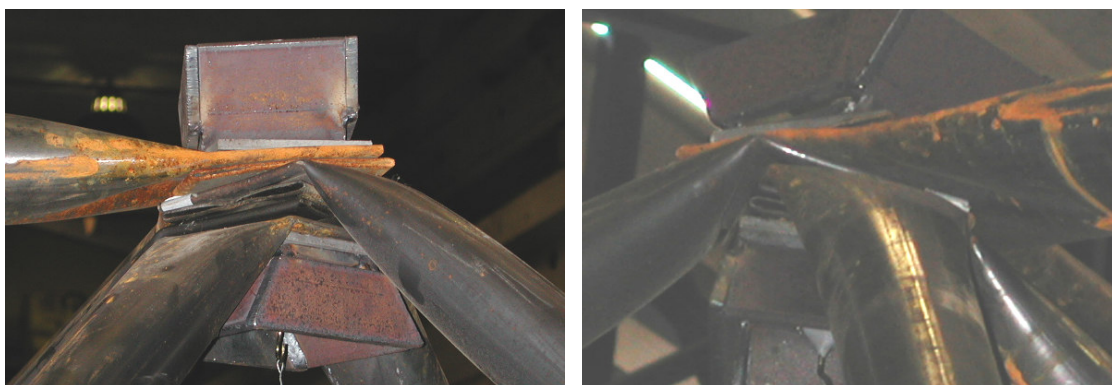


Figura 4.8 - Configuração de colapso para os nós da treliça TE1-R

Apresentação dos modelos numéricos analisados

A seguir são apresentados os modelos numéricos referentes à treliça TE1. Foram analisados 4 modelos, cada um com um nó discretizado em elementos de casca em uma posição, conforme descrito na metodologia. A figura 4.9 ilustra a modelagem das extremidades. Com a extremidade da barra modelada, o nó é montado por superposição conforme a figura 4.10. No Apêndice A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos tubos utilizados. O comprimento de extremidade de barra modelada com elementos de casca é de 300 mm.

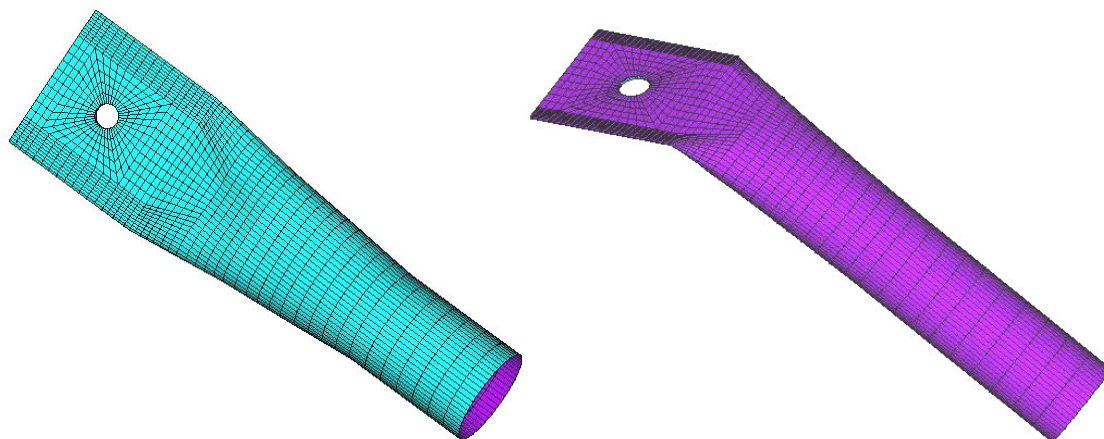


Figura 4.9 - Modelagem das extremidades das barras da treliça TE1

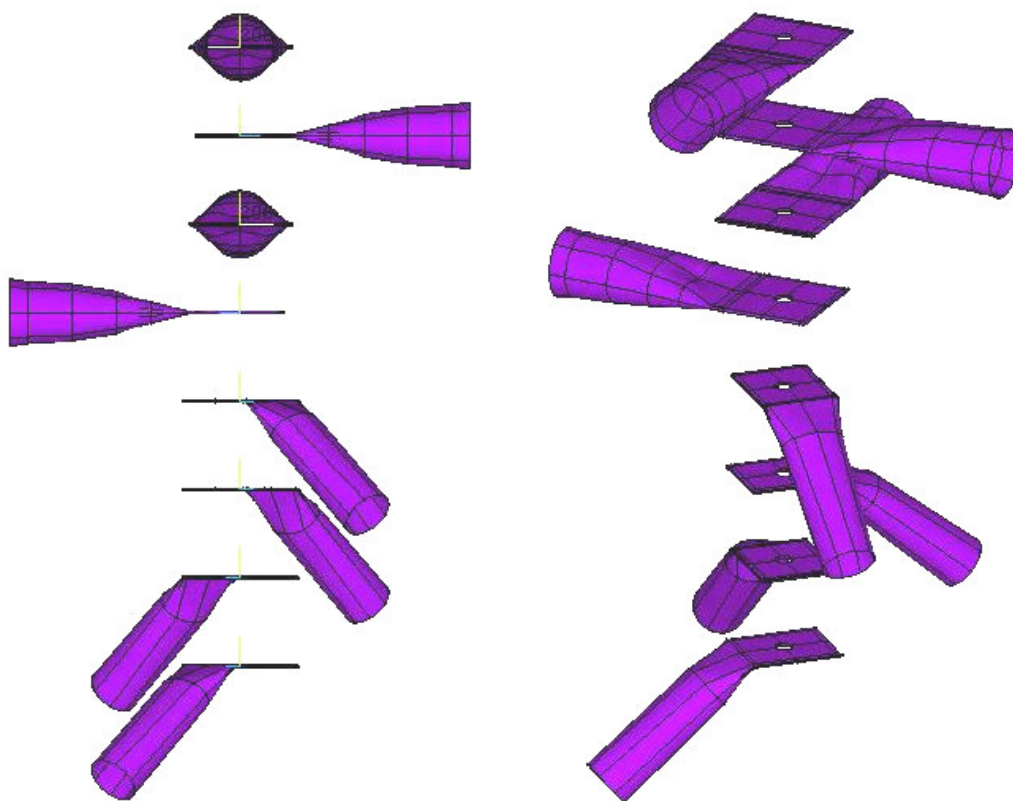


Figura 4.10 - Superposição das barras para formação do nó típico central

6.1.1.1 Nó central

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região central da estrutura na camada superior. Este nó é composto pela sobreposição de 4 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$. A Figura 4.11 mostra o posicionamento para o nó de canto na treliça TE1. A Figura 4.12 compara o modelo numérico com o nó.

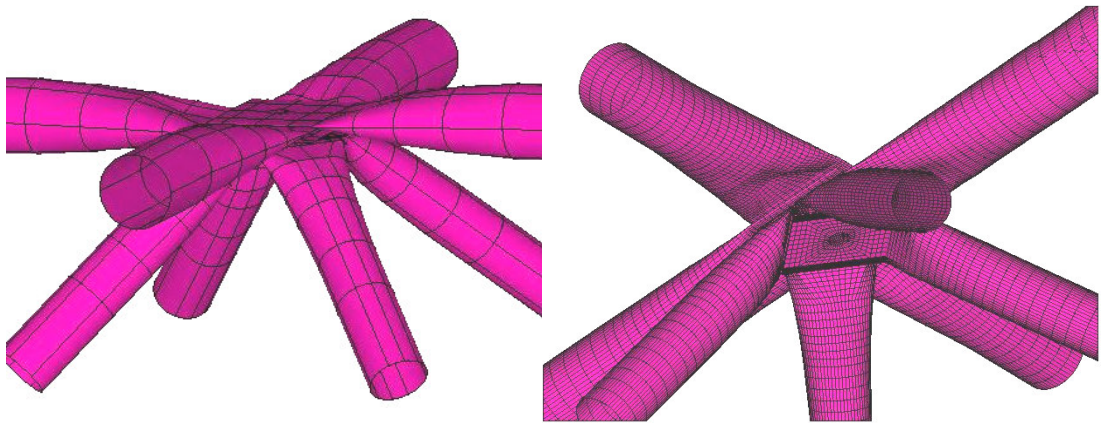


Figura 4.11 - Nó de aço na posição do vértice superior

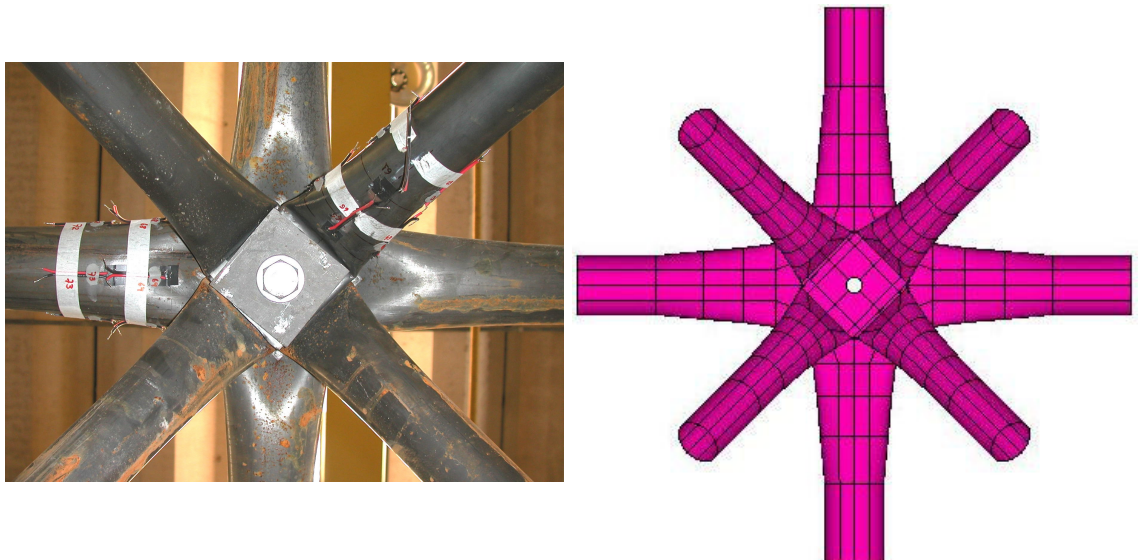


Figura 4.12 - Comparação entre o modelo numérico e o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 4.13 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça. A partir deste ponto todos os gráficos expressam forças em kN, tensões em kN/cm² e deslocamentos em cm.

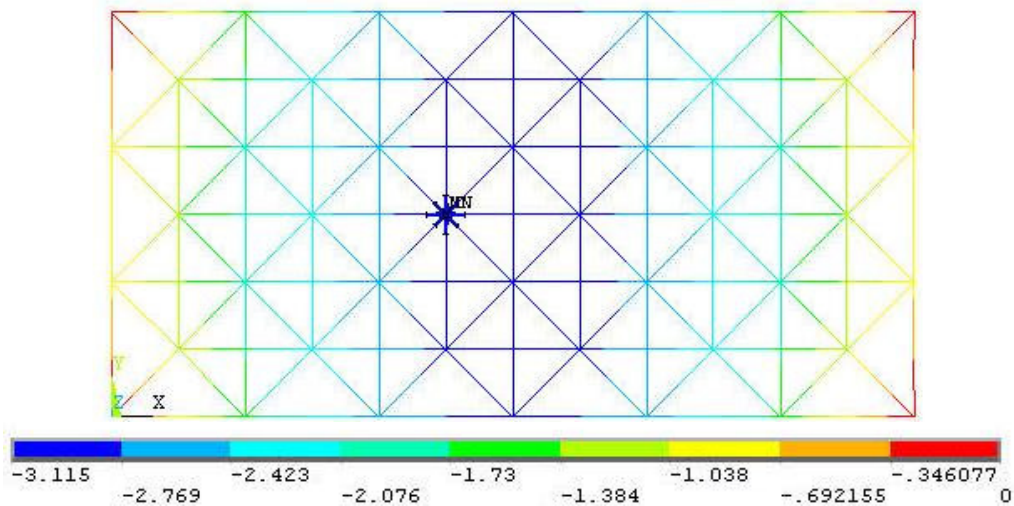


Figura 4.13 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central da treliça não afeta significativamente os deslocamentos verticais ao longo da estrutura, podendo ser notada simetria. Na região de inserção, os valores de deslocamentos verticais são ligeiramente aumentados. A figura 4.14 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

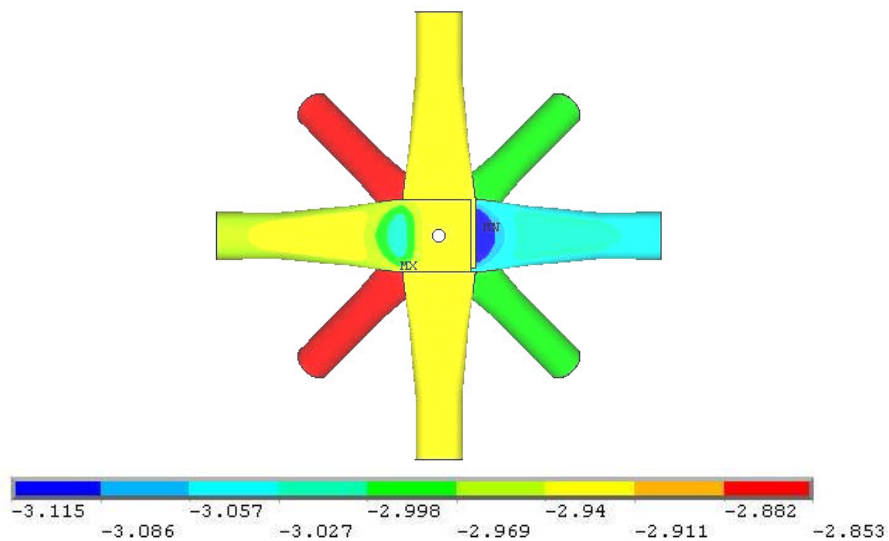


Figura 4.14 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura acima pode ser notado que todos os elementos que constituem o nó apresentam deslocamento vertical da mesma ordem de grandeza. Os maiores valores acontecem no banzo mais central do nó, seguido pelo banzo oposto.

O gráfico da figura 4.15 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente para as treliças TE1 e TE1-R, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

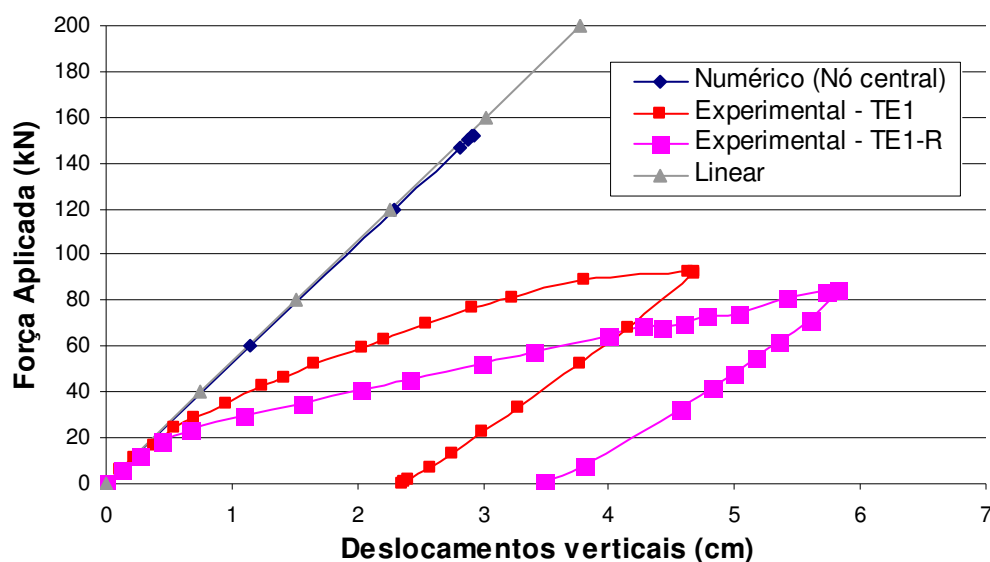


Figura 4.15 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição central.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. Isto indica que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central não influencia o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 4.16 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

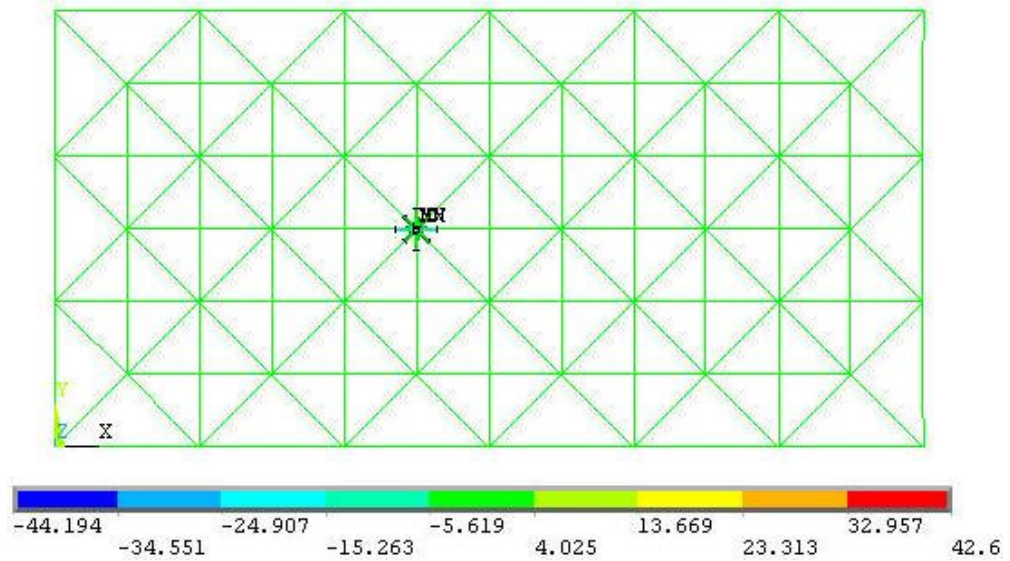


Figura 4.16 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca apresenta maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça, chegando a valores superiores à tensão de escoamento. As figuras 4.17 e 4.18 ilustram as tensões no nó modelado. As figuras 4.19 a 4.26 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

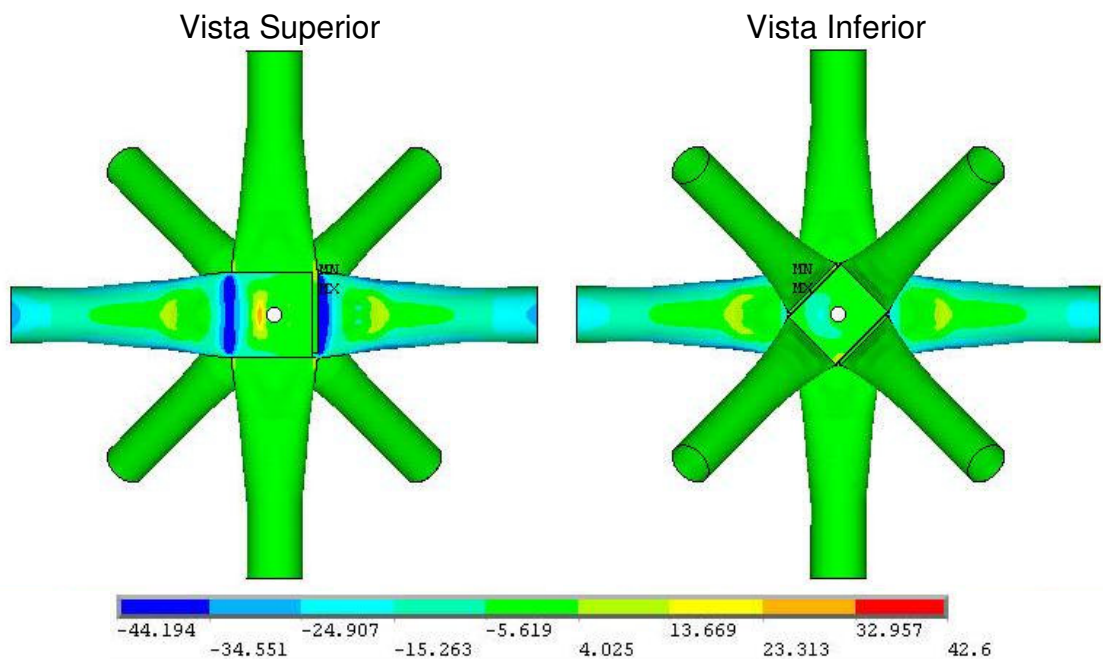


Figura 4.17 - Tensões no nó modelado

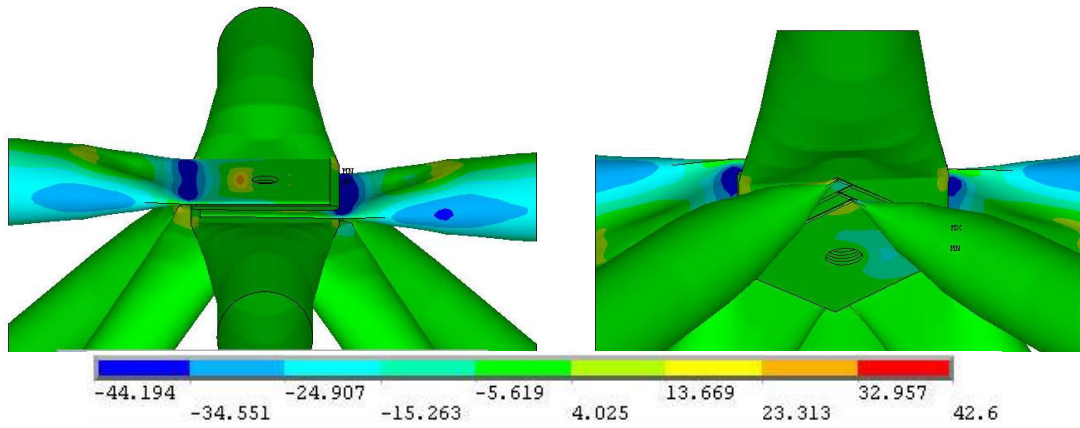


Figura 4.18 - Tensões no nó modelado

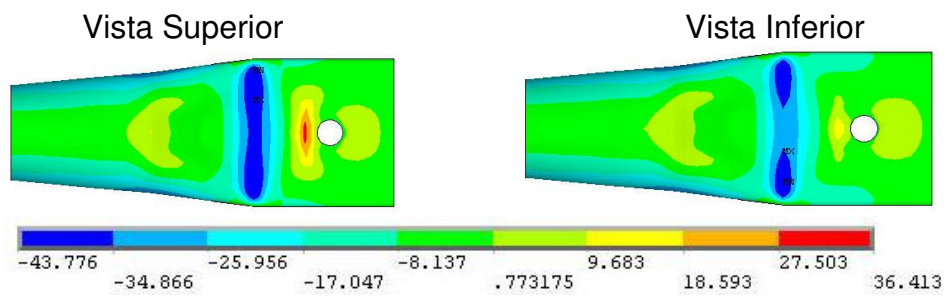


Figura 4.19 - Tensões no banzo 1

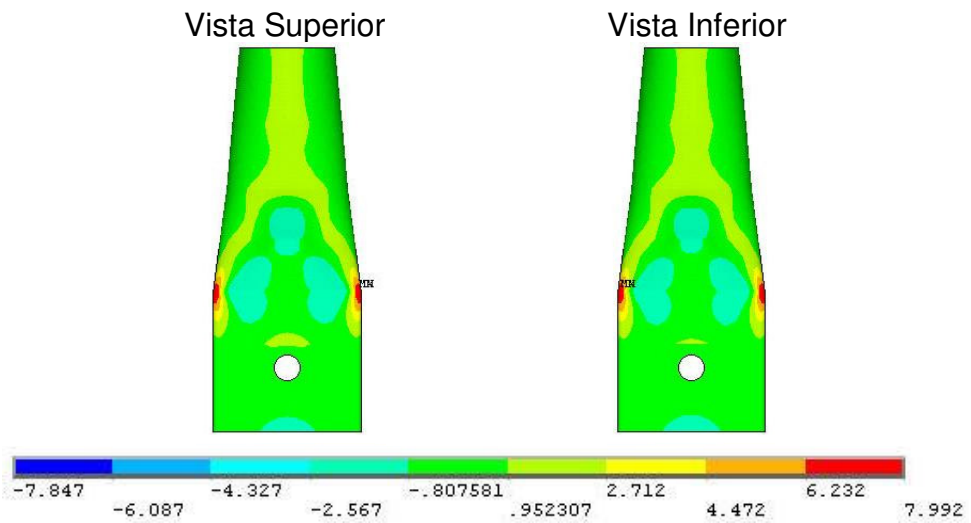


Figura 4.20 - Tensões no banzo 2

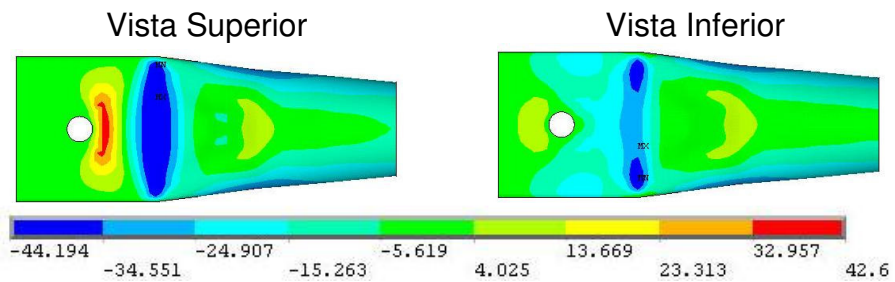


Figura 4.21 - Tensões no banzo 3

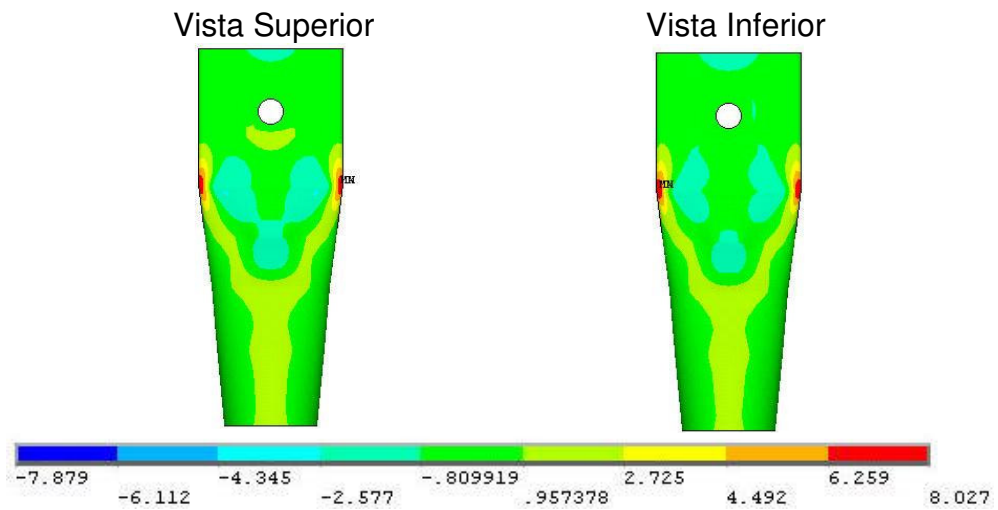


Figura 4.22 - Tensões no banzo 4

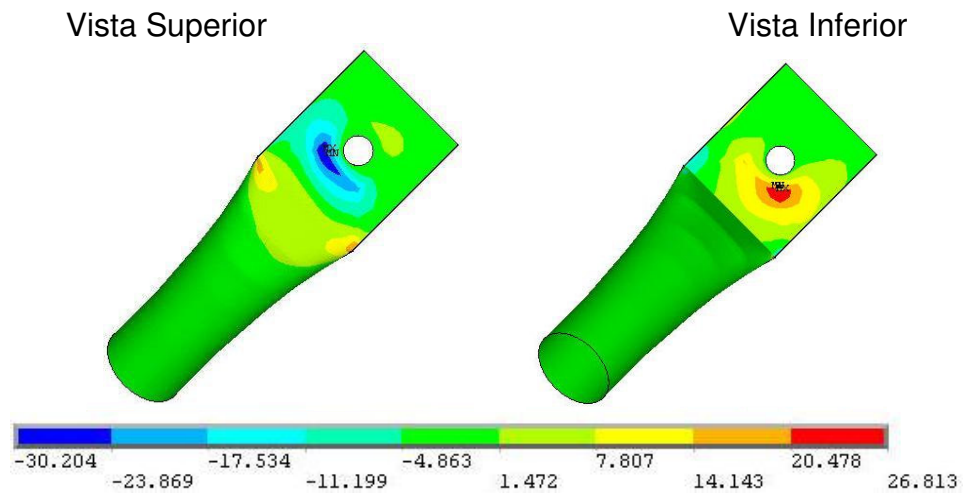


Figura 4.23 - Tensões na diagonal 1

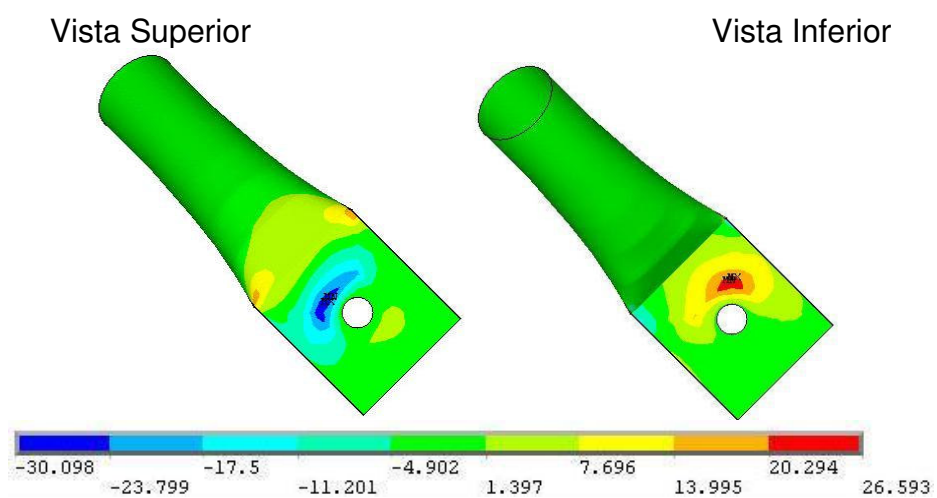


Figura 4.24 - Tensões na diagonal 2

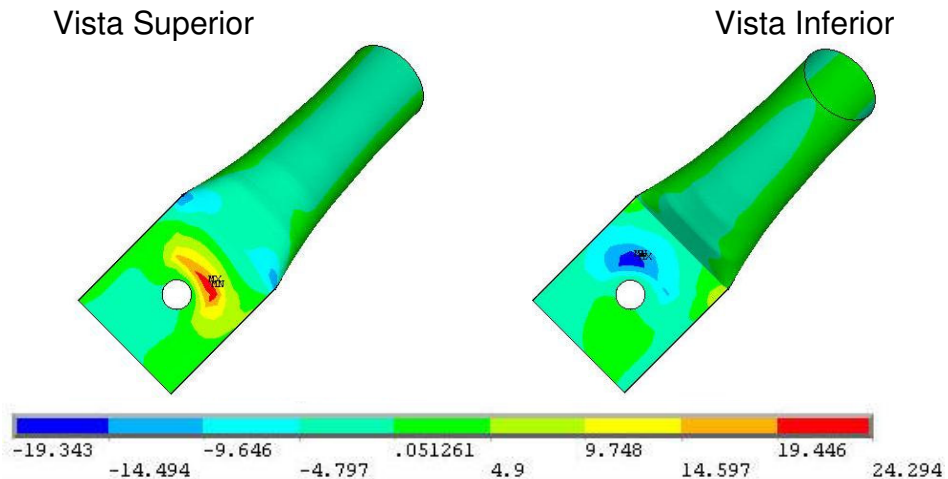


Figura 4.25 - Tensões na diagonal 3

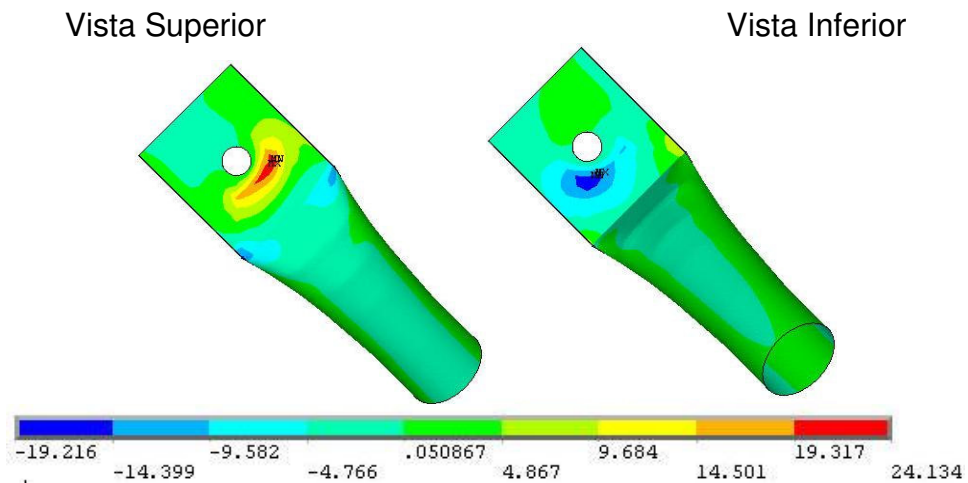


Figura 4.26 - Tensões na diagonal 4

Analisando as figuras, pode ser notado que o nó na posição central não apresenta grandes deformações. As barras mais solicitadas são os banzos na direção do maior comprimento da estrutura, que apresentam tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. Há concentração de tensões na região do furo.

6.1.1.2 Nó lateral – menor comprimento

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral (menor vão) da estrutura na camada superior. Este nó é composto pela sobreposição de 3 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$. Foi estudado inserido na estrutura em duas posições diferentes, no lado com menor vão e no lado com maior vão, ambos próximos do centro. A

Figura 4.27 mostra o posicionamento para o nó lateral na treliça. A Figura 4.28 compara o modelo numérico com o nó.

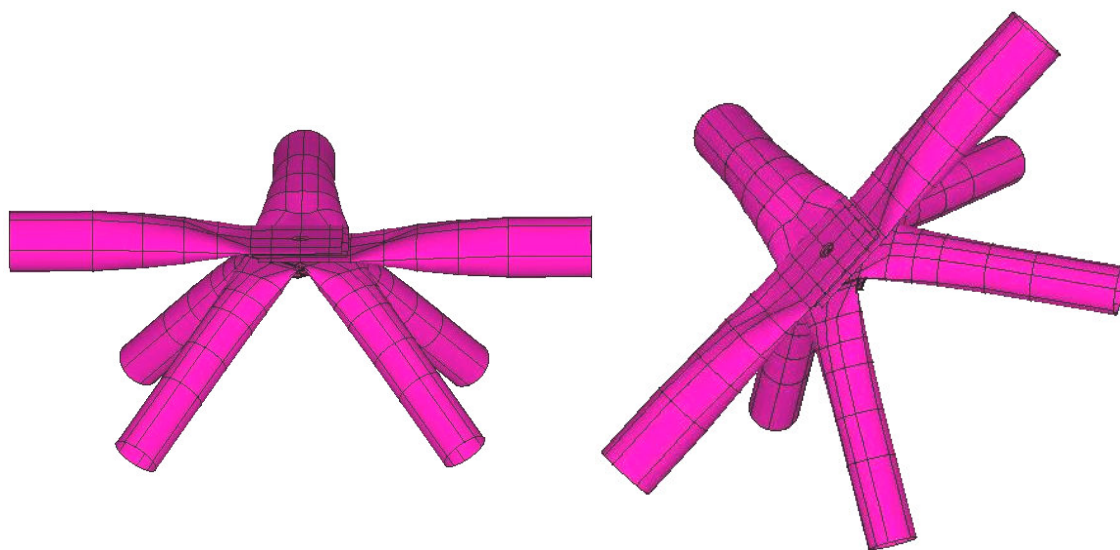


Figura 4.27 - Nó típico na posição lateral

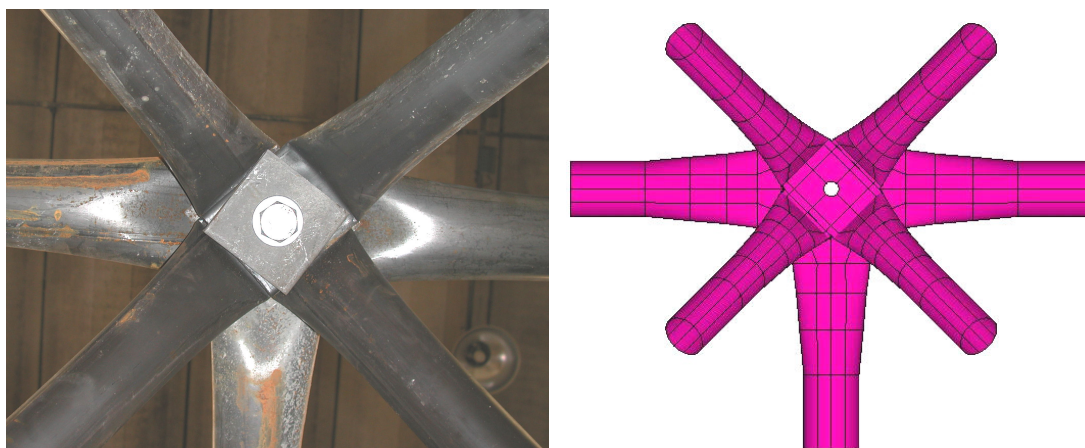


Figura 4.28 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

- **Lado de menor comprimento**

Para de verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.29 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

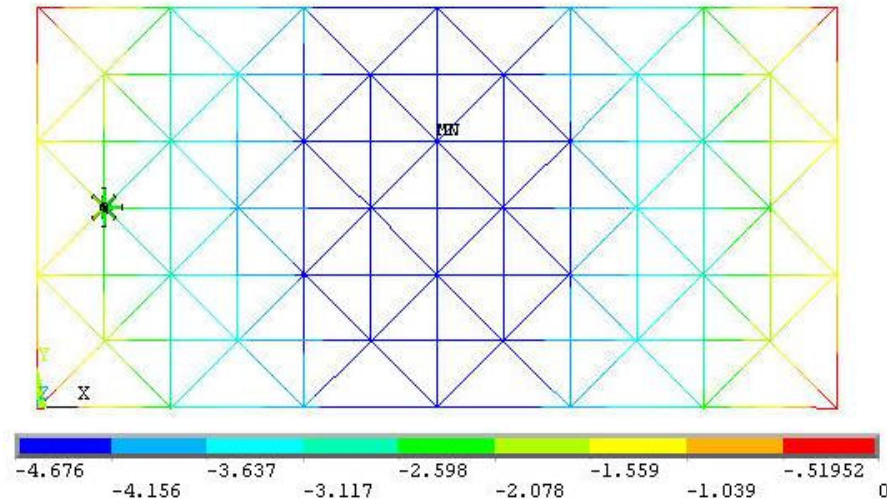


Figura 4.29 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central da treliça não afeta significativamente os deslocamentos verticais ao longo da estrutura mas pode ser notado na figura que os valores obtidos para deslocamento no lado onde foi inserido o nó são maiores que no lado oposto.

O gráfico da figura 4.30 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região lateral da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

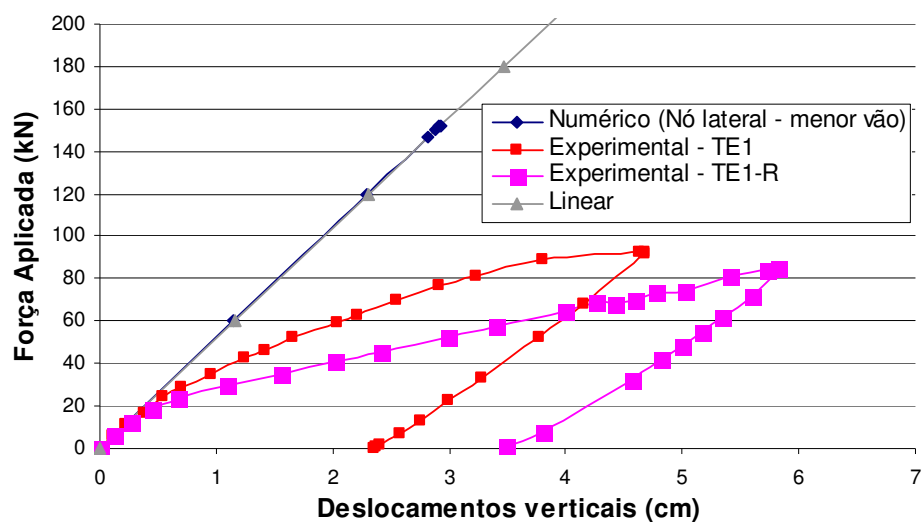


Figura 4.30 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. É importante ressaltar que o reforço para o nó típico, proposto por SOUZA (2003), induz a treliças a obter deslocamentos verticais superiores quando comparados à treliça sem reforço nos nós, indicando que o reforço não melhora a capacidade dos nós. A figura 4.31 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

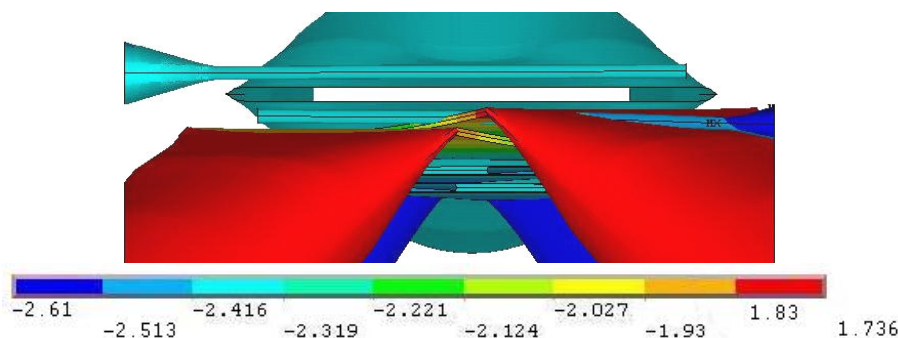


Figura 4.31 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura pode ser notado que as diagonais laterais apresentam deformações significativas na região estampada, causando a degeneração do nó. A região final da estampagem das diagonais tende a se elevar e causam rotação da ligação. As figuras 4.32 e 4.33 mostram as tensões correspondentes ao último passo de carga no nó modelado. As figuras 4.34 a 4.40 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

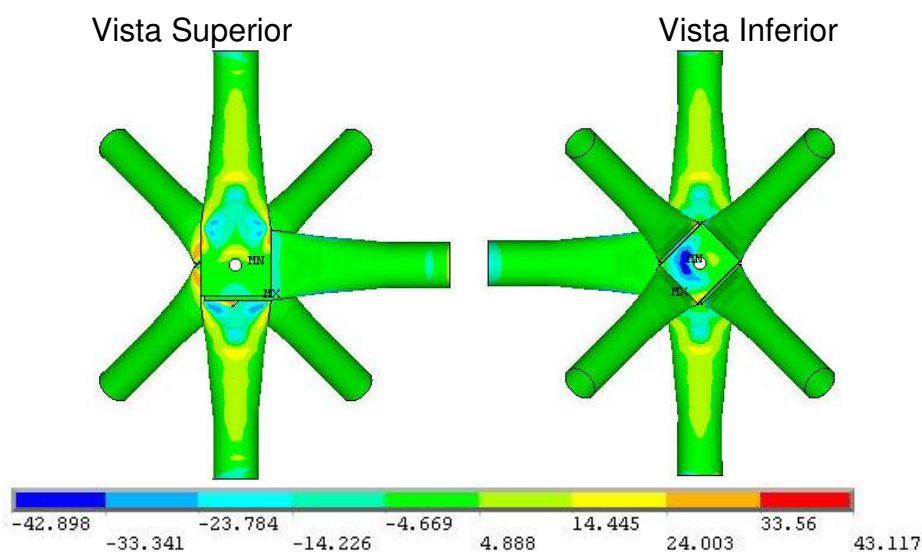


Figura 4.32 - Tensões no nó modelado

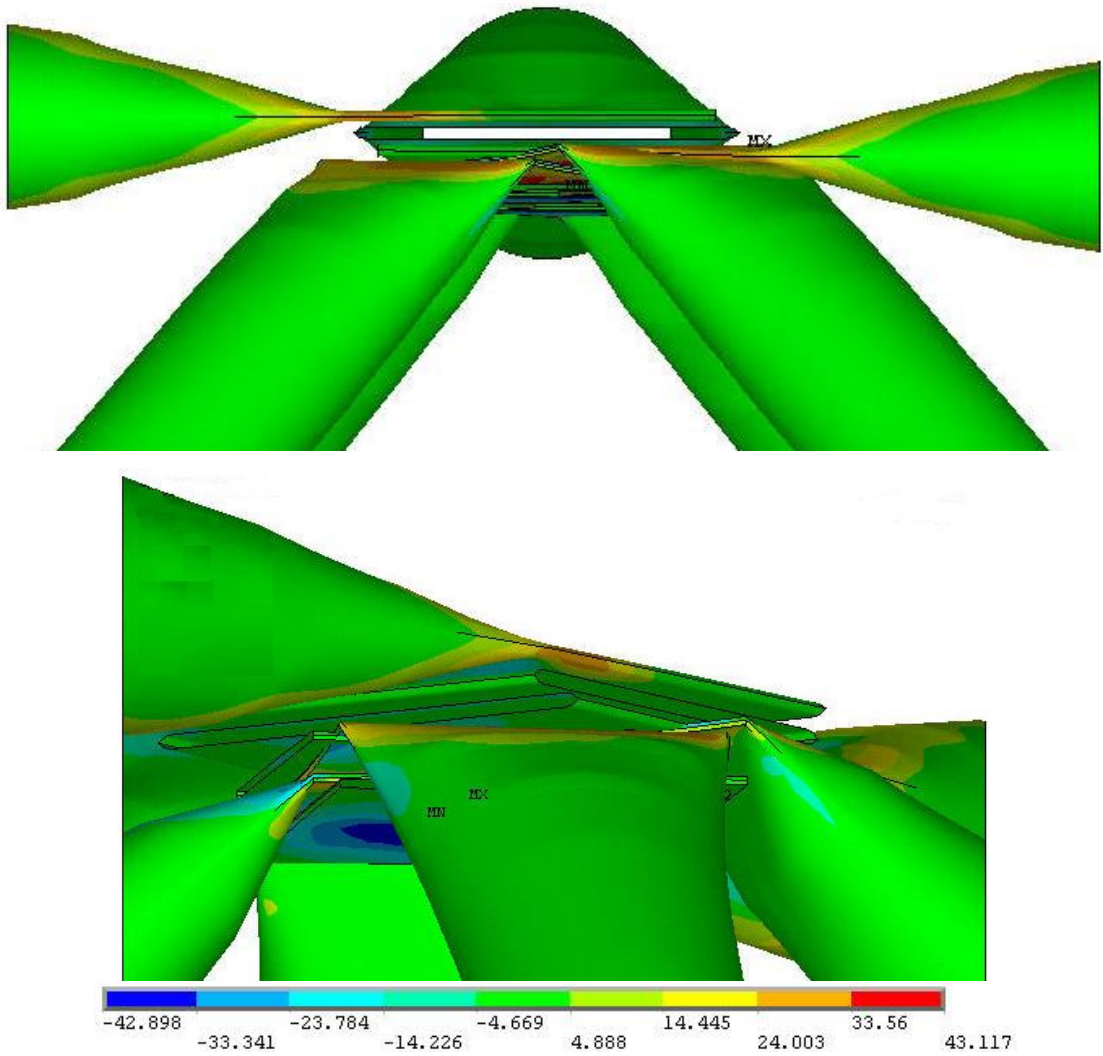


Figura 4.33 - Tensões no nó modelado

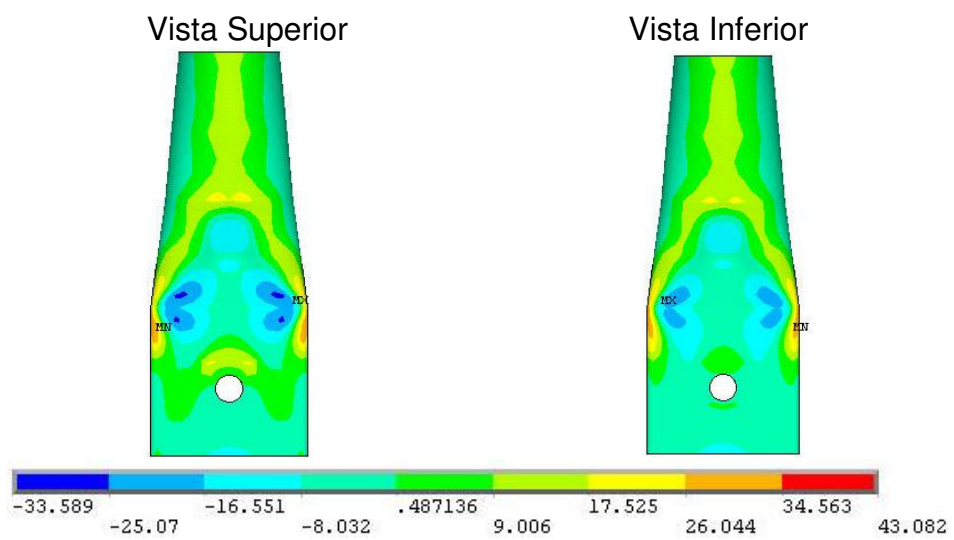


Figura 4.34 - Tensões no banzo 1

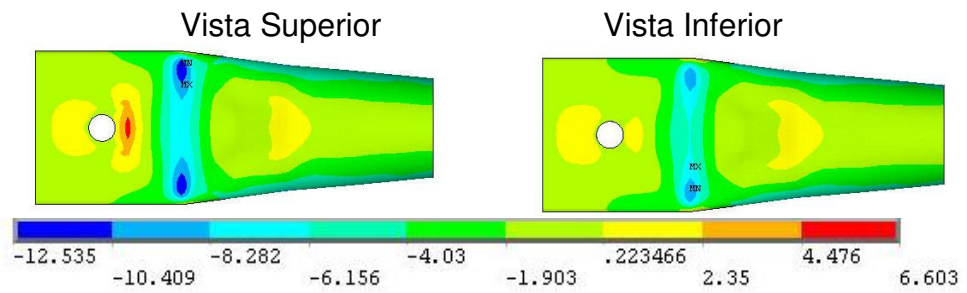


Figura 4.35 - Tensões no banzo 2

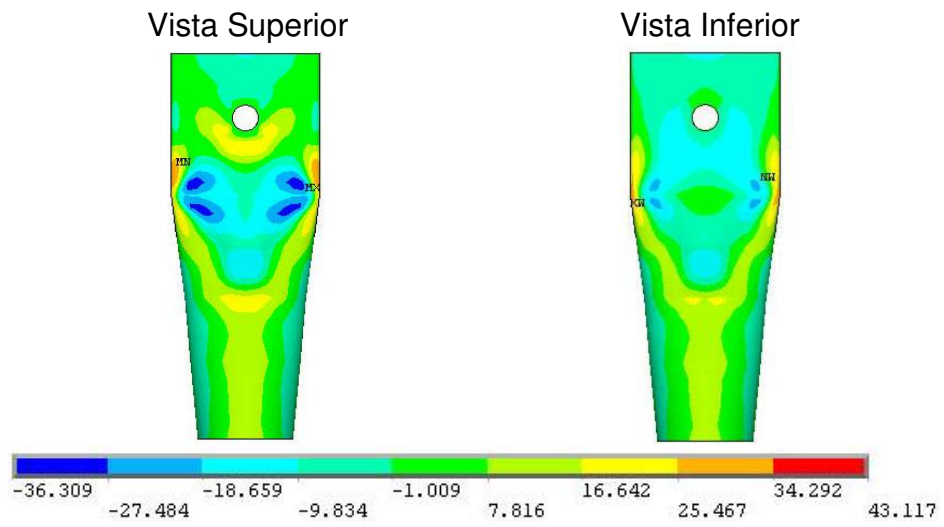


Figura 4.36 - Tensões no banzo 3

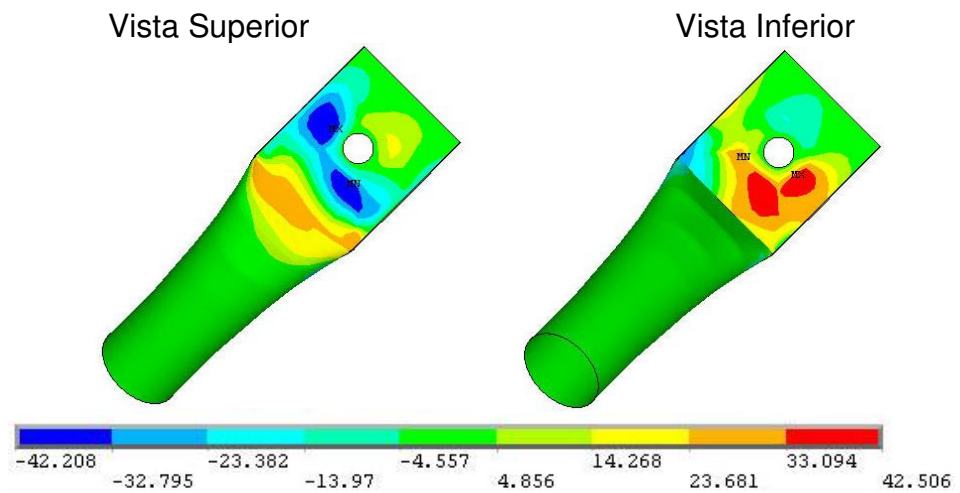


Figura 4.37 - Tensões na diagonal 1

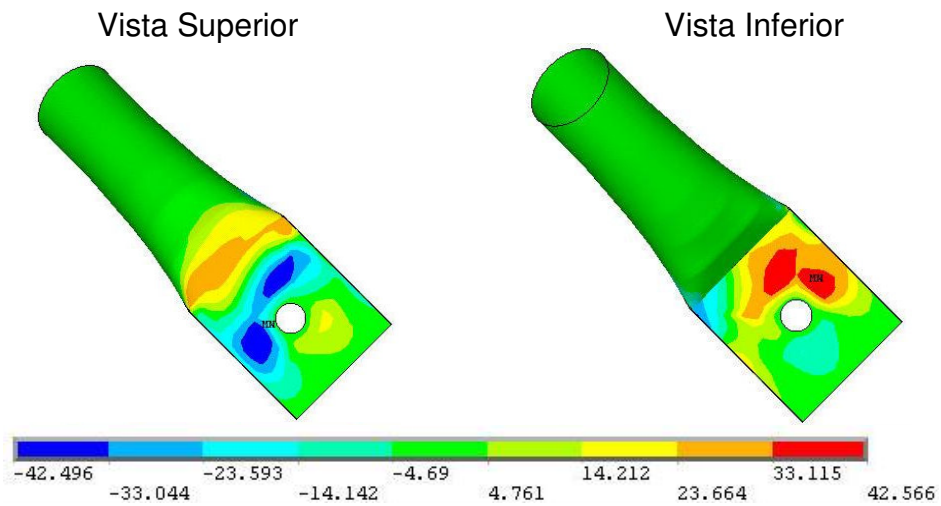


Figura 4.38 - Tensões na diagonal 2

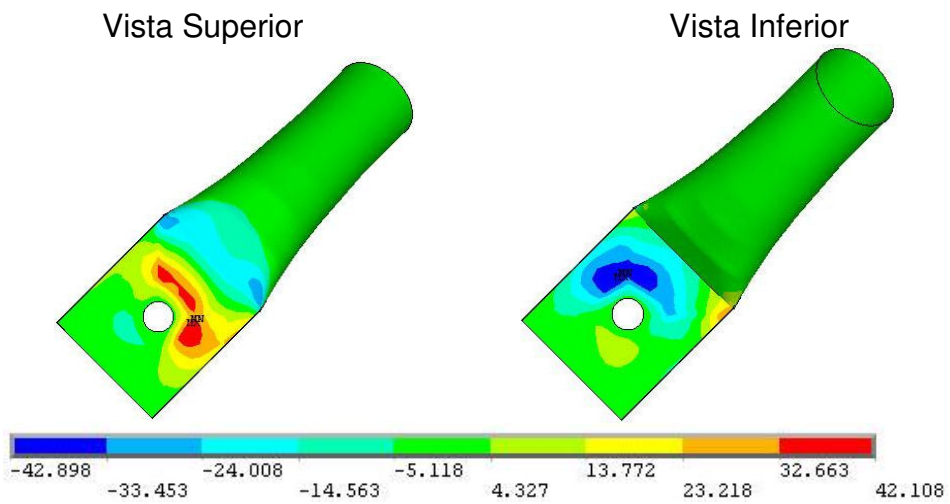


Figura 4.39 - Tensões na diagonal 3

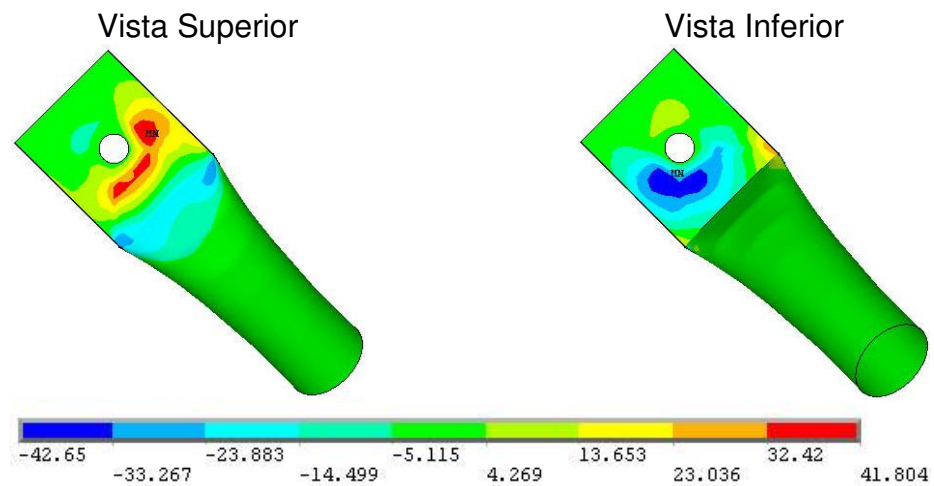


Figura 4.40 - Tensões na diagonal 4

Das figuras, pode ser notado que o nó na posição lateral de menor comprimento apresenta deformações significativas nas diagonais, que tendem

a rotacionar o nó. Devido a este comportamento, as estampagens das diagonais são as regiões mais solicitadas, apresentando tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. Há concentração de tensões na região do furo. A figura 4.41 mostra a configuração deformada da diagonal superior.

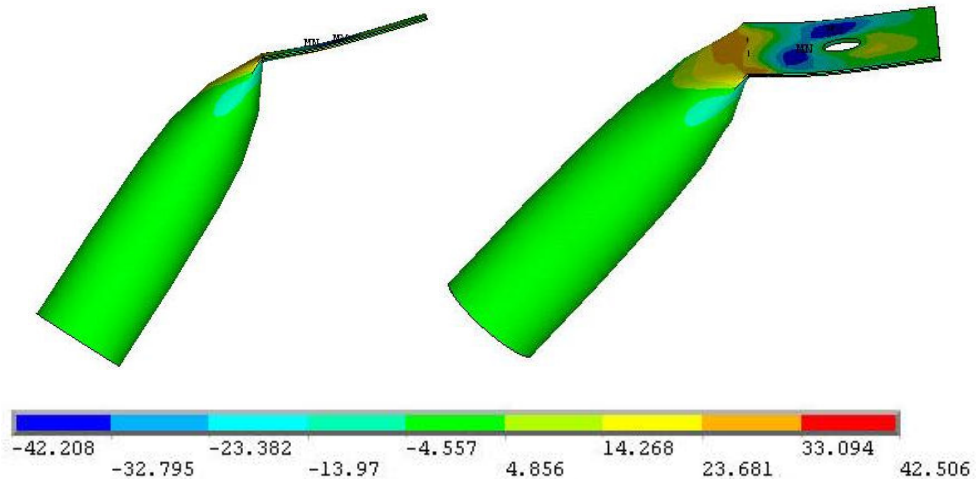


Figura 4.41 Configuração deformada da diagonal superior

- **Lado de maior comprimento**

Apresentação, análise e comparação de resultados

A fim de verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.42 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

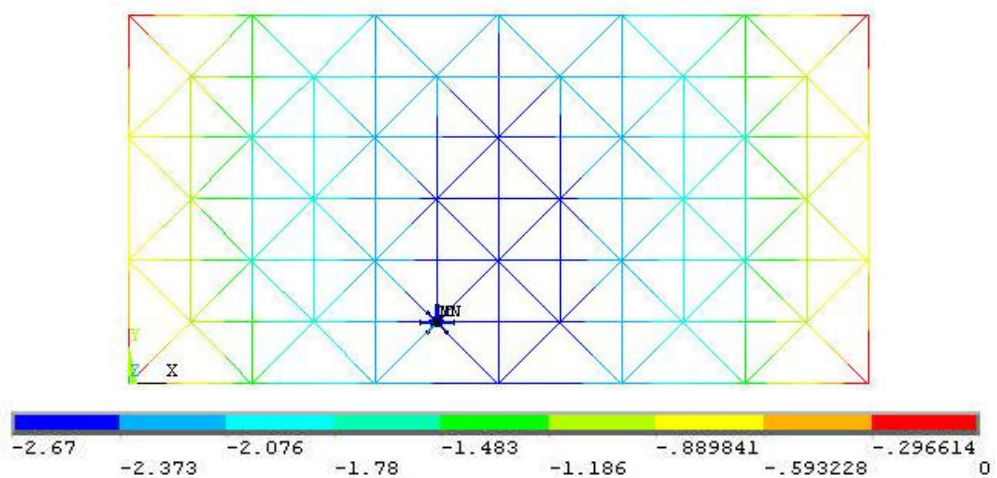


Figura 4.42 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição lateral da treliça aumenta os valores de deslocamento vertical em relação ao lado oposto da estrutura.

O gráfico da figura 4.43 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

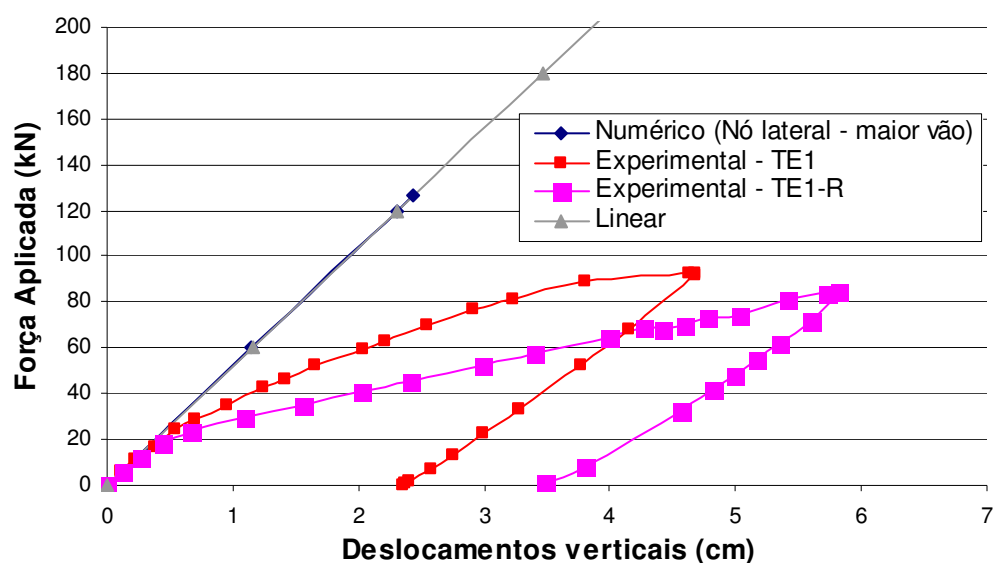


Figura 4.43 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear.

A figura 4.44 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

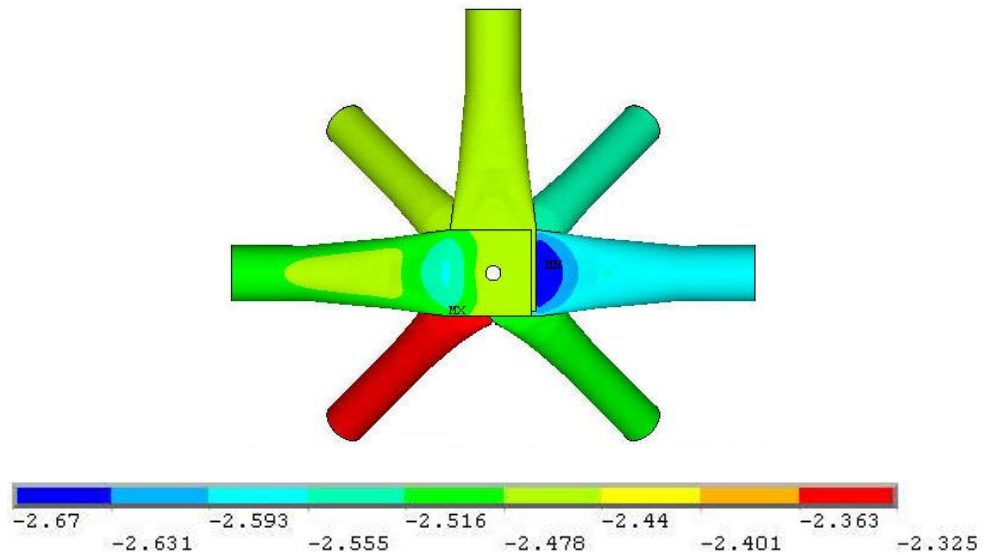


Figura 4.44 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura pode ser notado que os maiores deslocamentos ocorrem no banzo mais central da estrutura.

As figuras 4.45 e 4.46 mostra as tensões no nó modelado. As figuras 4.47 a 4.53 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

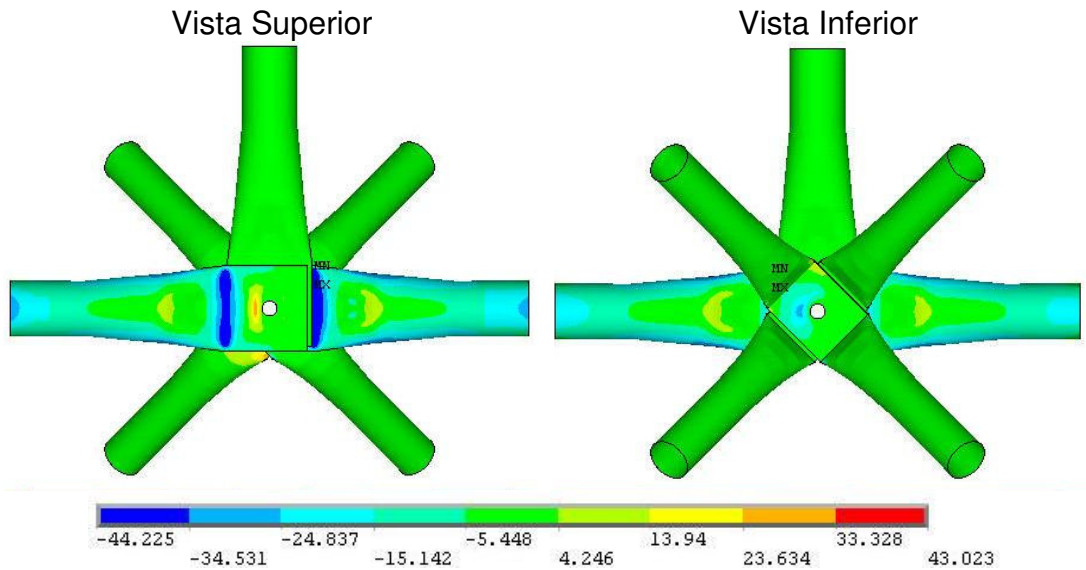


Figura 4.45 - Tensões no nó modelado

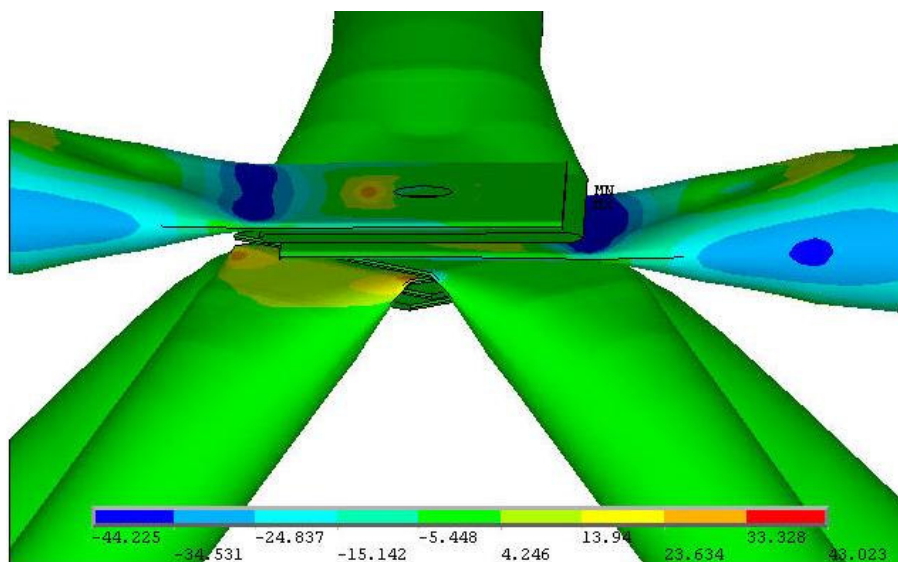


Figura 4.46 - Tensões no nó modelado

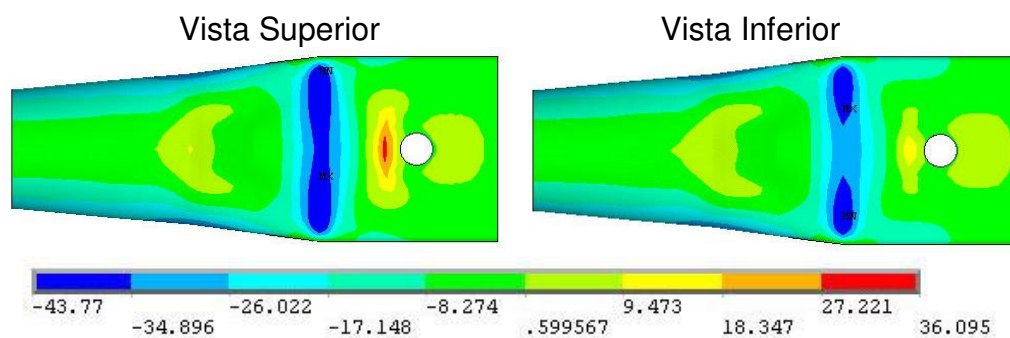


Figura 4.47 - Tensões no banzo 1

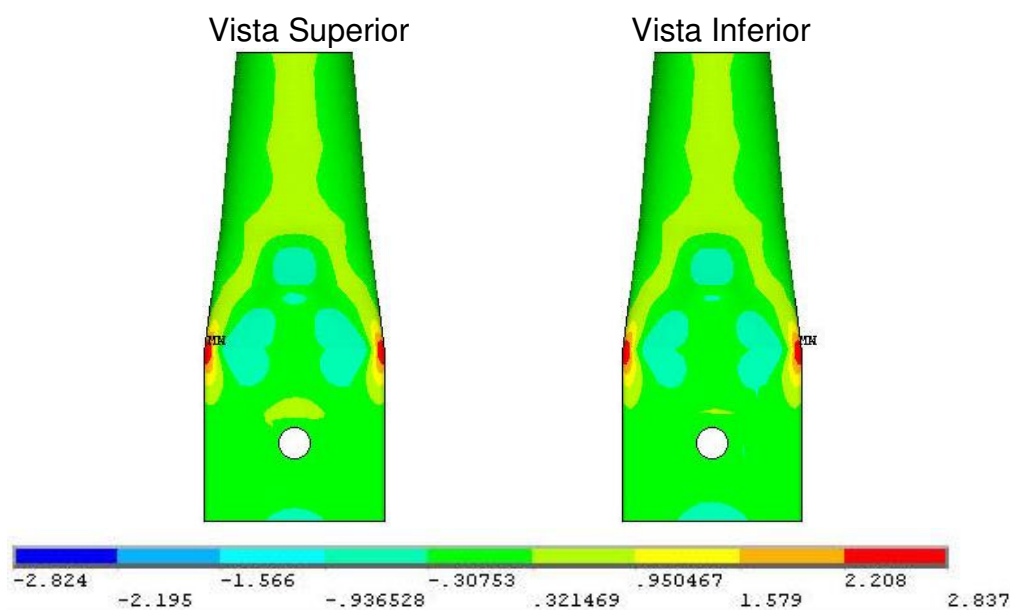


Figura 4.48 - Tensões no banzo 2

Vista Superior

Vista Inferior

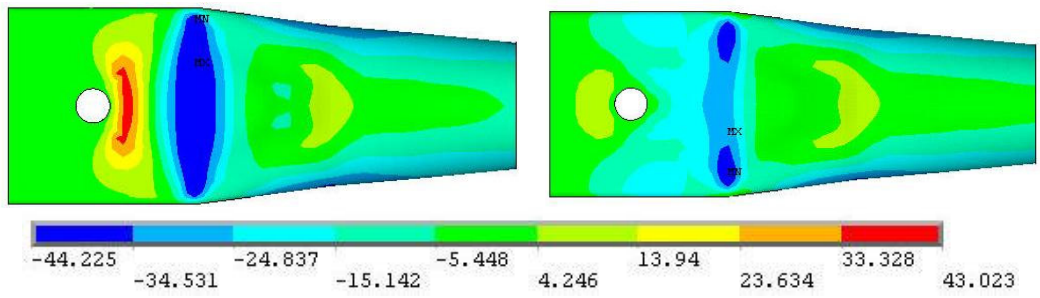


Figura 4.49 - Tensões no banzo 3

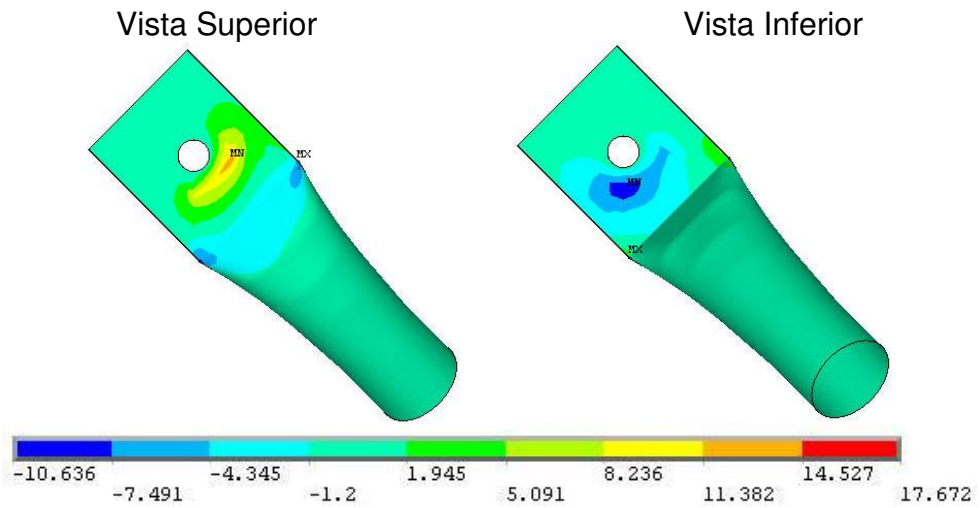


Figura 4.50 - Tensões na diagonal 1

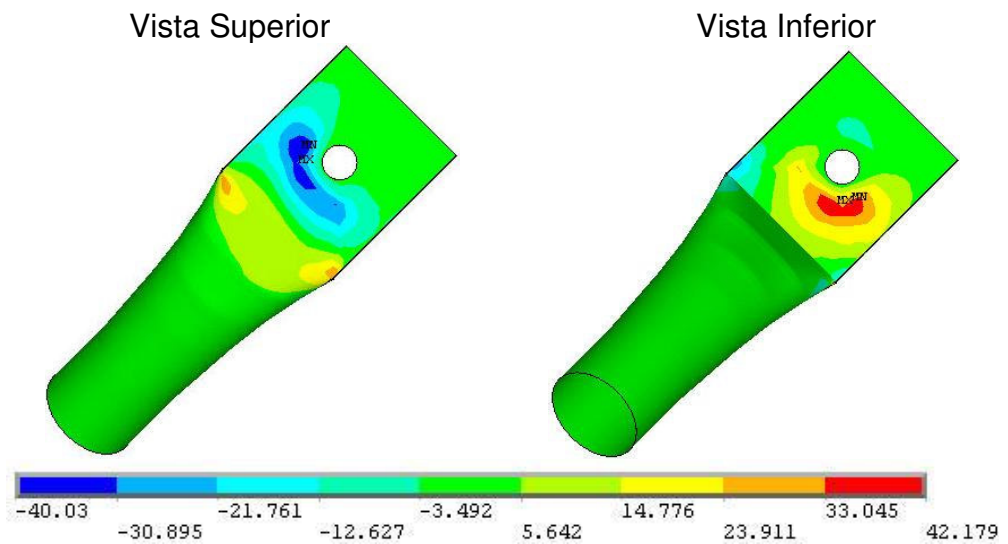


Figura 4.51 - Tensões na diagonal 2

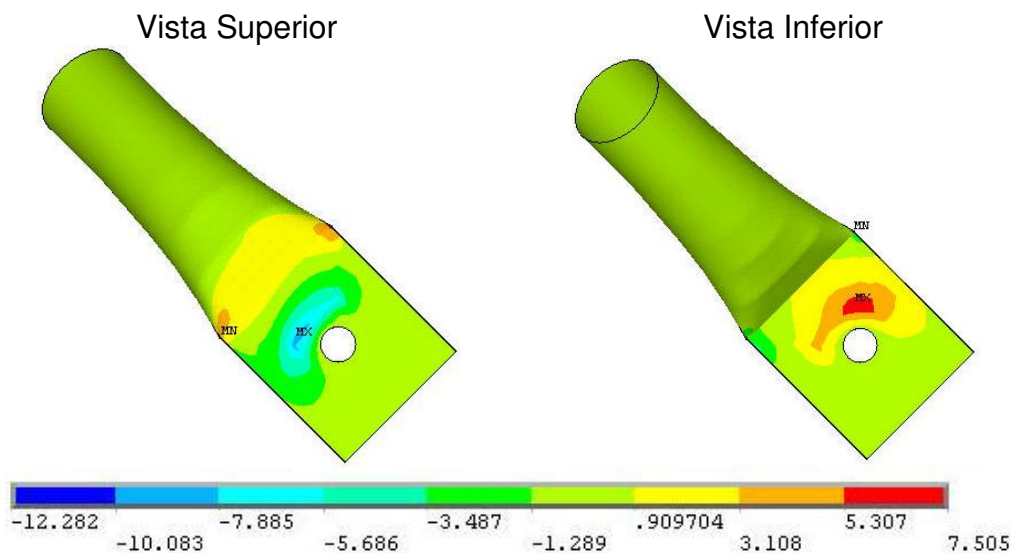


Figura 4.52 - Tensões na diagonal 3

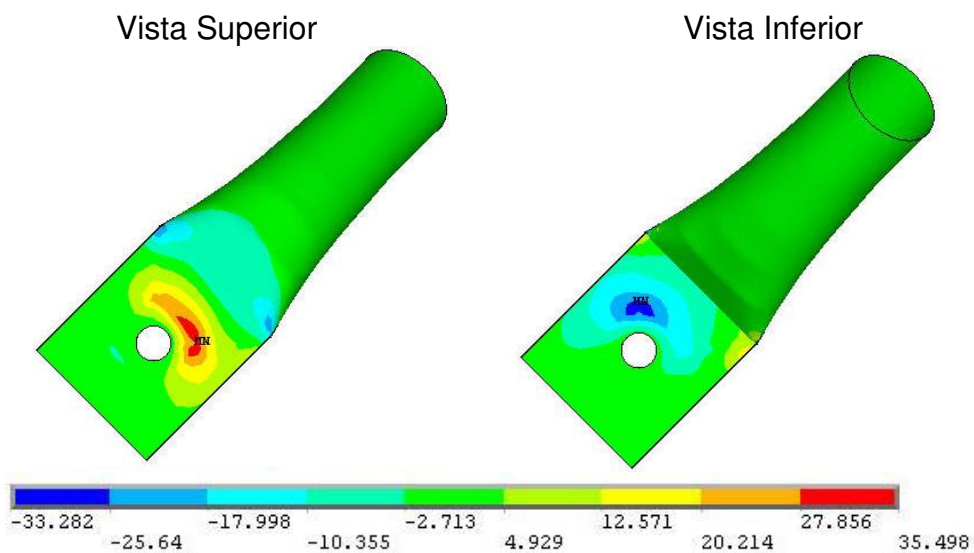


Figura 4.53 - Tensões na diagonal 4

Das figuras, pode ser notado que o nó na posição lateral de maior comprimento apresenta não apresenta grandes deformações. As barras mais solicitadas são os banzos na direção do maior comprimento da estrutura, que apresentam tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico.

6.1.1.3 Nó de vértice superior - canto

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, num vértice superior (canto) da estrutura na camada superior. Este nó

é composto pela sobreposição de 2 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$. A Figura 4.54 mostra o posicionamento para o nó lateral na treliça. A Figura 4.55 compara o modelo numérico com o nó.

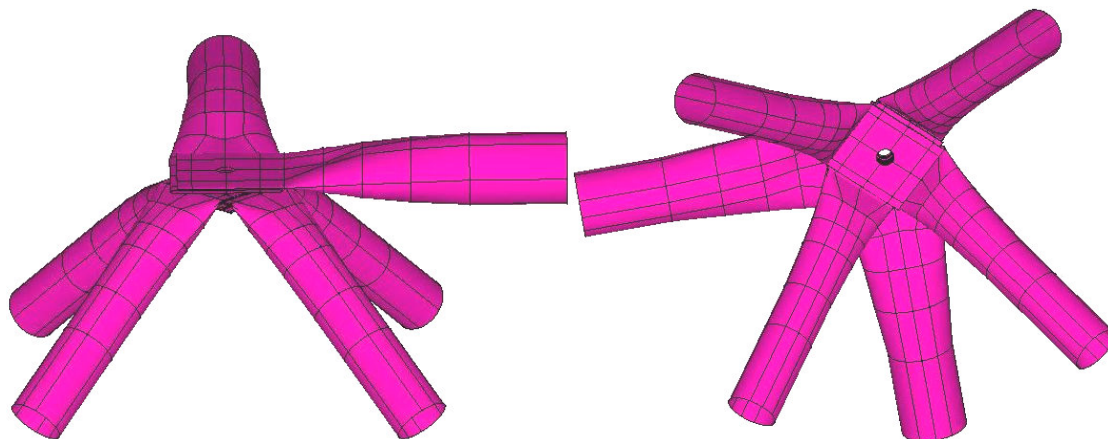


Figura 4.54 - Nó de típico na posição de vértice

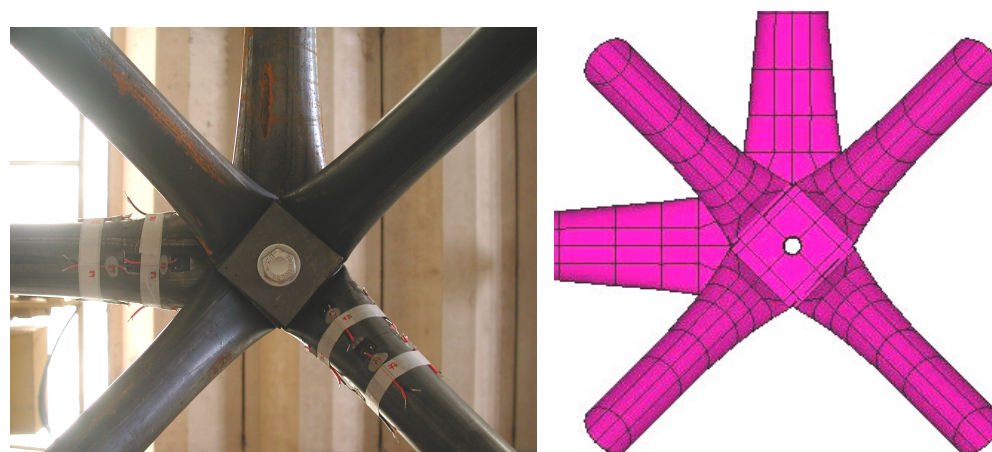


Figura 4.55 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

Para verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.56 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

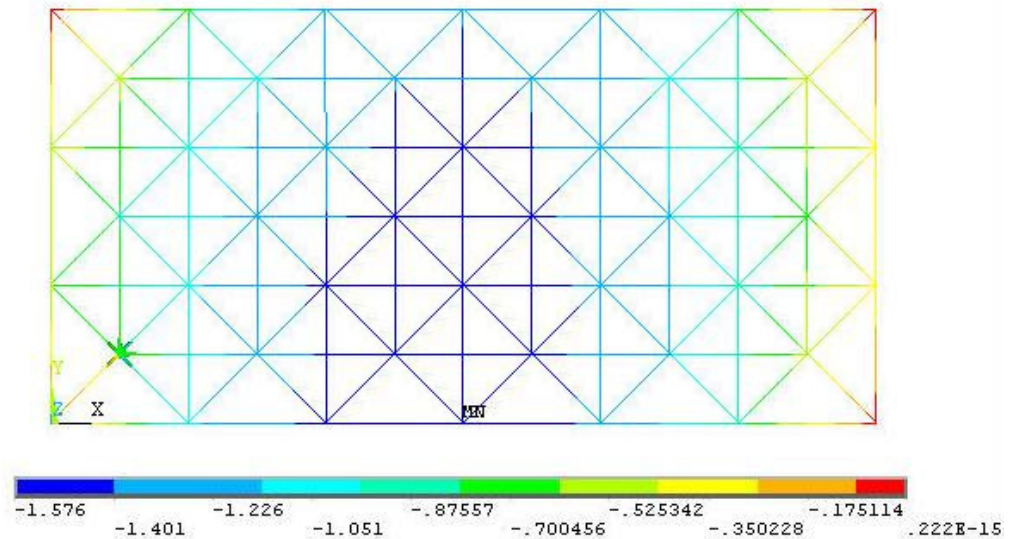


Figura 4.56 - Deslocamento verticais

Pela figura pode ser observado que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição de vértice da treliça aumenta os valores de deslocamentos verticais nas suas proximidades.

O gráfico da figura 4.57 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

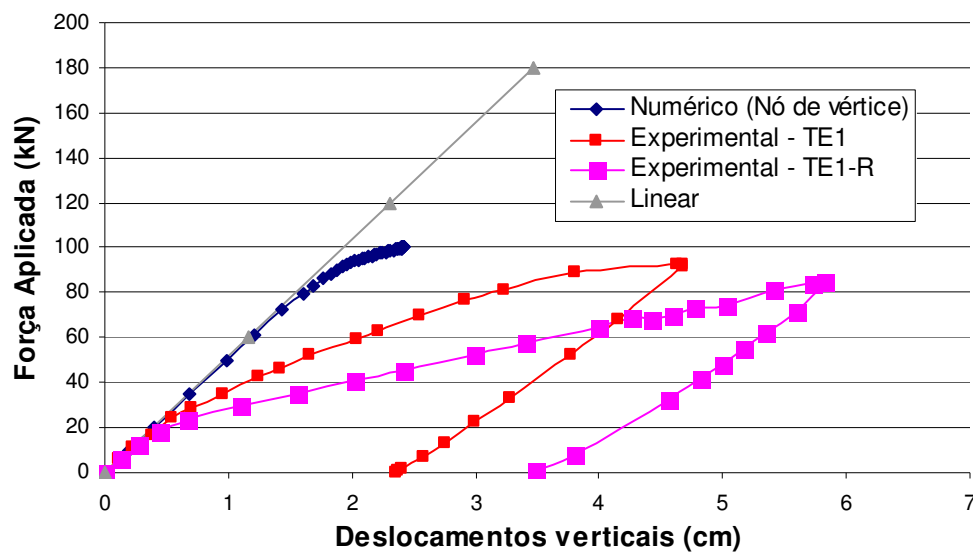


Figura 4.57 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição de vértice.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça do modelo analisado tem a mesma tendência do experimental. Nota-se que, apesar do carregamento último semelhante, os deslocamentos no modelo numérico são bem inferiores que os experimentais. Isto se deve ao fato de o modelo numérico não permitir o escorregamento relativo entre as barras e conseqüente acomodação da estrutura, aumentando os deslocamentos verticais.

A figura 4.58 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

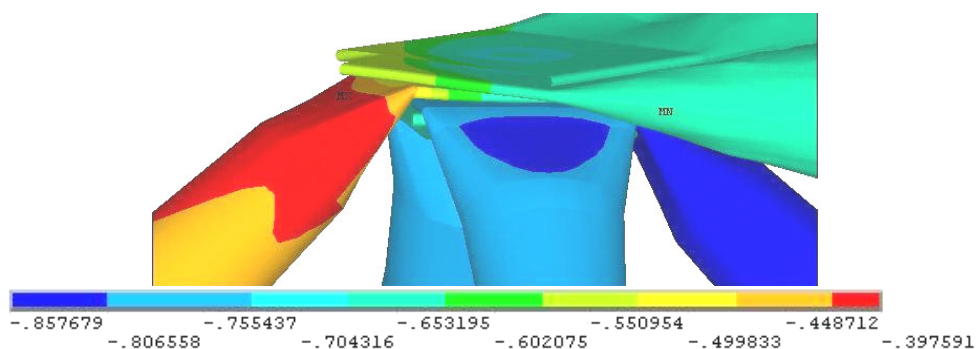


Figura 4.58 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura pode ser notado que a diagonal de apoio apresenta deformações significativas na região estampada, causando a degeneração do nó. A região final da estampagem da diagonal se eleva e causando rotação da ligação. As figuras 4.59 e 4.60 mostram as tensões no nó modelado. As figuras 4.61 a 4.66 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

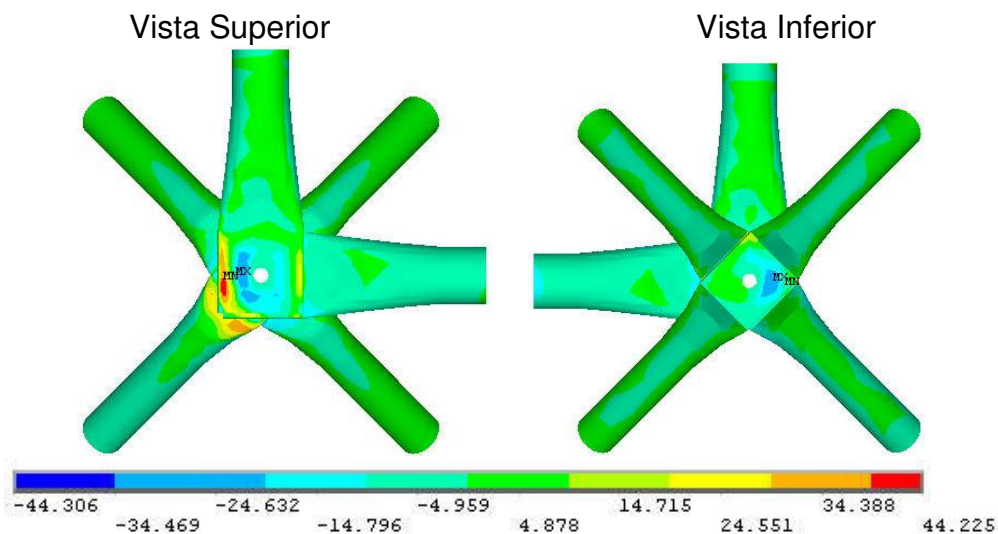


Figura 4.59 - Tensões no nó modelado

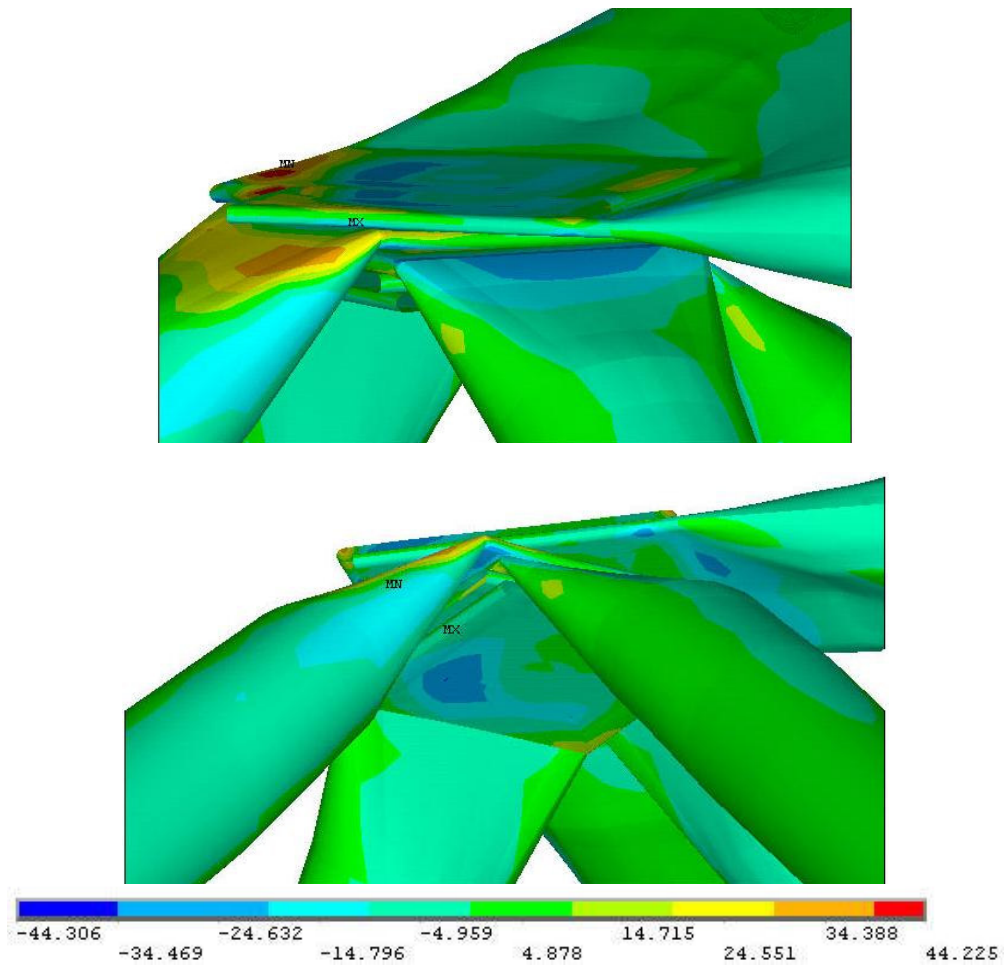


Figura 4.60 - Tensões no nó modelado

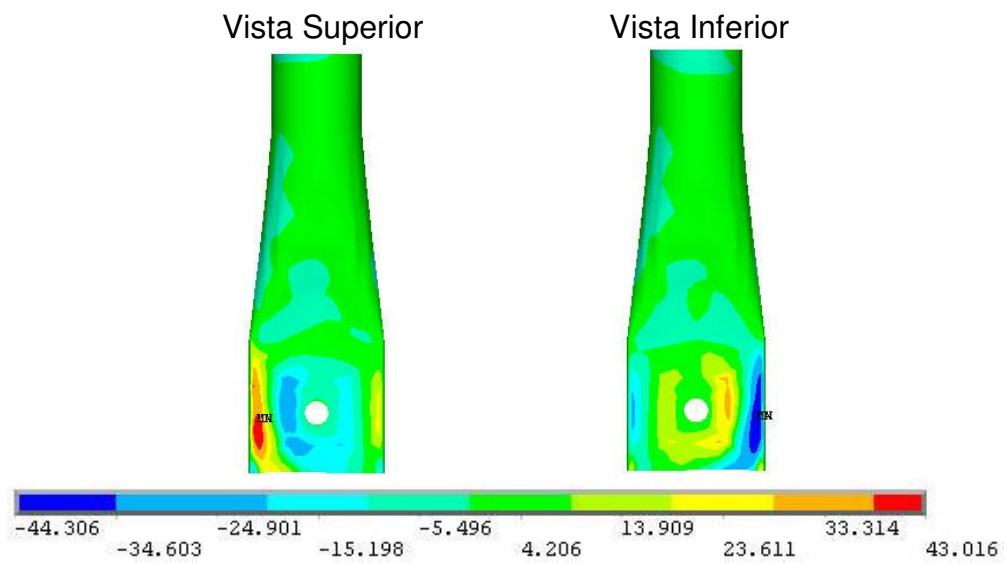


Figura 4.61 - Tensões no banzo 1

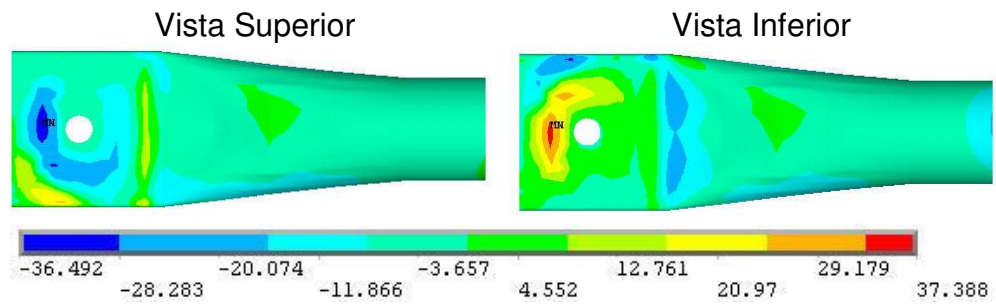


Figura 4.62 - Tensões no banzo 2

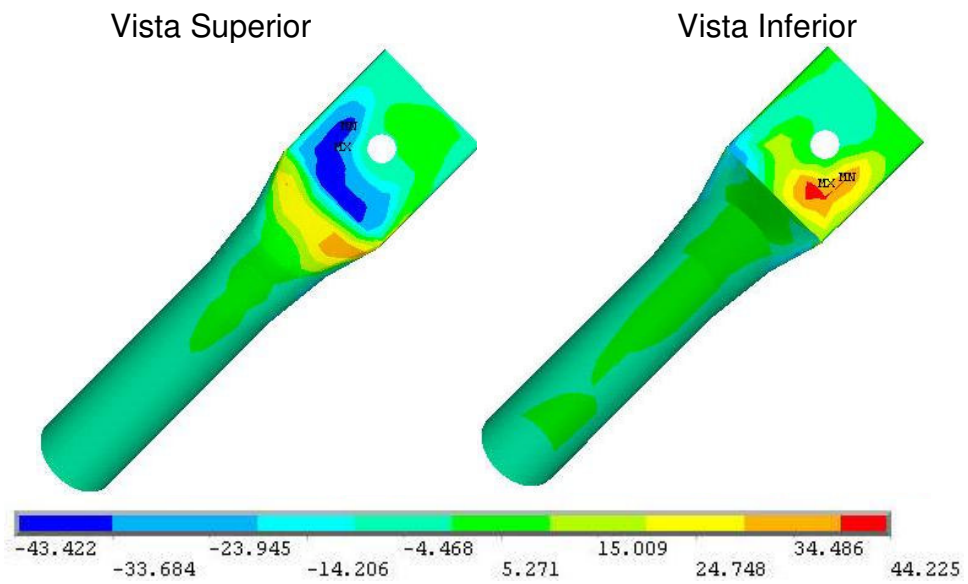


Figura 4.63 - Tensões na diagonal de apoio

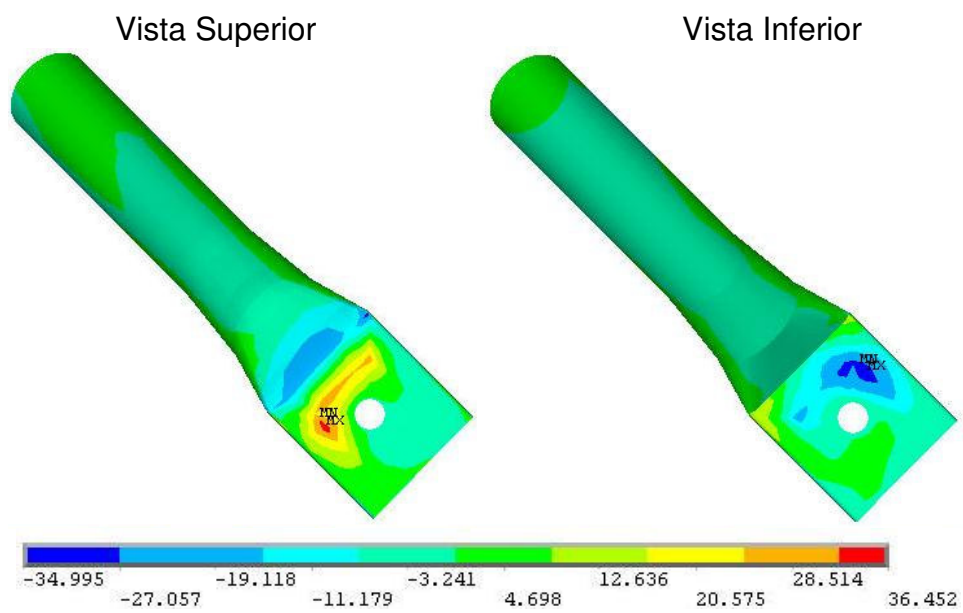


Figura 4.64 - Tensões na diagonal 2

Vista Superior

Vista Inferior

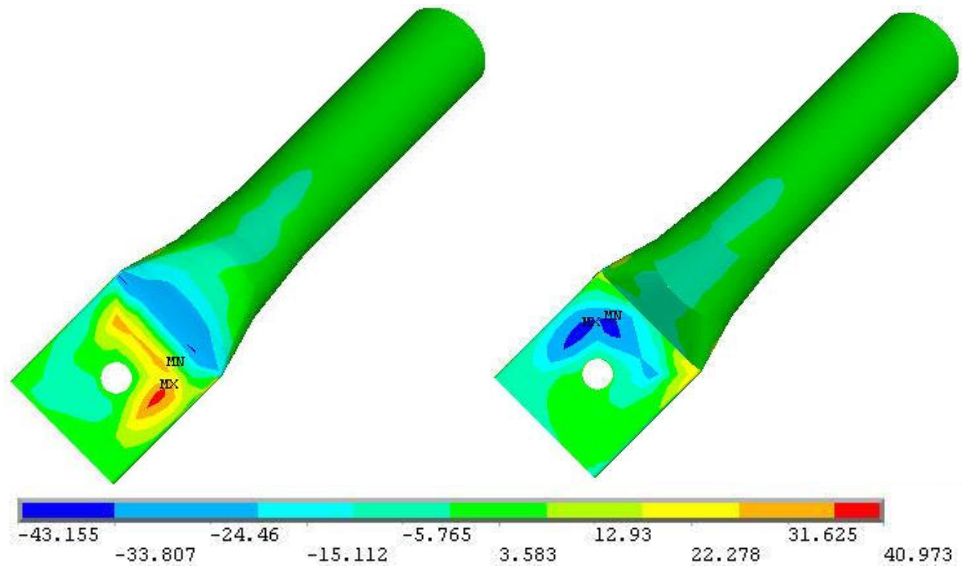


Figura 4.65 - Tensões na diagonal 3

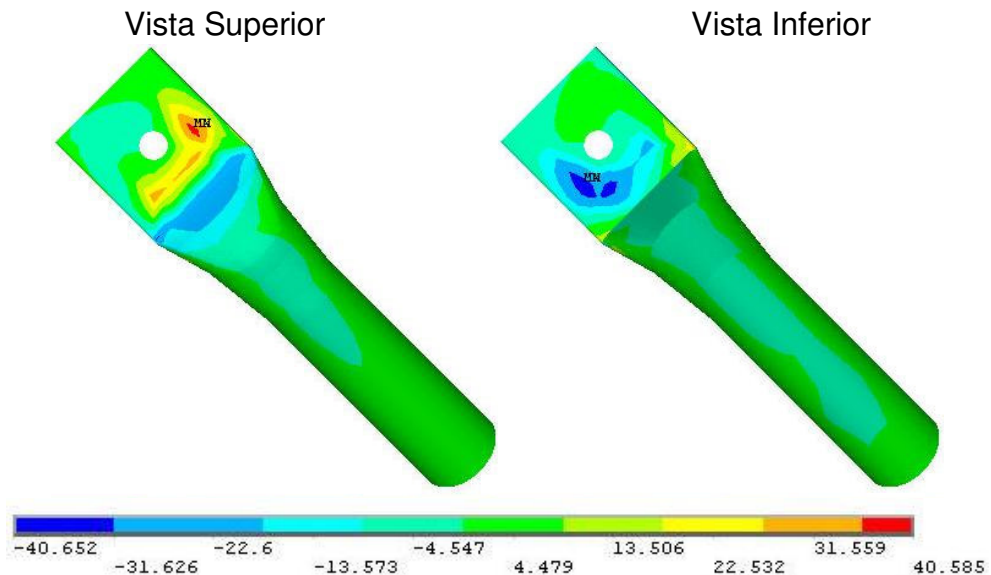


Figura 4.66 - Tensões na diagonal 4

Das figuras, pode ser notado todas as barras que compõem o nó na posição de vértice apresentam elevados valores de tensão. Estas tensões se devem às deformações na diagonal de apoio, que tendem a rotacionar o nó. Devido a este comportamento, as estampagens das barras, em volta do furo, são as regiões mais solicitadas, apresentando tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. A figura 4.67 mostra a configuração deformada da diagonal superior.

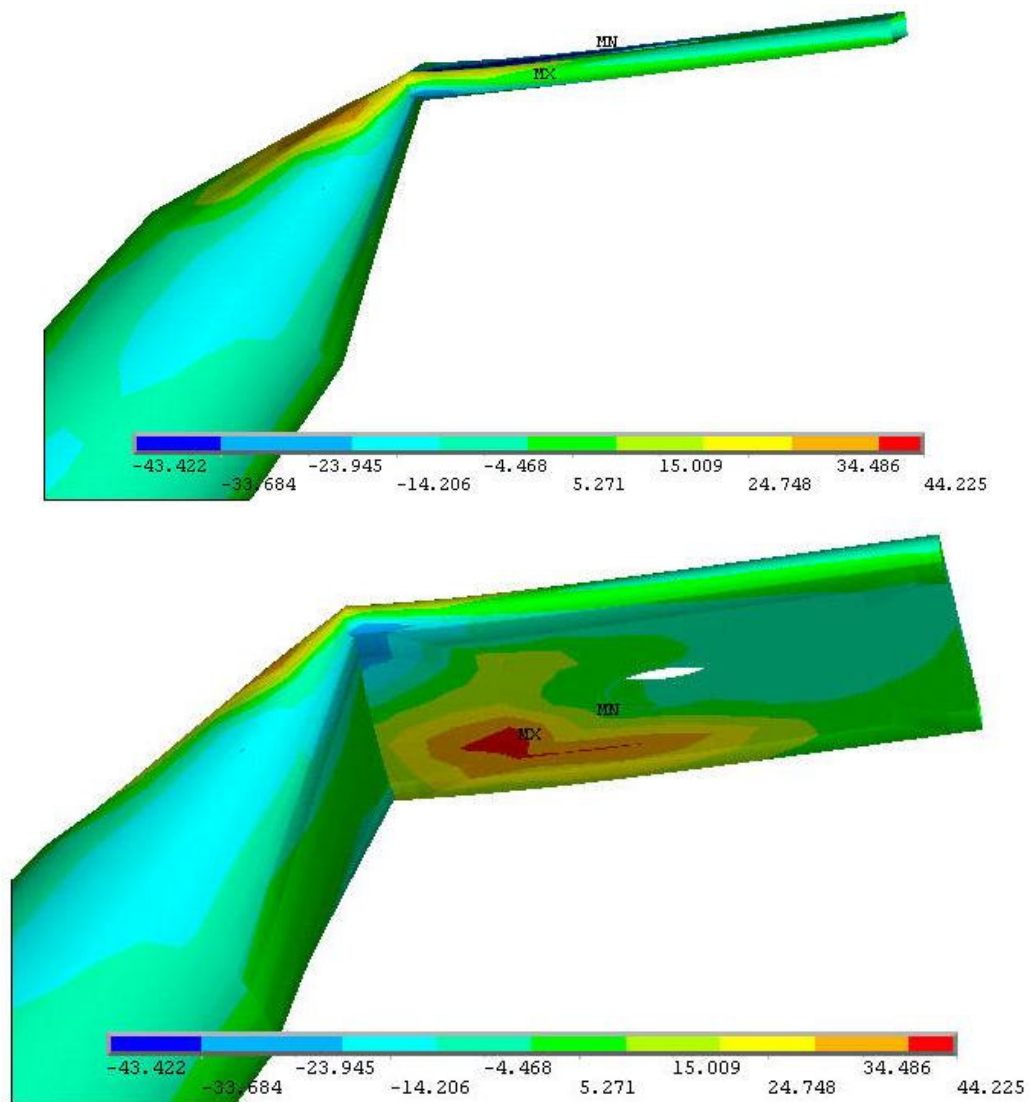


Figura 4.67 Configuração deformada da diagonal de apoio

Analisando a figura 4.63 e a figura acima pode-se observar que a diagonal de apoio sofre grande deformação. Na região em volta do furo há a formação de uma charneira plástica, fazendo a estrutura colapsar.

Com relação a configuração deformada final do nó, o modelo numérico representa bem o comportamento da estrutura observado experimentalmente. A figura 4.64 mostra a configuração de ruína do nó de vértice.

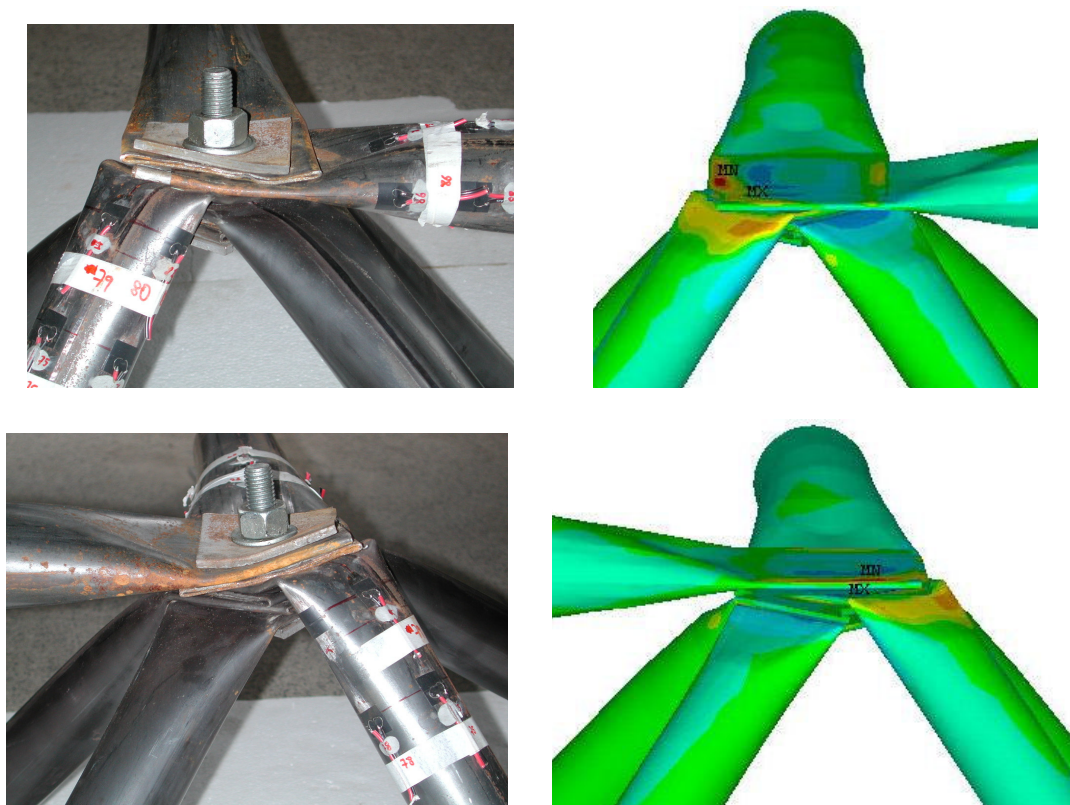


Figura 4.64 - Configuração de ruína nó

Treliça TE2 e TE2-R

A treliça TE2 é semelhante à treliça TE1, utilizando como sistema de ligação o nó típico, formado pela superposição das extremidades estampadas (estampagem reta) das barras unidas por um único parafuso. A treliça TE2 foi detalhada com as quatro diagonais de apoio com seção maior que as outras, a fim de conduzir a falha para a os banzos da região central da estrutura. Os pontos de aplicação de carregamento foram detalhados como nós de aço. A figura 4.65 mostra uma vista geral da estrutura.

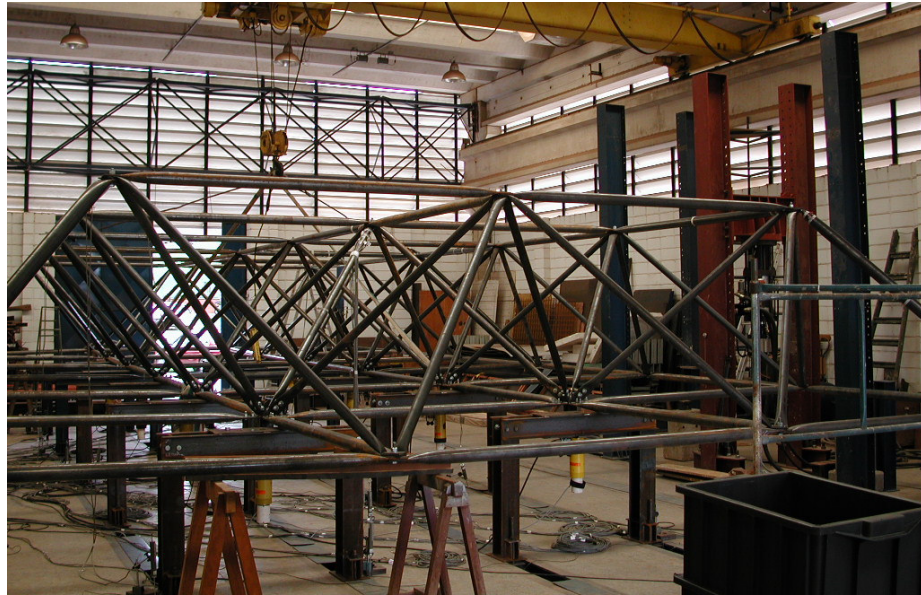


Figura 4.65 - Visão geral da treliça TE1

A treliça TE2-R é semelhante à treliça TE2, porém os nós utilizam um reforço semelhante ao usado na treliça TE1-R. A treliça TE2-R foi montada a partir da treliça TE1-R com a substituição das barras rompidas e aquelas com detalhes de extremidades diferentes. Os pontos de aplicação de carregamento foram detalhados como nós de aço. A figura 4.66 ilustra o nó reforçado. A figura 4.67 mostra uma vista geral da estrutura.

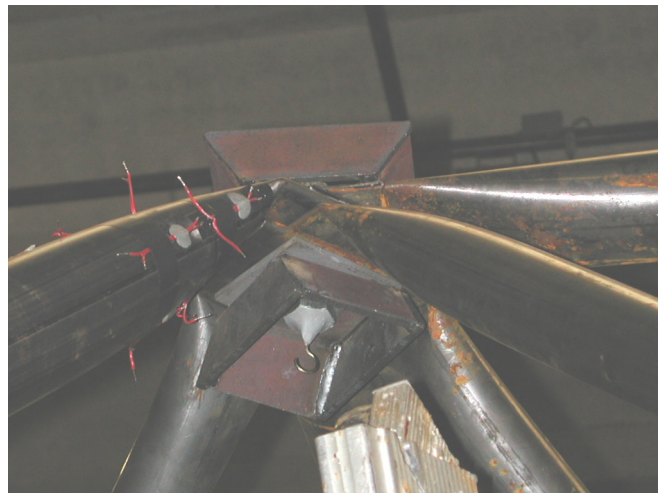


Figura 4.66 - Detalhe do reforço da treliça TE2-R



Figura 4.68 - Vista geral da treliça TE1-R

6.1.1 Descrição dos protótipos ensaiados

Neste protótipo foram utilizadas barras de seção ϕ 76x2,0 para os banzos, e seção ϕ 60x2,0 para as diagonais e seção ϕ 88x2,65 para todas as diagonais da apoio. Nas ligações foram utilizados parafusos do tipo ASTM A325, com diâmetro de 19mm. As arruelas quadradas (chapa cobrejunta) eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura. Com o aumento no diâmetro das diagonais de apoio foi necessário alterar as dimensões das extremidades estampadas, dos banzos e diagonais, junto aos nós dos quatro vértices superiores. Os parafusos foram apertados ferramenta pneumática. A figura 4.69 apresenta o detalhe do nó de canto do banzo superior da treliça TE2.



Figura 4.69 – Detalhe do nó de canto do banzo superior da treliça TE2

O protótipo TE2-R é semelhante ao TE2 com o reforço dos nós. Os reforços eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura (figura 4.2 acima) .

Instrumentação

A instrumentação das treliças TE2 e TE2-R foi semelhante a das treliças TE1 e TE1-R.

Resultados dos ensaios

A treliça espacial TE2 apresentou comportamento semelhante à treliça TE1. Observaram-se acomodações da estrutura durante o ensaio, com deslizamento entre barras na região nodal, o que provocou grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de carregamento.

Ocorreram concentrações de deformações nas extremidades estampadas das barras, causando a degeneração do nó por plastificação e separação das barras na região da ligação e conseqüentemente provocando o colapso da estrutura para um carregamento aplicado de 71,0kN que é 57% inferior ao previsto.

O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós de canto junto a diagonal de apoio (vértice superior). A figura 4.70 mostra a configuração pós-ruína dos nós de canto.



Figura 4.70 - Configuração de colapso do nó de canto da treliça TE2

O uso de diagonal de apoio com diâmetro maior que as outras (ϕ 88 x 2,65m) acelerou o processo de degeneração do nó, pois foram necessários

maiores comprimentos das extremidades estampadas. Assim a região nodal adquire uma rigidez menor e as diagonais apresentam maior excentricidade.

Já a treliça espacial TE2-R apresentou comportamento semelhante ao observado na treliça TE1-R, que também recebeu reforço. Também neste protótipo o reforço não foi capaz de modificar os modos de colapso esperado já que o comportamento força aplicada x deslocamento não se alterou com a introdução do mesmo. Ocorre escorregamento relativo entre barras e plastificação das extremidades, resultando em redução de rigidez e um comportamento não-linear para os deslocamentos.

O colapso da estrutura se deu devido ao colapso dos nós de canto, junto as diagonais de apoio, com carregamento máximo aplicada à estrutura de 80,8kN, 51% inferior ao previsto teoricamente, como modelo de treliça em análise elástica, e 12% superior ao obtido para a mesma treliça sem reforço nos nós. A figura 4.71 apresenta a configuração de colapso para os nós da treliça TE2-R.



Figura 4.71 - Configuração de colapso para os nós da treliça TE2-R

Apresentação dos modelos numéricos analisados

A seguir são apresentados os modelos numéricos referentes à treliça TE2. Foram analisados 4 modelos, cada um com um nó discretizado em elementos de casca em uma posição, conforme descrito na metodologia. A figura 4.71 ilustra a modelagem destas extremidades. No Apêndice A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos

tubos utilizados. O comprimento de extremidade de barra modelada com elementos de casca é de 300 mm.

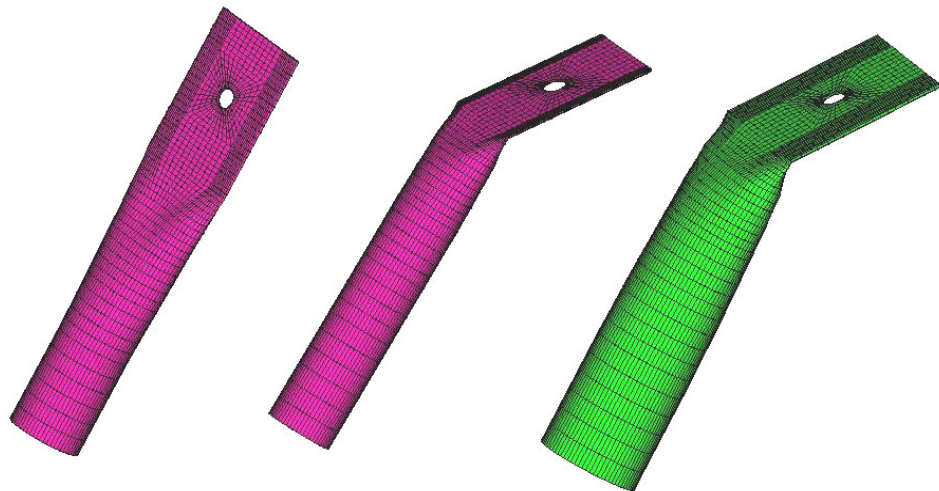


Figura 4.71 - Modelagem das extremidades das barras da treliça TE2

6.1.1.3 Nó central

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região central da estrutura na camada superior. Este nó é composto pela sobreposição de 4 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e é semelhante ao da treliça TE1.

Apresentação, análise e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 4.73 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

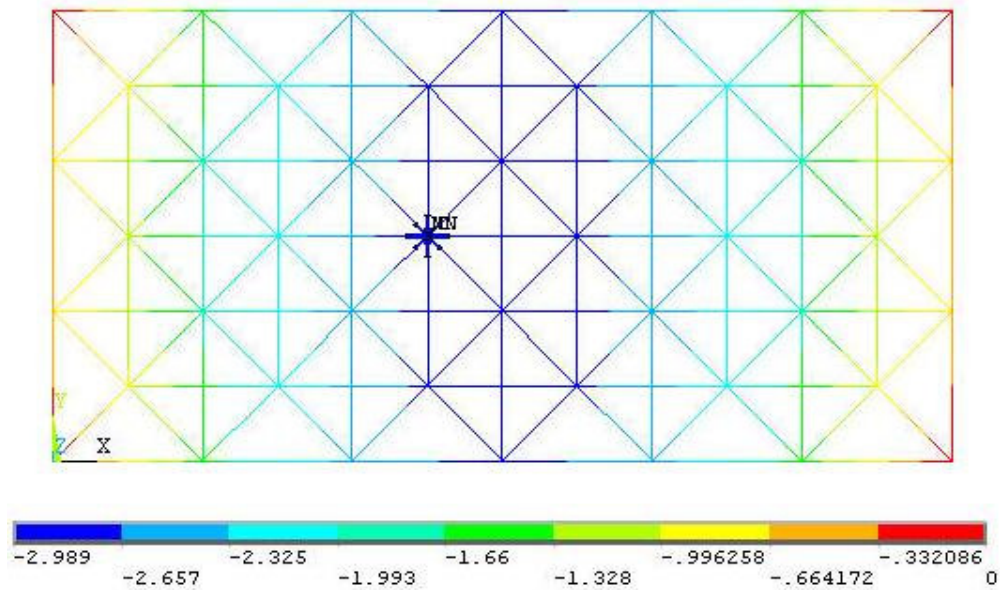


Figura 4.73 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central da treliça não afeta significativamente os deslocamentos verticais ao longo da estrutura, podendo ser notada simetria. Na região de inserção, os valores de deslocamentos verticais são ligeiramente aumentados. O comportamento deste modelo foi semelhante ao modelo de treliça com diagonal de apoio de seção $\Phi 60 \times 2,0$ com nó típico inserido na posição central, porém os valores de deslocamentos foram ligeiramente inferiores. A figura 4.74 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

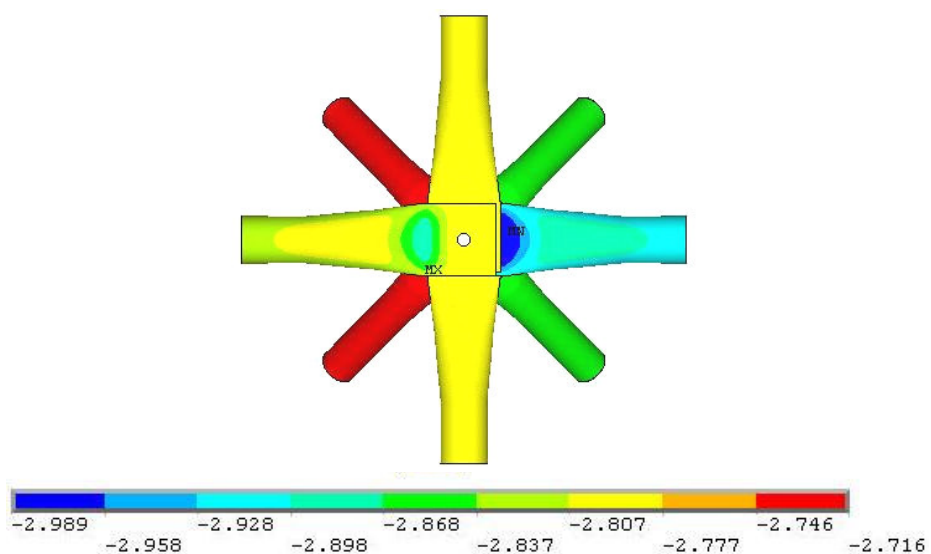


Figura 4.74 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura acima pode ser notado que todos os elementos que constituem o nó apresentam deslocamento vertical da mesma ordem de grandeza. Os maiores valores acontecem no banzo mais central do nó, seguido pelo banzo oposto.

O gráfico da figura 4.75 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente para as treliças TE2 e TE2-R, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

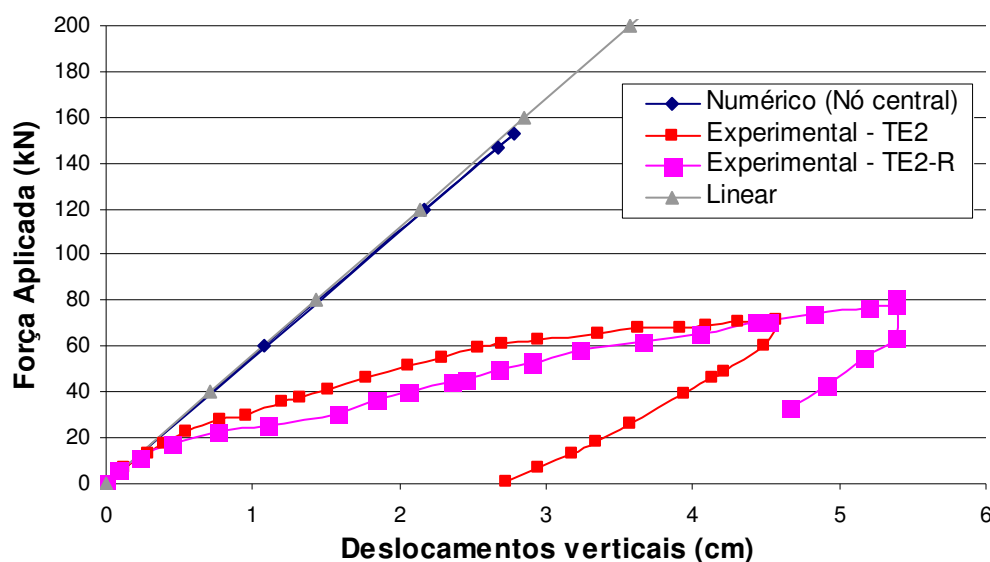


Figura 4.75 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição central.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear, indicando que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central não influencia o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 4.76 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

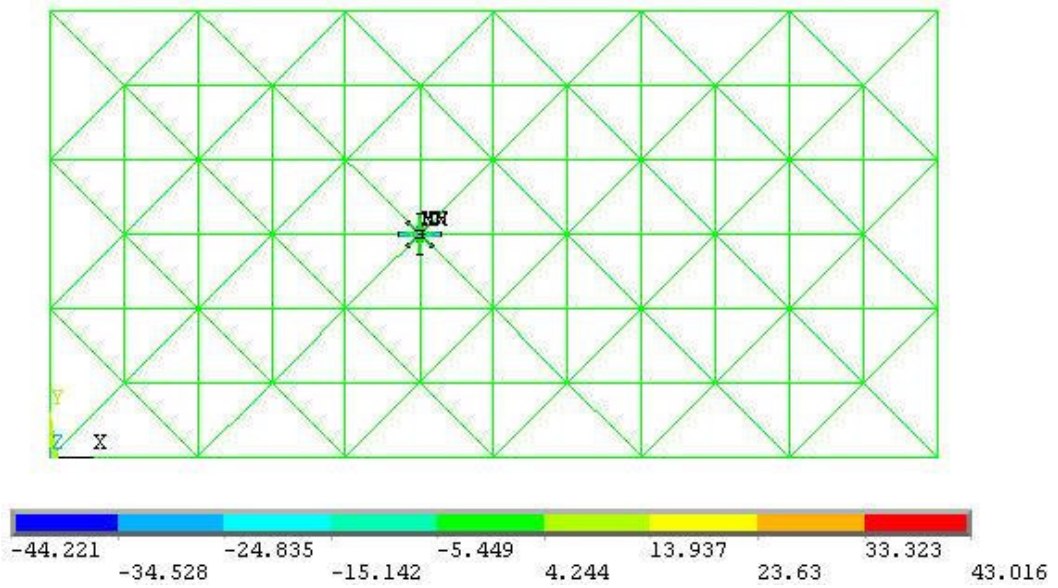


Figura 4.76 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. As figuras 4.77 e 4.78 ilustram as tensões no nó modelado. As figuras 4.79 a 4.86 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

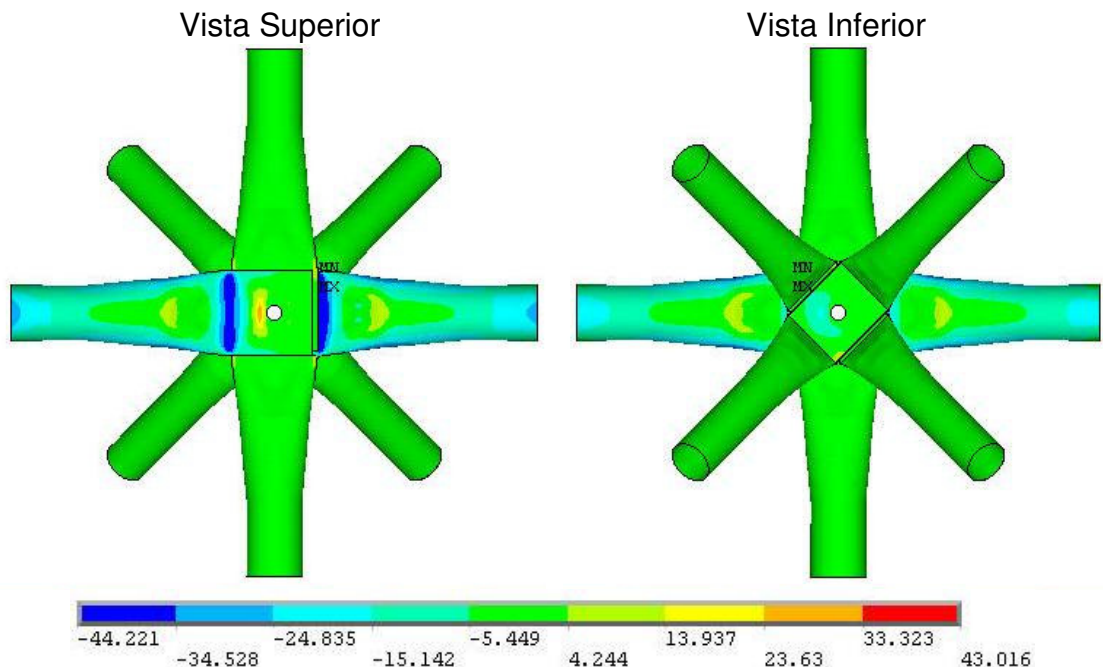


Figura 4.77 - Tensões no nó modelado

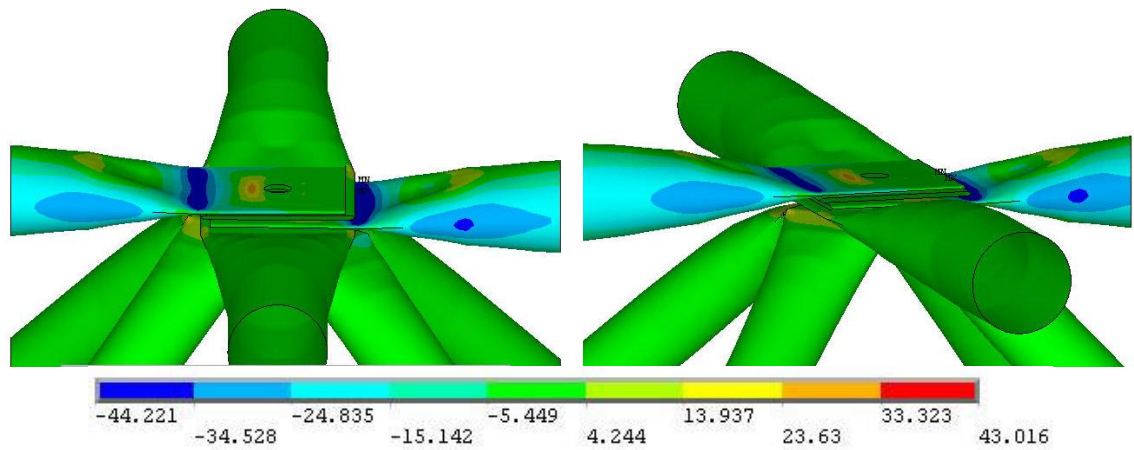


Figura 4.78 - Tensões no nó modelado

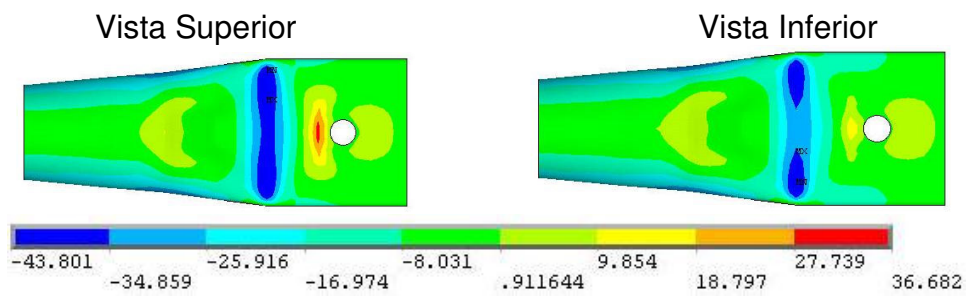


Figura 4.79 - Tensões no banzo 1

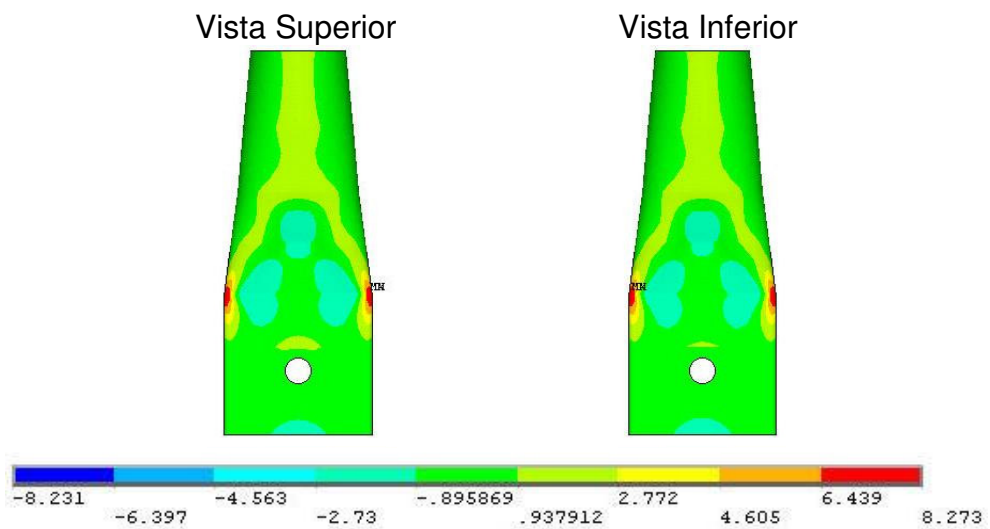


Figura 4.80 - Tensões no banzo 2

Vista Superior

Vista Inferior

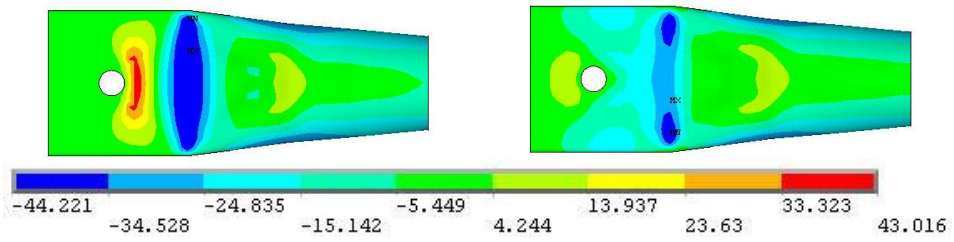


Figura 4.81 - Tensões no banzo 3

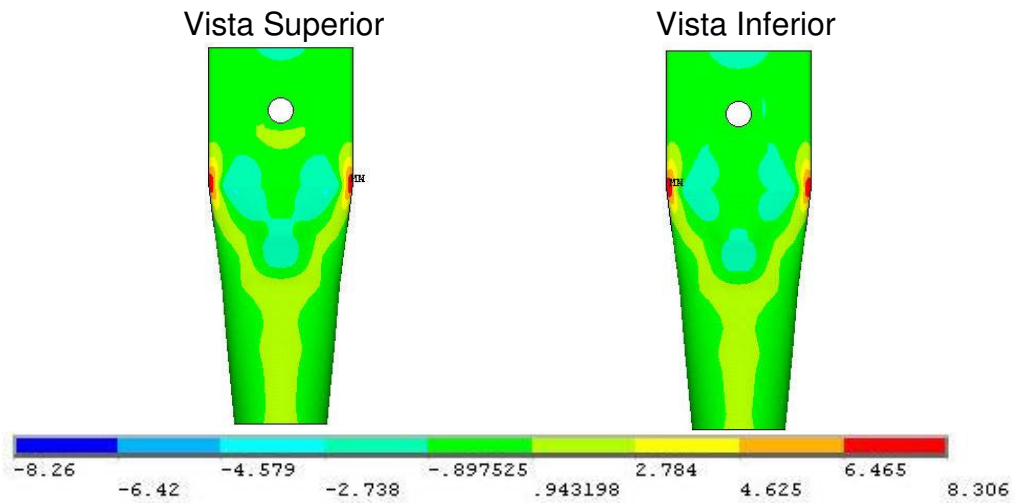


Figura 4.82 - Tensões no banzo 4

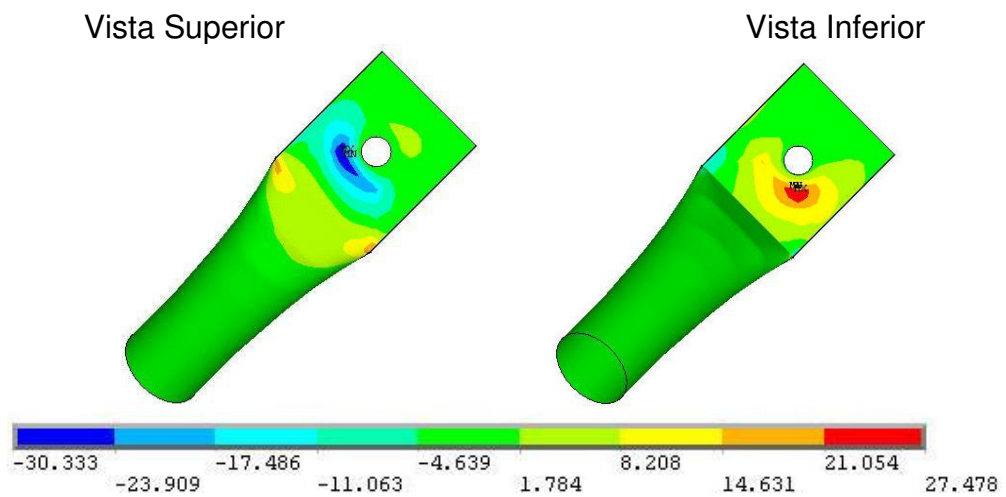


Figura 4.83 - Tensões na diagonal 1

Vista Superior

Vista Inferior

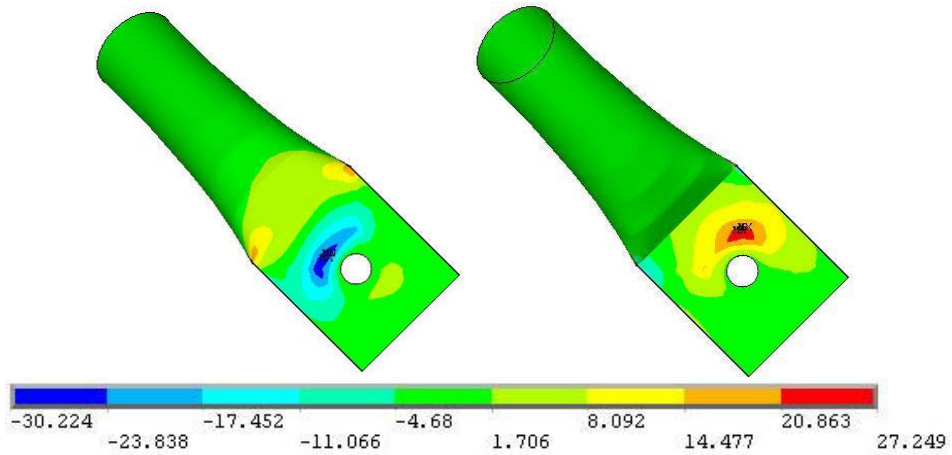


Figura 4.84 - Tensões na diagonal 2

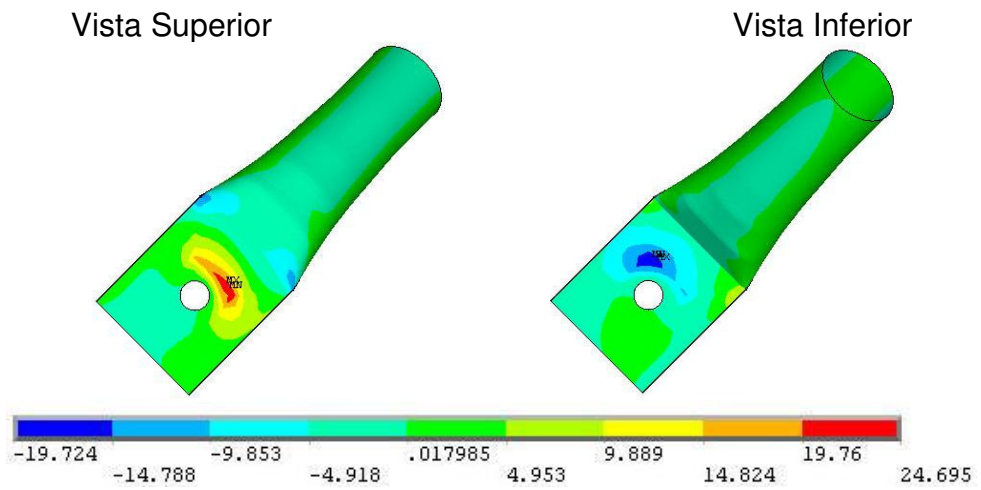


Figura 4.85 - Tensões na diagonal 3

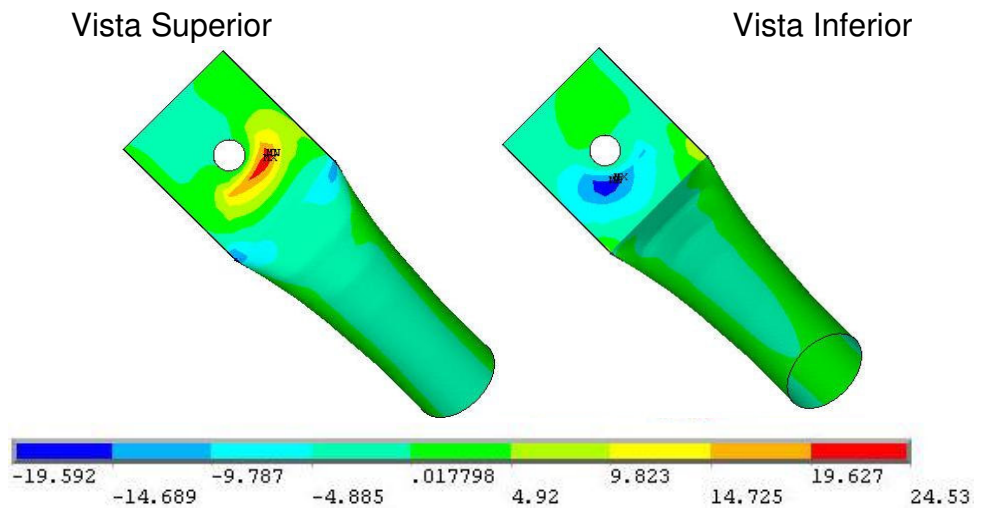


Figura 4.86 - Tensões na diagonal 4

O comportamento das barras que constituem o nó analisado é idêntico ao da treliça com nó típico com nó modelado em elementos de casca inserido

na posição central com diagonais de apoio de seção $\Phi 60 \times 2,0$. Os valores de tensão alcançados neste modelo são ligeiramente diferentes que no modelo anterior.

Pode ser notado que o nó na posição central não apresenta grandes deformações. As barras mais solicitadas são os banzos na direção do maior comprimento da estrutura, que apresentam tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico.

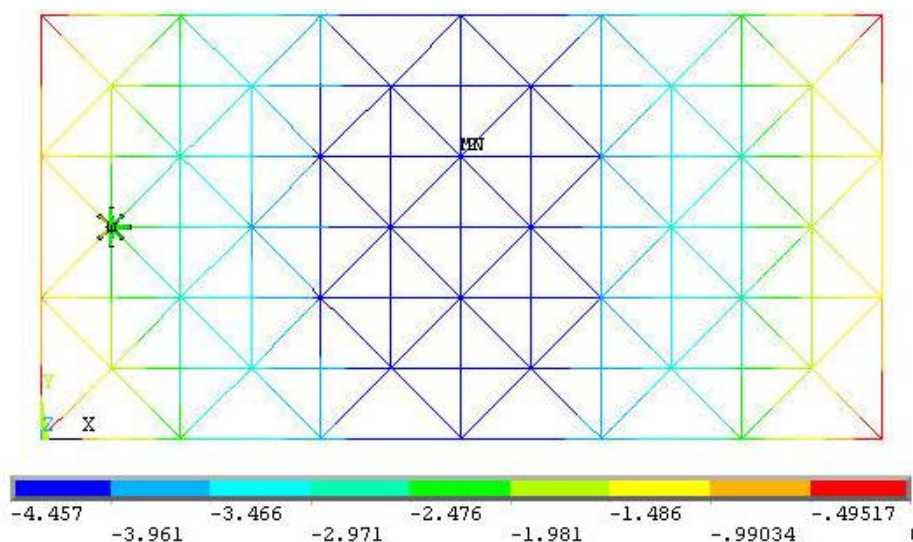
6.1.1.4 Nó lateral

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral (menor vão) da estrutura na camada superior. Este nó é composto pela sobreposição de 3 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e é semelhante ao da treliça TE1.

Apresentação, análise e comparação de resultados

- **Lado de menor comprimento**

Para verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.87 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.



A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central da treliça não afeta significativamente os deslocamentos verticais ao longo da

estrutura mas pode ser notado na figura que os valores obtidos para deslocamento no lado onde foi inserido o nó são maiores que no lado oposto.

O gráfico da figura 4.88 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

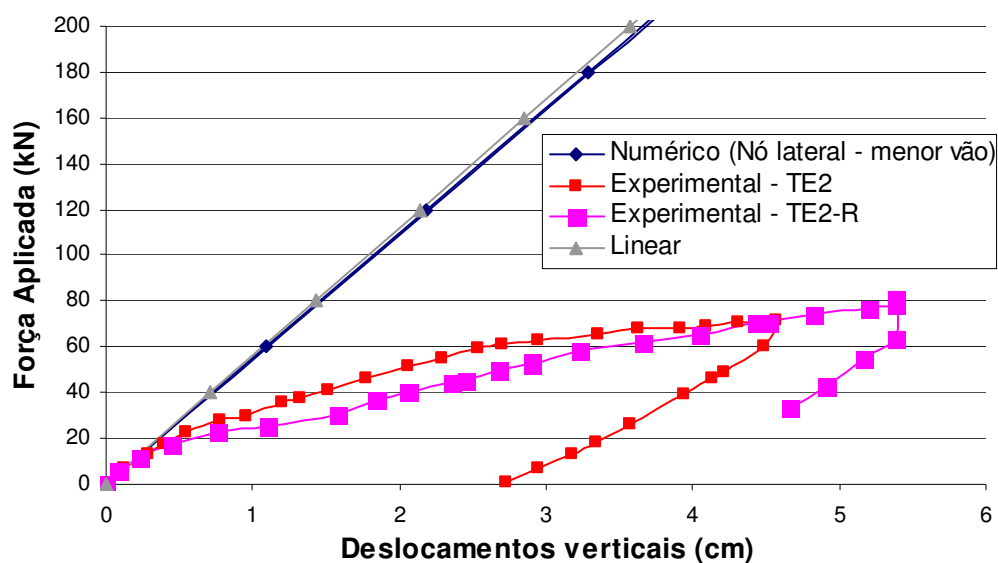


Figura 4.88 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear.

A figura 4.89 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

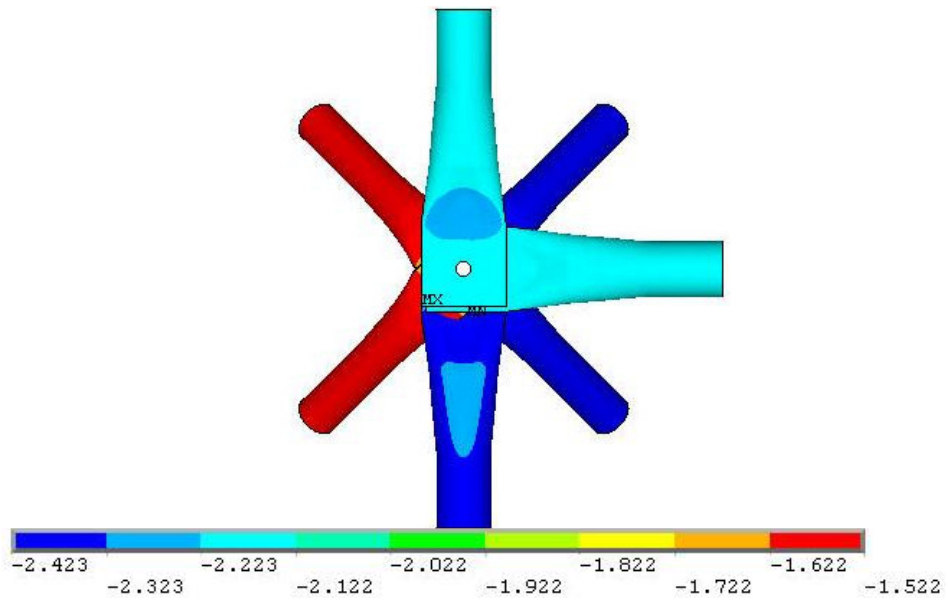


Figura 4.90 - Deslocamento verticais – nó modelado

As figuras 4.91 e 4.92 mostram as tensões no nó modelado. As figuras 4.93 a 4.99 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

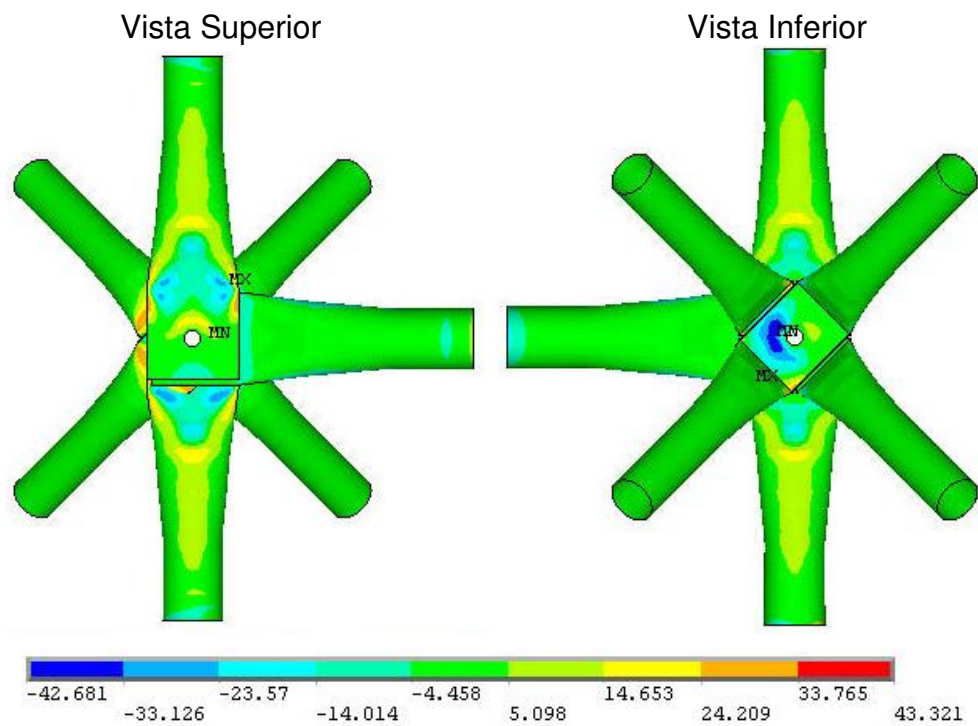


Figura 4.91 - Tensões no nó modelado

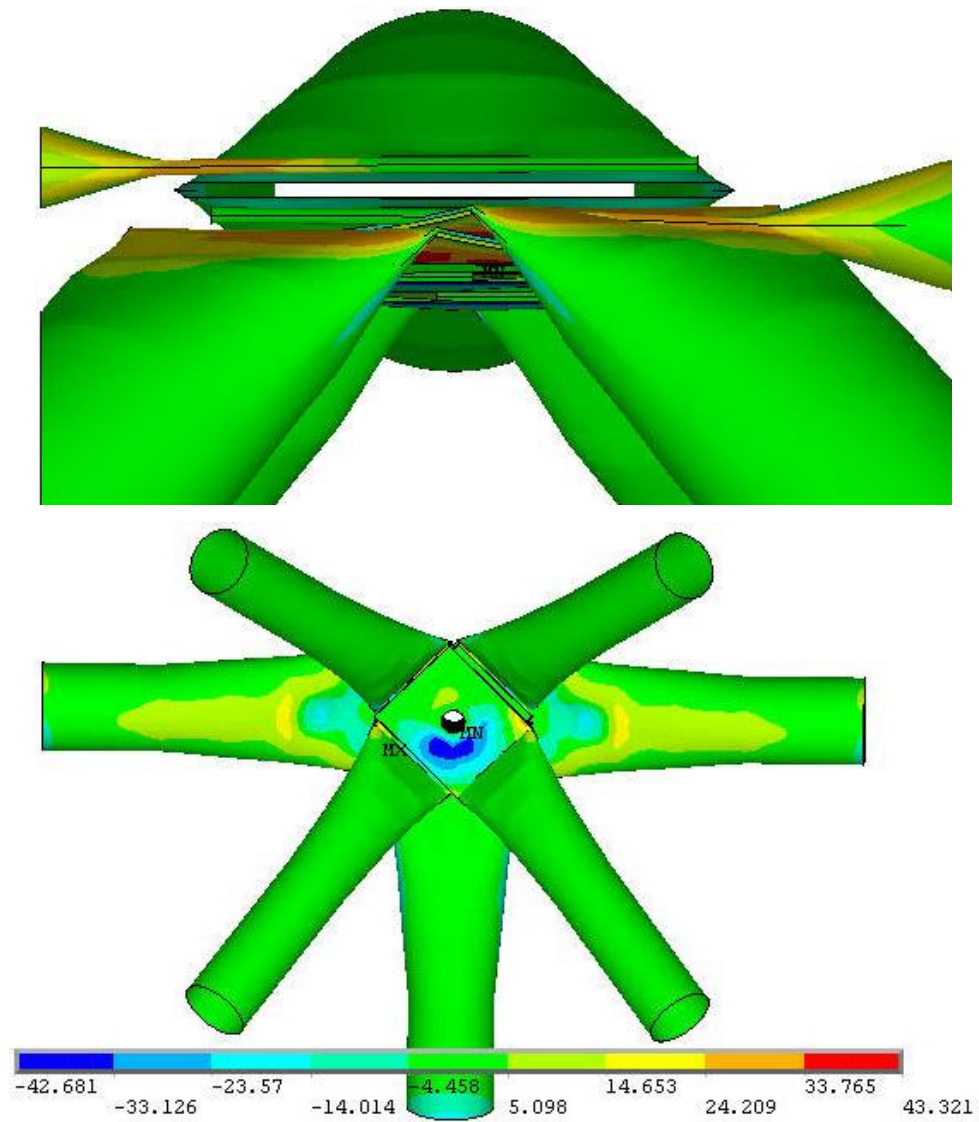


Figura 4.92 - Tensões no nó modelado

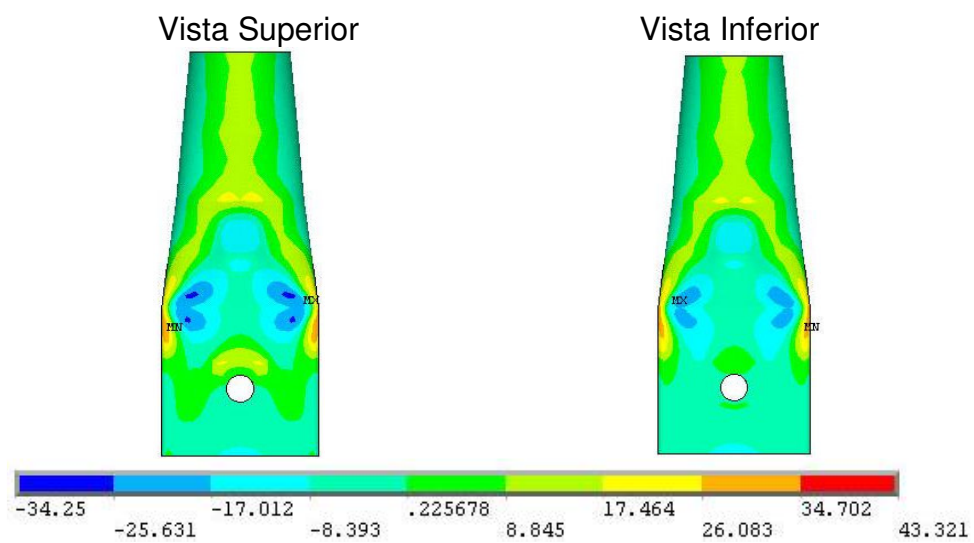


Figura 4.93 - Tensões no banzo 1

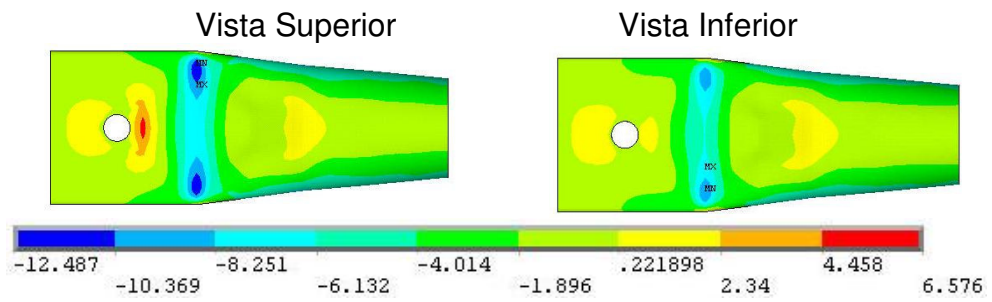


Figura 4.94 - Tensões no banzo 2

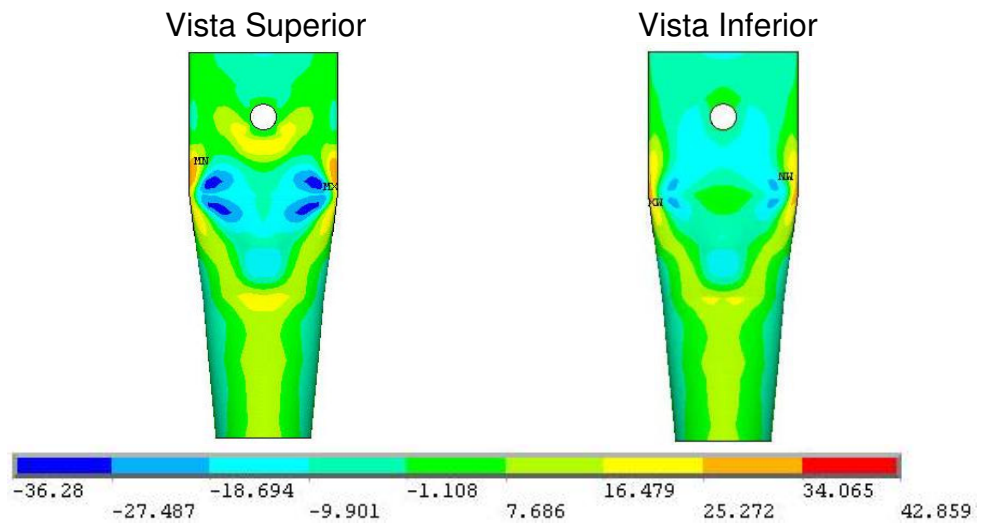


Figura 4.95 - Tensões no banzo 3

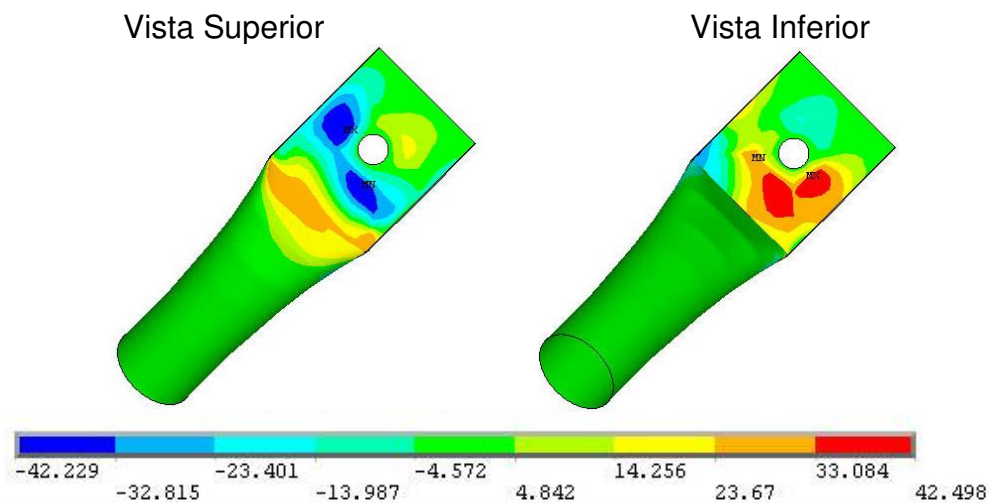


Figura 4.96 - Tensões na diagonal 1

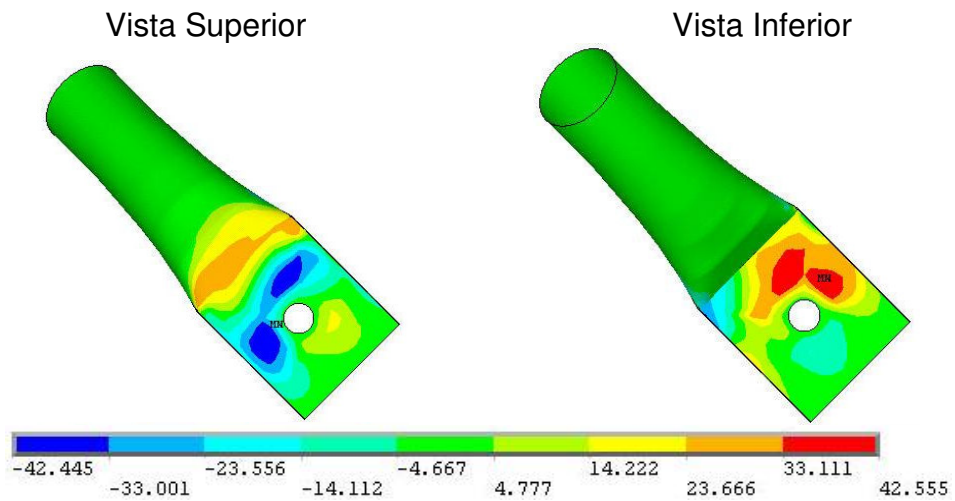


Figura 4.97 - Tensões na diagonal 2

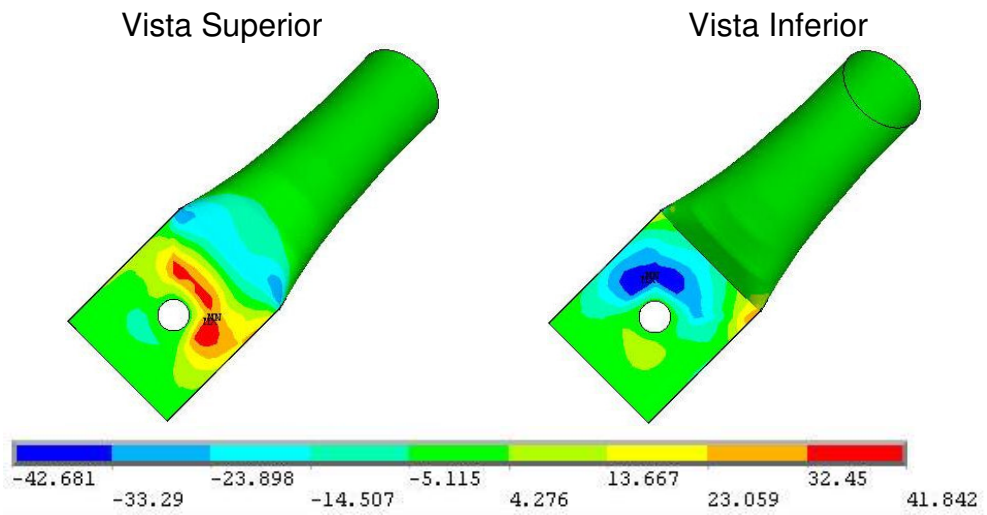


Figura 4.98 - Tensões na diagonal 3

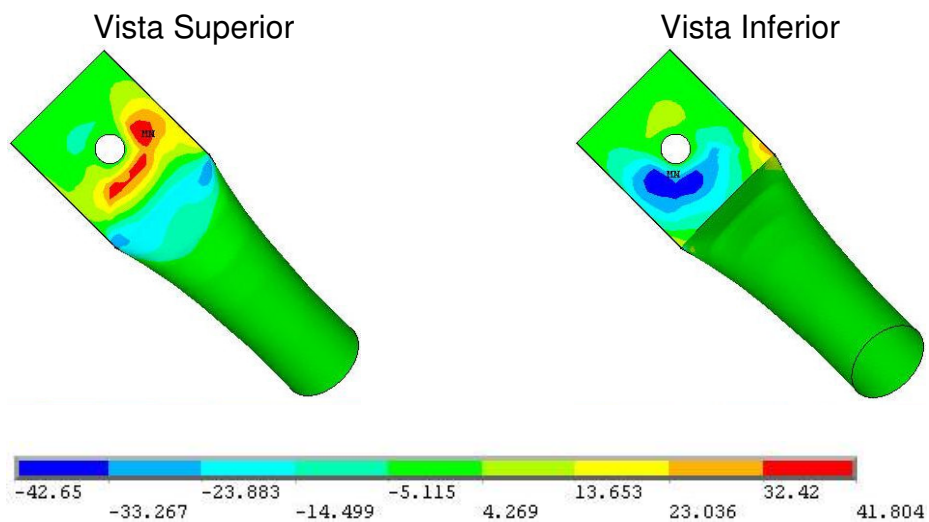


Figura 4.99 - Tensões na diagonal 4

Das figuras pode ser notado que as diagonais laterais apresentam deformações significativas na região estampada, causando a degeneração do nó. A região final da estampagem das diagonais tendem a se elevar e causam rotação da ligação. Devido a este comportamento, as estampagens das diagonais são as regiões mais solicitadas, apresentando tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. Há concentração de tensões na região do furo. A figura 4.100 mostra a configuração deformada da diagonal superior.

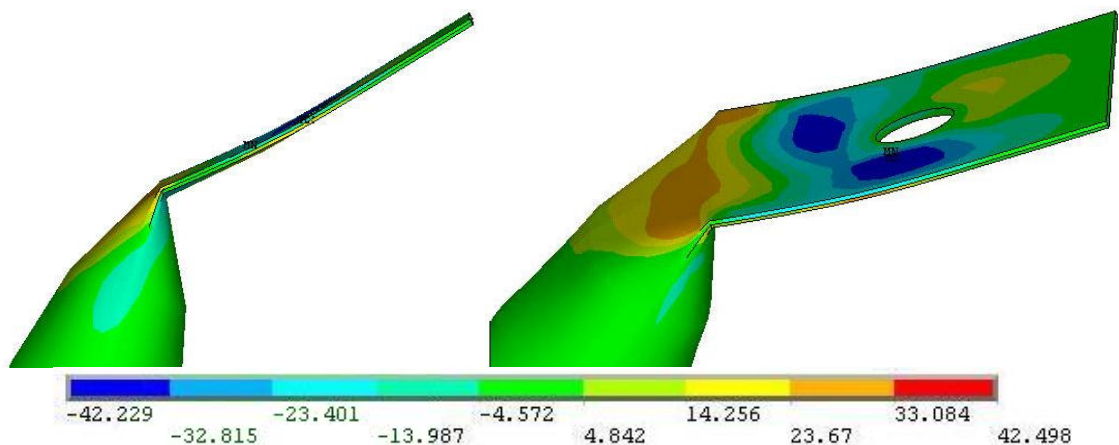


Figura 4.100 Configuração deformada da diagonal superior

O comportamento das barras que constituem o nó analisado é idêntico ao da treliça com nó típico com nó modelado em elementos de casca inserido na posição lateral de menor comprimento com diagonais de apoio de seção $\Phi 60 \times 2,0$. Os valores de tensão alcançados neste modelo são ligeiramente diferentes do modelo anterior.

- **Lado de maior comprimento**

Apresentação, análise e comparação de resultados

A fim de verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.101 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

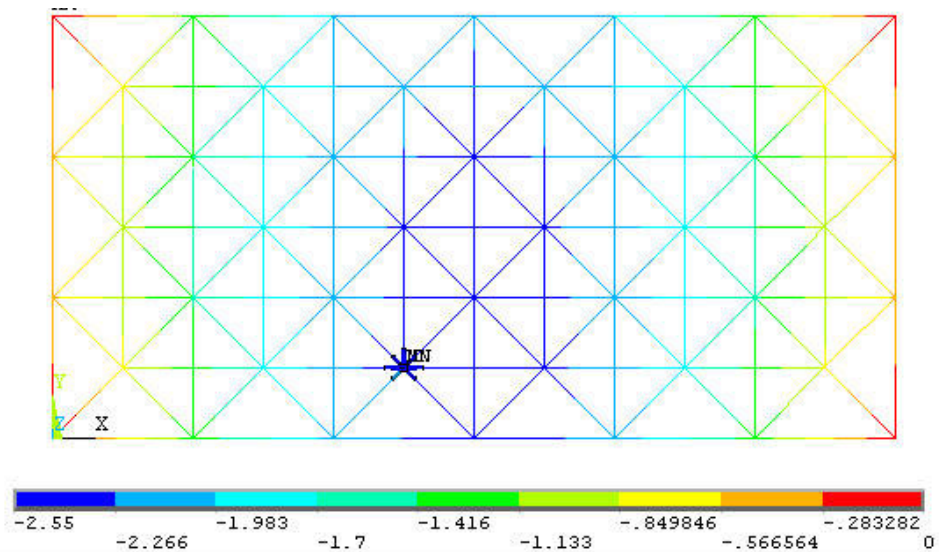


Figura 4.101 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na posição lateral da treliça aumenta os valores de deslocamento vertical em relação ao lado oposto da estrutura.

O gráfico da figura 4.102 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

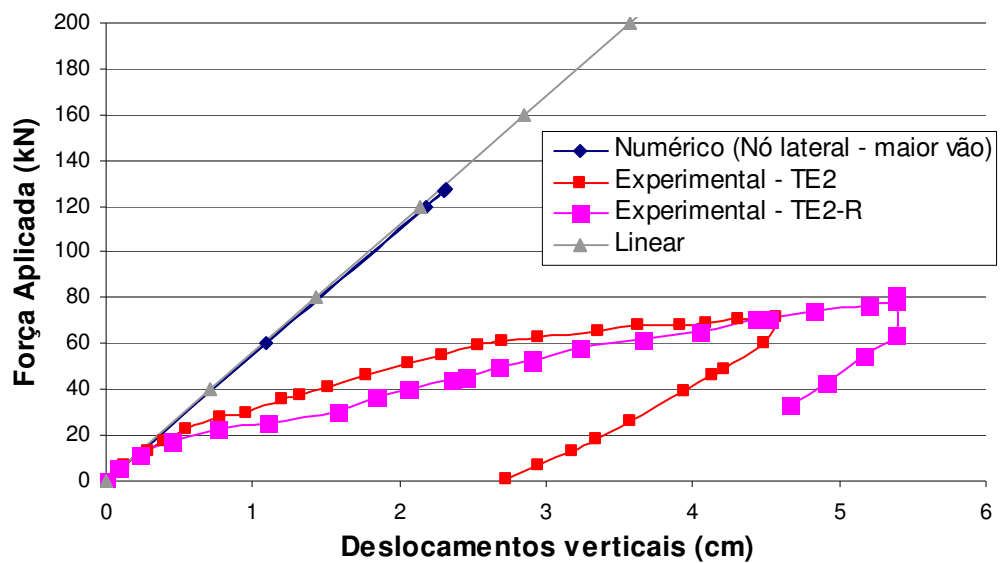


Figura 4.102 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear.

A figura 4.103 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

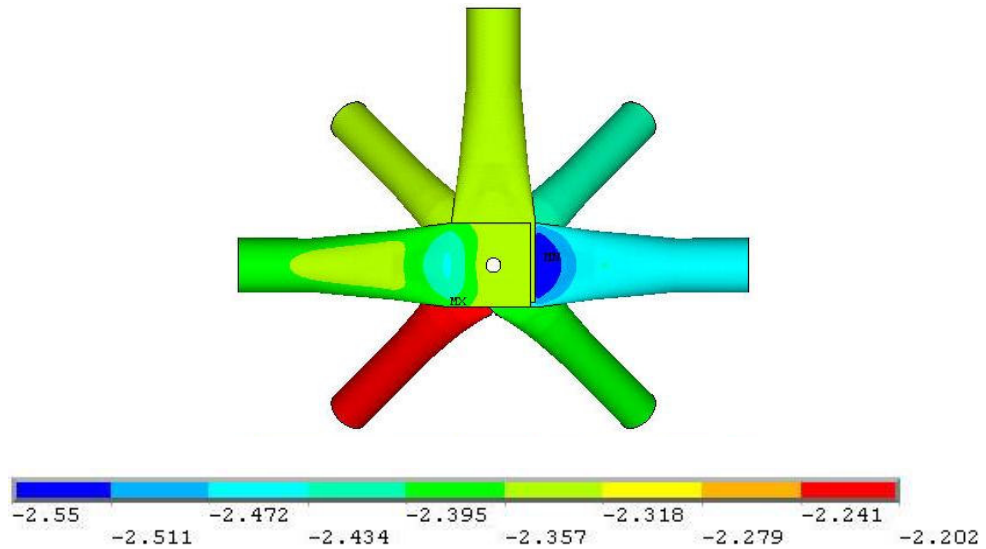


Figura 4.103 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura pode ser notado que os maiores deslocamentos ocorrem no banzo mais central da estrutura.

As figuras 4.104 e 4.105 mostram as tensões no nó modelado. As figuras 4.106 a 4.112 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

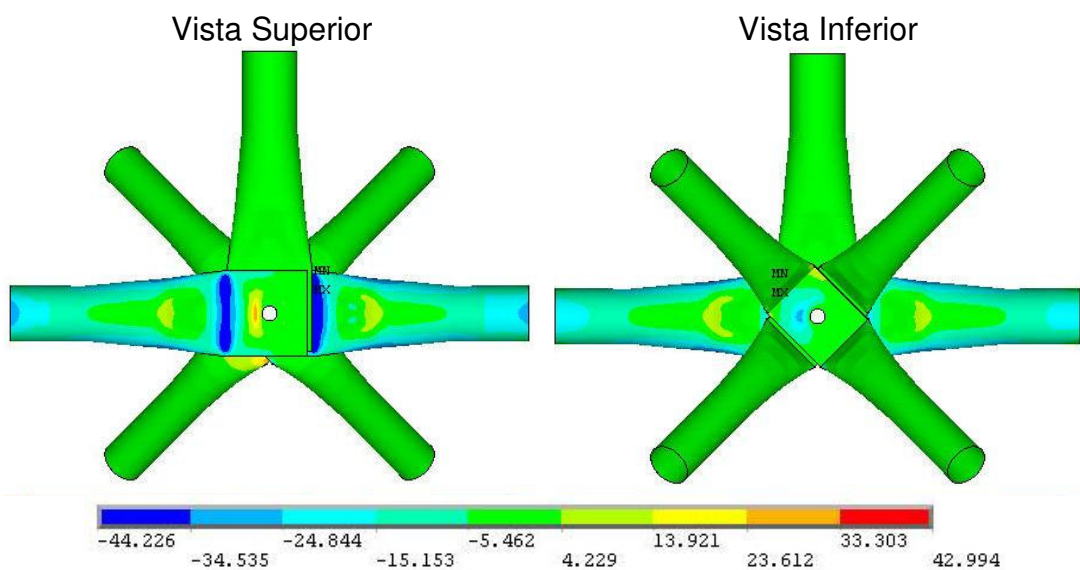


Figura 4.104 - Tensões no nó modelado

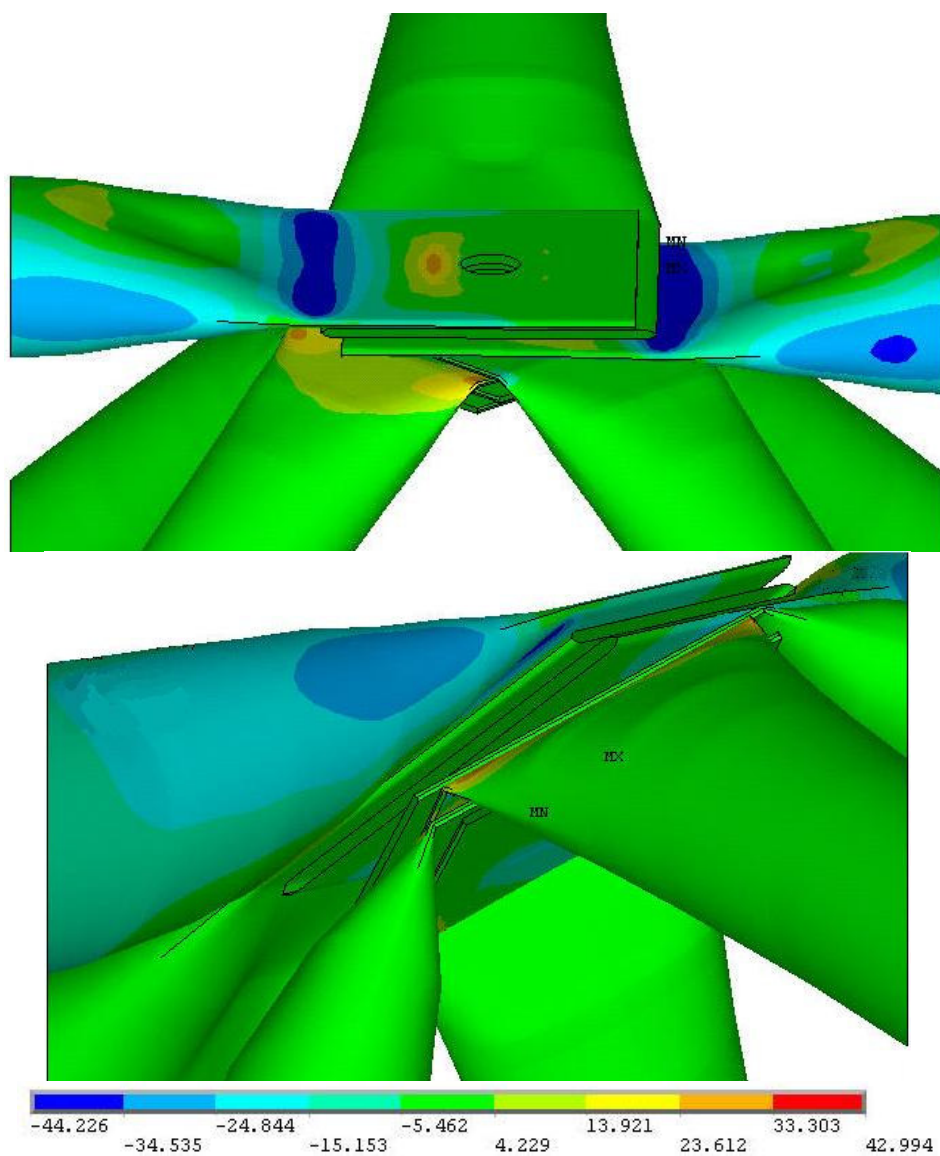


Figura 4.105 - Tensões no nó modelado

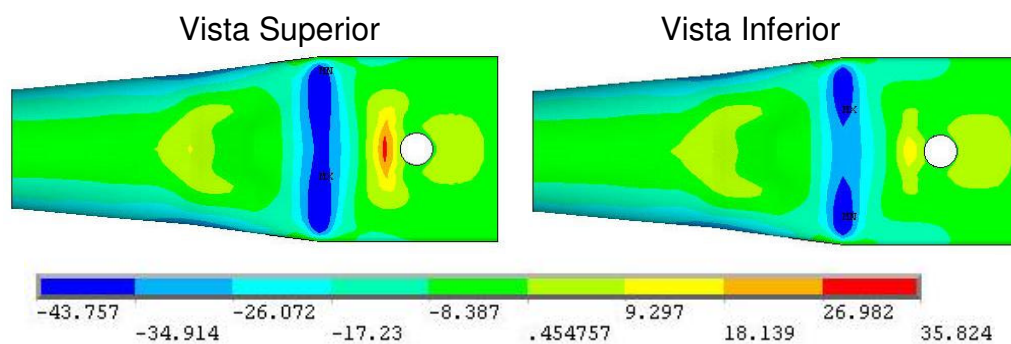


Figura 4.106 - Tensões no banzo 1

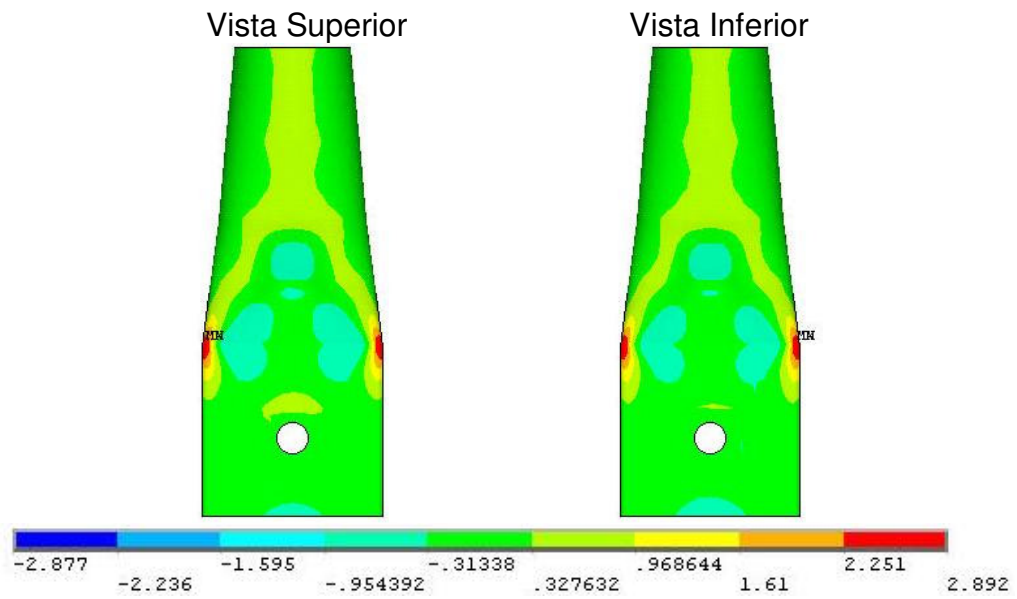


Figura 4.107 - Tensões no banço 2

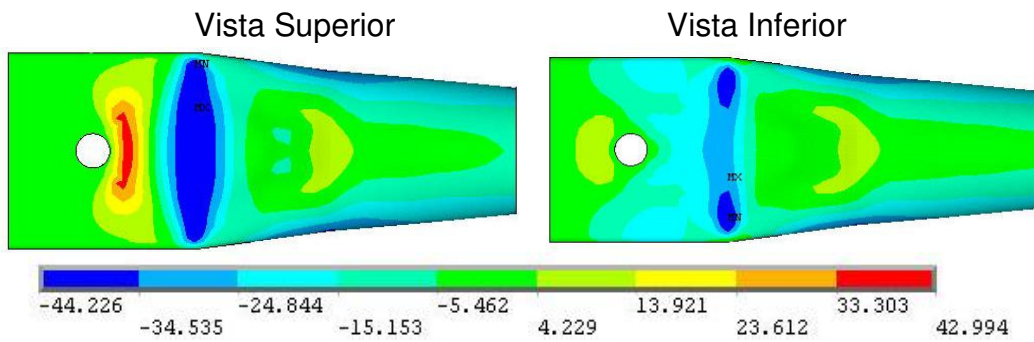


Figura 4.108 - Tensões no banço 3

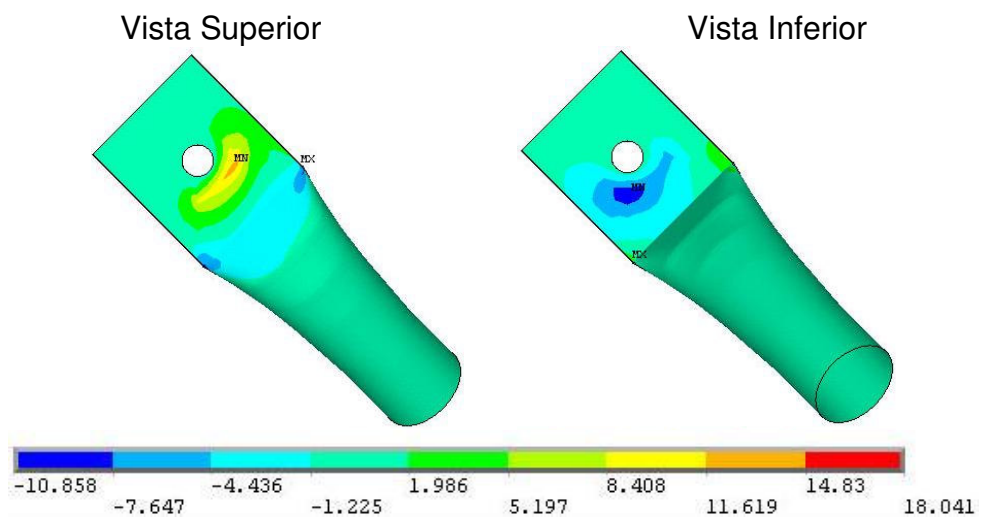


Figura 4.109 - Tensões na diagonal 1

Vista Superior

Vista Inferior

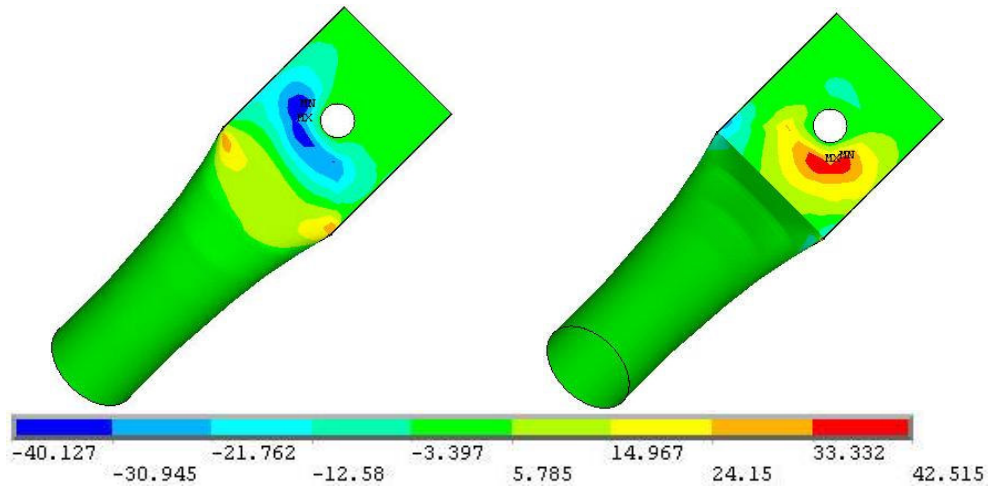


Figura 4.110 - Tensões na diagonal 2

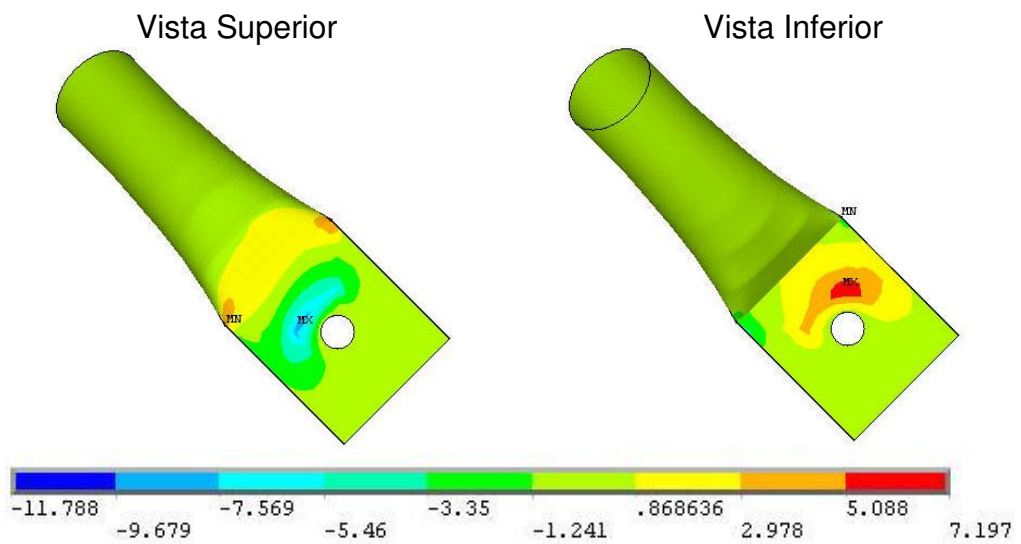


Figura 4.111 - Tensões na diagonal 3

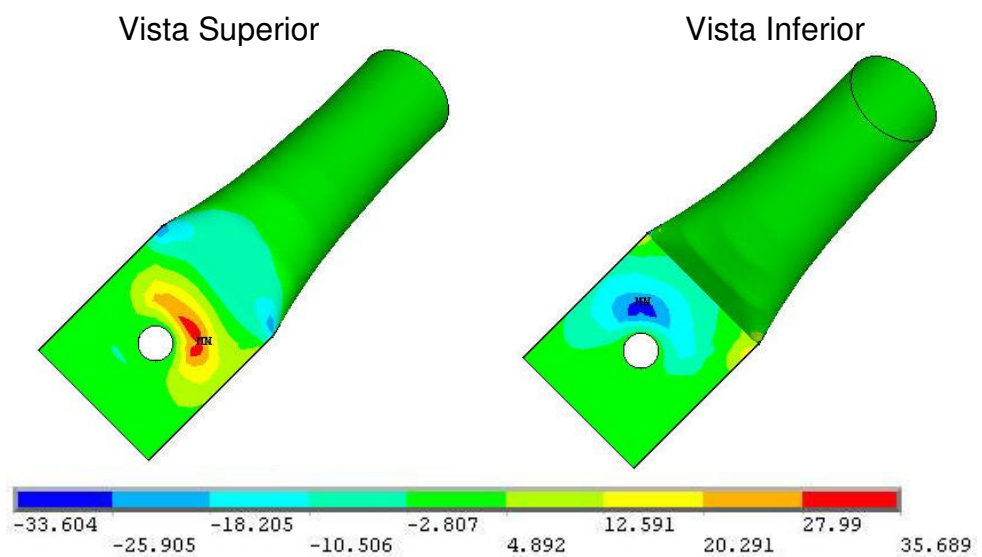


Figura 4.112 - Tensões na diagonal 4

Das figuras, pode ser notado que o nó na posição lateral de maior comprimento apresenta não apresenta grandes deformações. As barras mais solicitadas são os banzos na direção do maior comprimento da estrutura, que apresentam tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico.

O comportamento das barras que constituem o nó analisado é idêntico ao da treliça com nó típico com nó modelado em elementos de casca inserido na posição lateral de maior comprimento com diagonais de apoio de seção $\Phi 60 \times 2,0$. Os valores de tensão alcançados neste modelo são ligeiramente diferentes do modelo anterior.

6.1.1.5 Nó de vértice superior - canto

Neste modelo, o nó típico, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região do vértice superior (canto) da estrutura na camada superior. Este nó é composto pela sobreposição de 2 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$, 3 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e 1 diagonal de apoio $\Phi 88 \times 2,65$. A Figura 4.113 mostra o posicionamento para o nó lateral na treliça. A Figura 4.28 compara o modelo numérico com o nó.

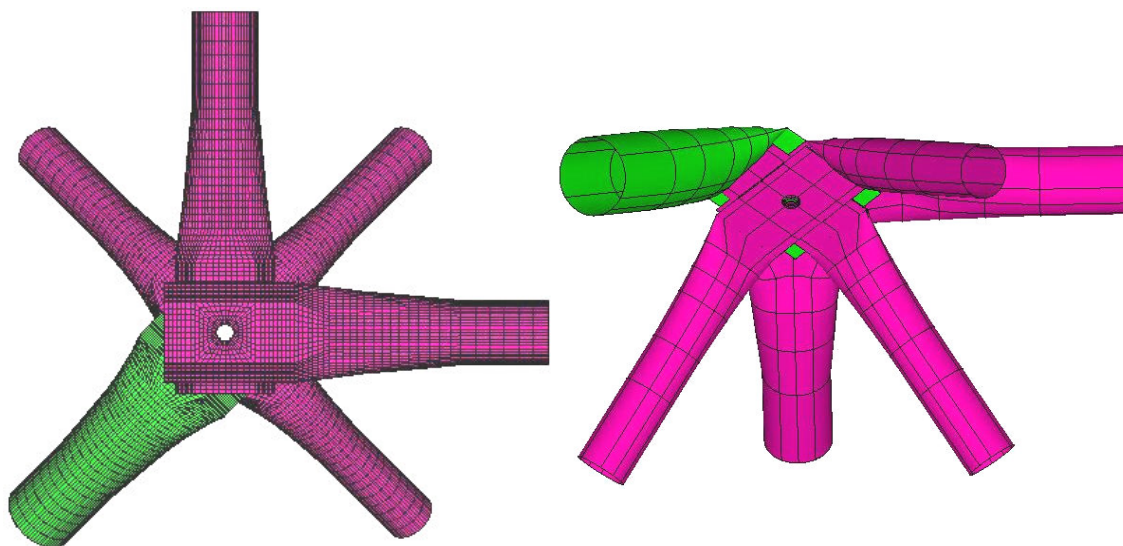


Figura 4.113 - Nó de típico na posição de vértice

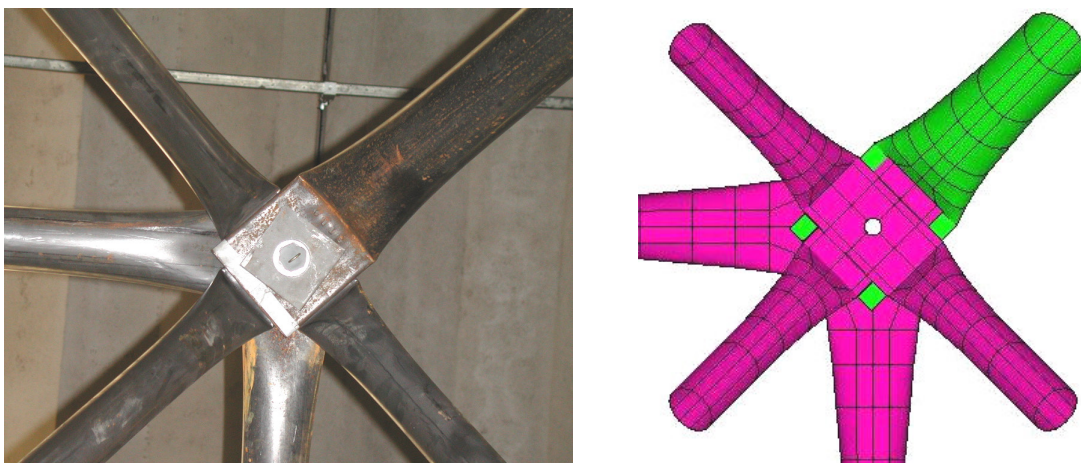


Figura 4.114 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

Para verificar o comportamento global da estrutura, foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 4.29 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

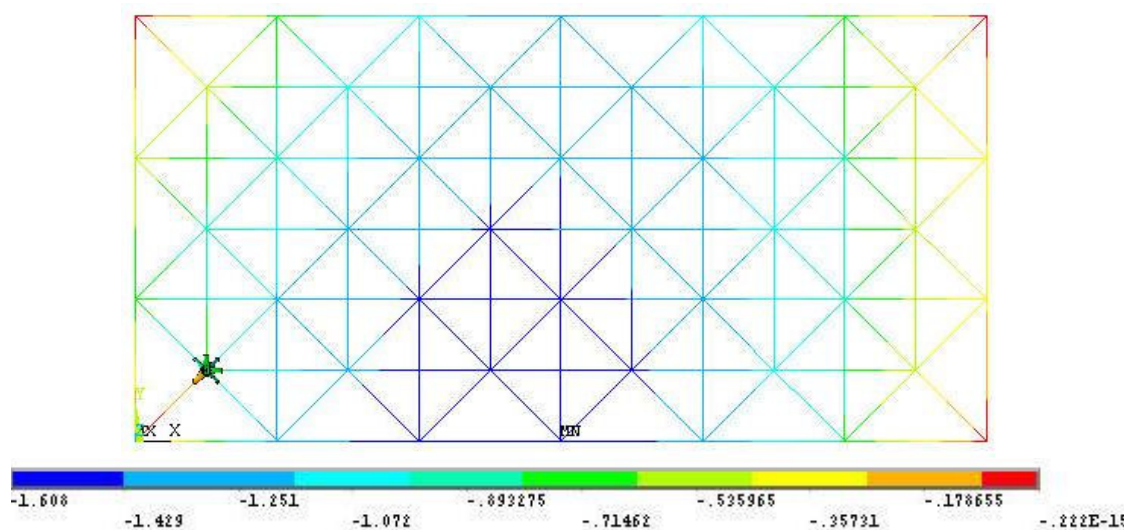


Figura 4.114 - Deslocamento verticais

Pela figura pode ser observado que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição de vértice da treliça aumenta os valores de deslocamentos verticais nas suas proximidades.

O gráfico da figura 4.115 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça no nó mais central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos

experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

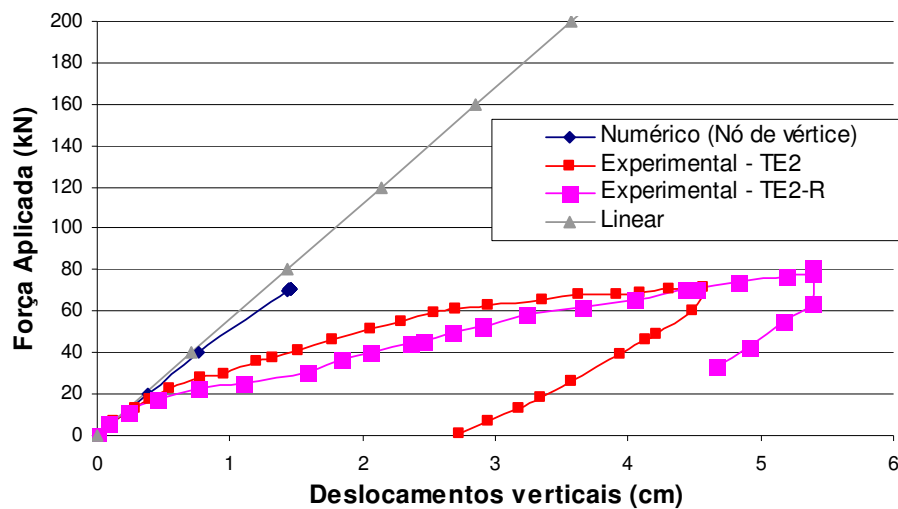


Figura 4.115 - Deslocamentos verticais no nó mais central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição de vértice.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça do modelo analisado tem a mesma tendência do experimental. Nota-se que, apesar do carregamento último próximo, os deslocamentos no modelo numérico são bem inferiores aos experimentais. Isto se deve ao fato de o modelo numérico não permitir o escorregamento relativo entre as barras e conseqüente acomodação da estrutura, aumentando os deslocamentos verticais.

A figura 4.116 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

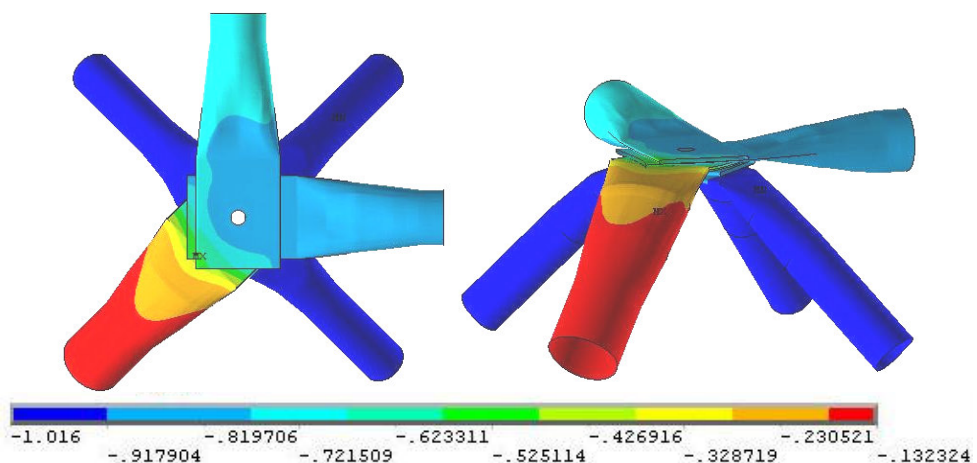


Figura 4.116 - Deslocamento verticais – nó modelado

Da figura pode ser notado que a diagonal de apoio apresentam deformações significativas na região estampada, causando a degeneração do nó. A região final da estampagem da diagonal se eleva e causando rotação da ligação. A figura 4.117 mostra as tensões no nó modelado. As figuras 4.118 a 4.123 mostram as tensões em cada uma das barras modeladas em elementos de casca.

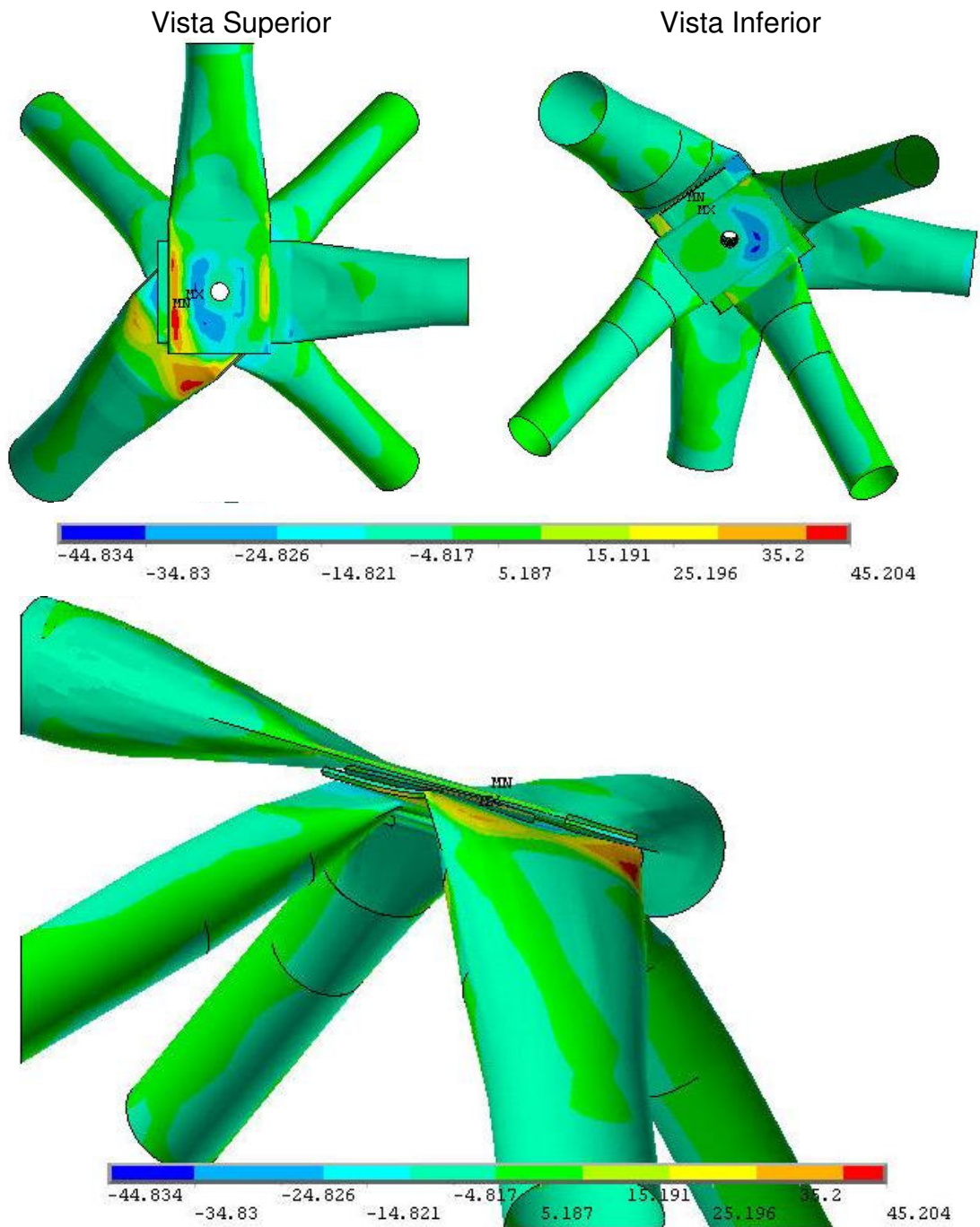


Figura 4.117 - Tensões no nó modelado

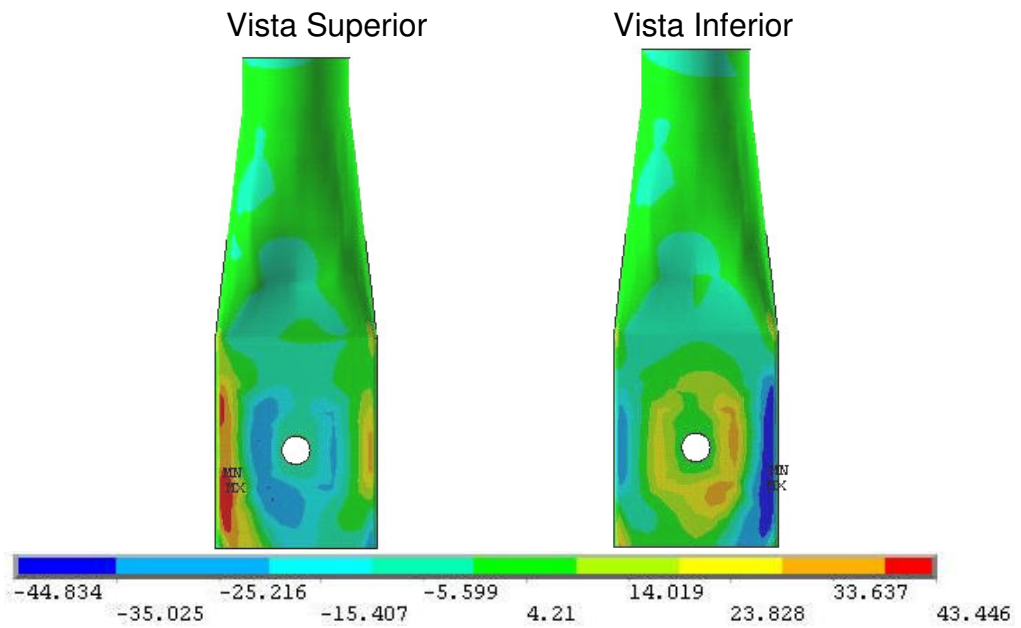


Figura 4.118 - Tensões no banco 1

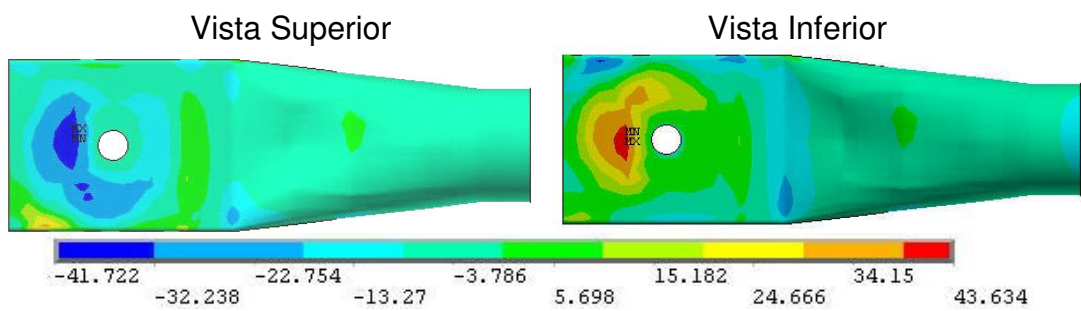


Figura 4.119 - Tensões no banco 2

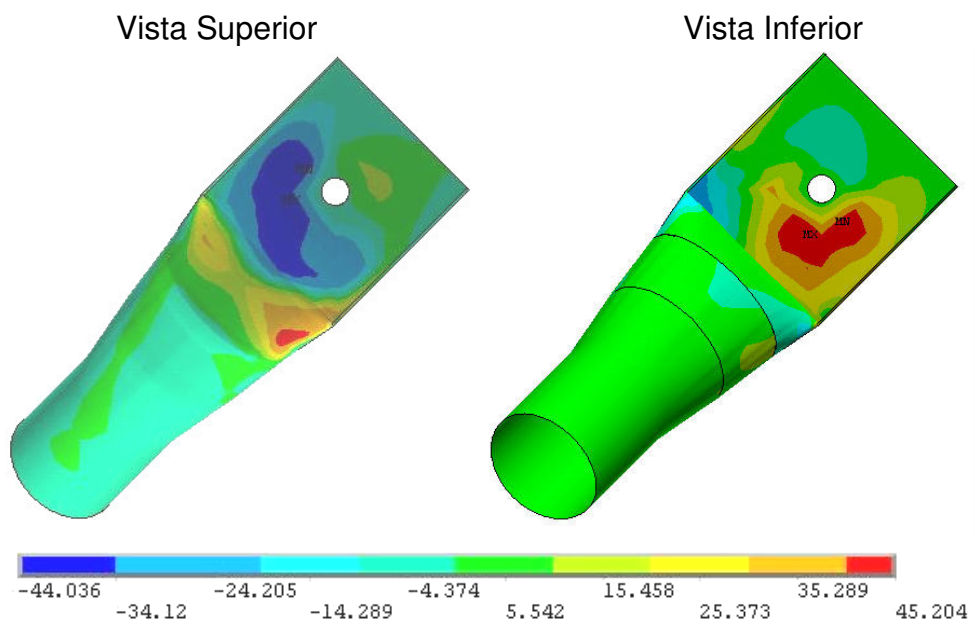


Figura 4.120 - Tensões na diagonal de apoio

Vista Superior

Vista Inferior

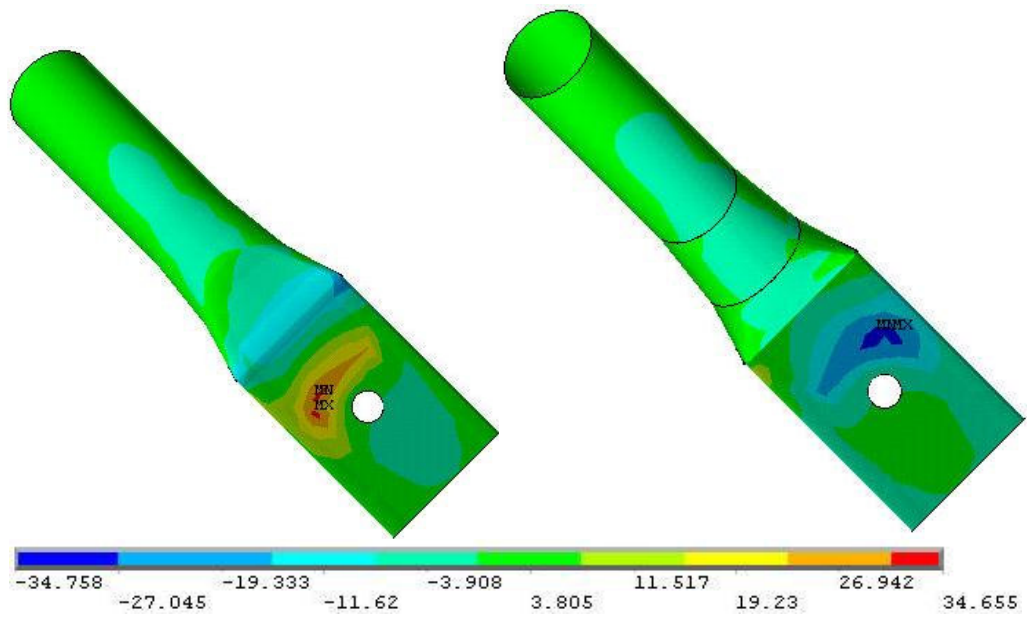


Figura 4.121 - Tensões na diagonal 2

Vista Superior

Vista Inferior

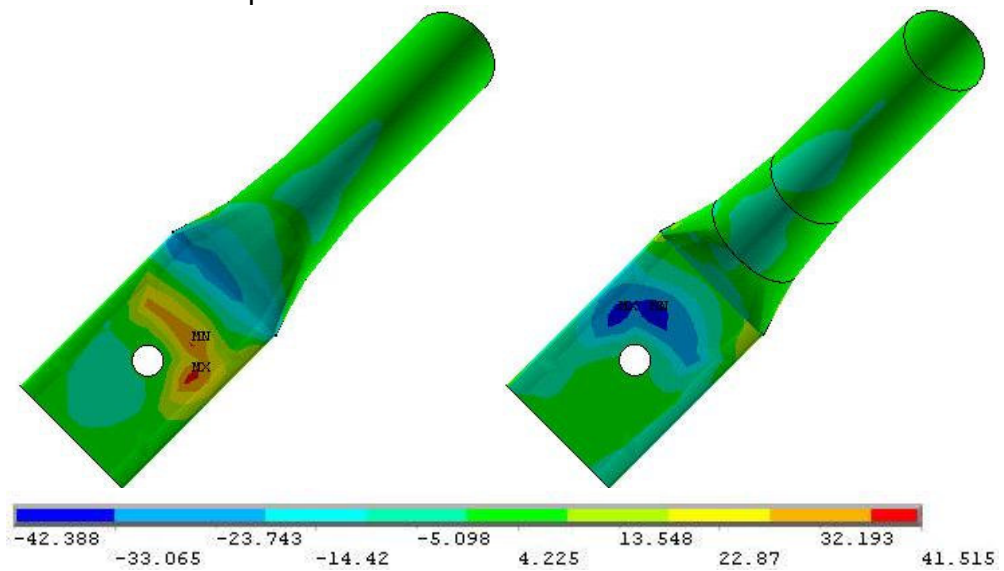


Figura 4.122 - Tensões na diagonal 3

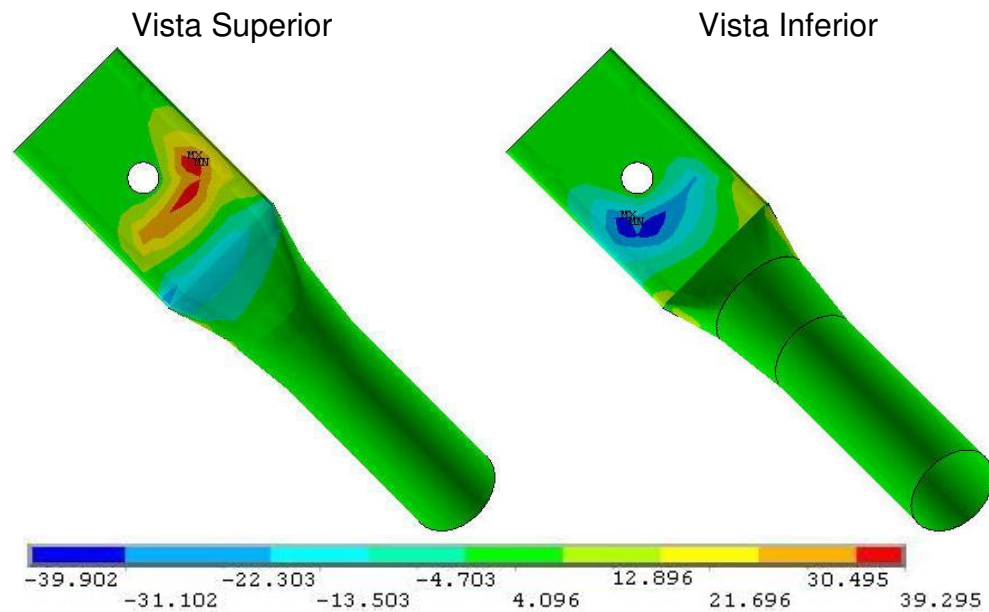


Figura 4.123 - Tensões na diagonal 4

Das figuras, pode ser notado todas as barras que compõem o nó na posição de vértice apresentam elevados valores de tensão. Estas tensões se devem às deformações na diagonal de apoio, que tendem a rotacionar o nó. Devido a este comportamento, as estampagens das barras, em volta do furo, são as regiões mais solicitadas, apresentando tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. Pelo detalhe das tensões nas barras nota-se que existem seções nas extremidades já totalmente plastificadas, formando rótulas plásticas e transformando a barra em mecanismo, conduzindo a estrutura ao colapso. A figura 4.124 mostra a configuração deformada da diagonal superior.

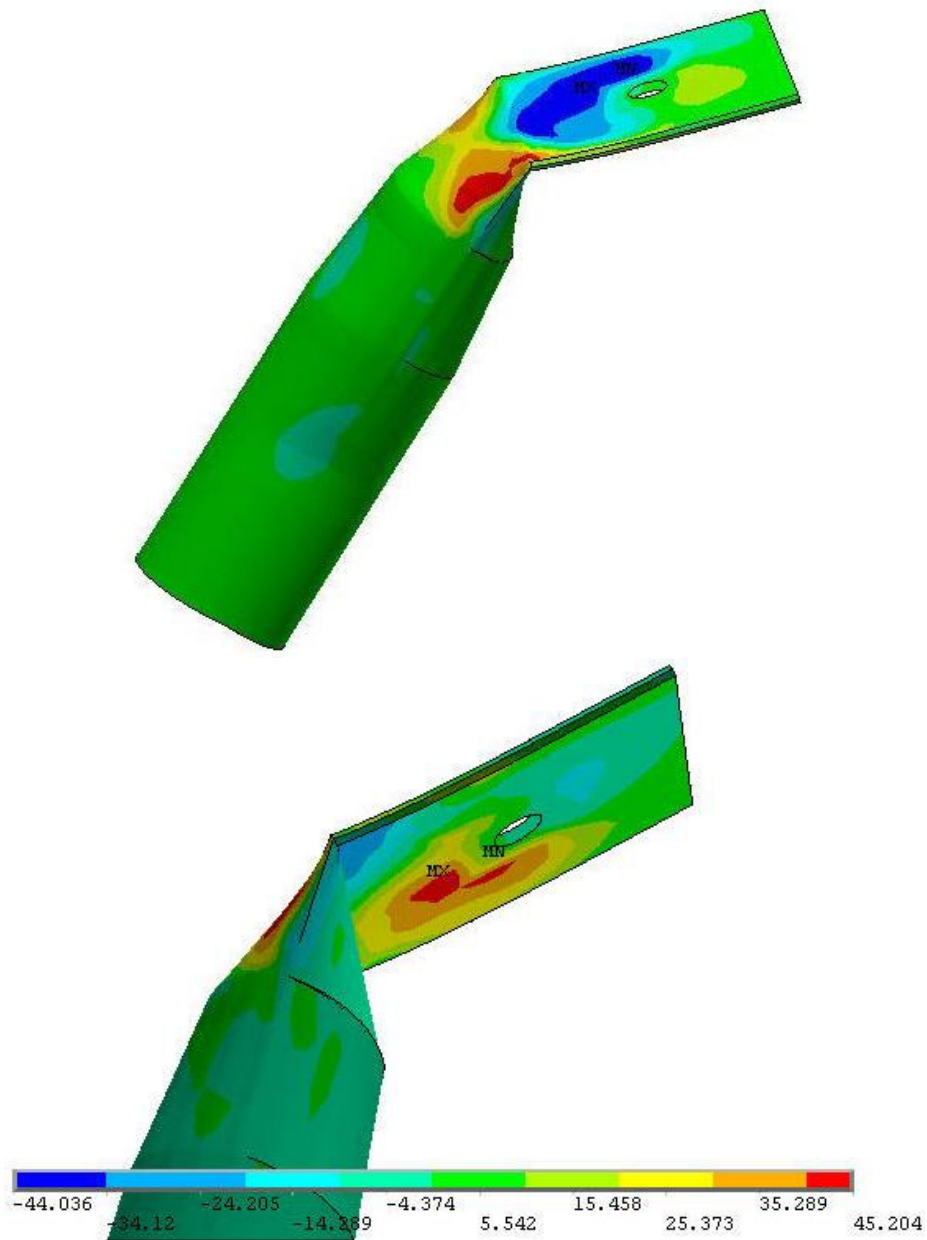


Figura 4.124 Configuração deformada da diagonal de apoio

Analisando a figura 4.120 e a figura acima pode-se observar que a diagonal de apoio sofre grande deformação. Na região em volta do furo há a formação de uma charneira plástica, fazendo a estrutura colapsar.

Com relação a configuração deformada final do nó, o modelo numérico representa bem o comportamento da estrutura observado experimentalmente. A figura 4.125 mostra a configuração de ruína do nó de vértice.

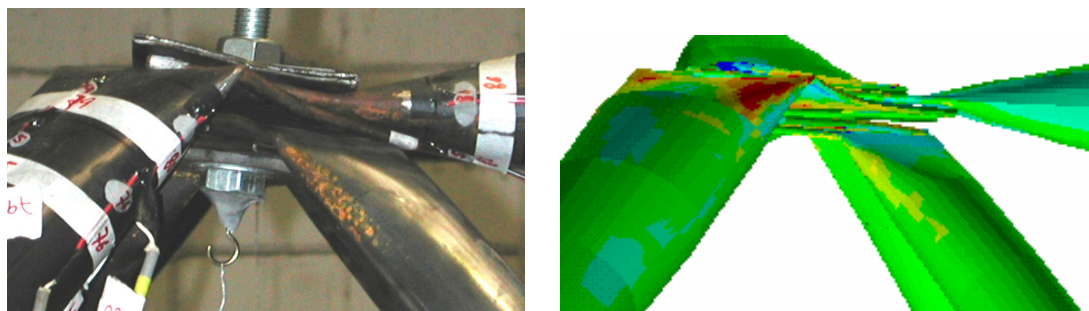
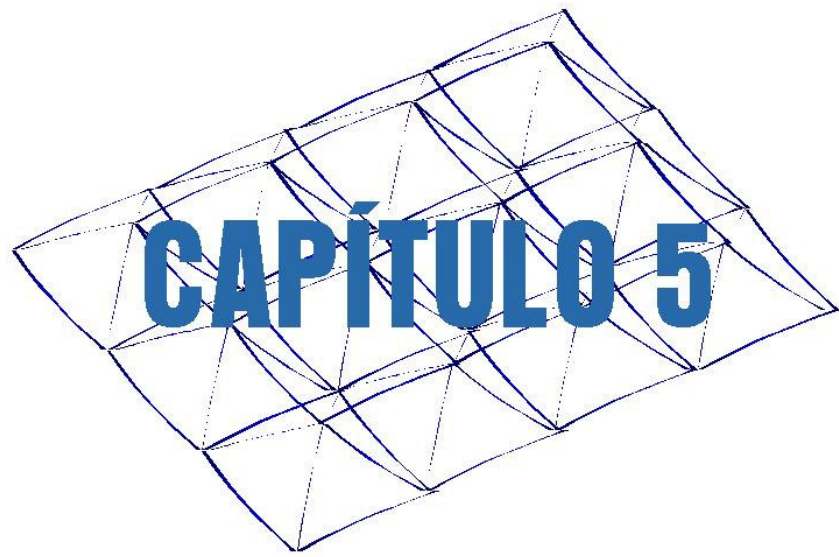


Figura 4.125 - Configuração de ruína nó



Análise do nó de aço

6.1 Treliça TE4

A treliça TE4 tem como sistema de ligação o nó de aço, formado por um conjunto de chapas de aço soldadas, através do qual as barras com extremidade estampada (estampagem reta) são conectadas por dois parafusos cada barra. Os pontos de aplicação de carregamento foram detalhados também como nós de aço. A figura 5.1 mostra uma vista geral da estrutura.



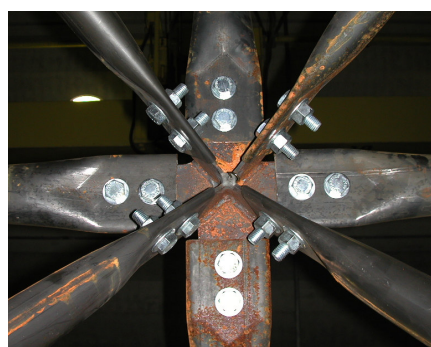
Figura 5.1 - Visão geral da treliça TE4

Descrição do protótipo ensaiado

Neste protótipo foram utilizadas barras de seção ϕ 76x2,0 para os banzos, seção ϕ 60x2,0 para as diagonais e seção ϕ 88x2,65 para as diagonais de apoio. As chapas de nó são em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura. As extremidades estampadas são conectadas aos nós de aço por meio de dois parafusos ASTM A325 com diâmetro de 16mm. A figura 5.2 apresenta um detalhe de apoio, um nó para aplicação do carregamento, um nó central, um nó lateral e um nó de extremidade da estrutura.



nó central



nó central



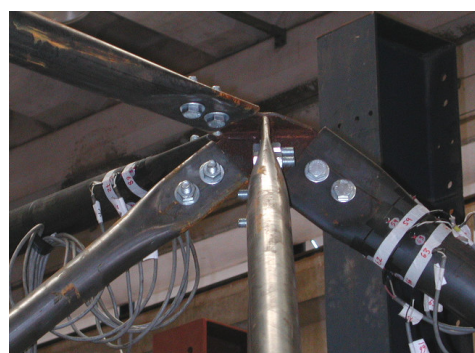
Nó lateral



Nó lateral



nó de extremidade



nó de extremidade

Figura 5.2 – Detalhes da treliça TE4

Instrumentação

O carregamento foi aplicado às estruturas em dez nós do banzo inferior. Foram utilizados atuadores hidráulicos de fuste vazado da marca Enerpac com capacidade nominal de 300kN, acionados por uma bomba hidráulica elétrica que distribuía o fluido para todos os atuadores. O carregamento foi introduzido aos nós da estrutura por meio de cordoalhas de aço com diâmetro de 12,5mm.

As medições de deslocamentos foram realizadas com transdutores de deslocamento da marca Kyowa nos modelos DT50A e DT100A, com sensibilidade de 0,05mm e curso de 50mm e 100mm, respectivamente, conforme apresentado na figura 5.3. Os transdutores foram posicionados no chão e conectados aos nós por meio de cabos de aço.

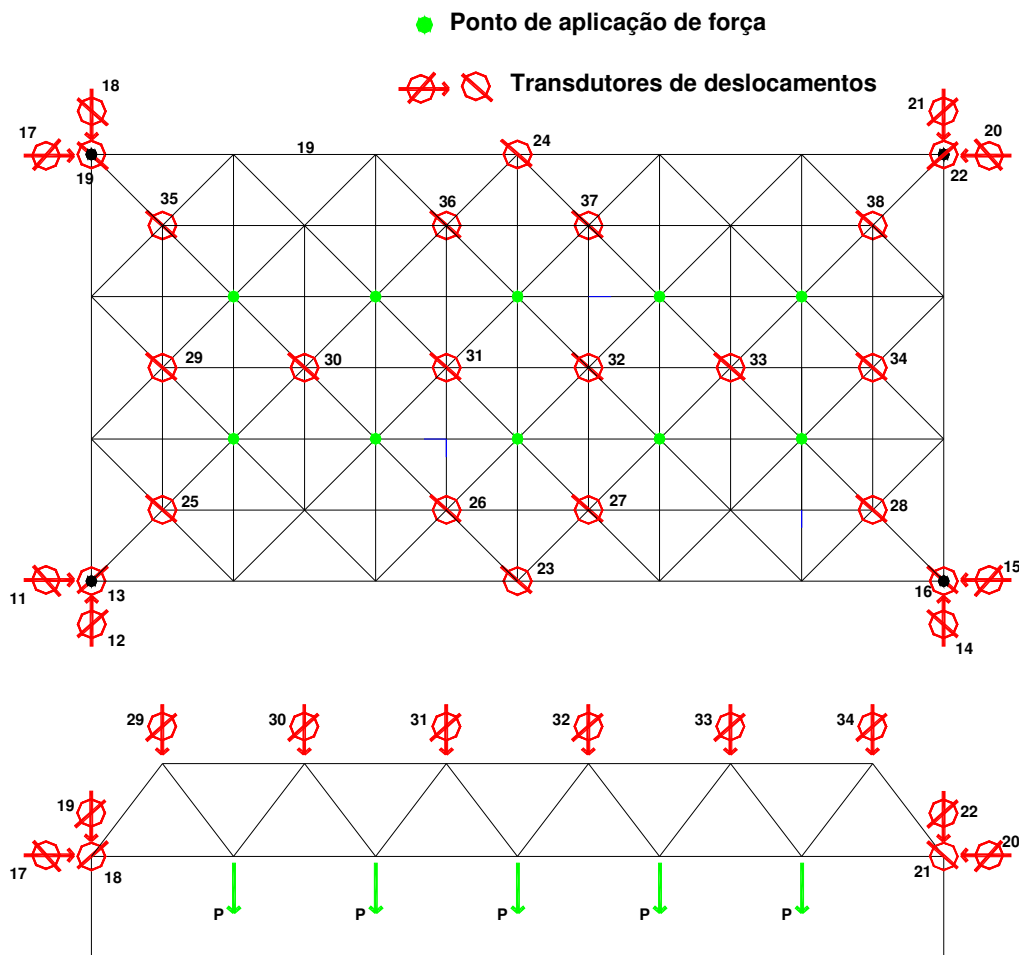


Figura 5.3 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento

As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência da marca Kyowa com base de medida de 2mm. A figura 5.4 apresenta as barras que foram instrumentadas, para medição de deformações e a numeração dos canais de leitura para a treliça ensaiada.

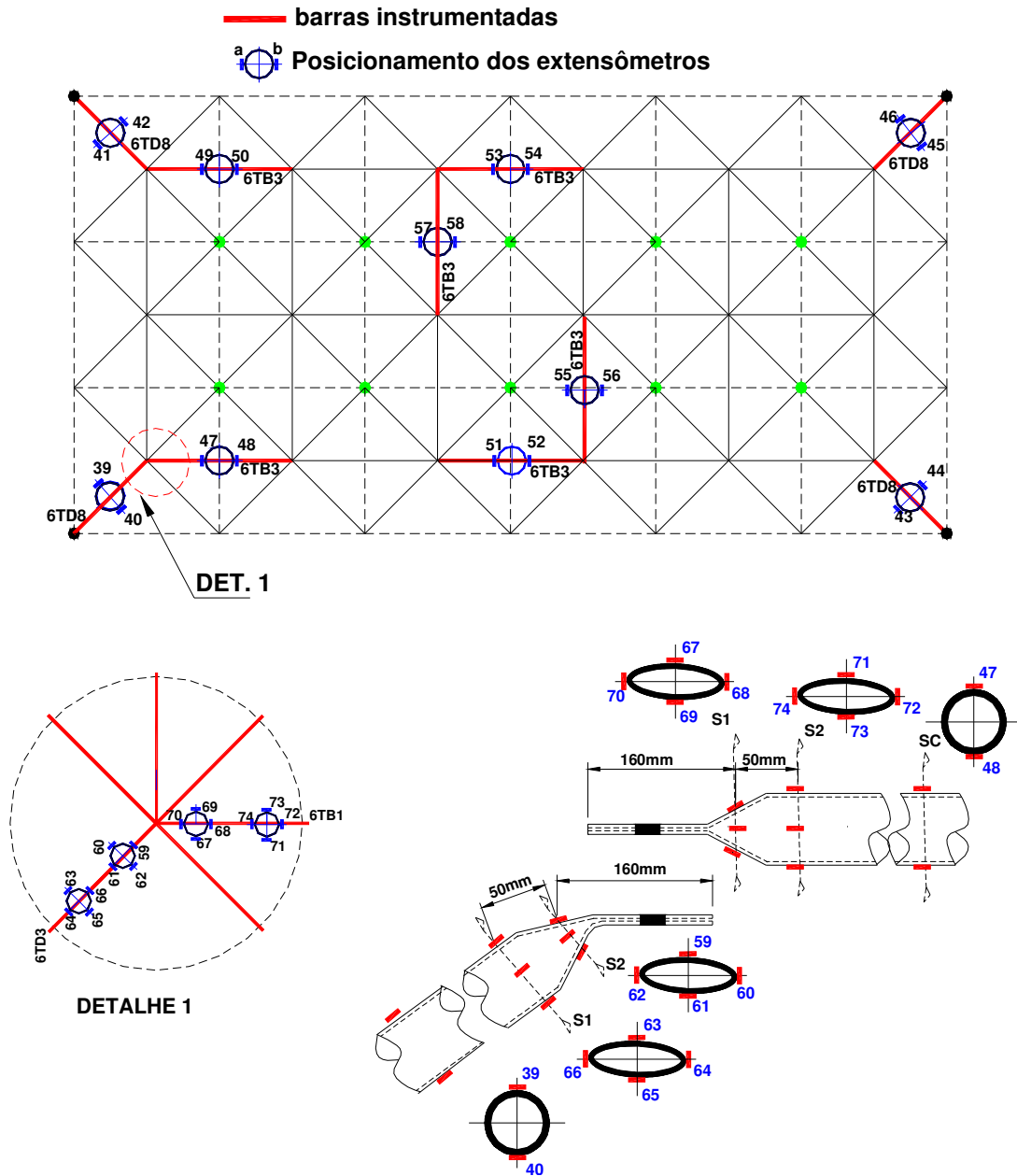


Figura 5.4 - Instrumentação para medição de deformações treliça TE4.

Resultados do ensaio

O colapso da treliça TE4 iniciou-se com a plastificação de uma aleta do nó lateral na região central da estrutura na direção do maior do vão, para um carregamento máximo aplicado de 102,2 kN, 37% inferior ao previsto com modelo de treliça ideal. O modo de colapso esperado para esta estrutura era a flambagem do banzo superior. Porém, imperfeições nos nós reduziram a capacidade resistente da ligação causando o colapso. A figura 5.5 apresenta a configuração de colapso para a treliça TE4.



Figura 5.5 - Configuração de colapso do nó de canto da treliça TE4

Apresentação dos modelos numéricos analisados

A seguir são apresentados os modelos numéricos referentes à treliça TE4. Foram analisados 4 modelos, cada um com um nó discretizado em elementos de casca em uma posição, conforme descrito na metodologia. A figura 5.6 ilustra a modelagem das extremidades e do nó. No Apêndice A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos tubos utilizados. O comprimento de extremidade de barra modelada com elementos de casca é de 1500 mm.

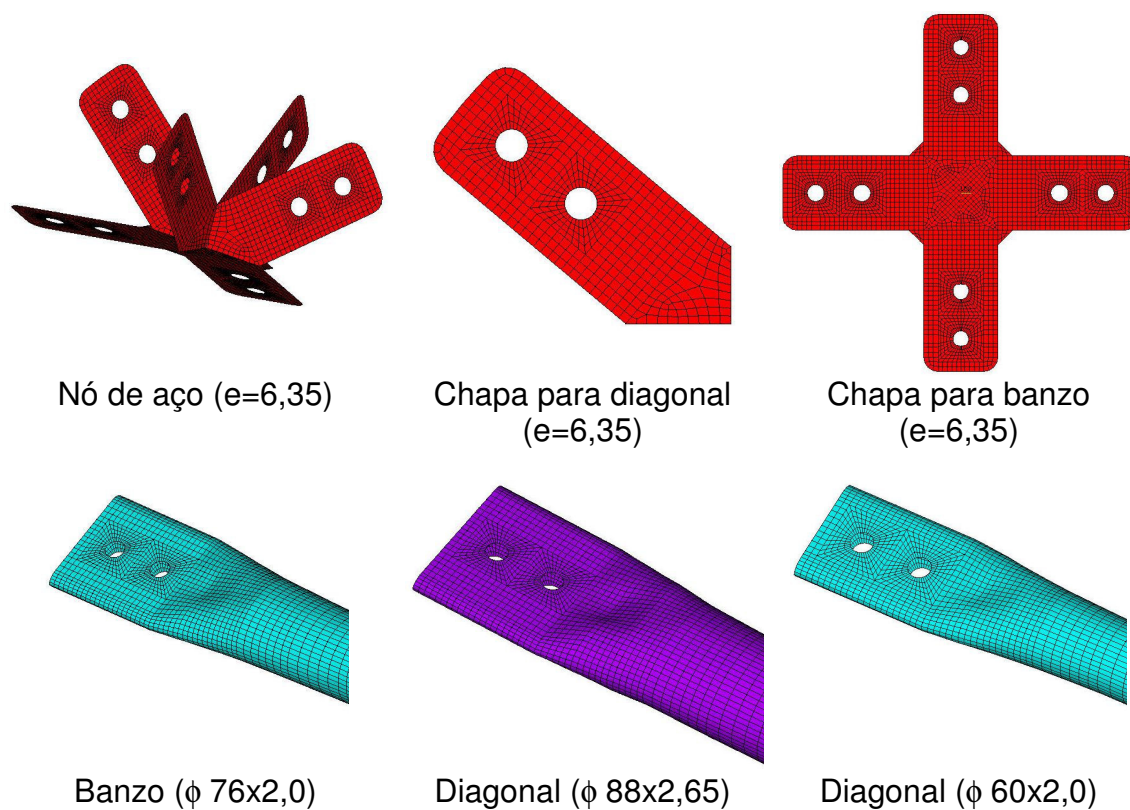


Figura 5.6 - Modelagem do nó e das extremidades das barras da treliça TE4

Com o nó e as extremidades das barras modeladas, o nó é montado conforme a figura 5.7.

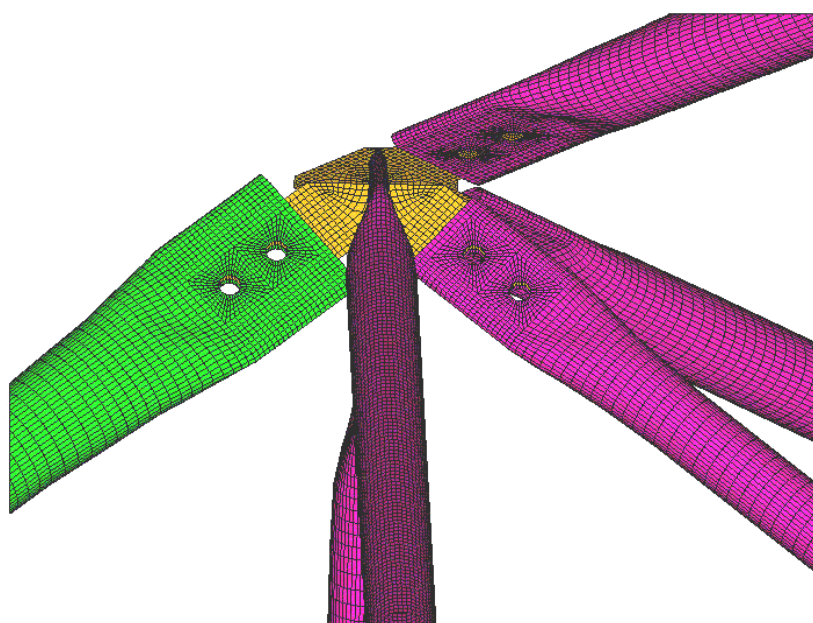


Figura 5.7 - Montagem do nó de aço na posição de vértice

6.1.1.1 Nó central

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região central da estrutura na camada superior. Este nó é composto por 4 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ unidas por um nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. A Figura 5.8 mostra o posicionamento para o nó central na treliça TE4. A figura 5.9 compara o modelo numérico com o nó.

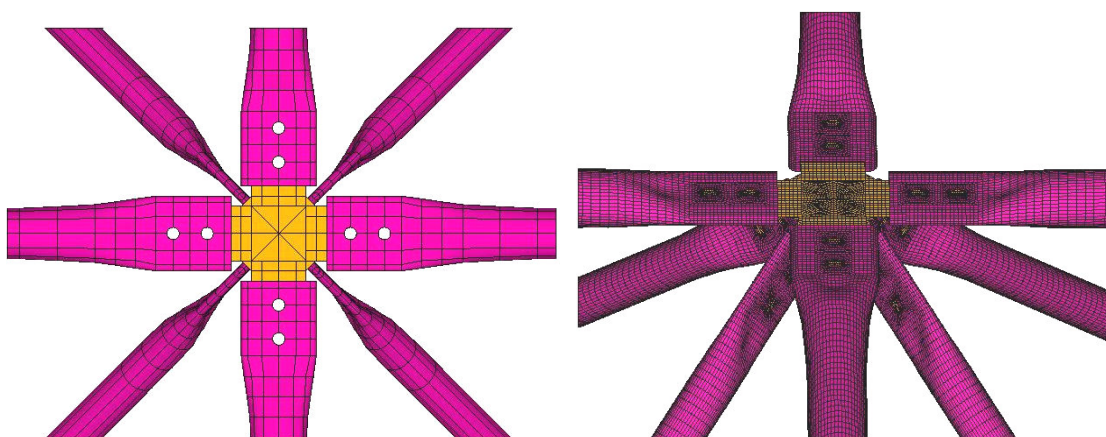


Figura 5.8 - Posicionamento do nó de aço na posição central

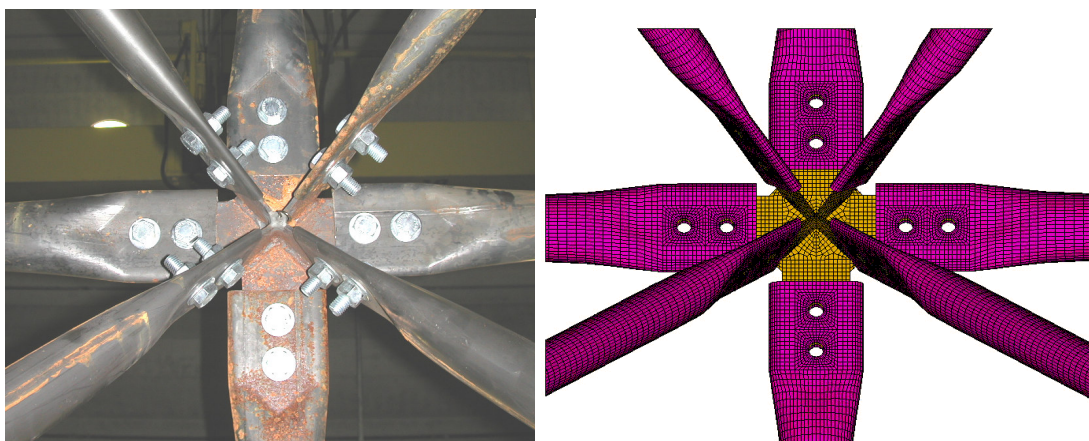


Figura 5.9 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 5.10 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

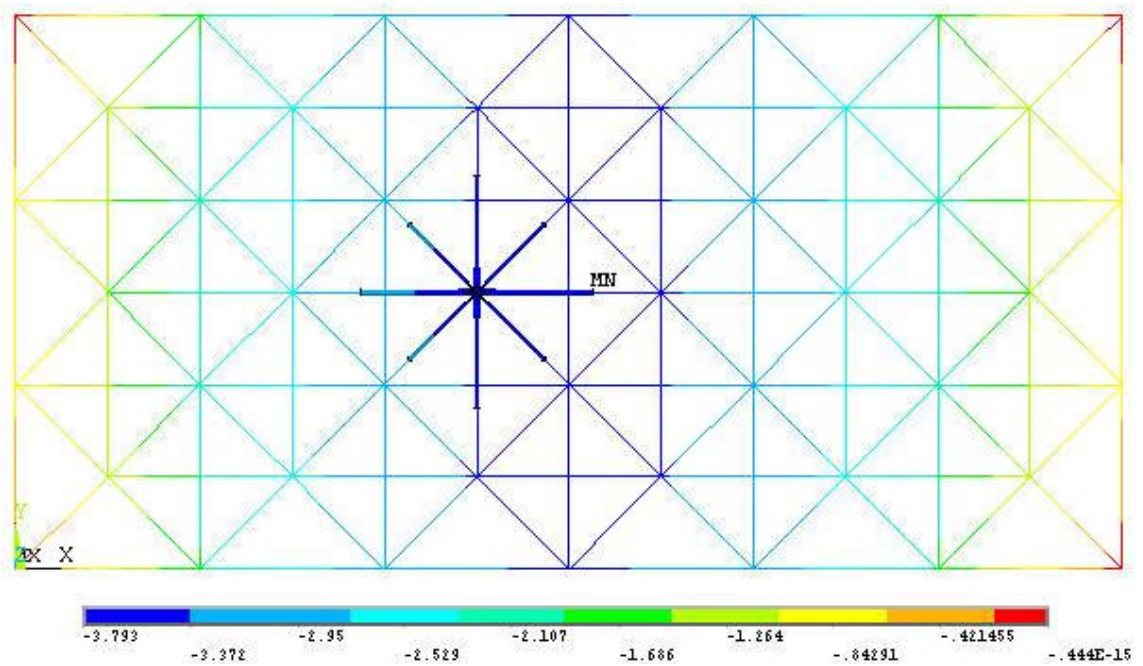


Figura 5.10 - Deslocamentos verticais

Como era esperado, os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A inserção do nó modelado em elementos de casca na região central não influencia significativamente o comportamento global da estrutura. A figura 5.11 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

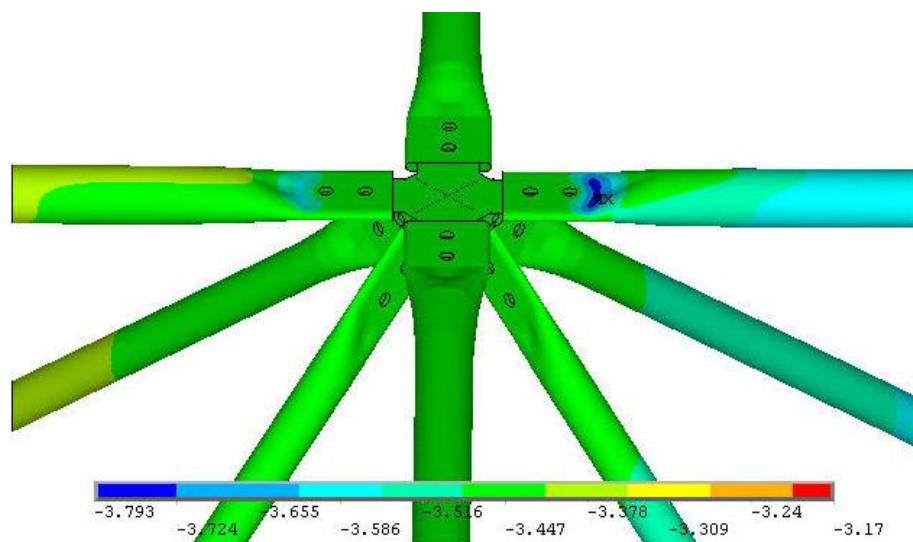


Figura 5.11 - Deslocamento verticais – nó modelado

Analisando a figura pode ser notado que a seção após o segundo furo na região da estampagem apresenta grandes deslocamentos verticais,

indicando que a região de deformou aproximando as duas faces da região amassada. Nas outras barras não é observada nenhuma deformação significativa.

O gráfico da figura 5.12 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

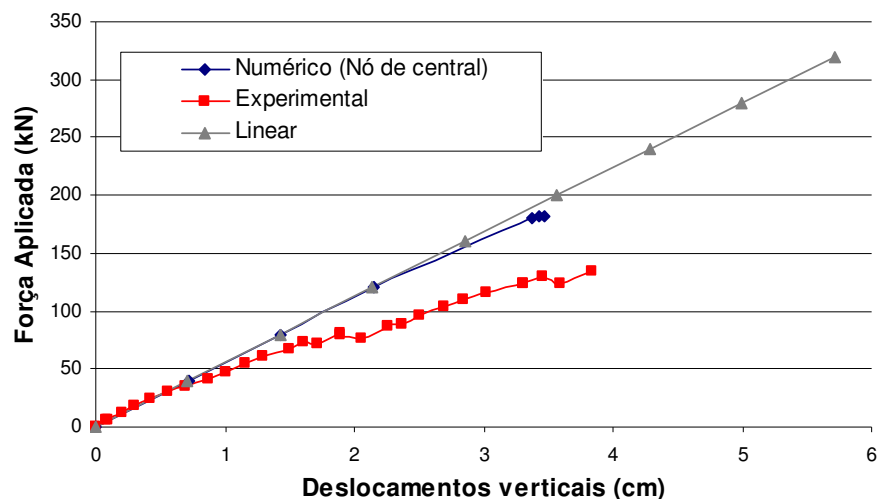


Figura 5.12 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. Isto indica que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central não influencia o comportamento da estrutura.

Os deslocamentos verticais do nó central da treliça obtido por este modelo numérico são próximos dos valores obtidos experimentalmente. A diferença encontrada pode ser explicado pelo fato de o modelo ensaiado ter colapsado devido a plastificação da chapa horizontal do nó de aço. Na treliça ensaiada isto ocorreu devido às imperfeições do nó, causando excentricidade dos esforços no nó. Além disto, o acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos não permite o deslocamento relativo entre as barras, que influencia o comportamento da estrutura, não havendo acomodação da estrutura modelada.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 5.13 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

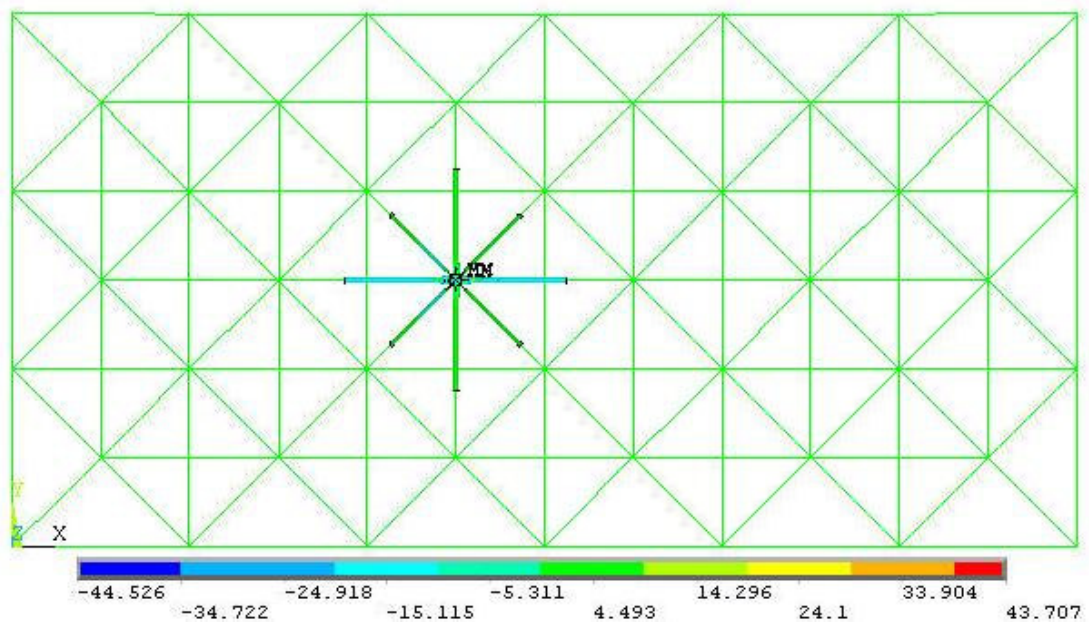


Figura 5.13 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser notado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca apresenta maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça. As figuras 5.14 e 5.15 ilustram as tensões no nó modelado.

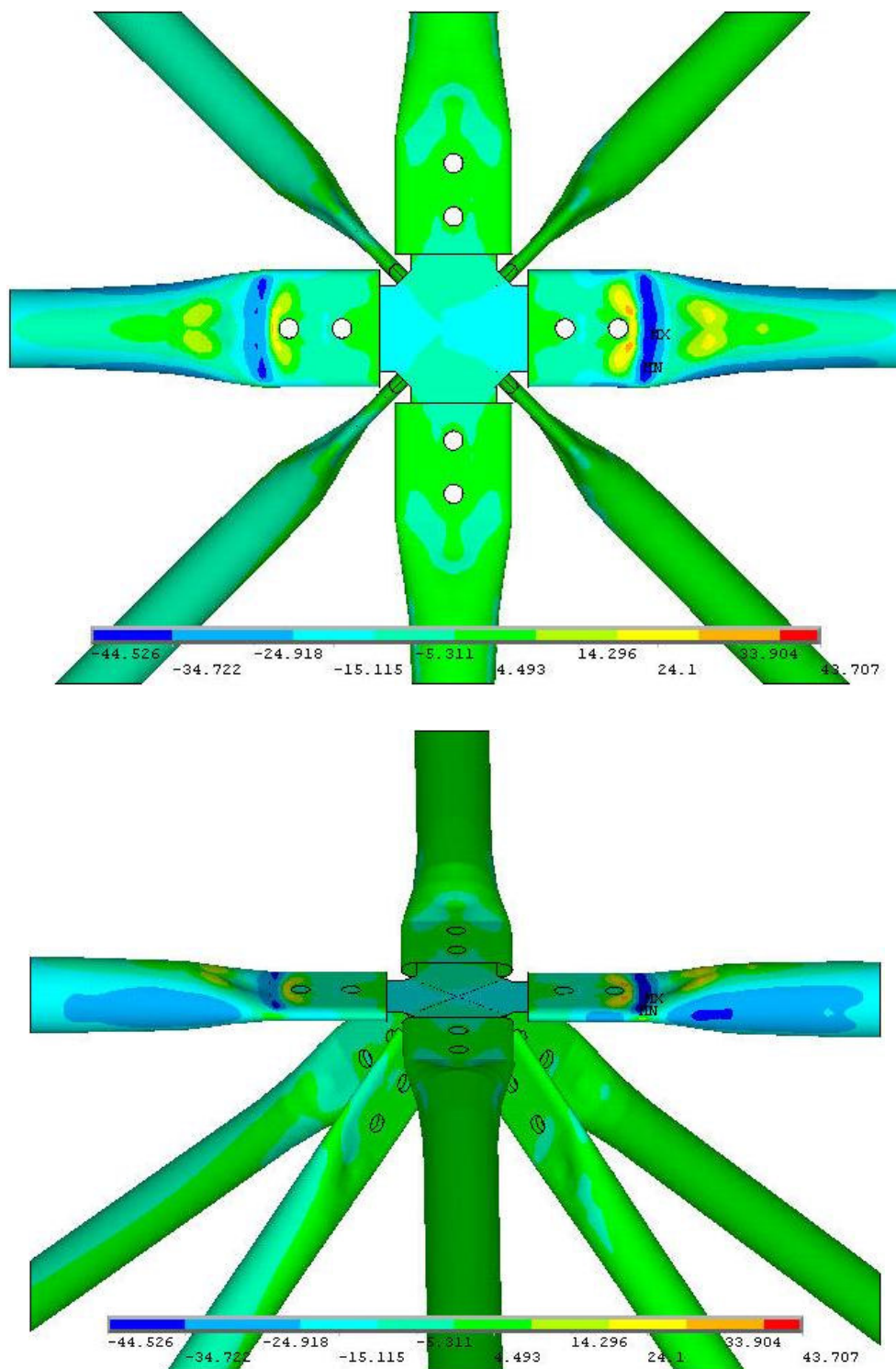


Figura 5.14 - Tensões no nó modelado

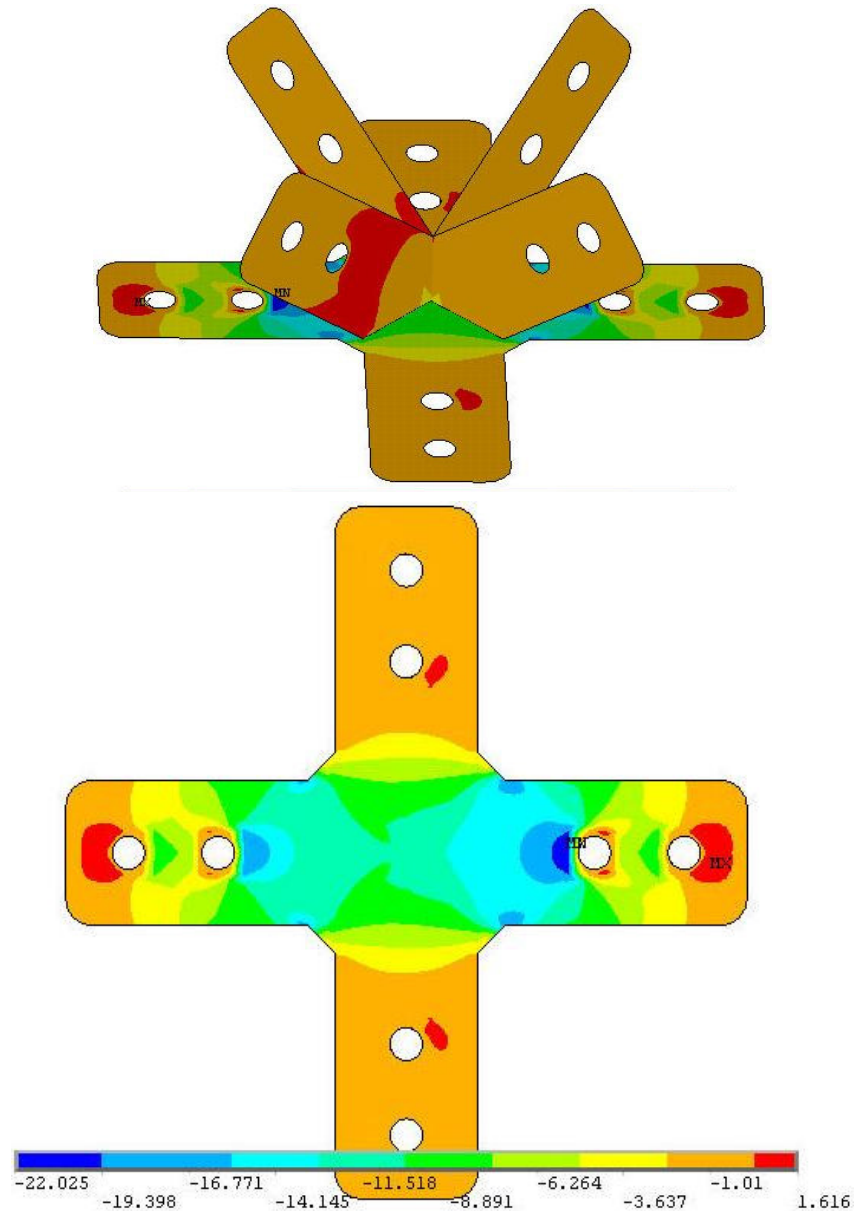


Figura 5.15 - Tensões no nó de aço

Analisando as figuras pode ser observado que as maiores tensões ocorrem na chapa horizontal do nó, na região de ligação dos banzos da direção do maior vão. Uma vez que o nó modelado se localiza no meio da treliça, este apresenta comportamento de tensões simétrico em relação à direção de maior comprimento da estrutura. Também pode ser notada concentração de tensões na região dos furos. Também pode ser visto que os banzos na direção do maior vão são as barras mais solicitada. A figura 5.16 mostra as tensões no banzo mais central. A figura 5.17 ilustra as tensões no outro banzo na direção do maior vão.

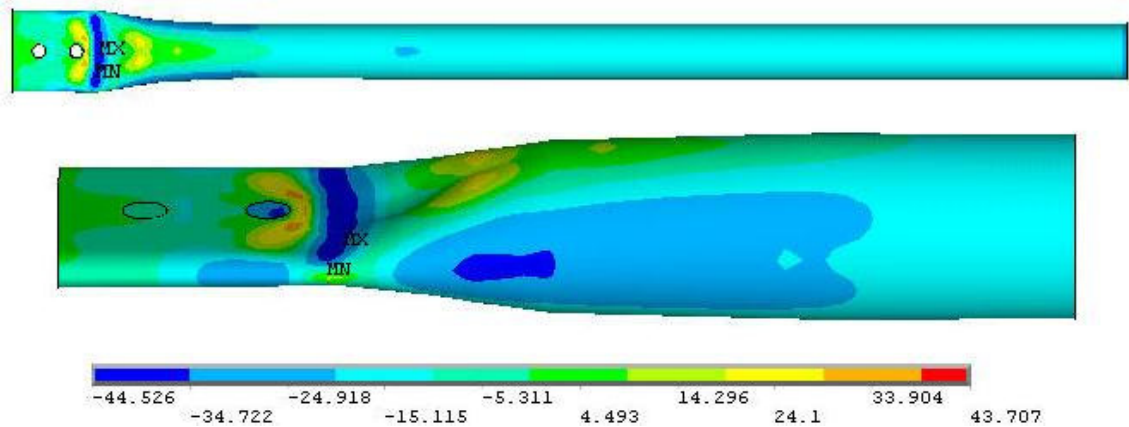


Figura 5.16 - Tensões no banzo mais central

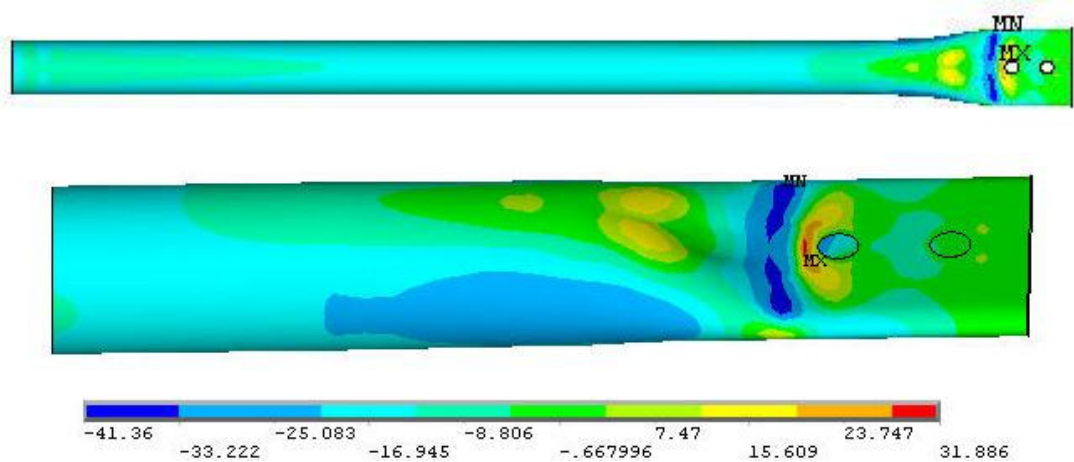


Figura 5.17 - Tensões no outro banzo na direção do maior vão

Pode ser notado que nos banzos, na região da estampagem, ocorrem os valores mais elevados de tensão, com valores maiores que a tensão de escoamento. O banzo mais central apresenta os maiores valores de tensão.

As tensões se concentram na região amassada, na região lateral da barra e na região dos furos. Pode ser notado também que a região do acoplamento da barra com a estrutura modelada em elementos lineares apresenta valores elevados de tensão.

6.1.1.2 Nó lateral

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral da estrutura na camada superior no lado com menor vão. Este nó é composto por 3 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ unidas por um

nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. A Figura 5.18 mostra o posicionamento para o nó lateral no menor vão na treliça TE4. A Figura 5.19 compara o modelo numérico com o nó.

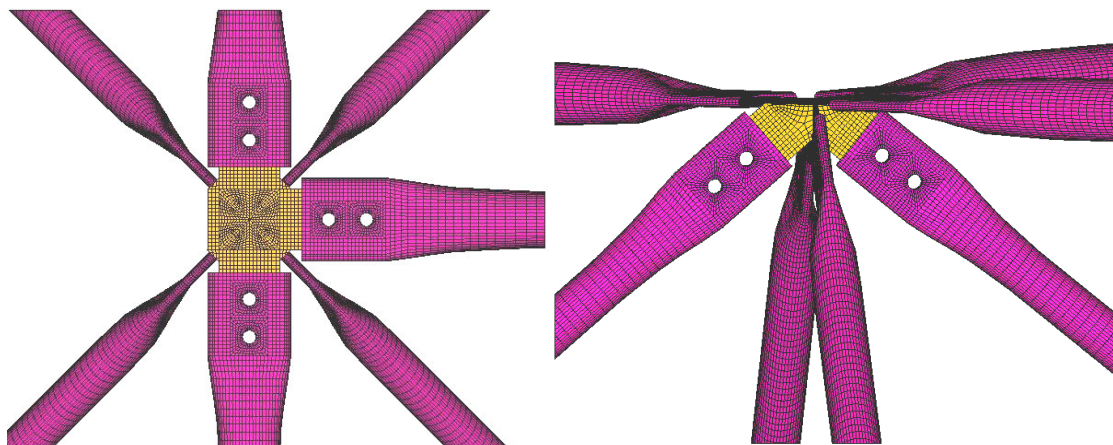


Figura 5.18 - Posicionamento do nó de aço na posição lateral no menor vão

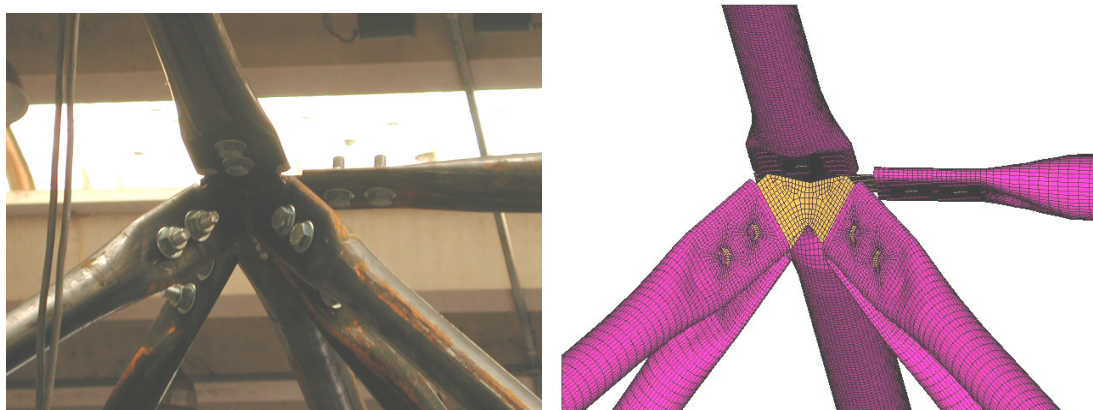


Figura 5.19 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação e comparação de resultados

- **Lado de menor comprimento**

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 5.20 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

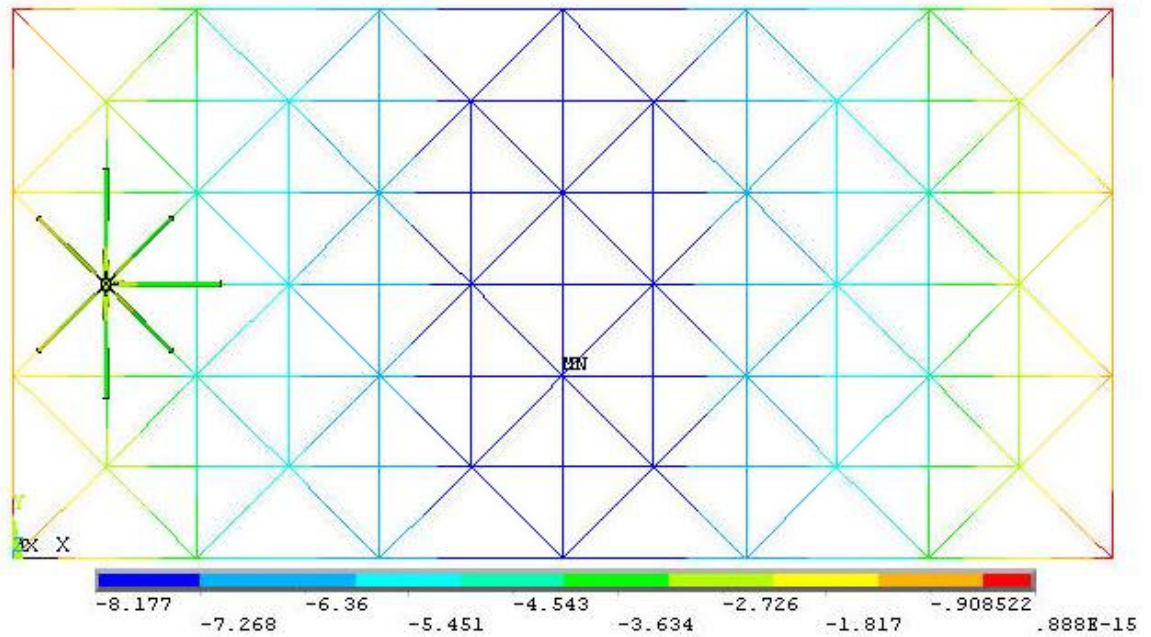


Figura 5.20 - Deslocamentos verticais

Os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A inserção do nó modelado em elementos de casca na região lateral de menor comprimento não influencia significativamente o comportamento global da estrutura, aumentando muito pouco o valor dos deslocamentos verticais na região de inserção. A figura 5.21 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

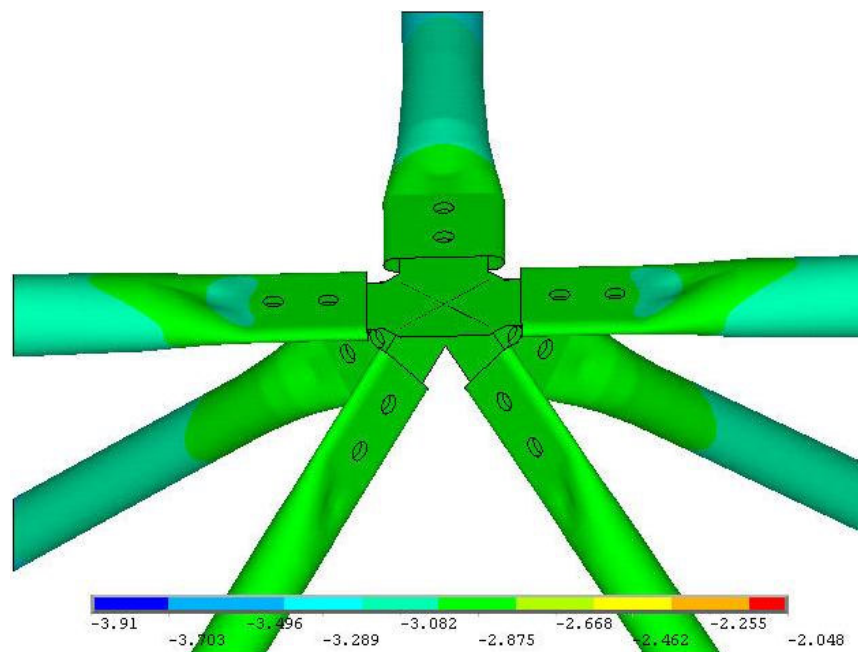


Figura 5.21 - Deslocamento verticais – nó modelado

No nó modelado não são notadas grandes deformações. O nó apresenta deslocamentos verticais uniformes.

O gráfico da figura 5.22 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

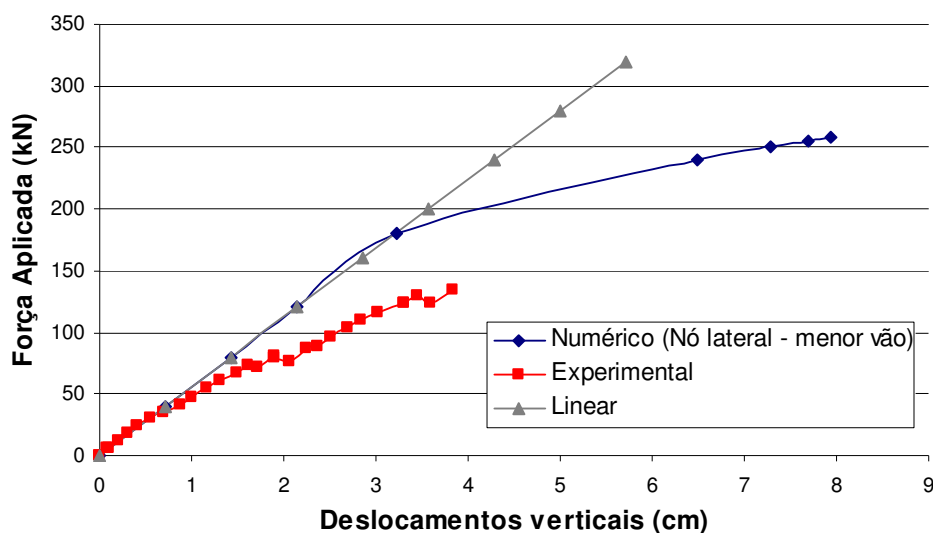


Figura 5.22 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear até o carregamento de aproximadamente 180 kN. A partir de então, o modelo experimental começa a apresentar não-linearidades, se distanciando do linear. Os deslocamentos verticais do nó central da treliça obtido por este modelo numérico são diferentes dos valores obtidos experimentalmente. Isto pode ser explicado pelo fato de o modelo ensaiado ter colapsado devido a plastificação da chapa horizontal do nó de aço, não por flambagem dos banzos mais centrais. Além disto, o acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos não permite o escorregamento relativo entre barras, que causam acomodações na estrutura aumentando os deslocamentos e influenciando grandemente o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 5.23 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

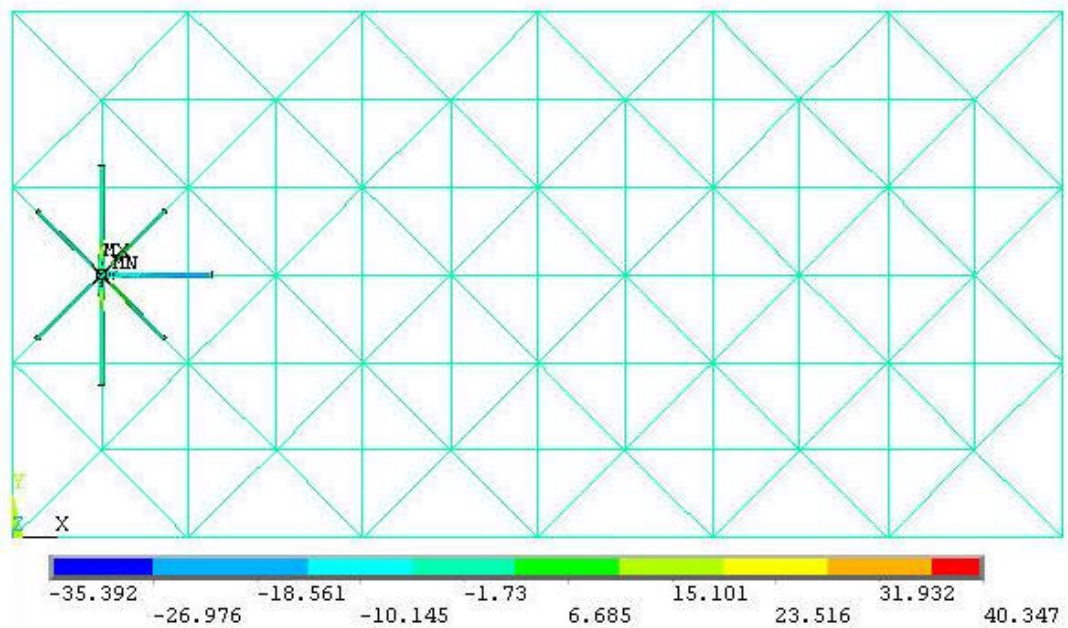


Figura 5.23 - Tensões na treliça

As tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca apresenta maiores valores de tensão, principalmente na região de acoplamento do nó modelado em elementos de casca a estrutura modelada em elementos lineares e na região estampada das barras. As figuras 5.24 e 5.25 ilustram as tensões no nó modelado.

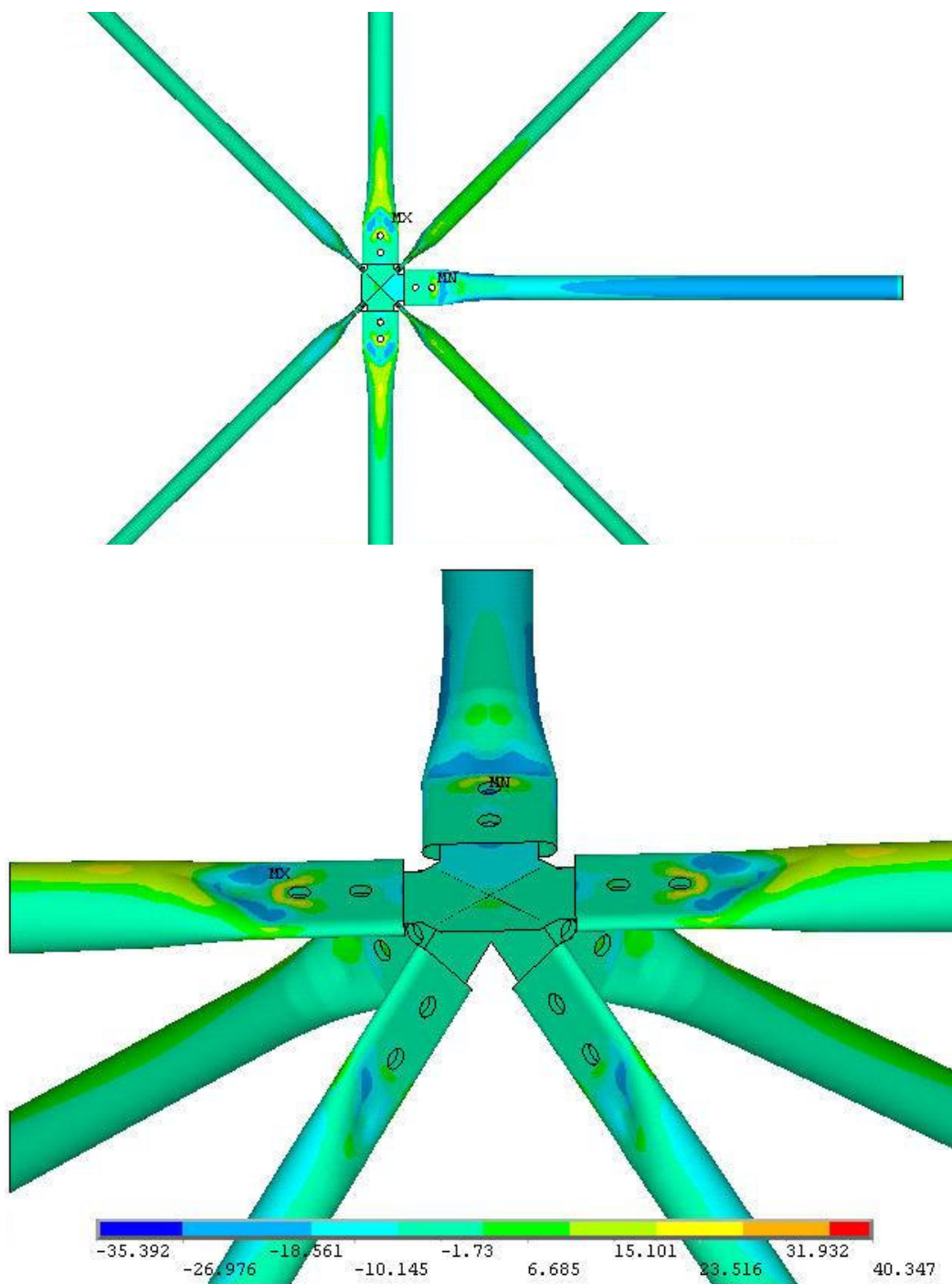


Figura 5.24 - Tensões no nó modelado

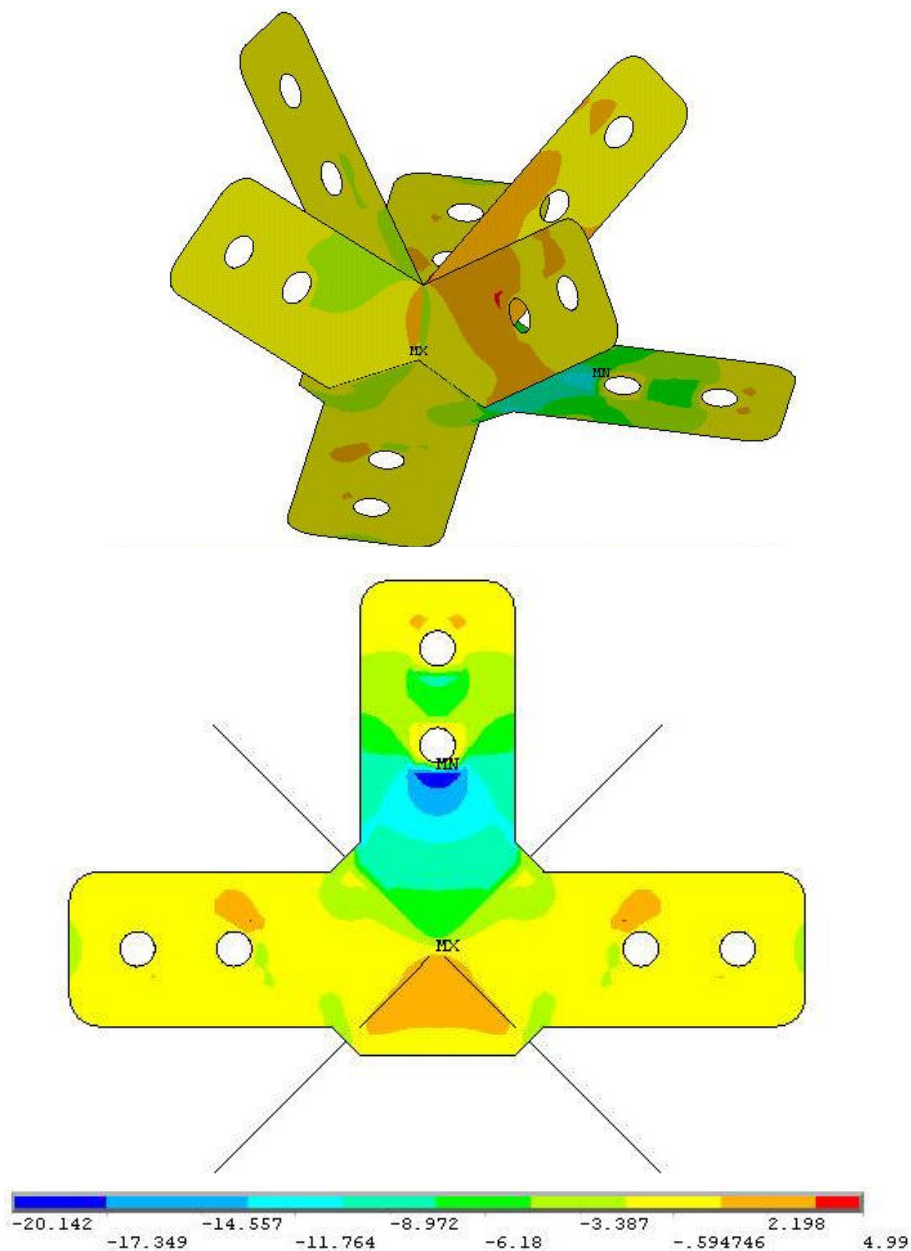


Figura 5.25 - Tensões no nó de aço

Analisando as figuras pode ser observado que as maiores tensões ocorrem na chapa horizontal do nó, na região de ligação do banzo da direção do maior vão. Também pode ser notada concentração de tensões na região final da estampagem, próximo ao segundo furo. Pode ser visto que os banzo na direção do maior vão é a barra mais solicitada. A figura 5.26 mostra as tensões no banzo na direção do maior vão. A figura 5.27 ilustra as tensões na diagonal lateral.

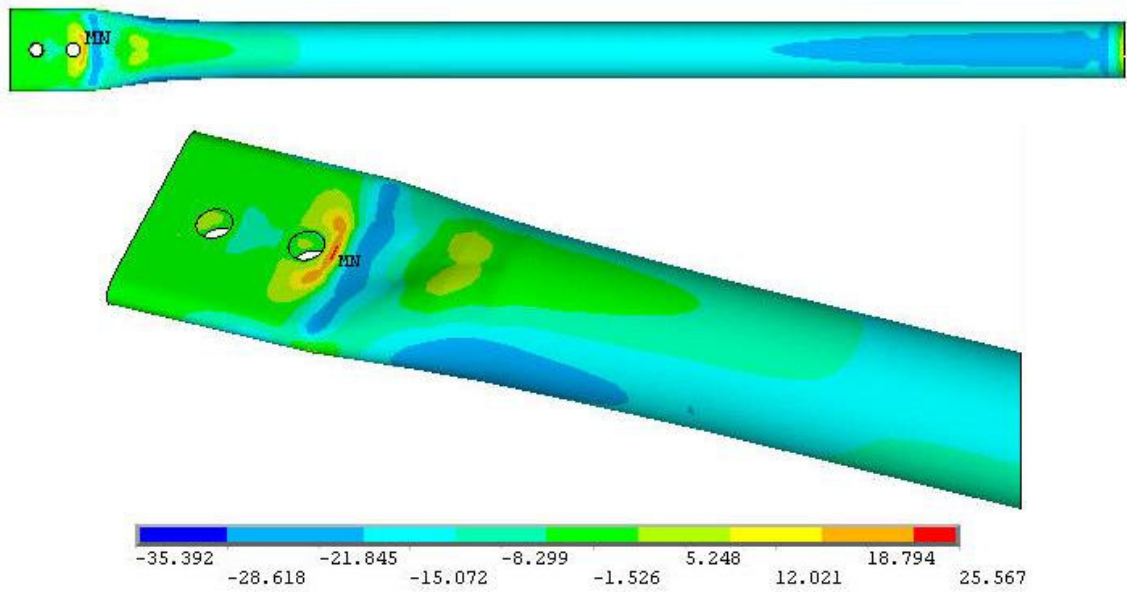


Figura 5.26 - Tensões no banzo mais central

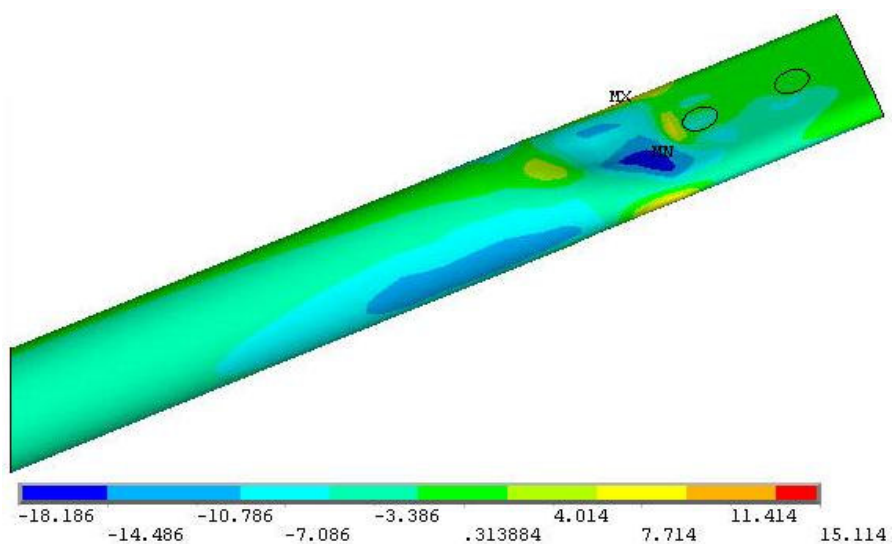


Figura 5.27 - Tensões na diagonal lateral

Nas barras as tensões se concentram na região amassada, na região lateral da barra e na região dos furos. Pode ser notado também que a região do acoplamento da barra com a estrutura modelada em elementos lineares apresenta valores elevados de tensão. Nas diagonais ocorrem valores elevados de tensão na região superior da barra.

- **Lado de maior comprimento**

Para estudo do comportamento global da estrutura foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 5.28 ilustra os deslocamentos verticais na treliça.

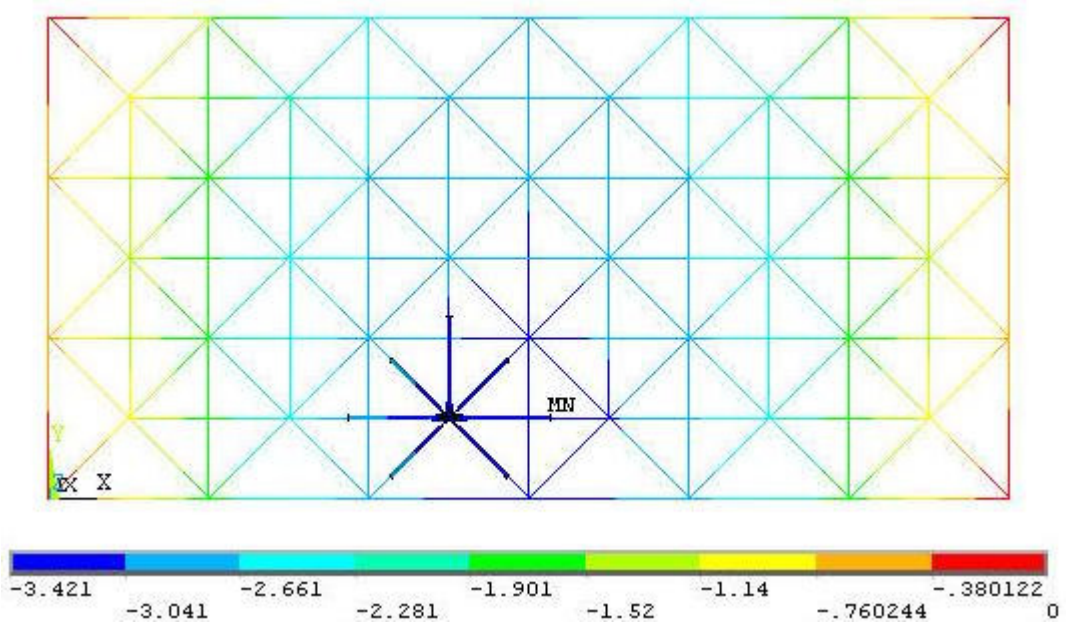


Figura 5.28 - Deslocamentos verticais

Os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A inserção do nó modelado em elementos de casca na região lateral de maior comprimento não influencia significativamente o comportamento global da estrutura, aumentando pouco o valor dos deslocamentos verticais na região de inserção. A figura 5.29 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

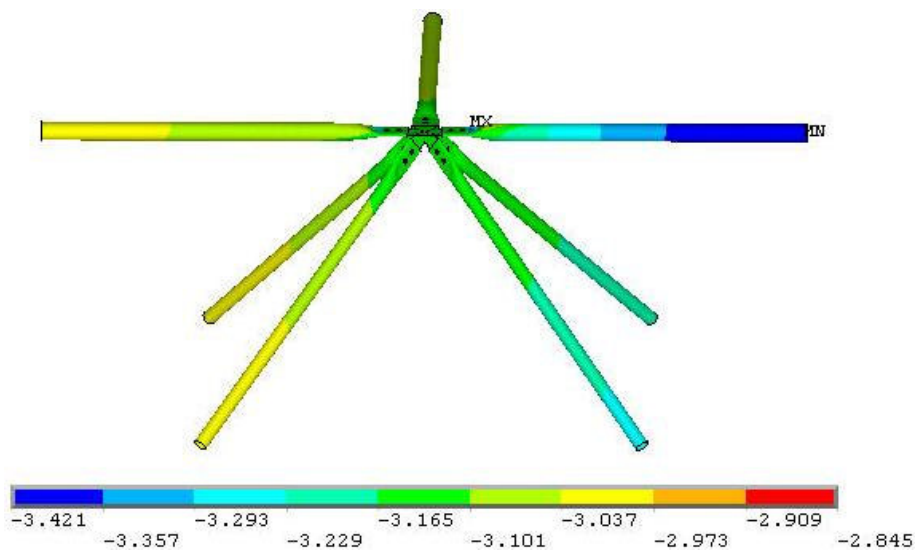


Figura 5.29 - Deslocamento verticais – nó modelado

No nó modelado não são notadas grandes deformações. O nó apresenta deslocamentos verticais uniformes.

No gráfico da figura 5.30 são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

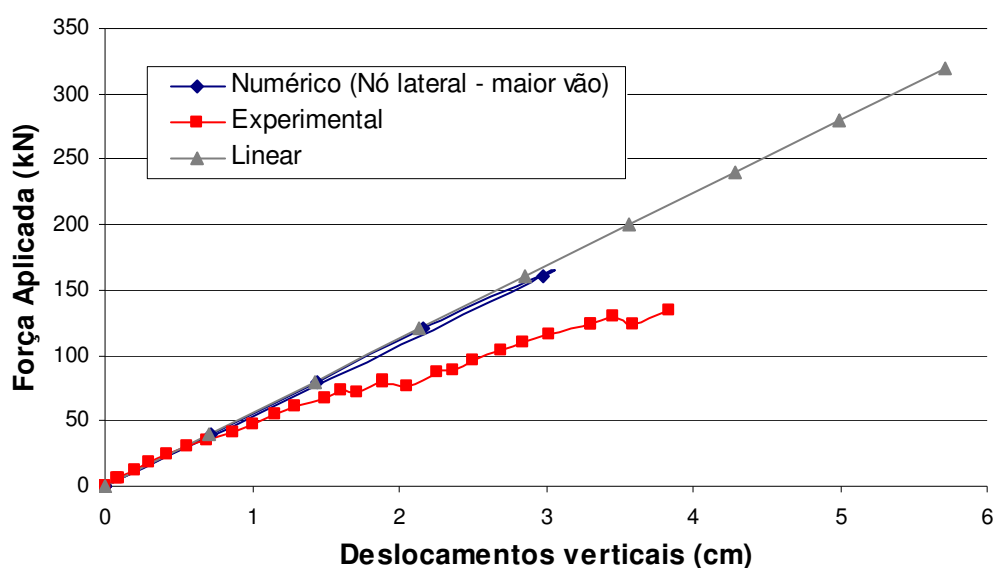


Figura 5.30 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. Isto indica que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição lateral no maior comprimento não influencia significativamente o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 5.31 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

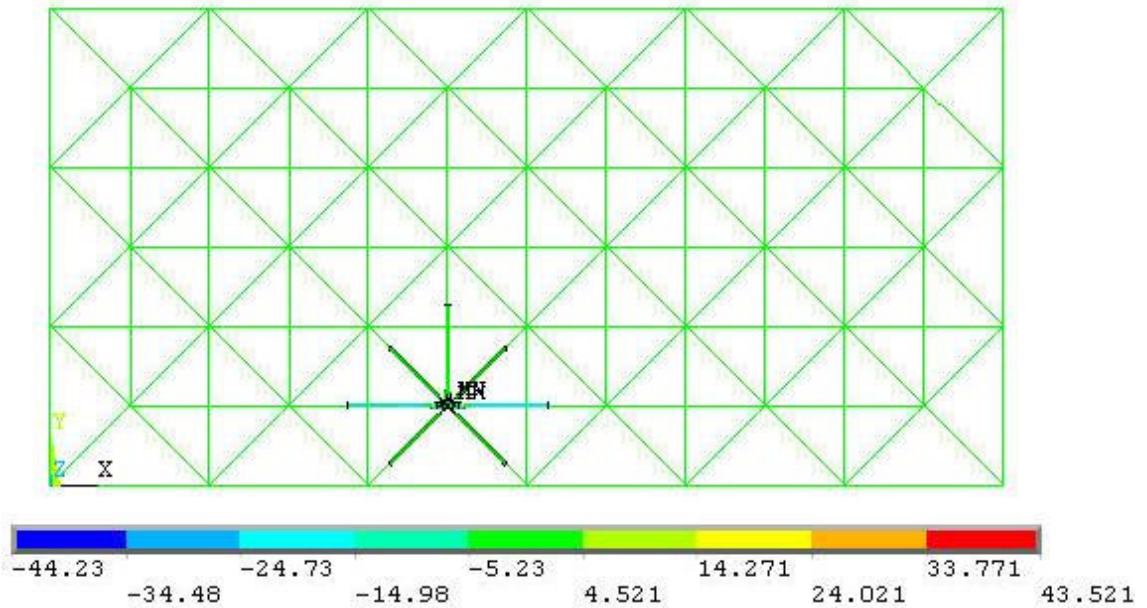


Figura 5.31 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca alcança maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça. As figuras 5.32 e 5.33 ilustram as tensões no nó modelado.

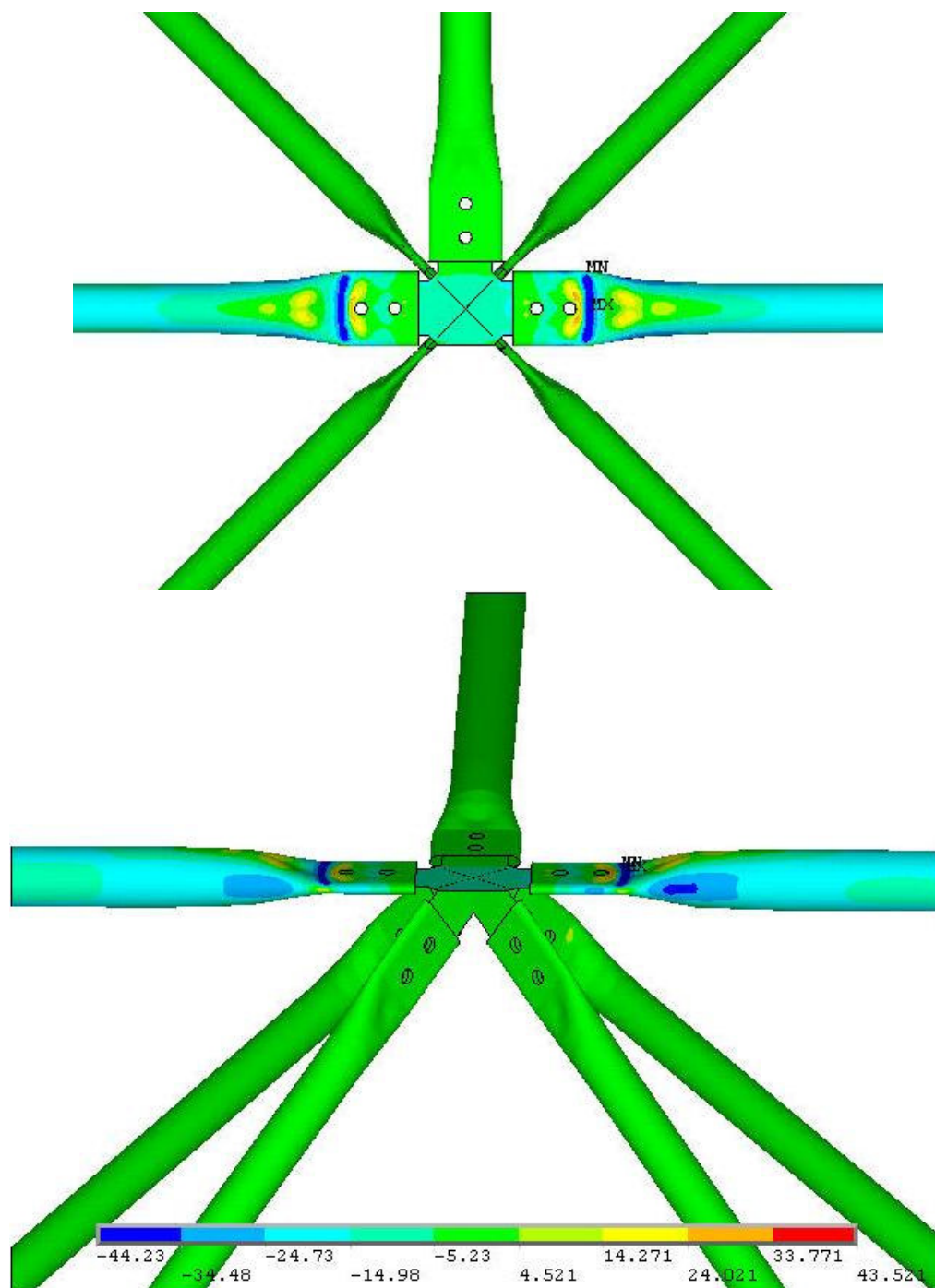


Figura 5.32 - Tensões no nó modelado

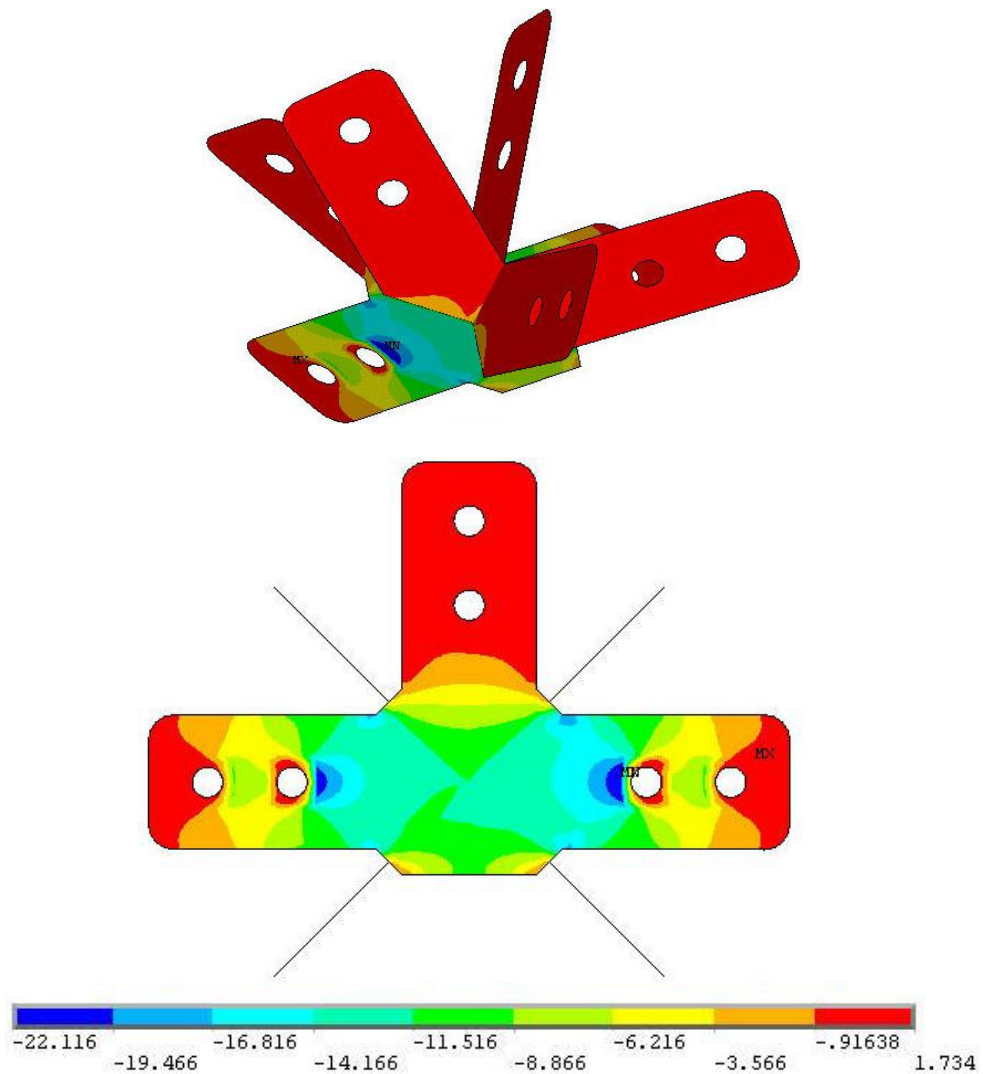


Figura 5.33 - Tensões no nó de aço

Através das figuras acima pode ser notado que os banzos na direção do maior vão apresentam os maiores valores de tensão. Ocorre alta concentração de tensões na região final da estampagem, próximo ao segundo furo, no local de ligação com as barras de banzo na direção do maior vão. No nó de aço, as maiores tensões ocorrem na chapa horizontal do nó, na região de ligação do banzo da direção do maior vão.

A figura 5.34 ilustra o comportamento de tensões no banzo mais central e a figura 5.35 mostra as tensões no outro banzo na direção do maior comprimento da estrutura.

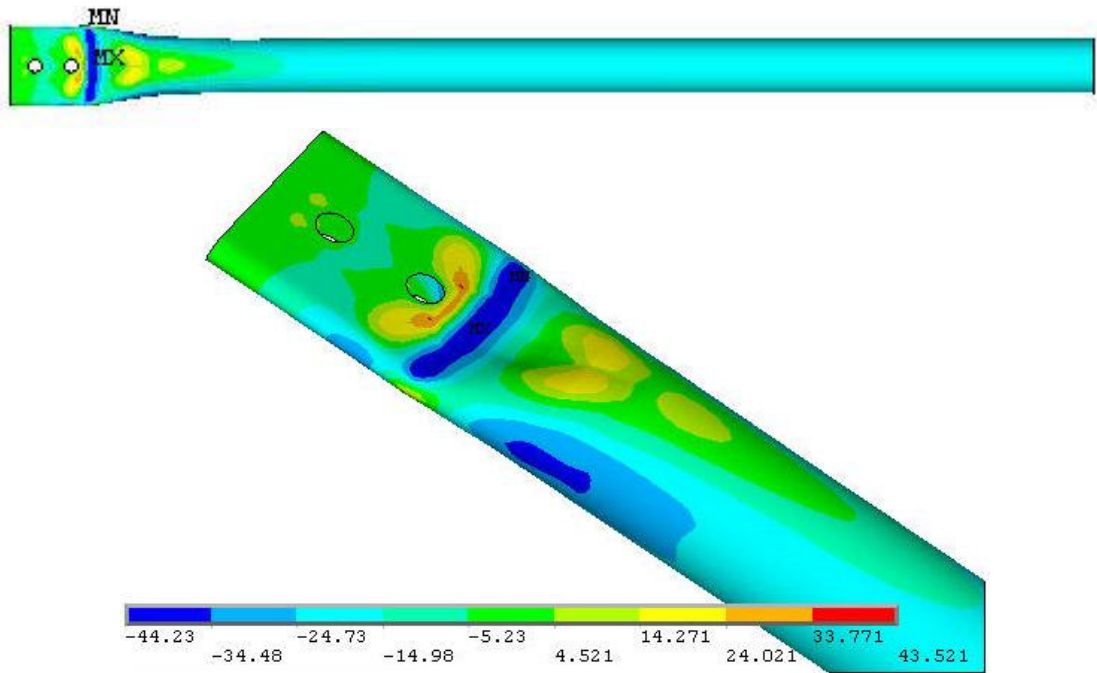


Figura 5.34 - Tensões no banzo mais central

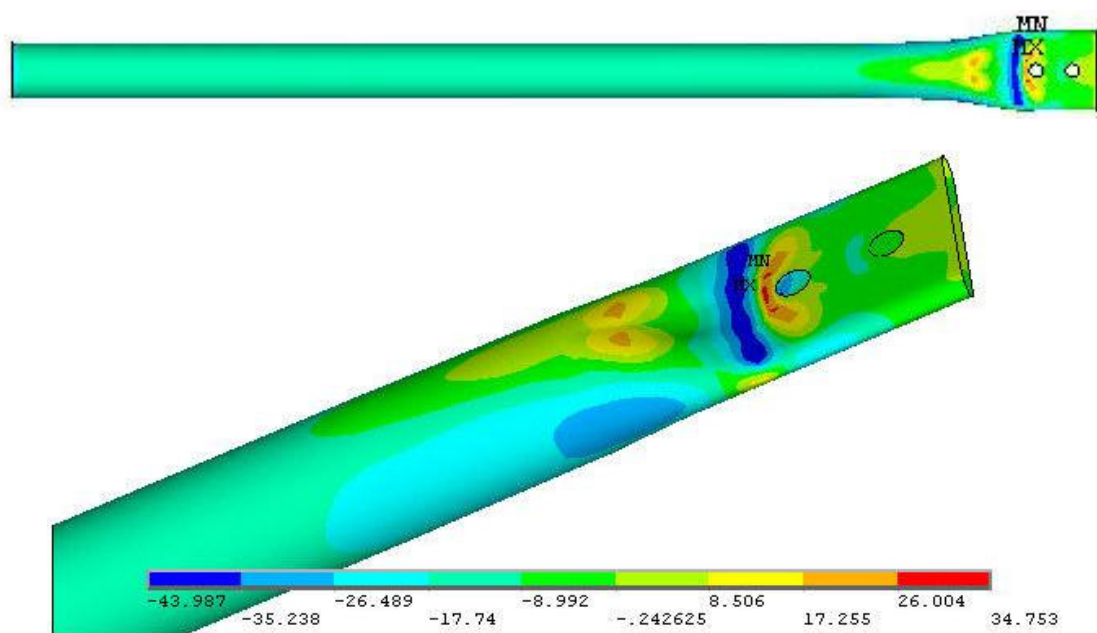


Figura 5.35 - Tensões na diagonal lateral

Os banzos na direção do meio do vão apresentam regiões com tensões bastante elevadas, com valores superiores a tensão de escoamento. As tensões se concentram na região estampada, na região lateral da barra e na região dos furos.

6.1.1.3 Nó de vértice superior - canto

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral da estrutura no vértice superior (nó de canto). Este nó é composto por 2 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$, 3 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e 1 diagonal $\Phi 88 \times 2,65$ unidas por um nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. A Figura 5.36 mostra o posicionamento para o nó de canto na treliça TE4.

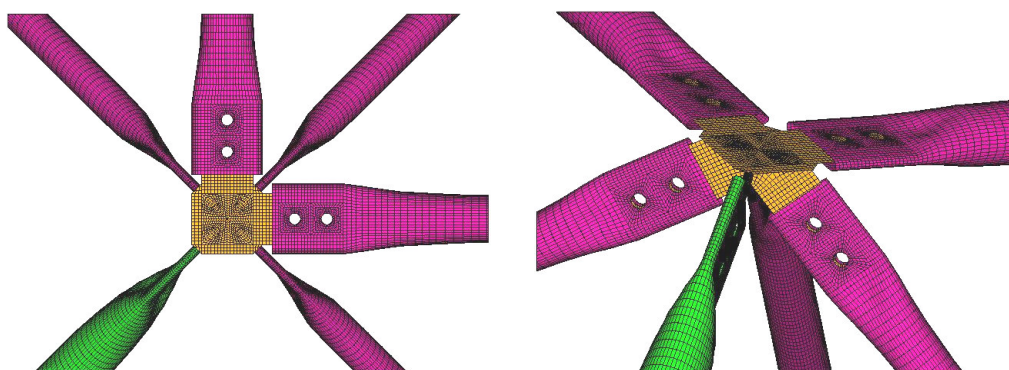


Figura 5.36 - Posicionamento do nó de aço na posição do vértice superior

Apresentação e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 5.37 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

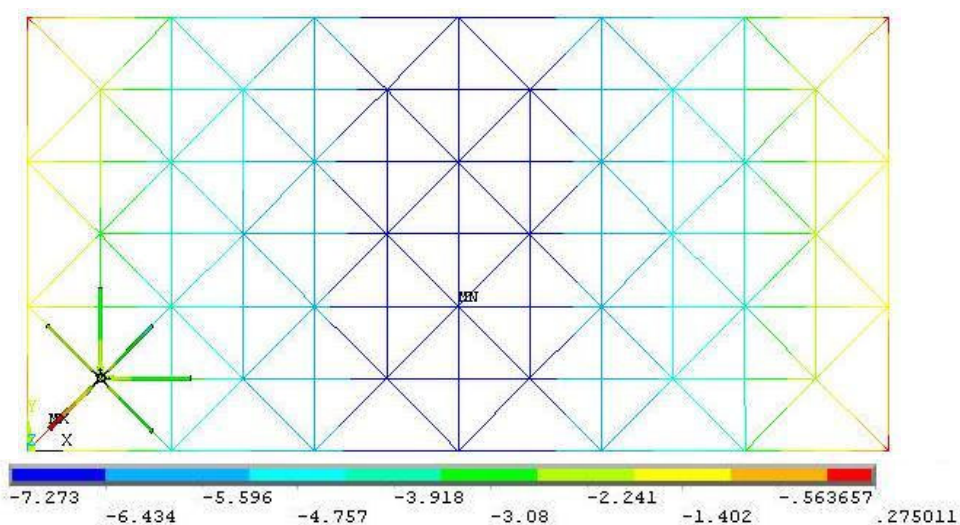


Figura 5.37 - Deslocamento verticais

A inserção do nó modelado em elementos de casca na região do vértice da estrutura faz com que os deslocamentos verticais apresentem valores maiores que nos vértices modelados em elementos lineares. Isto se deve ao fato do nó aço apresentar baixa rigidez na extremidade estampada. Ainda assim, a inserção do nó na região do vértice superior não influencia grandemente o comportamento global da estrutura já que o colapso se dá pela flambagem de barras da malha superior. Os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A figura 5.38 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

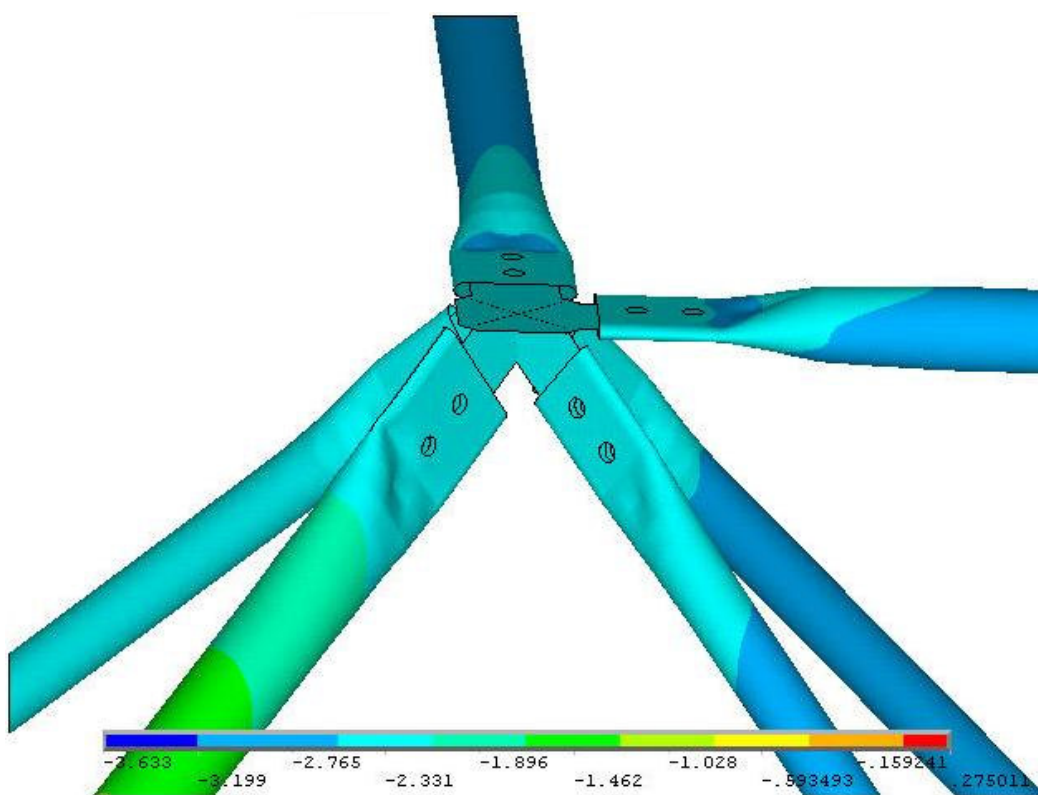


Figura 5.38 - Deslocamento verticais – nó modelado

O gráfico da figura 5.39 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó de canto da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó de vértice superior modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

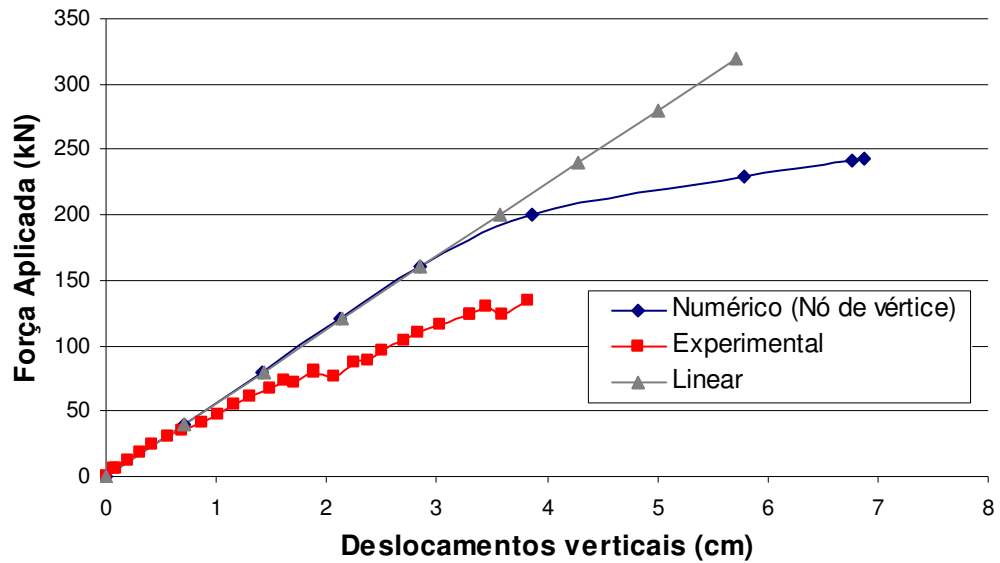


Figura 5.39 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que os deslocamentos verticais do nó central da treliça obtido por este modelo numérico são próximos dos valores obtidos experimentalmente. A diferença entre os valores teóricos e experimentais pode ser explicada pelo fato de o modelo ensaiado ter colapsado devido a plastificação da chapa horizontal do nó de aço. Na treliça ensaiada isto ocorreu devido às imperfeições do nó, causando excentricidade dos esforços no nó. Além disto, o acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos não permite o deslocamento relativo entre as barras, que influencia o comportamento da estrutura. Não havendo acomodação da estrutura modelada, e já que o nó com chapa de ponteira não apresenta excentricidades, a mudança de posição do nó modelado não altera o comportamento da treliça.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 5.40 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

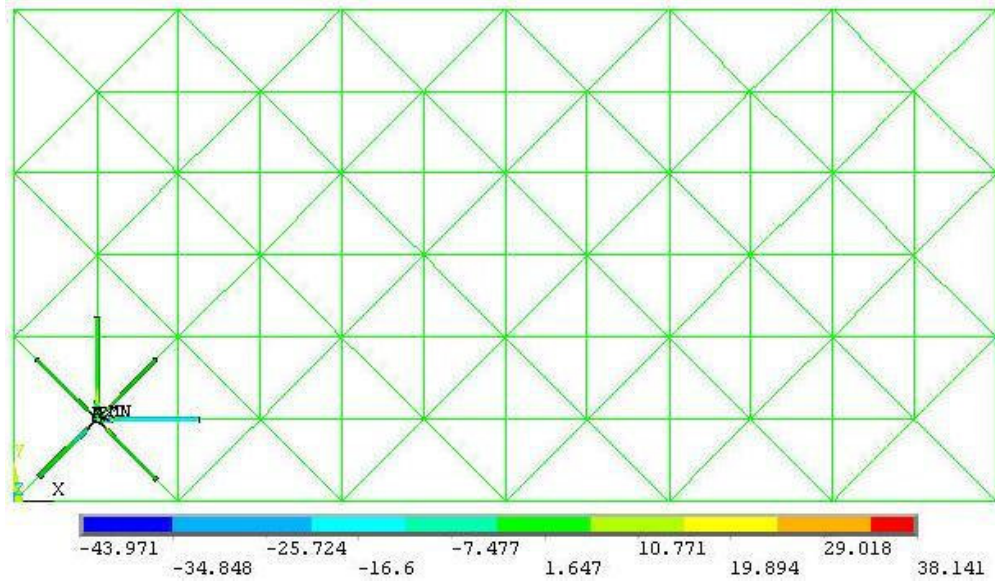


Figura 5.40 - Tensões na treliça

Neste modelo as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, na região do nó modelado as tensões apresentam valores elevados. As tensões mais elevadas ocorrem na região do nó de aço, no banzo na direção do maior vão e na diagonal de apoio. As figuras 5.41 a 5.44 ilustram as tensões no nó modelado.

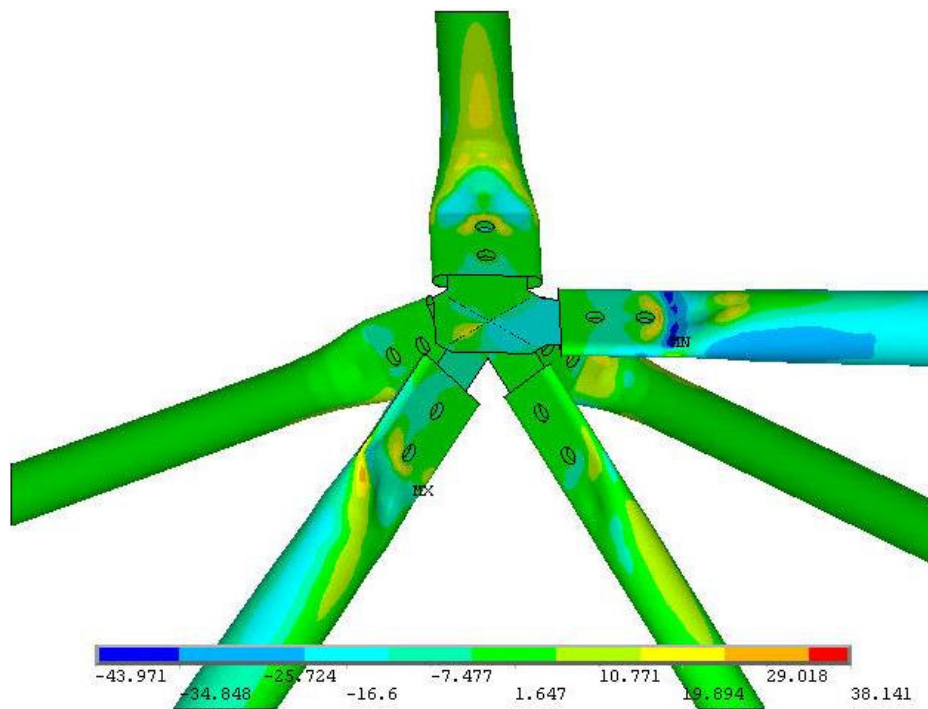


Figura 5.41 - Tensões no nó modelado – nó modelado em elementos de casca

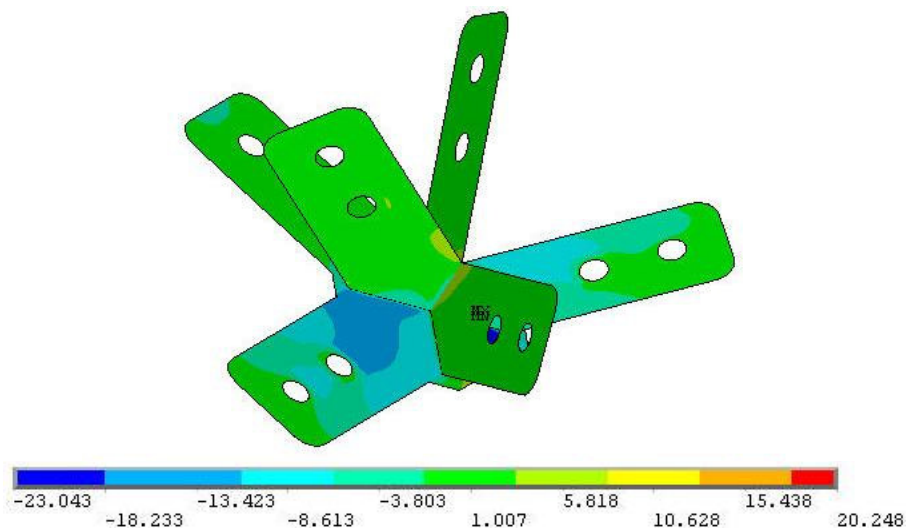


Figura 5.42 - Tensões no nó de aço

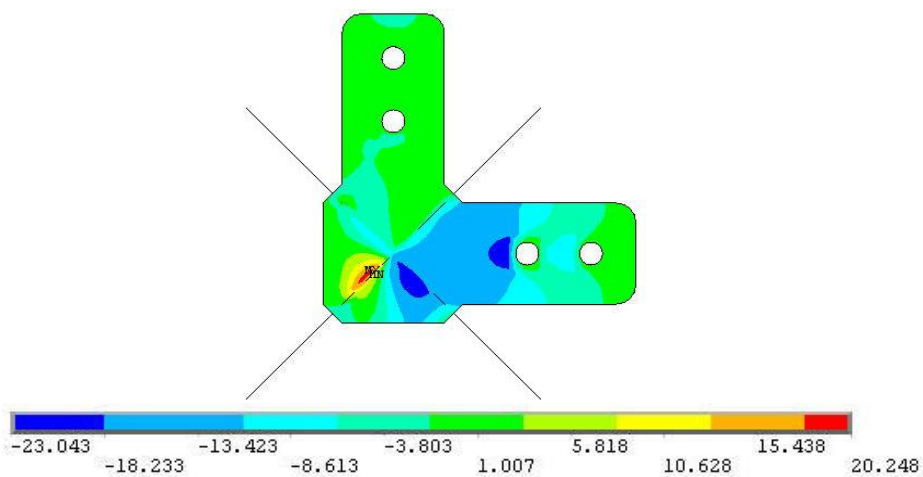


Figura 5.43 - Tensões no nó de aço – vista de cima

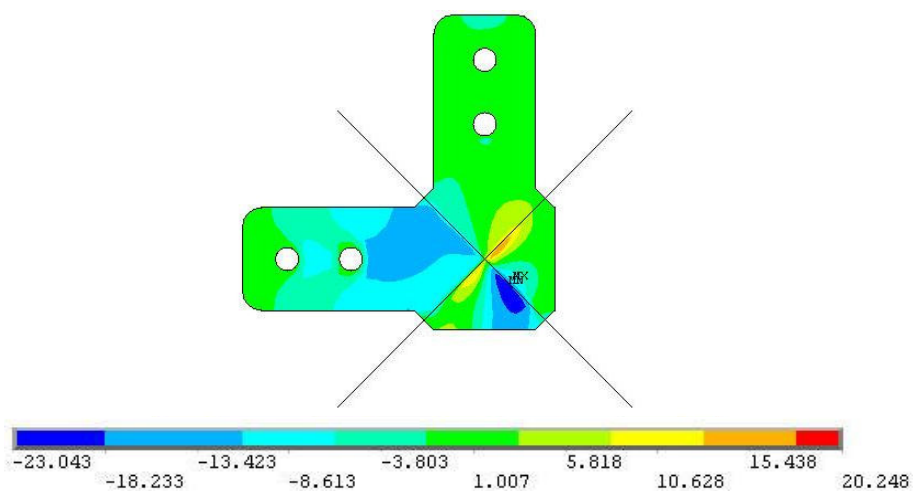


Figura 5.44 - Tensões no nó de aço – vista de baixo

Analisando as figuras pode ser observado que as maiores tensões ocorrem na região de solda da chapa de ligação da diagonal de apoio à chapa horizontal do nó de aço, especialmente na chapa que liga a diagonal de apoio. As tensões também alcançam valores elevados na chapa horizontal, na região de ligação do banzo na direção do maior vão. Também pode ser visto que a diagonal de apoio é a mais solicitada. A figura 5.45 mostra as tensões nesta barra.

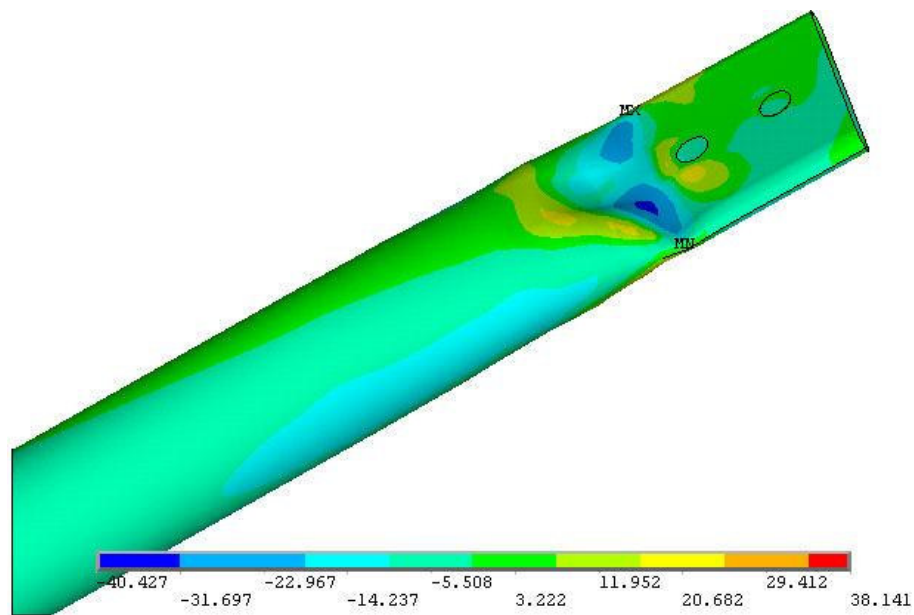


Figura 5.45 - Tensões na diagonal de apoio

Através das figuras pode ser notado que na região da estampagem ocorrem os valores mais elevados de tensão, com valores maiores que a tensão de escoamento. As tensões se concentram na região amassada e na região dos furos, principalmente na região superior da barra posicionada na treliça. Pode ser notado também que a região superior apresenta tensões de tração e a região inferior compressão, fazendo a barra tender a se deformar diminuindo a depressão causada pela estampagem na região mais inferior. Também ocorre plastificação da seção anterior ao primeiro furo. Isto também acontece na barra de banzo. A figura 5.46 ilustra as tensões nesta barra.

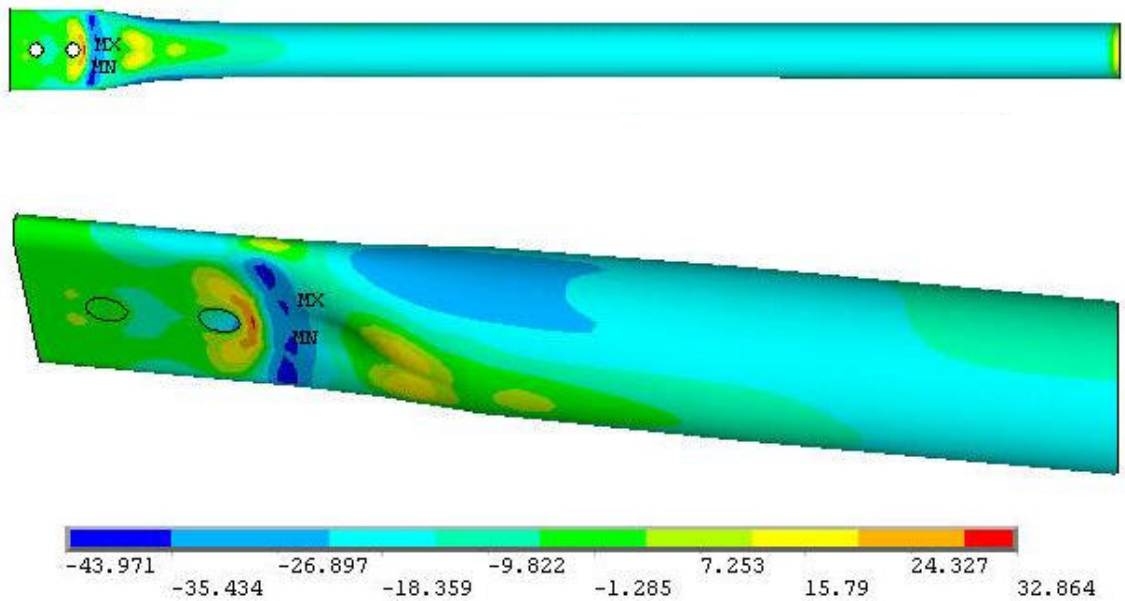
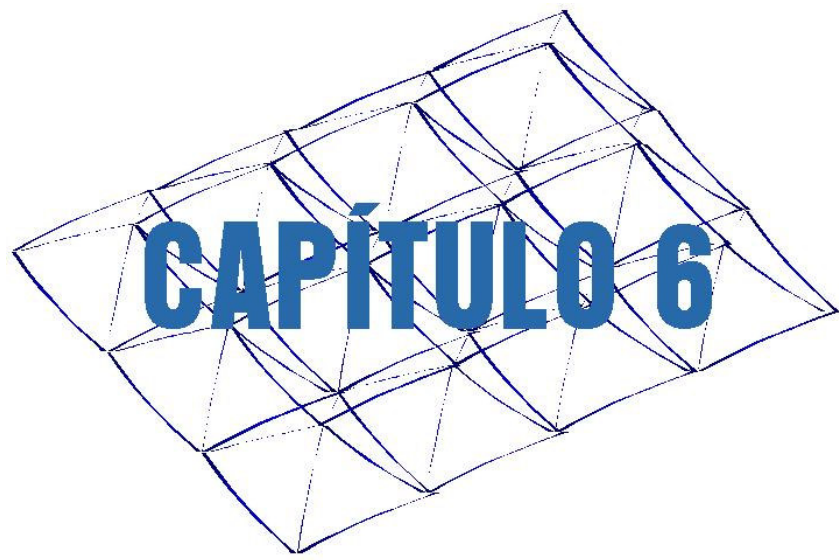


Figura 5.46 - Tensões no banzo na direção do maior vão

Observando a figura, pode ser notado que, assim como na diagonal de apoio, a região anterior ao primeiro furo apresenta valores de tensão elevados, superiores a tensão de escoamento, indicando plastificação desta região. Também ocorrem tensões de compressão na região lateral da barra. Pode ser observado também que na região de acoplamento da barra modelada em elementos de casca com a estrutura modelada em elementos lineares ocorrem tensões elevadas.



Análise do nó com chapa de ponteira

6.1 Treliça TE5

A treliça TE5 tem como sistema de ligação o nó de aço com chapa de ponteira, formado por um conjunto de chapas de aço soldadas, através do qual as chapas de ponteira soldadas às extremidades das barras são conectadas por dois parafusos cada barra. A figura 6.1 mostra uma vista geral da estrutura.



Figura 6.1 - Visão geral da treliça TE5

Descrição do protótipo ensaiado

Neste protótipo, ensaiado experimentalmente pelo Eng. Alex Sander (2003), foram utilizadas barras de seção ϕ 76x2,0 para os banzos, seção ϕ 60x2,0 para as diagonais e seção ϕ 88x2,65 para as diagonais de apoio. As chapas de nó e das ponteiras são em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura. As extremidades estampadas foram conectadas aos nós de aço por meio de dois parafusos ASTM A325 com diâmetro de 16mm. A figura 6.2 apresenta detalhes do nós da estrutura.



nó central



Nó lateral



nó de extremidade

Figura 6.2 - Detalhes da treliça TE5

Instrumentação

O carregamento foi aplicado em dez nós do banzo inferior. Foram utilizados atuadores hidráulicos de fuste vazado da marca Enerpac com capacidade nominal de 300kN, acionados por uma bomba hidráulica elétrica que distribuía o fluido para todos os atuadores. O carregamento foi introduzido aos nós da estrutura por meio de cordoalhas de aço com diâmetro de 12,5mm.

As medições de deslocamentos foram realizadas com transdutores de deslocamento da marca Kyowa nos modelos DT50A e DT100A, com sensibilidade de 0,05mm e curso de 50mm e 100mm respectivamente instalados conforme apresentado na figura 6.3. Os transdutores foram posicionados no chão e conectados aos nós por meio de cabos de aço.

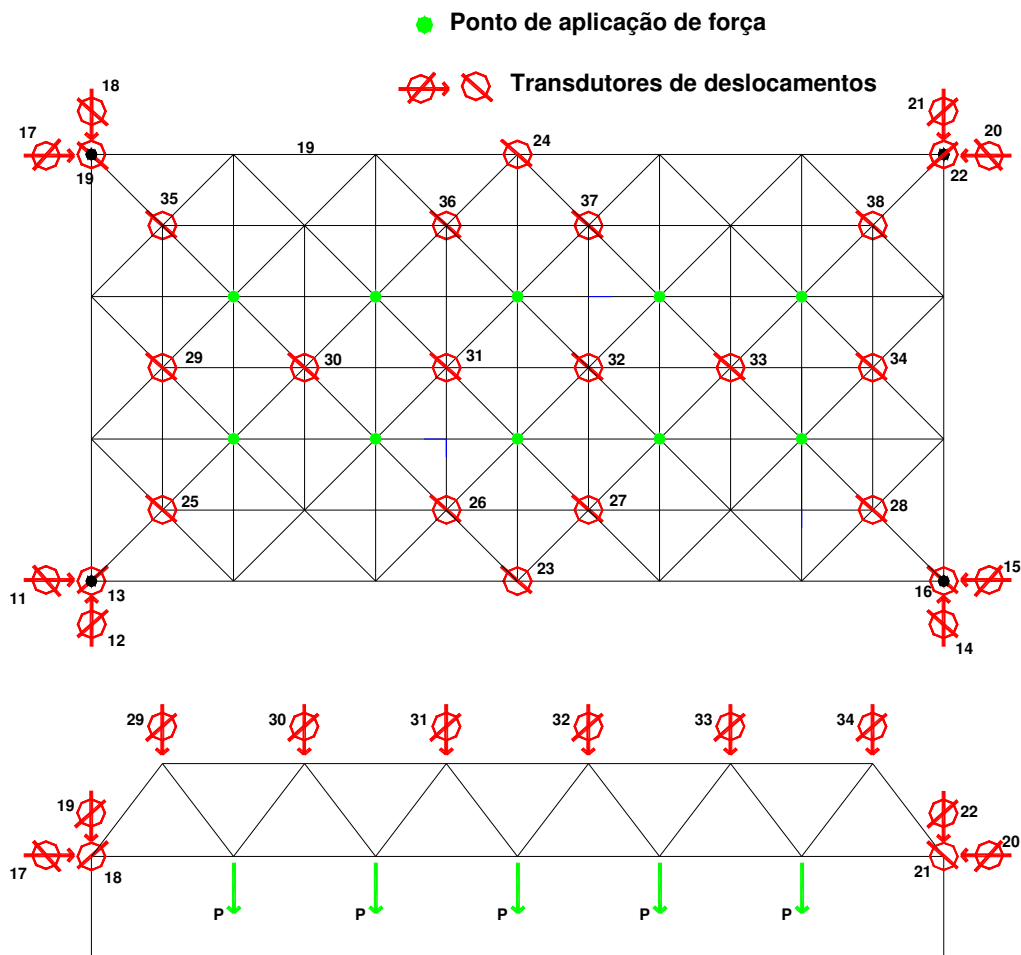


Figura 6.3 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento

As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência da marca Kyowa com base de medida de 2mm. A figura 6.4 apresenta as barras que foram instrumentadas, para medição de deformações e a numeração dos canais de leitura para a treliça ensaiada.

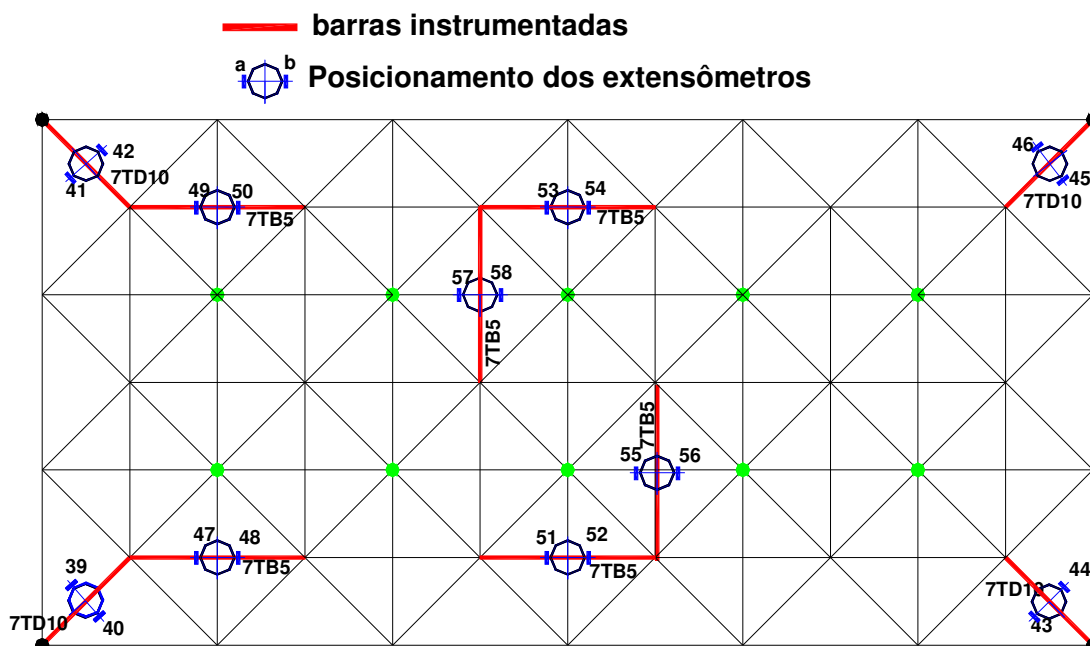


Figura 6.4 - Instrumentação para medição de deformações treliça TE5

Resultados do ensaio

A ruína da treliça espacial TE5 iniciou-se com a flambagem das barras da porção central da estrutura. O colapso da estrutura ocorreu para um carregamento máximo aplicado de 144 kN, 12% inferior a previsão teórica, com modelo de treliça ideal. A figura 6.5 apresenta a configuração de ruína da treliça TE5.



Figura 6.5 - Configuração de colapso da treliça TE5

Apresentação dos modelos numéricos analisados

A seguir são apresentados os modelos numéricos referentes à treliça TE5. Foram analisados 4 modelos, cada um com um nó discretizado em elementos de casca em uma posição, conforme descrito na metodologia. A figura 6.6 ilustra a modelagem das extremidades das barras e do nó. No Apêndice A são apresentadas as coordenadas das seções das extremidades estampadas dos tubos utilizados. O comprimento de extremidade de barra modelada com elementos de casca é de 1500 mm. A figura 6.7 mostra um nó modelado.

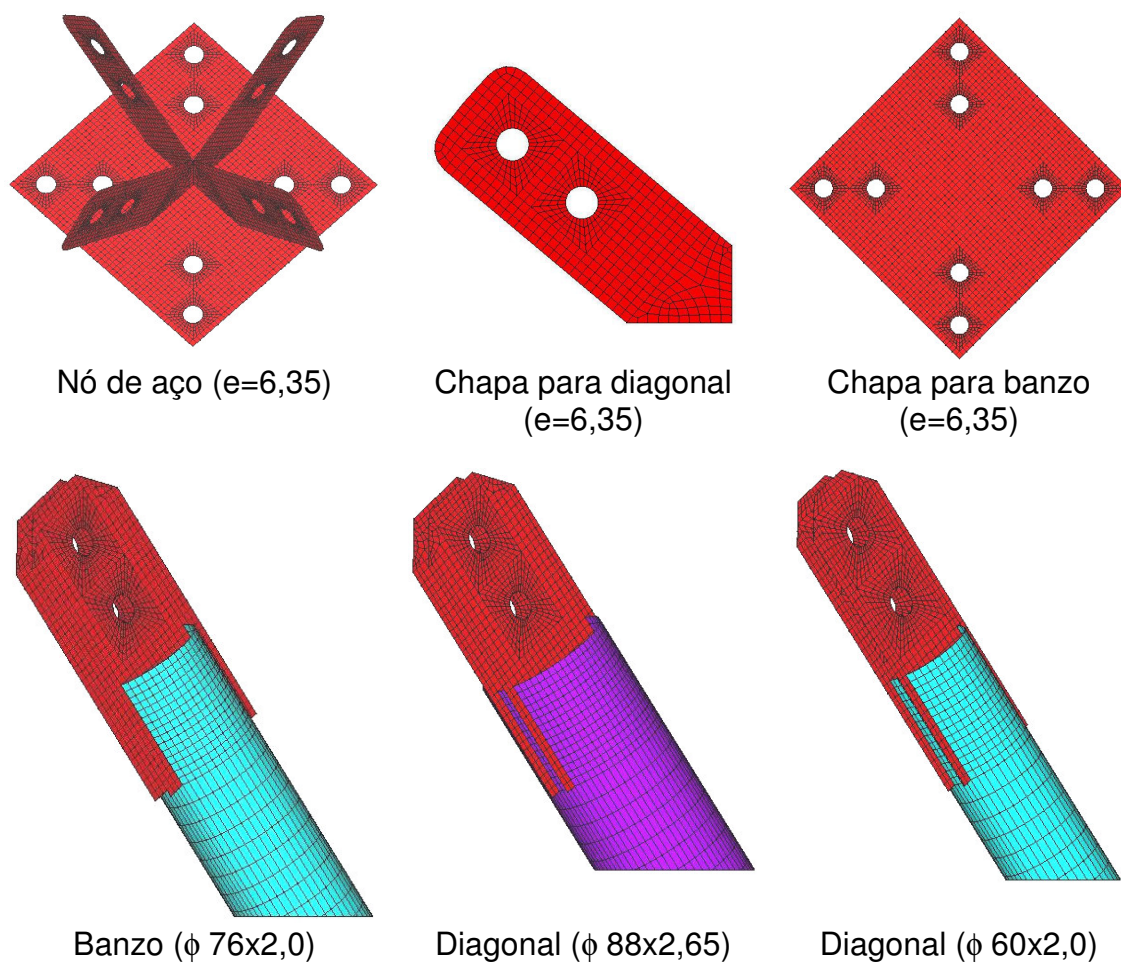


Figura 6.6 - Modelagem do nó e das extremidades das barras da treliça TE5

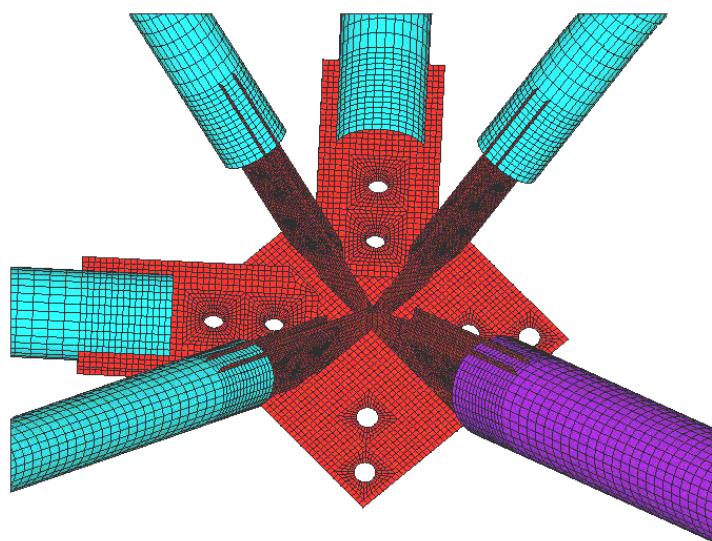


Figura 6.7 - Montagem do nó de aço na posição de vértice – vista de baixo

6.1.1.1 Nó central

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região central da estrutura na camada superior. Este nó é composto por 4 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ unidas por um nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. A Figura 6.8 mostra o posicionamento para o nó central na treliça TE5. A Figura 6.9 compara o modelo numérico com o nó.

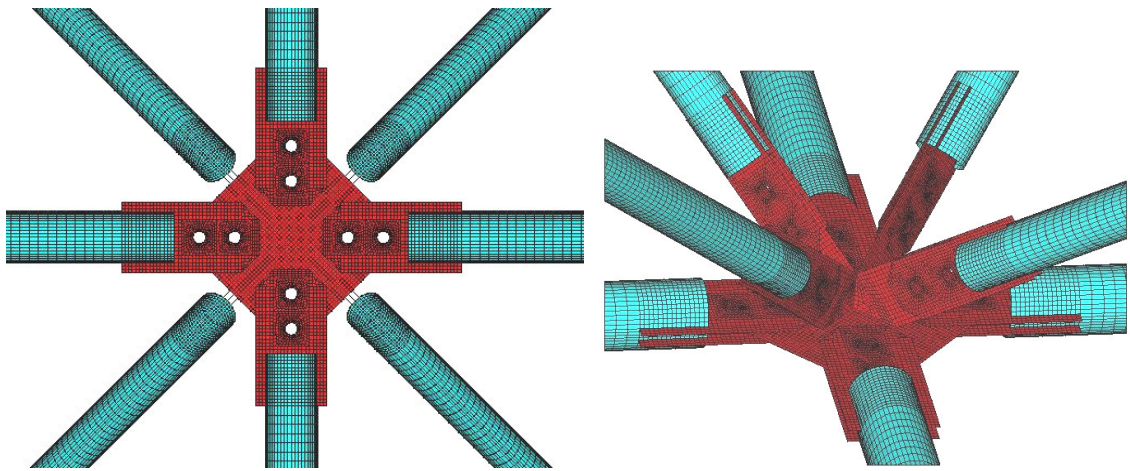


Figura 6.8 - Nó modelado na posição central

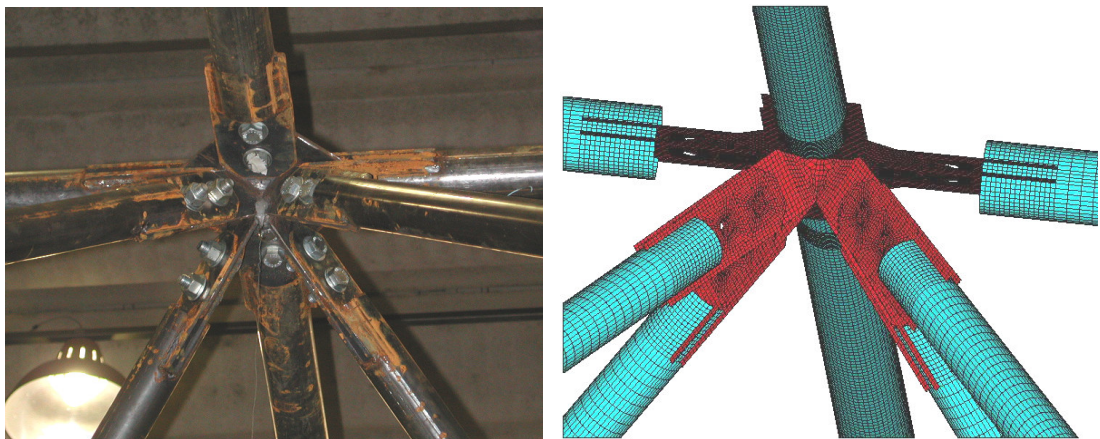


Figura 6.9 - Comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 6.10 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

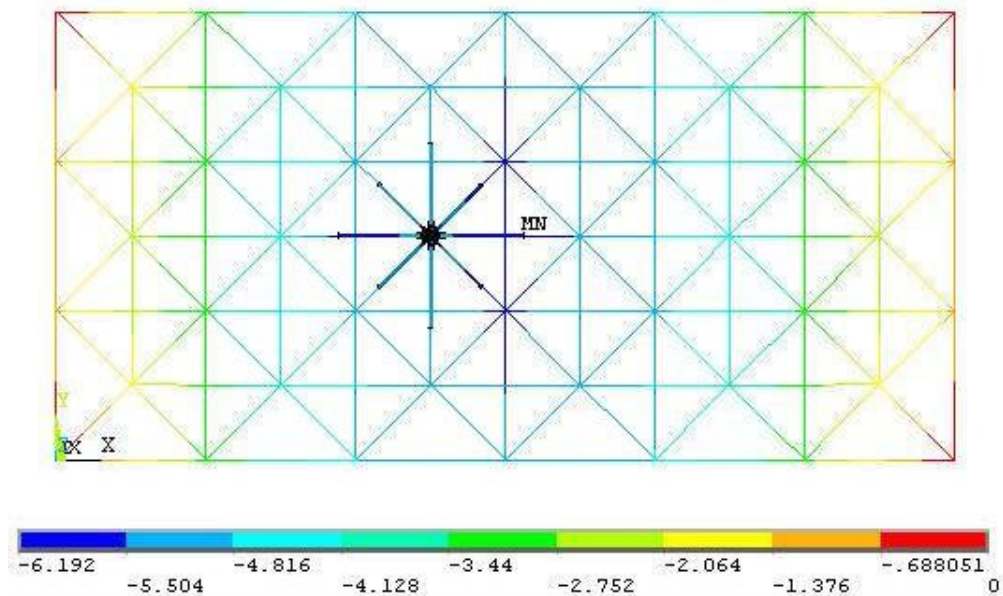


Figura 6.10 - Deslocamento verticais

Como era esperado, os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A inserção do nó modelado em elementos de casca na região central não afeta significativamente o comportamento global da estrutura. A figura 6.11 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

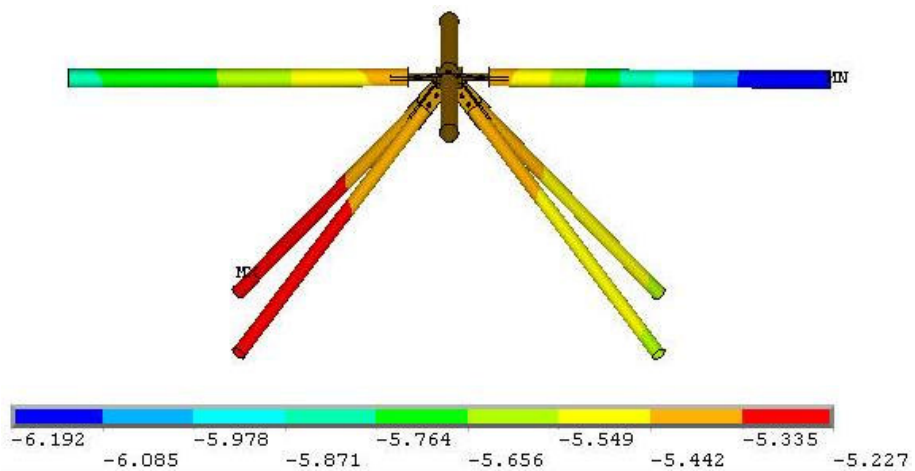


Figura 6.11 - Deslocamento verticais – nó modelado

O gráfico da figura 6.12 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

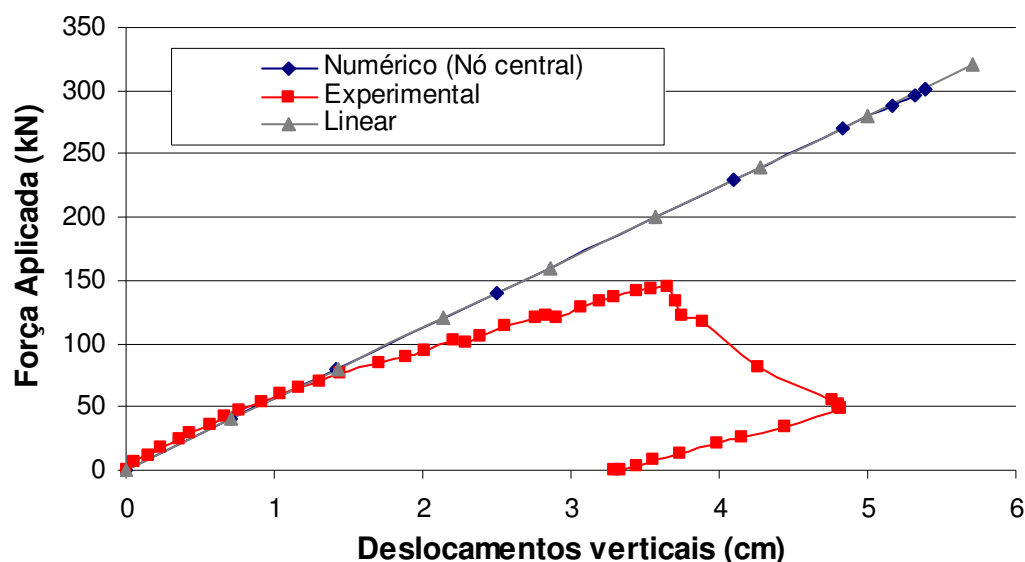


Figura 6.12 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. Isto indica que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição central não influencia o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 6.13 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

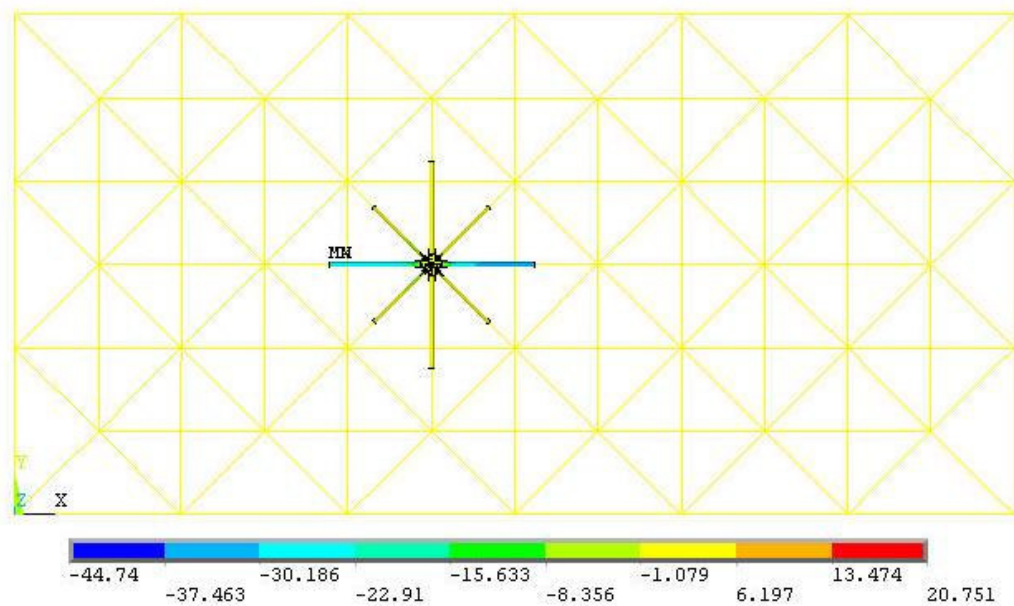


Figura 6.13 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca apresenta maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça. A figura 6.14 ilustra as tensões no nó modelado.

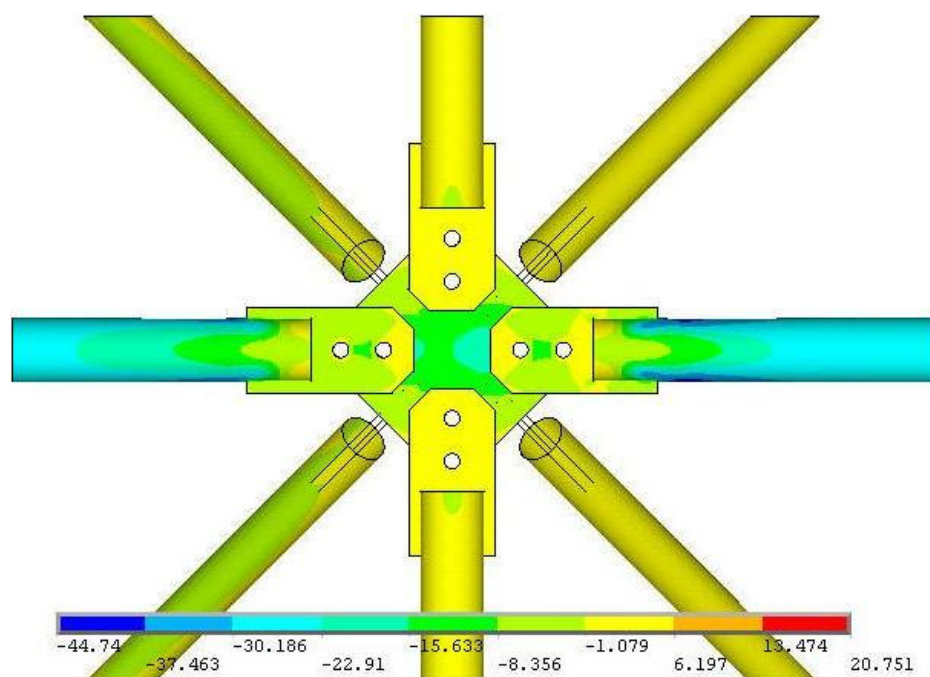
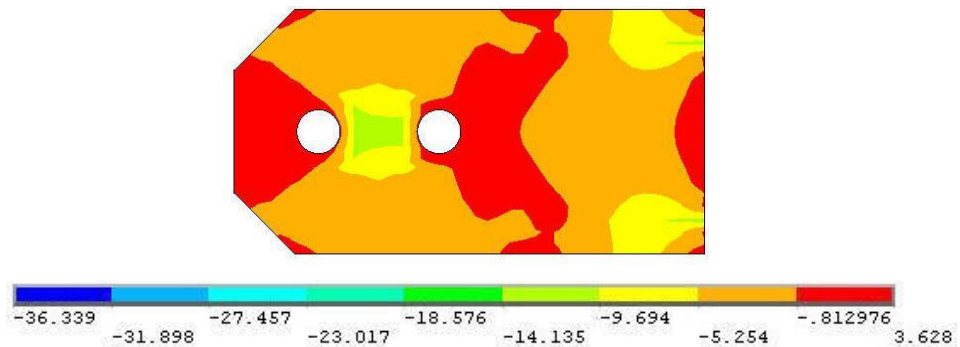
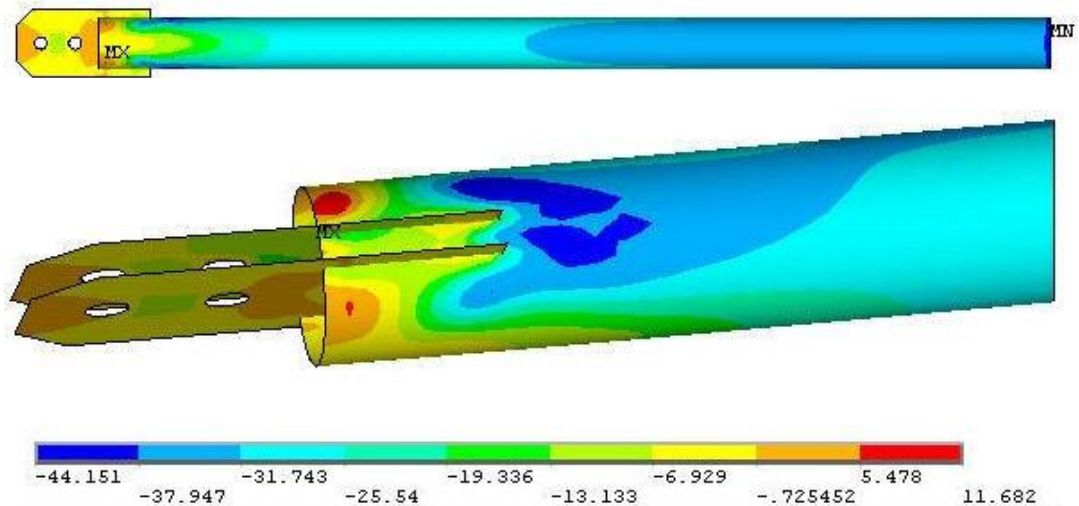


Figura 6.14 - Tensões no nó modelado – vista do nó de aço

Pode ser observado que há pontos de concentração de tensões nos banzos na região de ligação com a chapa de ponteira. A figura 6.15 ilustra as tensões no banzo mais central do nó, na direção do maior vão da estrutura. A figura 6.16 mostra as tensões na ponteira deste banzo.



Através das figuras pode ser notado que existem pontos de pico de tensões na extremidade do banzo, na região de acoplamento da barra modelada em elementos de casca com a estrutura modelada em elementos lineares. Há concentração de tensões também na região dos furos. A figura 6.17 ilustra as tensões no nó de aço.

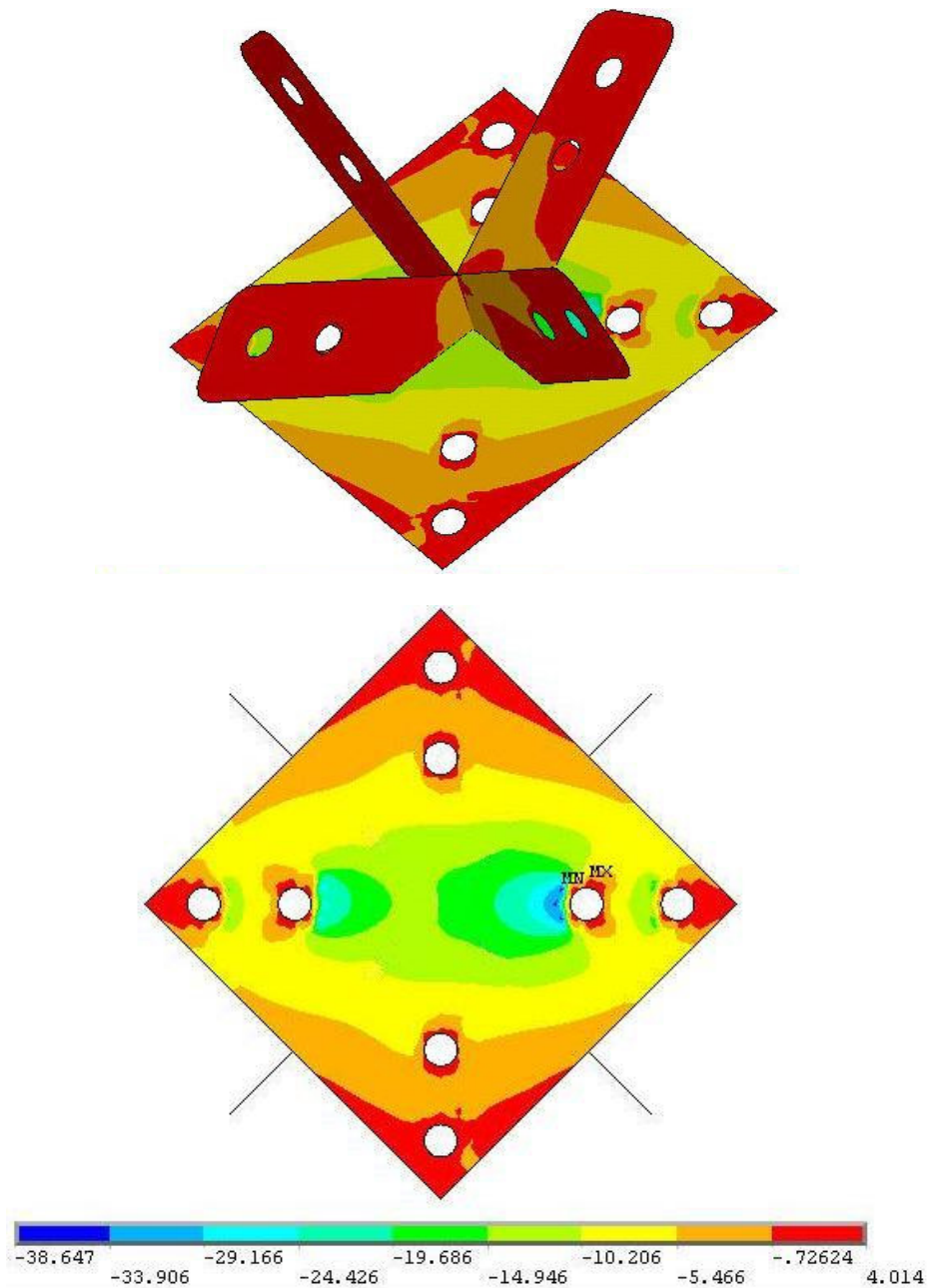


Figura 6.17 - Tensões no nó de aço – vista de cima

Analisando as figuras pode ser observado que as maiores tensões ocorrem na chapa horizontal do nó, na região de ligação dos banzos da direção do maior vão. Uma vez que o nó modelado se localiza no meio da treliça, este apresenta comportamento de tensões simétrico em relação a direção de maior comprimento da estrutura. Também pode ser vista a concentração de tensões nos furos.

6.1.1.2 Nó lateral

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral da estrutura na camada superior no lado. Este nó é composto por 3 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$ e 4 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ unidas por um nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. Foi estudado inserido na estrutura em duas posições diferentes, no lado com menor vão e no lado com maior vão, ambos próximos do centro. A Figura 6.18 mostra o posicionamento para o nó lateral na treliça TE5. A Figura 6.19 compara o modelo numérico com o nó.

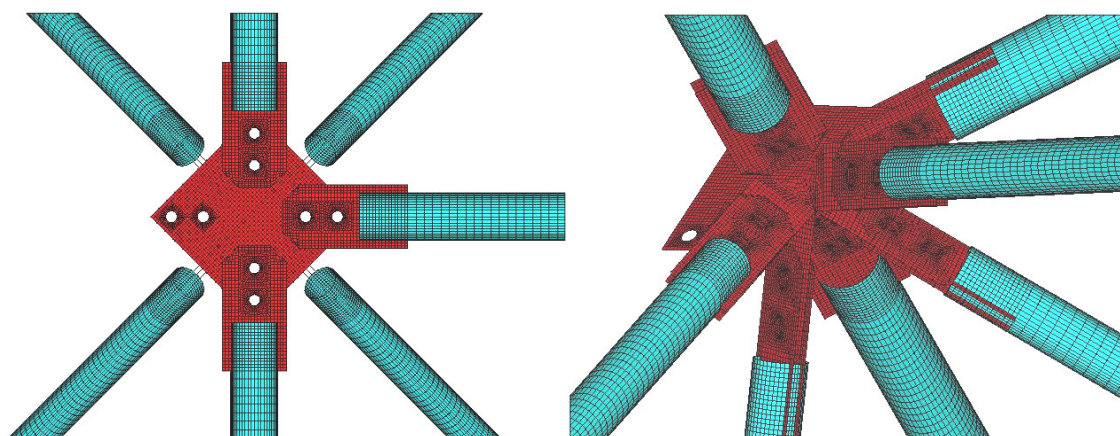


Figura 6.18 - Posicionamento do nó de aço na posição lateral

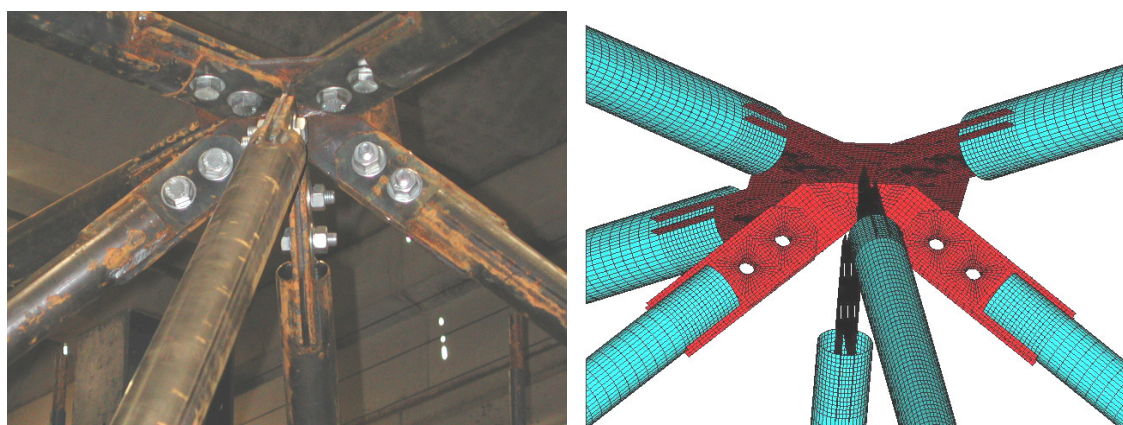


Figura 6.19 - comparação entre o modelo numérico com o nó

Apresentação, análise e comparação de resultados

• Lado de menor comprimento

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 6.20 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

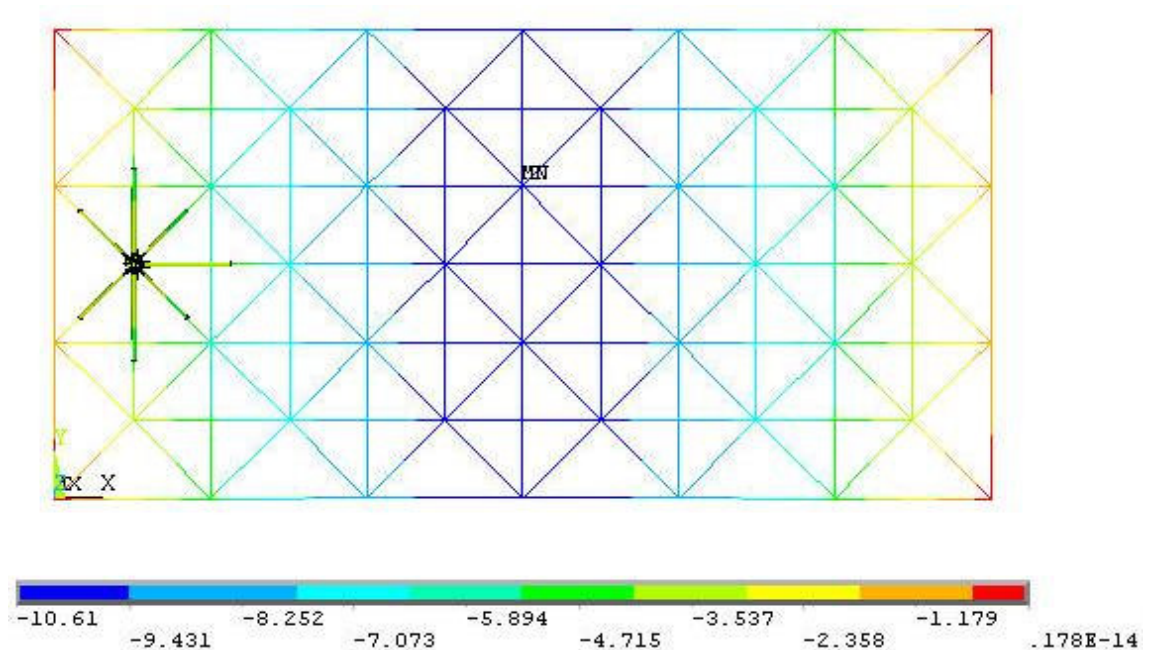


Figura 6.20 - Deslocamento verticais

Como era esperado, os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura. A inserção do nó modelado em elementos de casca na região lateral não afeta significativamente os deslocamentos. Pode ser notado na figura que os valores obtidos para deslocamento no lado onde foi inserido o nó tem a mesma grandeza dos obtidos no lado oposto. Isto pode ser explicado pelo fato de, diferente do nó típico, a variação de inércia nas barras do nó modelado não é o principal fator determinante do carregamento último de trabalho da estrutura. Nos ensaios realizados com o nó com chapa de ponteira as treliças colapsaram após a flambagem de barras da região central. A figura 6.21 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

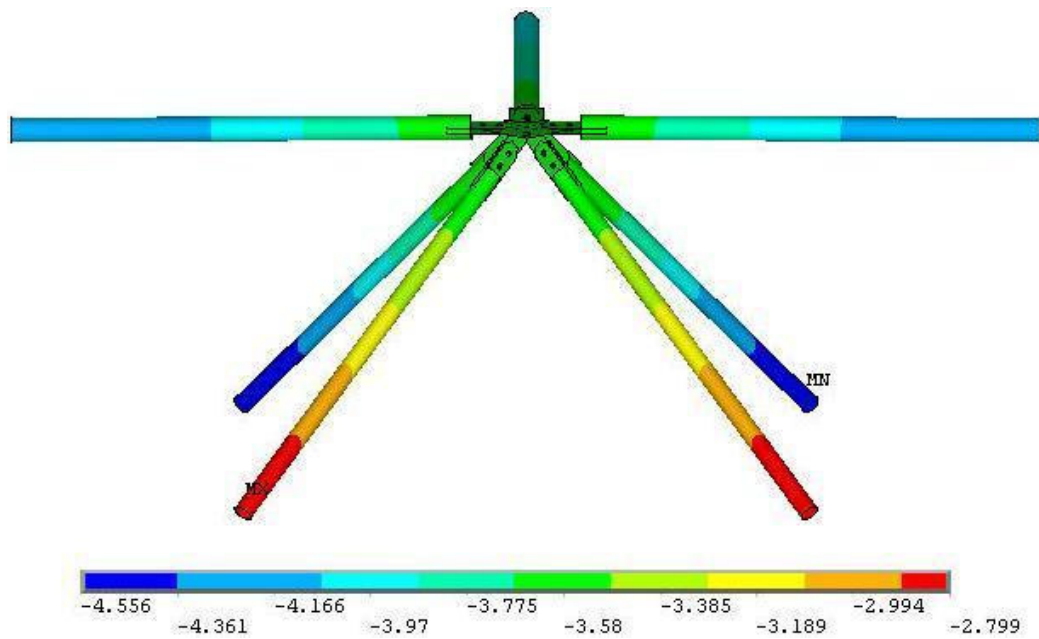


Figura 6.21 - Deslocamento verticais – nó modelado

O gráfico da figura 6.22 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

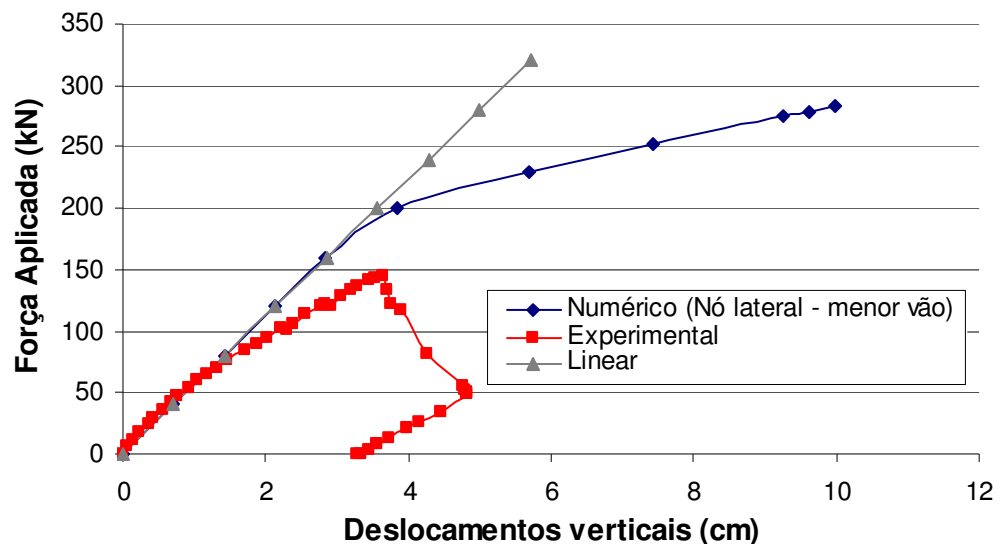


Figura 6.22 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta valores bem semelhantes aos obtidos pela análise linear até um carregamento de cerca de 80 kN. Neste trecho o modelo apresenta comportamento linear. A partir de então, o modelo experimental começa a apresentar fortes não-linearidades, se distanciando do numérico. O modelo numérico apresenta comportamento linear até um carregamento de cerca de 160 kN, só a partir daí começam a ser notadas não-linearidades. Isto pode ser explicado pelo fato de o modelo numérico não simular o efeito dos parafusos, e, portanto, não consideram o efeito do escorregamento relativo entre barras, que causam acomodações na estrutura aumentando os deslocamentos e influenciando grandemente o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 6.23 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

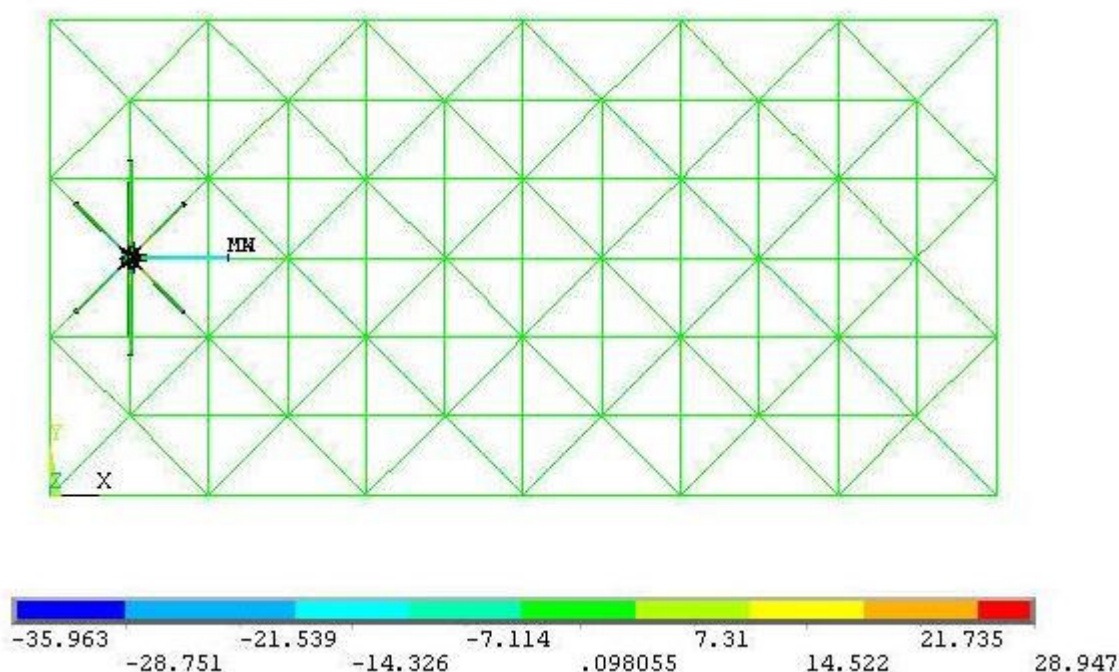


Figura 6.23 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, no nó de aço e nas extremidades das barras há pontos de

concentração de tensões. As figuras 6.24 a 6.27 ilustram as tensões no nó modelado. A figura 6.28 ilustra as tensões na diagonal lateral do nó modelado.

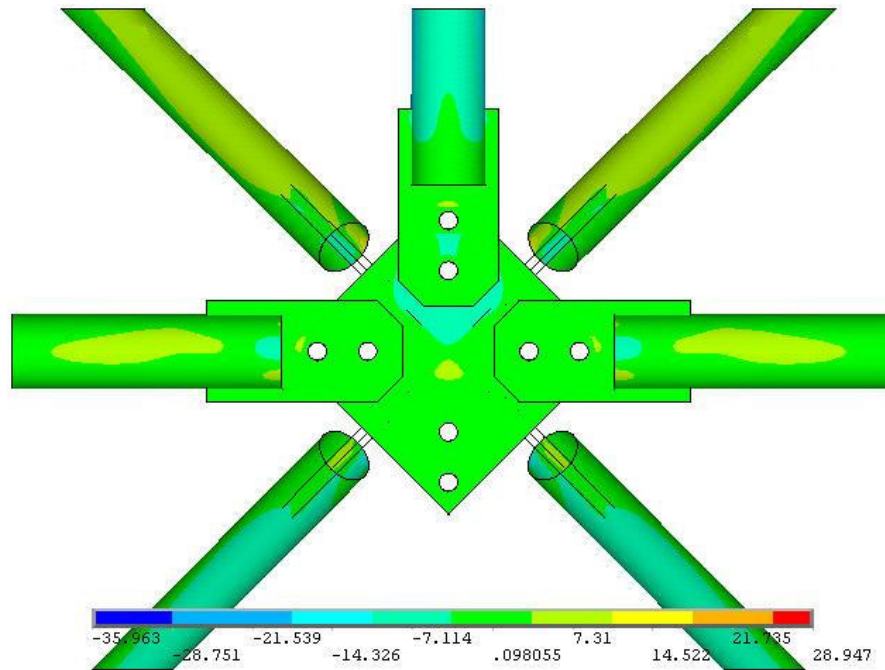


Figura 6.24 - Tensões no nó modelado – vista do nó de aço

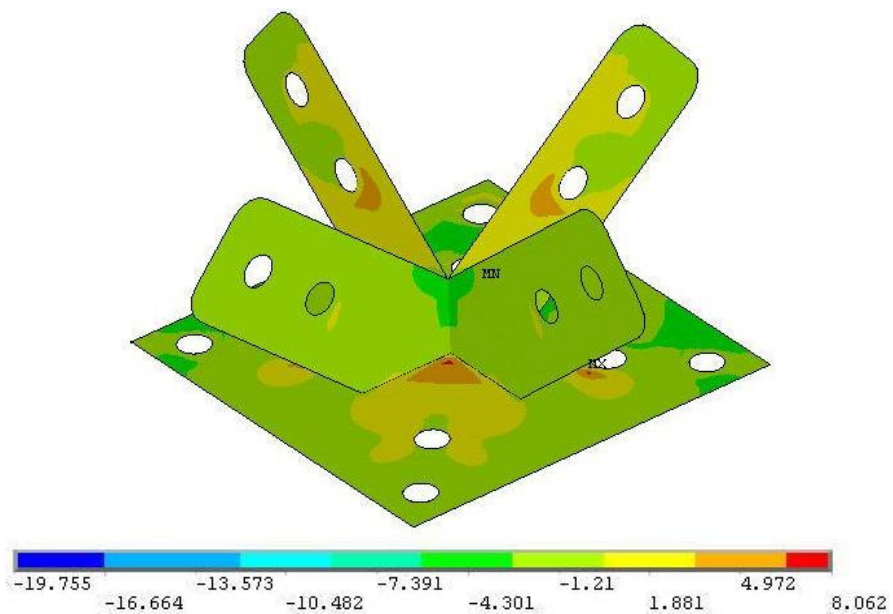


Figura 6.25 - Tensões no nó de aço

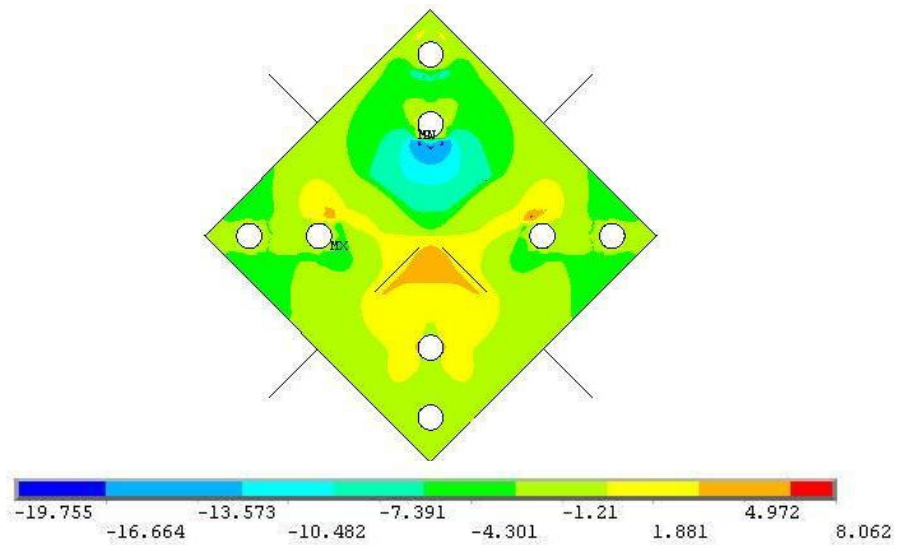


Figura 6.26 - Tensões no nó de aço – vista de cima

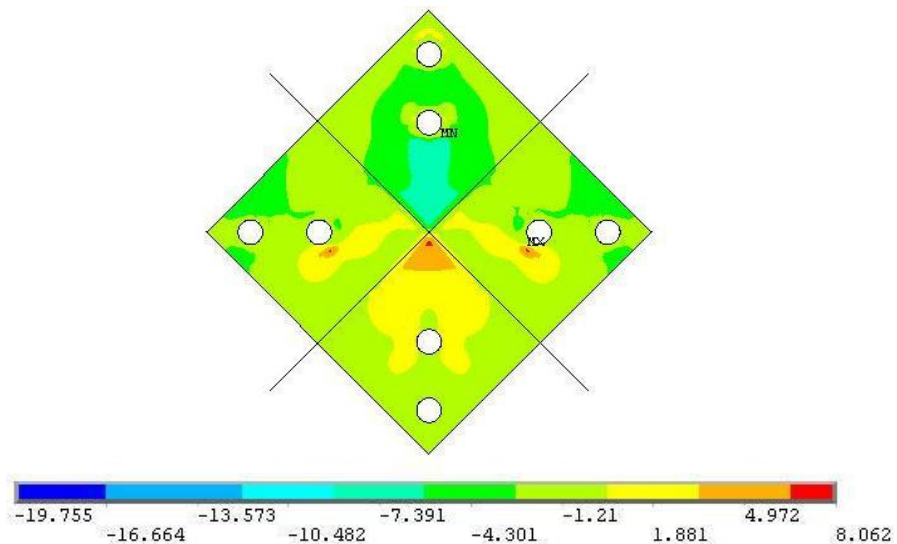


Figura 6.27 - Tensões no nó de aço – vista de baixo

Analisando as figuras pode ser observado que as tensões se concentram na região de ligação das chapas que ligam as diagonais. Uma vez que o nó modelado se localiza no meio do vão na posição lateral, este apresenta comportamento de tensões simétrico em relação a direção de maior comprimento da estrutura. Também pode ser vista a concentração de tensões nos furos. As figuras mostram que não há grande concentração de tensões no nó com chapa de ponteira.

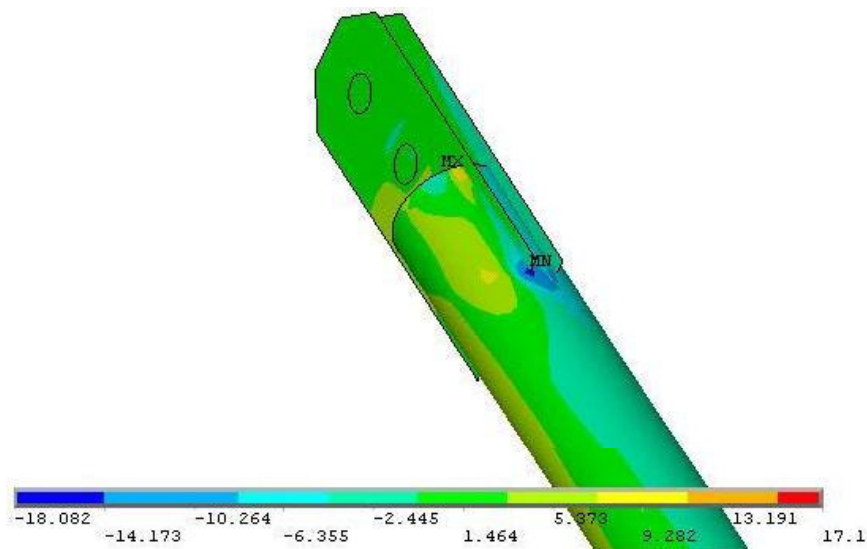


Figura 6.28 - Tensões nas diagonais do lado da treliça

Através da figura pode ser notado que não existem pontos de pico de tensões. Como era esperado, as tensões se concentram na região de solda da barra com a chapa de ponteira e na região dos furos.

- **Lado de maior comprimento**

Para estudo do comportamento global da estrutura foram analisados os deslocamentos verticais. A figura 6.29 ilustra os deslocamentos verticais na treliça.

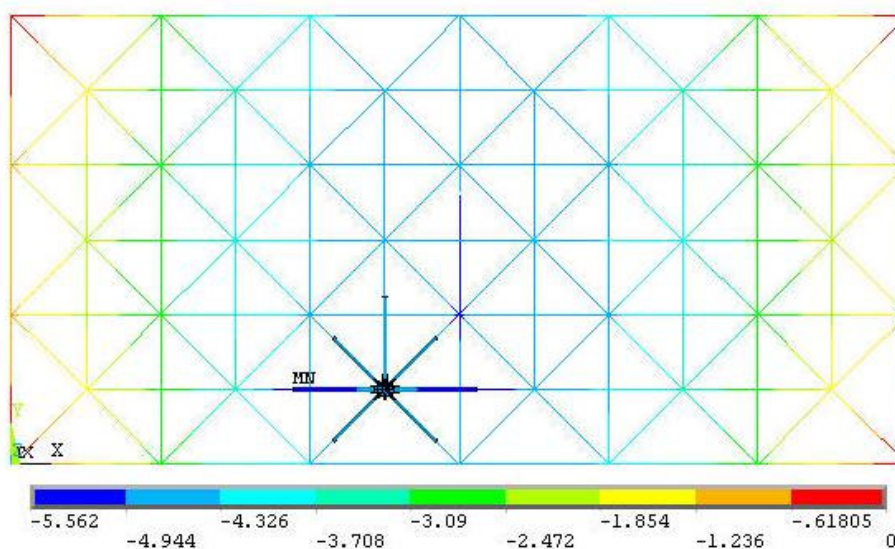


Figura 6.29 - Deslocamento verticais

Os deslocamentos verticais na região lateral da estrutura não são influenciados pela inserção do nó modelado. Os valores obtidos na região do nó modelados têm a mesma ordem de grandeza que o lado oposto da estrutura. A figura 6.30 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

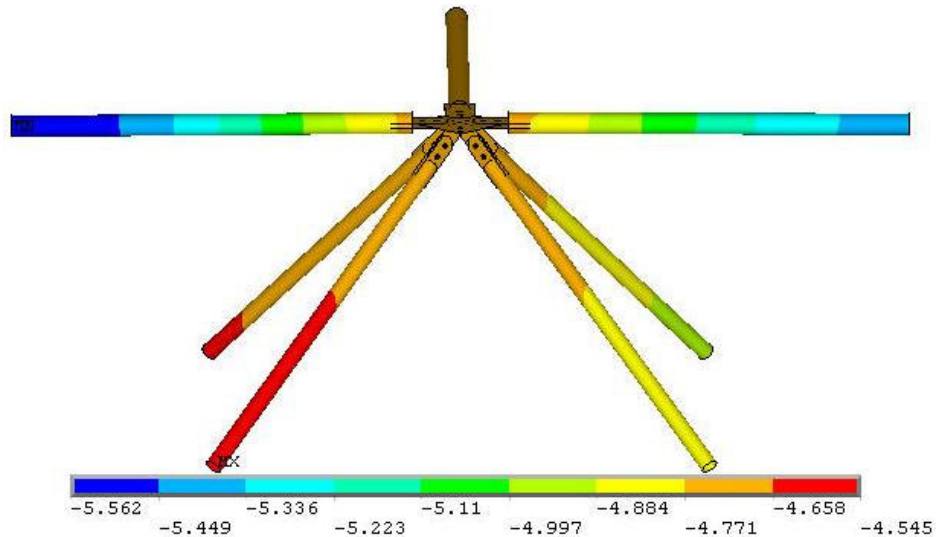


Figura 6.30 - Deslocamento verticais – nó modelado

O gráfico da figura 6.31 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó da região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó lateral modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

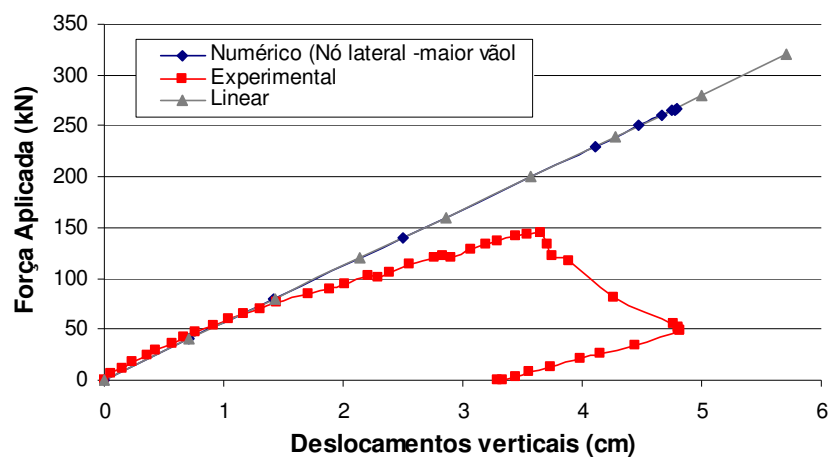


Figura 6.31 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que o comportamento do nó central da treliça, obtido pelo modelo numérico com um nó modelado em elementos de casca, apresenta comportamento linear. Isto indica que a inserção do nó modelado em elementos de casca na posição lateral no maior comprimento não influencia significativamente o comportamento da estrutura.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 6.32 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

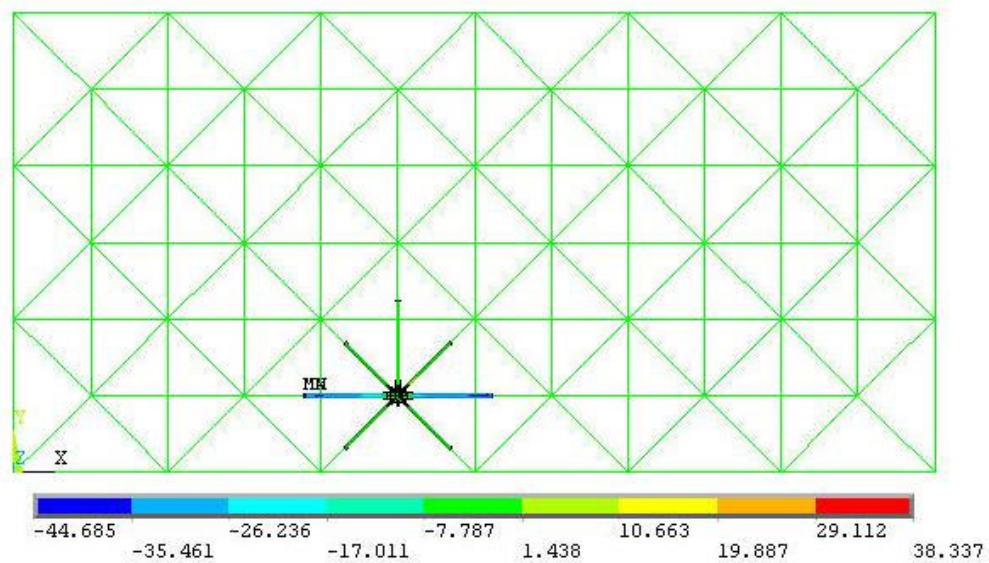


Figura 6.32 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, o nó modelado em elementos de casca alcança maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça. As figuras 6.33 e 6.34 ilustram as tensões no nó modelado.

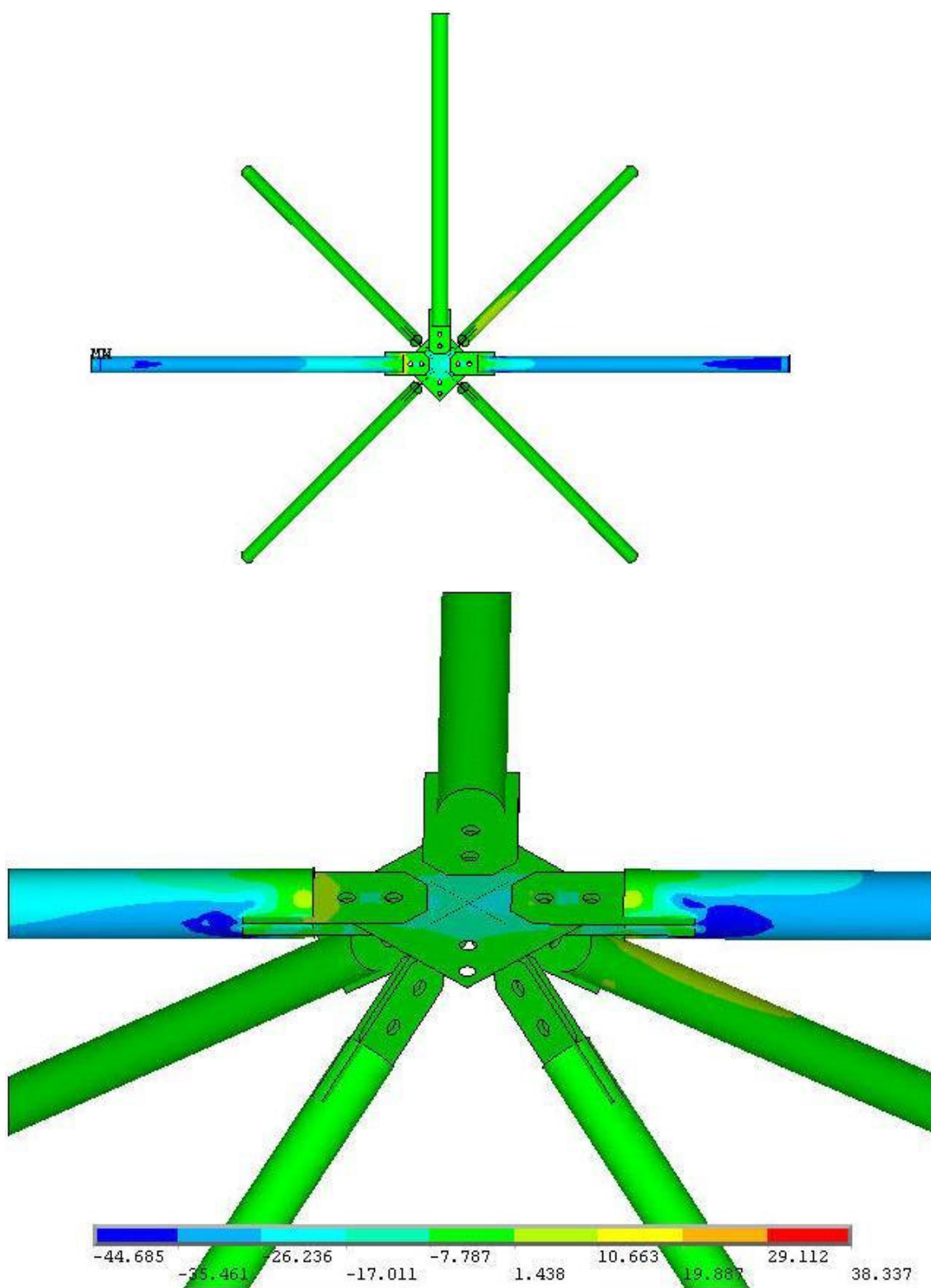


Figura 6.33 - Tensões no nó modelado – vista do nó de aço

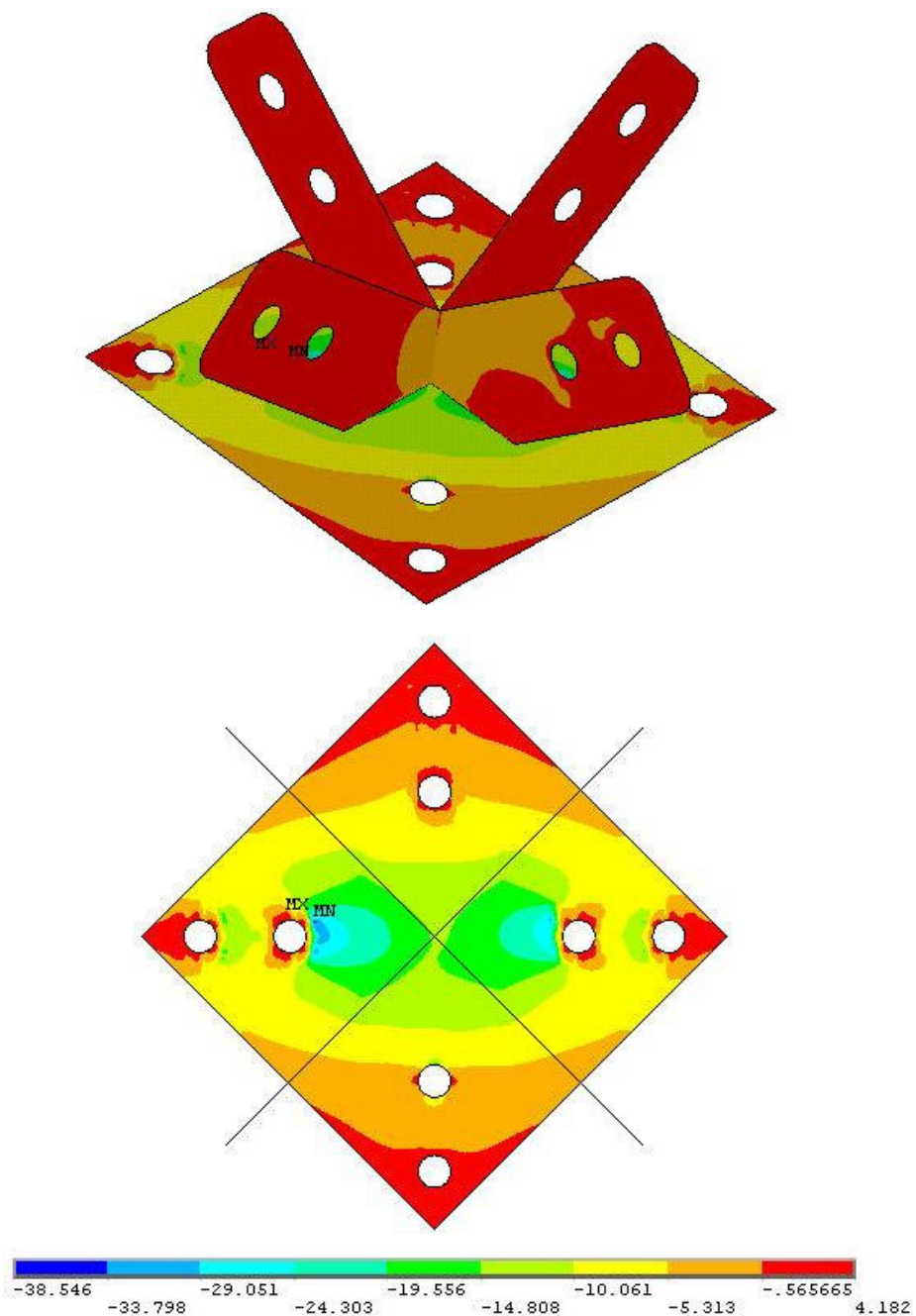


Figura 6.34 - Tensões no nó de aço – vista de baixo

Através das figuras acima pode ser notado que os banzos na direção do maior vão apresentam os maiores valores de tensão. Ocorre alta concentração de tensões na região de acoplamento da barra modelada em elementos de casca com a estrutura modelada em elementos lineares, com valores superiores a tensão de escoamento. Também há concentração de tensões na região do furo no local de ligação com a barra de banzo na direção

do maior vão. As figuras 6.35 e 6.36 ilustram o comportamento de tensões no banzo mais central e as figuras 6.37 e 6.38 mostram as tensões no outro banzo na direção do maior comprimento da estrutura.

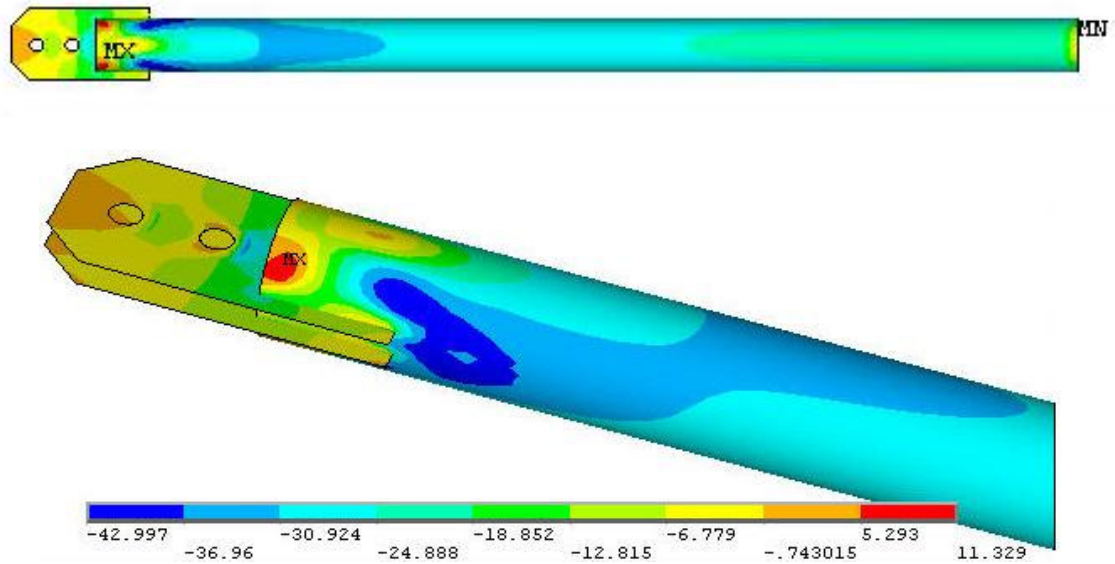


Figura 6.35 - Tensões no banzo mais central da treliça

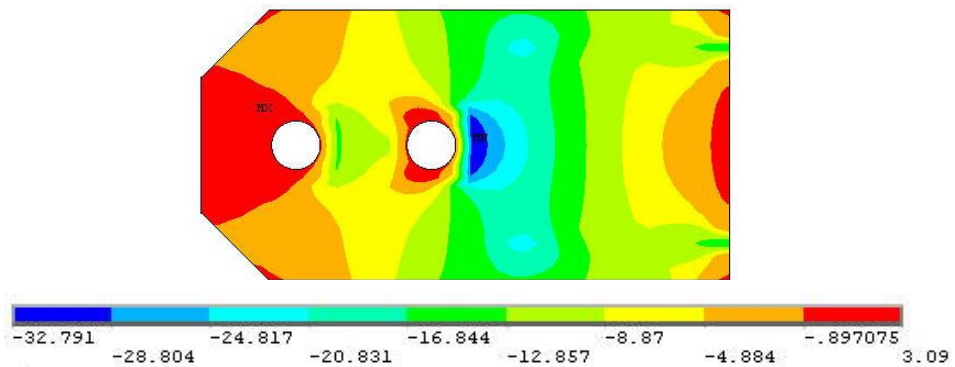


Figura 6.36 - Tensões na ponteira do banzo mais central

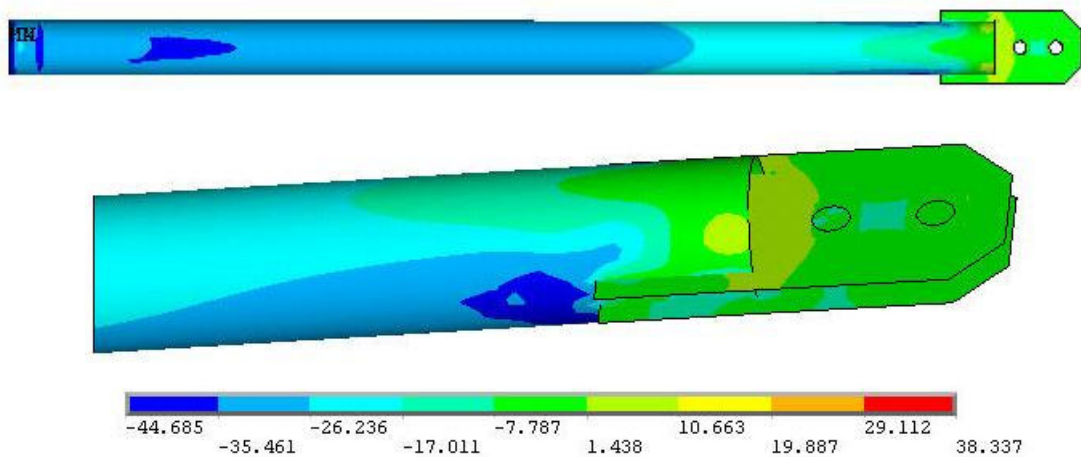


Figura 6.37 - Tensões na ponteira do banzo na direção do maior vão da treliça

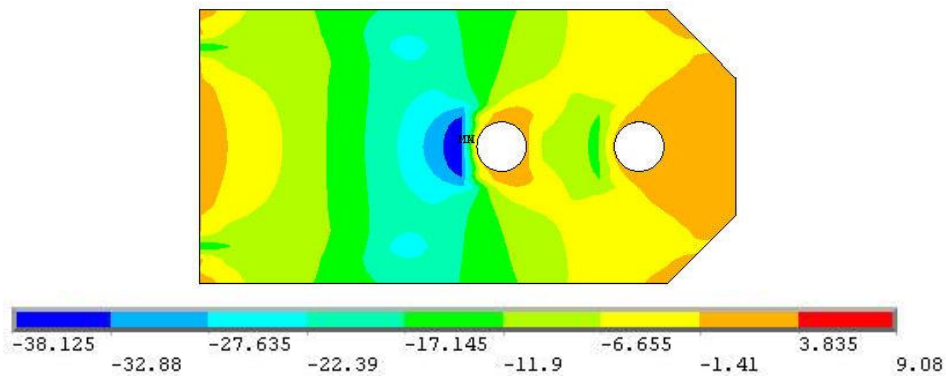


Figura 6.38 - Tensões na ponteira do banzo mais central

Pelas figuras pode ser notado que os banzos na direção do meio do vão apresentam regiões com tensões bastante elevadas, com valores superiores a tensão de escoamento. Estas tensões ocorrem nas proximidades da região de ligação das chapas de ponteira.

6.1.1.3 Nó de vértice superior - canto

Neste modelo, o nó, discretizado em elementos de casca SHELL43, foi inserido na treliça ideal, discretizada em elementos de barra PIPE20, na região lateral da estrutura no vértice superior (nó de canto). Este nó é composto por 2 barras de banzo $\Phi 76 \times 2,0$, 3 diagonais $\Phi 60 \times 2,0$ e 1 diagonal $\Phi 88 \times 2,65$ unidas por um nó de aço formado por chapas de 6,3mm de espessura. A Figura 6.39 mostra o posicionamento para o nó de canto na treliça TE5.

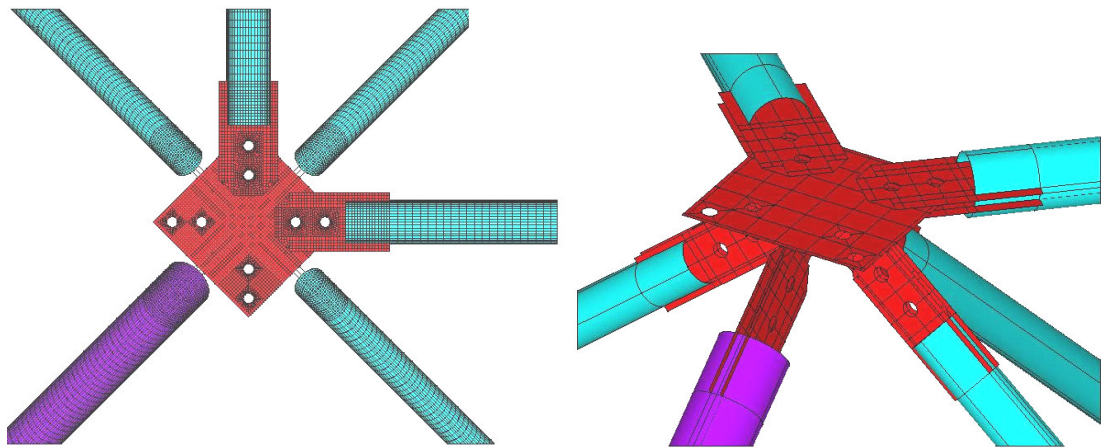


Figura 6.39 - Posicionamento do nó de aço na posição do vértice superior

Apresentação, análise e comparação de resultados

Inicialmente foi feito um estudo do comportamento global da estrutura, analisando os deslocamentos verticais. A figura 6.40 ilustra os deslocamentos verticais ao longo da treliça.

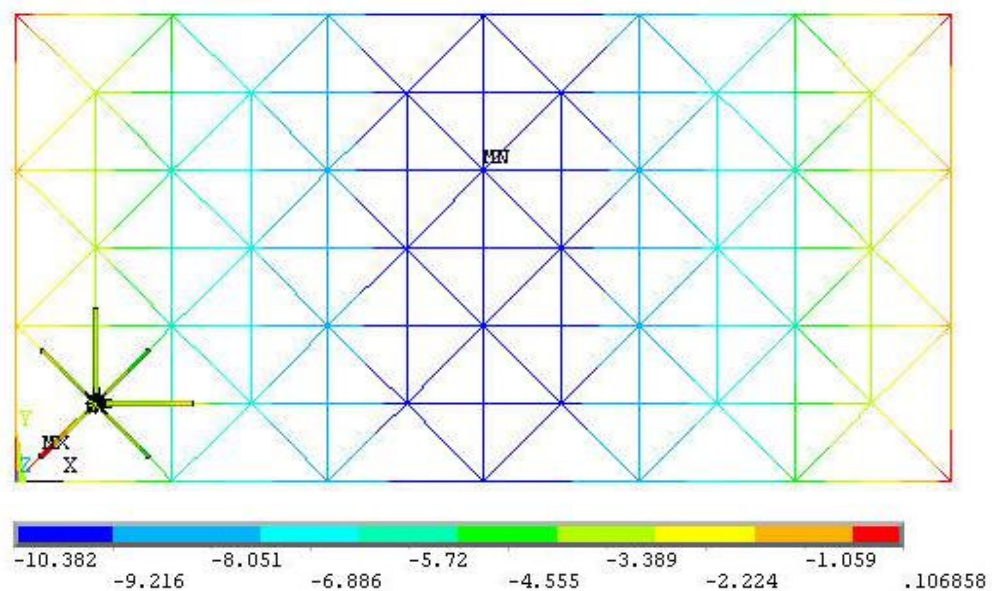


Figura 6.40 - Deslocamento verticais

Como esperado, os maiores deslocamentos verticais ocorrem na região central da estrutura, porém a região da inserção do nó modelado em elementos de casca apresenta valores ligeiramente maiores que nos vértice

modelados em elementos lineares. Isto se deve ao fato do nó com chapa de ponteira apresentar menor rigidez na região da ponteira. Ainda assim, a inserção do nó na região do vértice superior não influencia grandemente o comportamento global da estrutura já que o colapso se dá pela flambagem de barras da malha superior. A figura 6.41 ilustra os deslocamentos verticais no nó modelado.

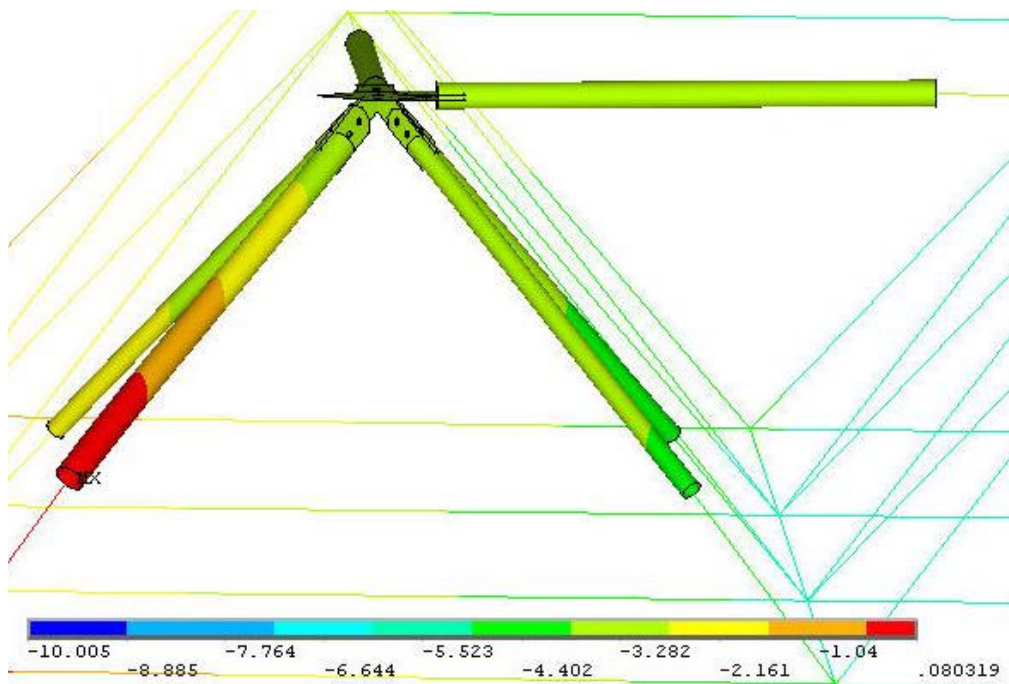


Figura 6.41 - Deslocamento verticais – nó modelado

O gráfico da figura 6.42 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais do nó localizado na malha superior da treliça na região central da estrutura. Neste gráfico são comparados os valores obtidos experimentalmente, numericamente com o nó de vértice superior modelado em elementos de casca e numericamente com modelo de treliça ideal.

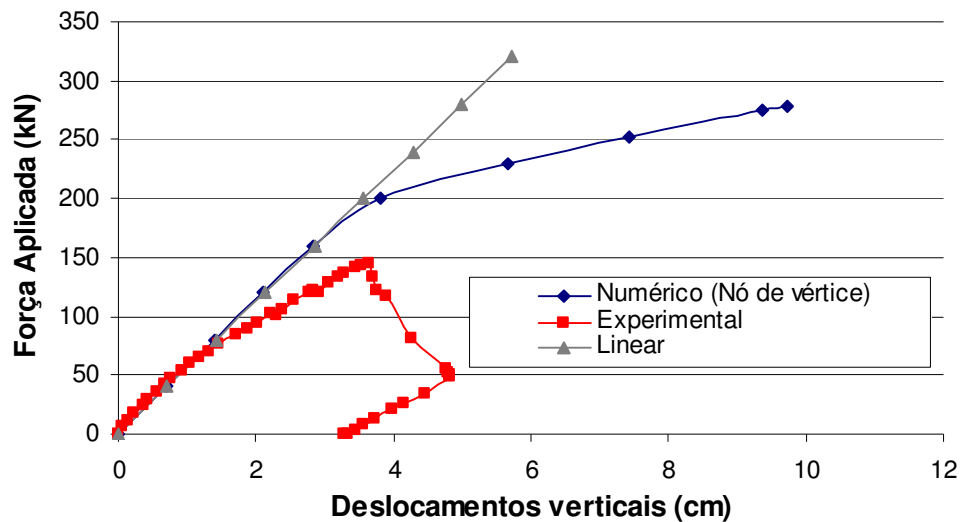


Figura 6.42 - Deslocamentos verticais na região central da treliça – resultados teóricos x experimentais – nó modelado na posição lateral.

Através do gráfico pode ser observado que os deslocamentos verticais do nó central da treliça obtido por este modelo numérico é bem semelhante aos obtidos pelos modelos com nós em outras posições. A mudança de posição altera somente o carregamento final do modelo. Isto pode ser explicado pelo acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos. O acoplamento não permite o deslocamento relativo entre as barras, que influencia o comportamento da estrutura. Não havendo acomodação da estrutura modelada, e já que o nó com chapa de ponteira não apresenta excentricidades, a mudança de posição do nó modelado não altera o comportamento da treliça.

Também foram avaliadas as tensões ao longo da estrutura. A figura 6.43 ilustra o comportamento das tensões na treliça analisada.

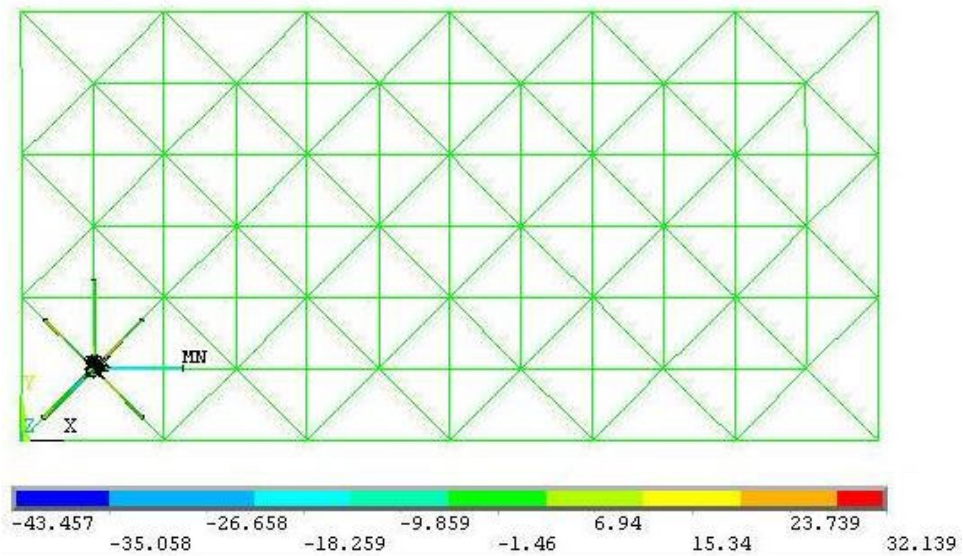


Figura 6.43 - Tensões na treliça

Através da figura pode ser observado que as tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares. No entanto, no nó de aço e nas extremidades das barras há pontos de concentração de tensões. As figuras 6.44 a 6.47 ilustram as tensões no nó modelado.

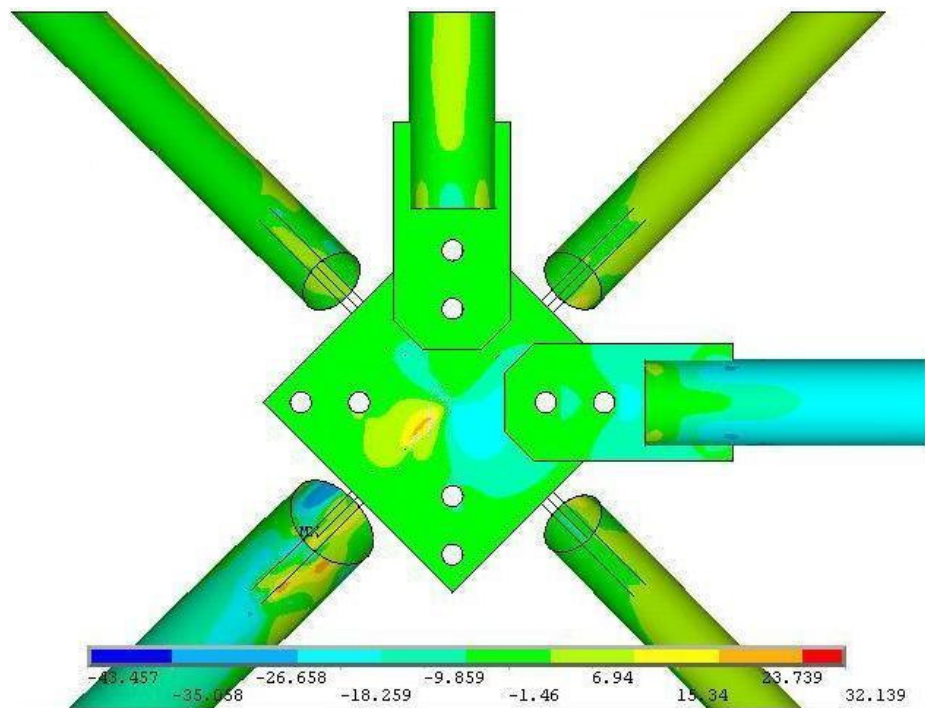


Figura 6.44 - Tensões no nó modelado – vista do nó de aço

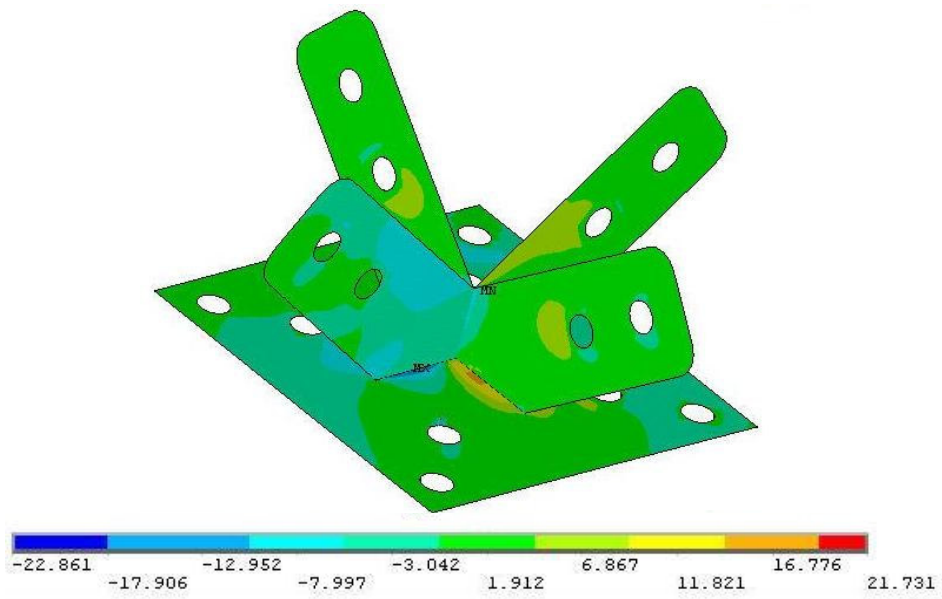


Figura 6.45 - Tensões no nó de aço

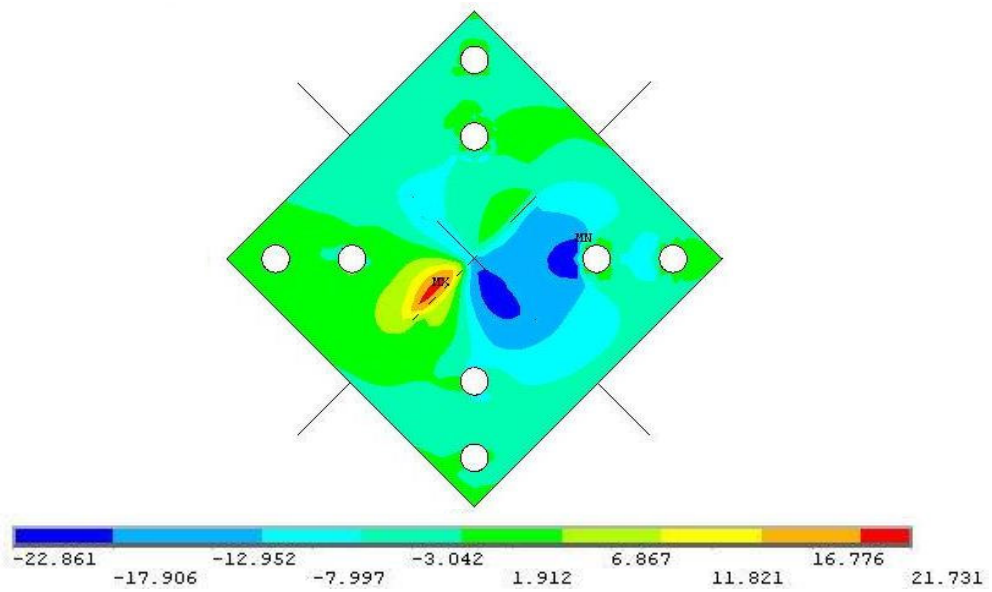


Figura 6.46 - Tensões no nó de aço – vista de cima

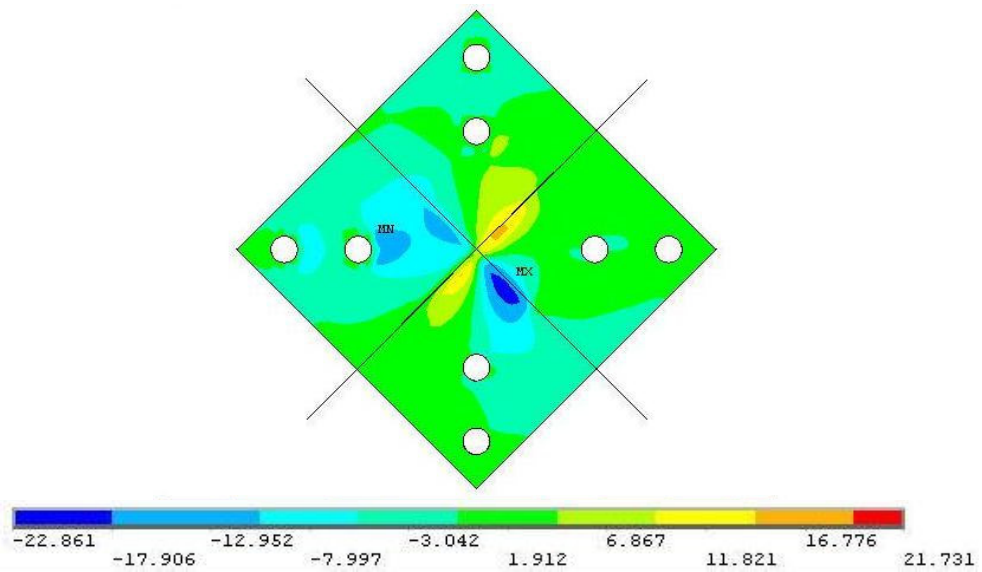


Figura 6.47 - Tensões no nó de aço – vista de baixo

Analisando as figuras pode ser observado que há concentração de tensões na região de solda da chapa de ligação de diagonal de apoio à chapa de base do nó de aço. As tensões também alcançam valores elevados na chapa de base na região de ligação do banzo na direção do maior vão. Também pode ser visto que a diagonal de apoio é a mais solicitada. As figuras 6.48 e 6.49 mostram as tensões nesta barra.

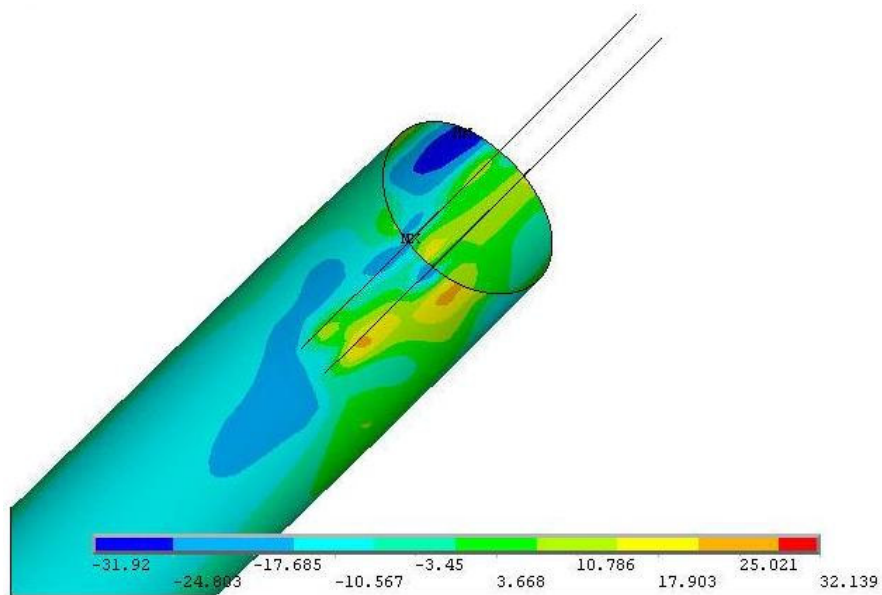


Figura 6.48 - Tensões na diagonal de apoio – vista da região da ponteira

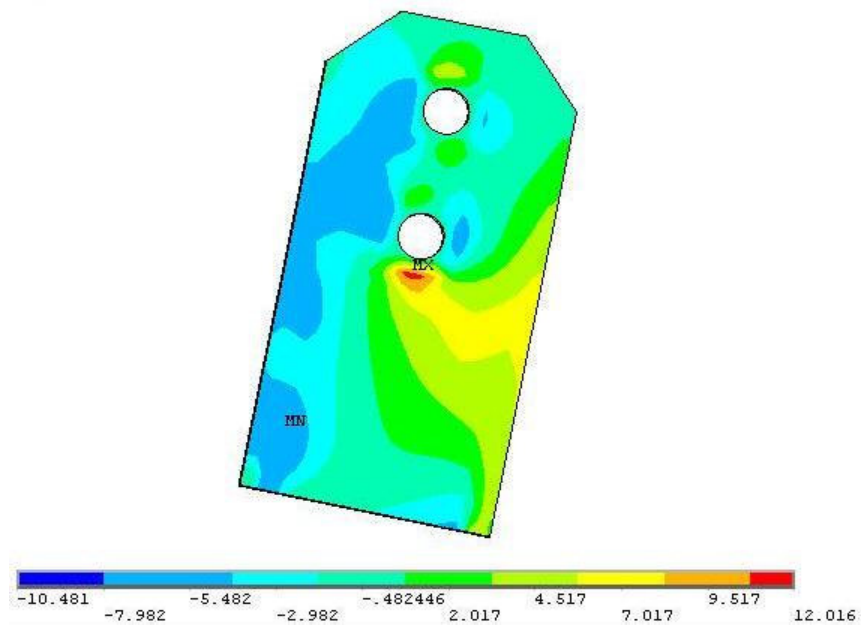
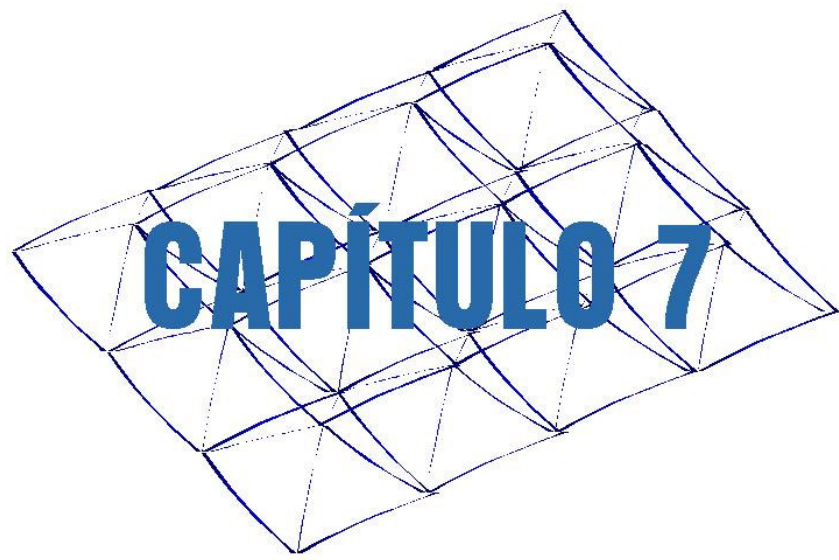


Figura 6.49 - Tensões nas chapas de ponteira da diagonal de apoio

Através das figuras pode ser notado que os maiores valores de tensões ocorrem na diagonal de apoio. Como esperado, as tensões se concentram na região de solda da barra com a chapa de ponteira e na região dos furos, principalmente na região superior da barra.



Conclusões

As treliças metálicas espaciais têm sido cada vez mais empregadas nas coberturas de grandes áreas, apresentando características que fazem desta opção uma solução viável economicamente e esteticamente satisfatória. No entanto, aliados ao crescimento da utilização deste sistema, graves problemas vêm ocorrendo, causando colapso parcial ou mesmo total de algumas estruturas. Na sua grande maioria, estes problemas ocorrem devido à incoerência entre modelos de cálculo admitidos e o comportamento real da estrutura, principalmente devido ao emprego de sistemas de ligação para os quais não existem estudos conclusivos que determinem seu comportamento e validem as hipóteses de cálculo normalmente adotadas pelos projetistas.

As soluções mais comumente utilizadas no Brasil são nós constituídos da união das extremidades amassadas das barras, unidas por um ou mais parafusos, com ou sem utilização de chapas de ligação. Como já discutido, estas soluções apresentam comportamento fortemente não linear. Assim há uma necessidade de avaliar numericamente os “modos de falha” nesses sistemas de ligação

Treliças espaciais com nós típicos são bastante sensíveis a variação de seção nas barras e excentricidades na ligação com resultados experimentais muito discrepantes dos obtidos teoricamente. Mesmo os modelos teóricos que consideram variação de seção excentricidades e não linearidades ainda se mostram incapazes de prever o comportamento destas

estruturas, muito influenciado pelo escorregamento relativo e separação entre barras na região nodal.

Já os nós de aço e com chapa de ponteira, apesar da variação brusca de inércia nas extremidades das barras, por estampagem ou pela chapa de ponteira, tem comportamento melhor. Estas tipologias de nó não apresentam excentricidades.

Neste trabalho foram apresentadas modelagens numéricas utilizando elementos finitos para analisar o comportamento de ligações com variação de inércia nas extremidades das barras, utilizadas em treliças espaciais.

O objetivo principal desta modelagem numérica é simular o comportamento local da ligação com o intuito de levantar o caminhamento das tensões nos elementos e futuramente propor modificação na geometria do nó para aumentar sua capacidade de carga.

Através das análises feitas do nó típico pode-se notar que a inserção de um nó modelado em elementos de casca no vértice superior da estrutura não influencia significativamente o comportamento global da estrutura. Nesta posição o nó sofre degeneração devido a própria tipologia do sistema de ligação. Na outra posições a inserção do nó não altera o comportamento global da estrutura, aumentando muito pouco o valor dos deslocamentos verticais na região de inserção.

Quanto aos deslocamentos verticais do nó central da treliça, as diferenças entre os valores experimentais e teóricos se devem ao acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos não permite o deslocamento relativo entre as barras, que influencia o comportamento da estrutura, não havendo acomodação da estrutura modelada. Além disto, o modelo teórico considera apenas um nó modelado, sendo insuficiente para análise do comportamento global da treliça.

As tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares, qualquer que seja a posição de inserção do nó modelado. No entanto, o nó modelado apresenta maiores valores de tensão, principalmente as diagonais localizadas mais acima na montagem do nó. As diagonais apresentam deformações significativas na região estampada,

causando a degeneração do nó. A região final da estampagem das diagonais tendem a se elevar causando a rotação da ligação. Também ocorre concentração de tensões devido ao parafuso, causando efeito um localizado. Devido a este comportamento, as estampagens das barras, em volta do furo, são as regiões mais solicitadas, apresentando tensões superiores à tensão de escoamento para o carregamento último teórico. Pelo detalhe das tensões nas barras nota-se que existem seções nas extremidades já totalmente plastificadas, formando rótulas plásticas e transformando a barra em mecanismo, conduzindo a estrutura ao colapso. Este efeito é mais pronunciado nas diagonais de apoio da estrutura.

A mudança de posição do nó modelado altera somente o carregamento final do modelo. Isto pode ser explicado pelo acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos. O acoplamento não permite o deslocamento relativo entre as barras, e conseqüente acomodação da estrutura. Assim, qualquer que seja a posição de inserção do nó modelado, o comportamento global será semelhante.

O comportamento das barras que constituem é idêntico tanto na treliça com nó típico com nó modelado em elementos de casca com diagonais de apoio de seção $\Phi 60 \times 2,0$ quanto na com diagonal de apoio de seção $\Phi 88 \times 2,65$. Os valores de tensão alcançados são ligeiramente diferentes nos dois modelos.

O modo de ruína de estruturas que utilizam o sistema de ligação típico está diretamente relacionado com problemas localizados nestes nós. Isto se comprova uma vez que, valores diferentes para carga crítica da estrutura foram obtidos em função da posição em que o nó foi inserido em relação ao encontrado experimentalmente.

Através das análises feitas do nó de aço pode-se notar que a inserção de um nó modelado em elementos de casca na treliça espacial modelada em elementos lineares em qualquer das quatro posições estudadas não influencia significativamente o comportamento global da estrutura, aumentando muito pouco o valor dos deslocamentos verticais na região de inserção. O nó modelado não apresenta grandes deformações.

As tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares, qualquer que seja a posição de inserção do nó modelado. No entanto, o nó modelado apresenta maiores valores de tensão, principalmente os banzos na direção do maior vão da treliça.

Nas barras as tensões se concentram na região estampada, na região lateral da barra e na região dos furos. A região do acoplamento da barra com a estrutura modelada em elementos lineares apresenta valores elevados de tensão. Nas diagonais ocorrem valores elevados de tensão na região superior da barra. As maiores tensões são maiores que a tensão de escoamento.

No nó de vértice, as maiores tensões ocorrem na região de solda da chapa de ligação da diagonal de apoio à chapa horizontal do nó de aço, especialmente na chapa que liga a diagonal de apoio. As tensões também alcançam valores elevados na chapa horizontal, na região de ligação do banzo na direção do maior vão. Também pode ser visto que a diagonal de apoio é a barra mais solicitada.

A mudança de posição do nó modelado altera somente o carregamento final do modelo. Isto pode ser explicado pelo acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos. O acoplamento não permite o deslocamento relativo entre as barras, e conseqüente acomodação da estrutura. Assim, qualquer que seja a posição de inserção do nó modelado, o comportamento global será semelhante.

As análises numéricas feitas do nó com chapa de ponteira mostraram que a modelagem em elementos de casca de apenas um nó em qualquer das quatro posições na estrutura não altera significativamente o comportamento global da estrutura. Os modelos apresentam comportamento carregamento x deslocamento vertical linear.

O comportamento do nó central da treliça obtido pelo todos os modelos numéricos apresenta valores bem semelhantes aos obtidos experimentalmente até um carregamento de cerca de 120 kN. Neste trecho o modelo apresenta comportamento linear. A partir de então, o modelo experimental começa a apresentar fortes não-linearidades, se distanciando dos numéricos. Isto pode ser explicado pelo fato de o modelo numérico não simular o efeito dos

parafusos, e, portanto, não consideram o efeito do escorregamento relativo entre barras, que causam acomodações na estrutura aumentando os deslocamentos e influenciando grandemente o comportamento da estrutura. Neste tipo de nó também não há plastificações excessivas como no caso do nó típico.

Para os nós modelados nas posições lateral e central as maiores tensões ocorrem na chapa base do nó, na região de ligação dos banzos da direção do maior vão.

As tensões se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura modelada em elementos lineares, não importando a posição do nó modelado em elementos de casca.

Nas barras, as tensões se concentram na região de solda da barra com a chapa de ponteira e na região dos furos. Há pontos de concentração de tensões na região de ligação (solda) com a chapa de ponteira.

No caso do nó modelado em elementos de casca inserido na posição de vértice, o modelo apresenta valores de deslocamento vertical ligeiramente maiores que nos vértice modelados em elementos lineares. Isto se deve ao fato do nó com chapa de ponteira apresentar menor rigidez na região da ponteira. Ainda assim, a inserção do nó na região do vértice superior não influencia grandemente o comportamento global da estrutura já que o colapso se dá pela flambagem de barras da malha superior.

As tensões também alcançam valores elevados na chapa de base na região de ligação do banzo na direção do maior vão. Também pode ser visto que a diagonal de apoio é a mais solicitada.

A mudança de posição do nó modelado altera somente o carregamento final do modelo. Isto pode ser explicado pelo acoplamento feito nos furos como simulação do efeito dos parafusos. O acoplamento não permite o deslocamento relativo entre as barras, que influencia o comportamento da estrutura. Não havendo acomodação da estrutura modelada, e já que o nó com chapa de ponteira não apresenta excentricidades, a mudança de posição do nó modelado não altera o comportamento da treliça.

Os modelos de nó de aço e nó de aço com chapa de ponteira apresentaram elevados valores de tensão das extremidades das barras, na região de acoplamento à estrutura modelada em elementos lineares. Nestas treliças o colapso se dá devido à flambagem dos banzos superiores na região central. Como a treliça ideal não simula a flambagem dos elementos, os altos valores de tensão na região do acoplamento indica que as barras colapsam antes do nó.


Os modelos de nós discretizados com elementos de casca possibilitam avançar na pesquisas sobre o comportamento de ligações reduzindo a necessidade de ensaios em modelos físicos.

Salienta-se que o modelo utilizado para simular o nó típico do protótipo ensaiado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, apresenta limitações que não podem ser negligenciadas: não consideração da protensão do parafuso, atrito, deslizamento e o modelo reológico simplificado para o aço ($\sigma \times \varepsilon$ tri-linear).

Mesmo com as simplificações, como a desconsideração das folgas, escorregamento relativo e separação entre barras na região nodal, o modelo numérico reproduziu qualitativamente o comportamento do nó de forma satisfatória.

Em vista do exposto, conclui-se que o comportamento momento-rotação do nó têm influência fundamental da distribuição dos esforços nos elementos e que os modelos teóricos convencionais não são capazes de reproduzir o modo de colapso observado.

Como sugestão para continuidade deste trabalho propõe-se aprimorar a modelagem dos nós incluindo a modelagem dos parafusos e considerando os efeitos de deslizamento relativo entre barras, atrito e protensão causada pelo parafuso.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGERSKOV, H. (1986). Optimum geometry design of double-layer space structure. *Journal of Structural Engineering*, v.112, n.6, p.1454-1463, June.

ANSYS (1997). *Structural nonlinearities: user's guide for revision 5.5*. Houston. V.1.

APRILE, A. ; BENEDETTI, A.(1998). Sulla progettazione ottimale di strutture reticolari spaziali in alluminio. *Costruzione Metalliche*, n.1, p. 11-32.

BATISTA, R.C. ; BATISTA, E.M. (1997). Determinação experimental dos mecanismos de colapso de uma junta típica de estruturas metálicas reticuladas espaciais. In: *JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL*, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. Memórias.. v.3, p.665-674.

BLANDFORD, G. E. (1996). Progressive failure analysis of inelastic space truss structures. *Computers & Structures*, v. 58, n. 5, p. 981-990, Mar

BLANDFORD, G.E. (1996). Large deformation analysis of inelastic space truss structures. *Journal of Structural Engineering*, v.122, n.4, p.407-415, Apr.

CHANDRA, R.; TRIKHA, D. N.; KRISHNA, P. (1990). Nonlinear Analysis of Steel Space Structures. *Journal of Structural Engineering*, v.116, n.4, p.898-955, Apr.

CODD, E.T.; ARCH, B.; FRAIA; AIDA. (1984). Low technology space frames. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, U.K., 1984. Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.955-960.

COLLINS, I.M.(1984). An investigation into the collapse behaviour of double-layer grids. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.400-405.

D'ESTE, A. V. (1998). Comportamento de estruturas espaciais tubulares padronizadas. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

DADDI, I. (1969). Strutture reticolare spaziali per coperture piane. Costruzioni metalliche, n.6, p.502-509.jun

EL-SHEIKH, A. (1996). Development of a new space truss system. Journal of Constructional Steel Research, v.37, n.3, p.205-227, Jan.

EL-SHEIKH, A. (1997). Effect of member length imperfections on triple-layer space trusses. Engineering Structures, v. 19, n. 7, p. 540-550, Jul.

EL-SHEIKH, A. (1999a). Design of web members in space trusses. International Journal of Space Structures, v. 14, n. 1, p. 25-32, Jan.

EL-SHEIKH, A. (1999b). Failure mode and strength of space truss compression chord members. Engineering Structures. v.21, p.395-405, November.

EL-SHEIKH, A.; EL-BAKRY, H. (1996). Experimental study of behavior of new space truss system. Journal of the Structural Engineering, v.122, n. 8, p.845-853, August.

EL-SHEIKH, A.; EL-KASSAS, E. (2002). Performance of curved space structures. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.1129-1138.

FLOWER, W. R.; SCHMIDT, L. C. (1971). Analysis of Space Truss as Equivalent Plate. Journal of the Structural Division, v.97, n.12, p.2777-2789, Dec.

GERRITS, J.M. (1984). Space structures in the Netherlands since 1975. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.28-32.

GONÇALVES, R.M.; RIBEIRO, L.F.R. (1995). Analysis of the behaviour and numerical simulation of nodes that are characteristic of spatial tubular structures. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27., Tucumán, Argentina, 18-22 Septiembre 1995. Memórias. Tucumán, ASAIE/ Laboratório de Estructuras - FCET - UNT. v.4, p.507-518.

GONÇALVES, R.M.; RIBEIRO, L.F.R. (1996). Behaviour of steel tubular elements submitted to compression: analysis by finite element method, In: JOINT CONFERENCE OF ITALIAN GROUP OF COMPUTACIONAL MECHANICS AND IBERO-LATIN AMERICAN ASSOCIATION OF COMPUTACIONAL METHODS IN ENGINEERING, Padova, Italy, Sept, 25-27, 1996, Proceedings. Padova, Italy, 1996, p.106-115.

HANAOR, A. ; MARSH, C. (1989). Modification of behaviour of double-layer grids: overview. *Journal of Structural Engineering*, v.115, n.5, p.1021-1570, May.

HANAOR, A.(1999).Joint instability in lattice structures - Lesson from a recent collapse. *International Journal of Space Structures*, v.14, n.4. P.205-213.

HILL, C.D. ; BLANDFORD, G.E.; WANG, S.T. (1989). Post-buckling analysis of steel space trusses, *Journal of Structural Engineering*, v.115, n.4, p.900-919, Apr.

IFFLAND, J. (1982). Preliminary planning of steel roof space trusses. *Journal of the Structural Division*, v.108, n.11, p.2578-2589, Nov.

IMAI, K. et al. (1993). The KT space truss system. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.1374-1382.

IWATA, M. ; KAMIYAMA, K. (1993). Development and projects of the NS space truss system. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.1417-1426.

KARCZEWKIS, J.A. et. al.(1984). The load - carrying capacity of space truss nodes composed of flat steel plates. *CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.533-538.

LANDOLFO, R.; MAZZOLANI, F.; VENTRELLA, E.(1993). Qualification Analysis of a New Structural System. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1. p.?

LIEW, J. Y. R.; PUNNIYAKOTTY, N. M.; SHANMUGAM, N. E. (1997). Advanced Analysis and Design of Spatial Structures. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 42, n. 1, p. 21-48, Apr

MADI, U.R. ; EL-TAYEM, A. (1994). Collapse patterns for double-layer grids. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.631-639.

MAGALHÃES, J. R. M. (1996 a). Sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MAGALHÃES, J. R. M.; MALITE, M (1996 b). Alguns aspectos relativos ao projeto e à construção de estruturas metálicas espaciais. In: *CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF*, 2., Juiz de Fora, maio 1996. Anais. Juiz de Fora, UFJF-FEC, 1996. v.1, p.282-291.

MAIOLA, C. H. (1999). Análise teórica e experimental de treliças espaciais constituídas por barras com extremidades estampadas. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MAKOWSKI, Z. S. (1968). Estructuras espaciales de acero. Barcelona, Gustavo Gili.

MAKOWSKI, Z. S. (1981a). Review of development of various types of double-layer grids. In: MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of double-layer grids. London, Applied Science Publishers. p.1-55.

MAKOWSKI, Z. S. (1981b). Approximate stress analysis of grid frameworks obtained by slab analogies. In: MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of double-layer grids. London, Applied Science Publishers. p.185-244.

MAKOWSKI, Z. S. (1984). Space structures of today and tomorrow, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.1-8.

MALLA, R. B. ; SERRETTE, R.L. (1996a). Double-layer grids: review of static and thermal analysis methods. Journal of Structural Engineering, v.122, n.8, p.873-881, Aug.

MALLA, R. B. ; SERRETTE, R.L. (1996b). Double-layer grids: review of dynamic analysis methods and special topics. Journal of Structural Engineering, v.122, n.8, p.882-889, Aug.

MARSH, C. (2000). Some observations on designing double layer grids. International Journal of Space Structures, v.13, n. 3/4. P.225 -231.

MORINI, F. (1976). Coperture spaziale. Costruzione Metalliche, n.6, p328-332.

MURTHA-SMITH, E. (1986). Alternate path analysis of space trusses for progressive collapse, Journal of Structural Engineering, v.114, n., p., March.

MURTHA-SMITH, E.; HWANG, S.H.; CHOU, Y.H. (1993). Space truss testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1.

MURTHA-SMITH, E.; LEARY, S.F. (1993). Space truss structural integrity, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.640-648.

PAPADRAKAKIS, M. (1983). Inelastic post-buckling analysis of trusses. Journal of Structural Engineering, v.109, n.9, p.2129-2145, Sept.

PORTO, C. E. (2002a). A concepção estrutural na obra de Stéphane du Chateau: das treliças metálicas à evolução dos sistemas espaciais. In: http://www.unb.br/fau/pos_graduacao/cadernos_eletronicos/a_concepcao/sth_ephane.htm (11 set 2002)

SAKA, T.; HEKI, K. (1984). The effect of joints on the strength of space trusses. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, U.K., 1984. Proceedings. London/New York, Elsevier applied Science. p.417-422.

SCHIMIDT, L. C.; MORGAN, P.R.; CLARKSON, J.A. (1976). Space trusses with brittle-type strut buckling. Journal of the Structural Division, v.102, n. ST7, p.1479-1492, July.

SCHMIDT, L. C. ; MORGAN, P.R. (1982). Ultimate load of testing of space trusses. Journal of the Structural Division, v.118, n.6, p.1324-1335, June.

SMITH, E.A. (1984). Space truss nonlinear analysis. Journal of Structural Engineering, v.110, n.4, p.688-705, Apr.

SOUZA, A. S. C. (2003). Análise teórica e experimental de treliças espaciais. São Carlos. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SOUZA, A. S. C. (1998). Contribuição ao estudo das estruturas metálicas espaciais. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TADA, M.; SUITO, A. (1998). Static and dynamic post-buckling behavior of truss structures. Engineering Structures, v. 20, n. 4-6, p. 384-389, Apr

VENDRAME. M.A. (1999). Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares em aço. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

WALKER, H. B. (1981). The design and construction of double-layer space frame grids. In: In: MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of Double-layer grids, Applied Science, p.331-354.

ZETLIN, L.; THELEN, J. F.; CUOCO, D. A. (1976). Field Problems of Latticed Structures. Journal of the Structural Division, v.101, n.11, p.2241-2255, Nov.

ZIGNOLI, V. (1981). Construcciones Metalicas. Editora Dossat. Madri - 1981. V. 3 p. 1273-1292.



BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ACHOUR, B.; ROBERTS, T.M. (2000). Nonlinear strains and instability of thin-walled bars. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 56, n. 3, p. 237-252, Dec

AFFAN, A.; CALLADINE, C. R. (1986). Structural Mechanics of Double-Layer Grids. In: *IASS Symposium on Shells, Membranes and Space Frames*, Osaka, 1986, Proceedings. Amsterdam, Elsevier Science, v.3, p.41-48.

AGUIAR, L. L. (2002). Projeto e dimensionamento automático de treliças espaciais metálicas. Brasília. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

ALDEA, C. ; SOARE, M.V. (1993). Cylindrical bending of square-on-square triple-layer grids. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.582-592.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1972). Bibliography on latticed structures. *Journal of the Structural Division*, v.98, n.7, p.1545-1566, July.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1976). Latticed structures: state-of-the-art report. *Journal of the Structural Division*, v.102, n.11, p.2197-2230, Nov.

AMIRI, J. V. ; DAVOID, M. R. (2002). Modeling the Semi-rigid Behaviour of the MERO Jointing system. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 5, Guildford, UK, aug. 2002, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.309-316.

ANDRADE, S. A.; VELLASCO, P. C.; SILVA, J. G.; D'ESTE, A. V. (1999). Considerações de projecto e fabricação de estruturas espaciais para coberturas no Brasil. In: *Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista*, Coimbra, 18 a 19 de novembro de 1999, p 113-125.

ASHRAF, M. et al. (1993). Composite double-layer bridge grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.1518-1525.

ASSIS, G.M.V.(1996). Análise não linear de treliças espaciais. São Paulo. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

BALERINI, M. et. al.(1995). Il sistema Flowdrill per la giunzione bullonata di aste tubolari: risultanze sperimentali ed indicazioni progettuali. Costruzioni Metalliche, n.6, p.25-43.

BALUT, N. ; GIONCU, V. (2000). The influence of geometrical tolerances on the behaviour of space structures. International Journal of Space Structures, v.15, n.3/4. P.189-194.

BALUT, N. ; GIONCU, V. (2002). Adjustable and Non-adjustable connecting systems. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5, Guildford, UK, aug. 2002, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.739-748.

BATISTA, R.C. ; PFEIL, M.S. ; CARVALHO, E.M.L. (1997). Habilitação via reforço da estrutura metálica de uma grande calota esférica de cobertura. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. Memórias.. v.3, p.1127-1137.

BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S.; BATISTA, E. M. (2001). Strengthening a reticulated spherical dome against local instabilities. Journal of Constructional Steel Research, v. 57, n. 1, p. 15-28, Jan

BHAGAVAN, N. G.; GOPALAKRISHNAN, N. (1993). Simplified Analysis of a Space Grid Roof System. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4. Guildford, U.K., Proceedings. London, Thomas Telford. v.2, p.1365-1373.

BLANDFORD, G.E. (1997). Review of progressive failure analysis for truss structures. Journal of Structural Engineering, v.123, n.2, p.122-129, Feb.

BRUZZESE, E. ; RAUSO, D.(1993). Struttura di acciaio a reticolo spaziale strallato per la coperture della manifattura Tabacchi di Pianodardine in Irpinia. Costruzioni Metalliche, n.5, p.285-305.

BUTTERWORTH, J.W. (1981). Analysis of double-layer grids, In: MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of Double-layer grids, Applied Science. p.57-91.

BÜYÜKTAŞSKIN, H.A.; MERİÇCER, F.C.; ARDA, T.S. (1998). Experiments on Factors Affecting the Strength of Bolted Space Truss Members. Journal of Constructional Steel Research, v. 46, n. 1-3, p. 482-483, Apr

CARVALHO, E. M. L.; PFEIL, M. S.; BATISTA, R. C. (1997). Habilitação via reforços da estrutura metálica de uma grande calota esférica de cobertura. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, 28., São

Carlos, 1-5 set. 1997. Estruturas e fundações. São Carlos, EESC-USP / ASEE, v. 3, p. 1127-1136.

CASTIGLIONI, C.; CONTRO, R.; ZANDONINI, R.; ROSSI, A.Z. (1981). Analisi a collasso in presenza di instabilità di strutture reticolari spaziali. In: Giornate Italiane della Costruzione in acciaio. Palermo, ottobre

CHAPMAN, J.C.; BUHAGIER, D.; DOWLING, P.J. (1993). Developments in cold-formed space structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, U.K., 1993. Proceedings. London, Thomas Telford. v.2, p.1604-1612.

CUENCAS, L.S. (2002). The Stainless Steel Structures of a sport stadium in Quart. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5, Guildford, UK, aug. 2002, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.547-556.

DAKOV, D. ; TCHUKANOV, S.(1993). Defects in the fabrication and erection of 3D structures with spherical nodes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.1720-1725.

DE MARTINO, A.(1992). Relazione generale: progettazioni, lavorazione e montaggio. Costruzioni Metalliche, n.1, p.14-54.

DU CHATEAU, S.(1984). Structures spatiales. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.1058-1067.

DUBINA D. (1991). New structural system for double-layer grids using bolted joints. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL AND ALUMINIUM STRUCTURES, Singapore, May. 1991, Proceedings, v.1, p.889-907.

DUBINA, D. (1993). Structural Solutions with Cold-formed Profiles for Double and Single Layered Grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept., Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.1492-1500.

DUBINA, D.; ZAHARIA, R. (1997). Cold-Formed Steel Trusses with Semi-Rigid Joints. Thin-Walled Structures, v. 29, n. 1-4, p. 273-287, Sep

DU CHATEAU, S. (1984). Structures spatiales. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.1058-1065.

EL-SHEIKH, A. (2000a). Approximate dynamic analysis of space trusses. Engineering Structures, v. 22, n. 1, p. 26-38, Jan.

EL-SHEIKH, A. (2000b). New space truss system—from concept to implementation. Engineering Structures, v. 22, n. 9, p. 1070-1085, Sep.

EL-SHEIKH, A.; McCONNEL, R.E. (1993). Experimental study of behavior of composite space trusses. *Journal of the Structural Engineering*, v.119, n. 3, p.747-766, March.

FAKURY, R. H.; DE PAULA, F. A.; GONÇALVES, R. M.; SILVA, R. M. (1999). Investigation of the causes of the collapse of a large span structure. In: *Light-Weight Steel and Aluminium Structures*, Espoo, Finland, 20 - 23 June 1999, p.617-624.

FINZI, L.(1995). Le strutture metalliche della aerostazione passeggeri Malpensa 2000. *Costruzioni Metalliche*, n.5, p.37-45, Set.

GAMANIS, G.A. (2002). Skytech system 2000. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 5, Guildford, UK, aug. 2002, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.327-335.

GANDOLFI, A. (1989). Hangar per il montaggio e la revisione di velivoli nello stabilimento aeritalia de Capodichino Nord. *Costruzioni Metalliche*, n.6, p.317-324.

GANDOLFI, A. (1991). New hangar of the Tessera factory of Officine Aeronavali Venezia Co. Ltd. *Costruzioni Metalliche*, n.5, p.271-279, Set.

GEBHARDT, D.H.(1984). The power-strut space frame system. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.53-58.

GEORGIVSKI, V. et. al.(1998). Practix space structures system: manufacturing and application. *International Journal of Space Structures*, v.13, n.3. P.137 –143.

GIORDANO, G. (1992). The steel frames for a new university building in via Marittima - Naples. *Costruzioni Metalliche*, n.1, p.1-54.

GIULIANE, A. ; GIULIANE, M.E. (1996). Innovative composite spatial large span structures for the new Milano Fair exhibition facilities. *Costruzioni Metalliche*, n.2, p.33-48, mar-abr.

GONÇALVES, R. M.; MALITE, M.; SÁLES. J.J. (1999). Aluminium tubes flattened (stamped) ends subjected to compression - a theoretical and experimental analysis. In: *Light-Weight Steel and Aluminium Structures*, Espoo, Finland, 20 - 23 June 1999, p.647-654.

GONÇALVES, R.M. ; FAKURY, R.H. ; MAGALHÃES, J.R.M. (1996). Performance of tubular steel sections subjected to compression: theoretical and experimental analysis. In: *INTERNATIONAL COLOQUIUM ON STRUCTURAL STABILITY*, 5, Rio de Janeiro, August 5-7, 1996. Stability problems in designing, construction and rehabilitation of metal structures: Proceedings. COPPE-UFRJ. p.439-449.

HANAOR, A. et. al. (2000). Member buckling with joint instability – Design application. *International Journal of Space Structures*, v.15, n.3/4. P.257 – 267.

HORIZONO, Y. et al.(1998). Development of hollow ball joints for 3-dimensional space trusses - full-scale test and calibration for numerical analysis. *Journal of constructional steel research*, v.46, n.1-3, paper 238.

HOLLAWAY, L.; KOLOSOWSKI, J. (1981) Experimental investigation of double-layer grids. In: MAKOWSKI, Z.S., ed. *Analysis, design and construction of double-layer grids*. London, Applied Science Publishers. p.269-287.

KATO, S.; MUTOH, I.; SHOMURA, M. (1998). Collapse of semi-rigidly jointed reticulated domes with initial geometric imperfections. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 48, n. 2-3, p. 145-168, Nov

KITIPORNCHAI, S.; AL-BERMANI, F. G. A. (1992). Nonlinear analysis of latticed structures, *Journal of constructional Steel research*, V.23, n. 1-3, p. 209 – 225.

KOO, B. (1984). Analysis of compression members in spatial roof structures. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.442-445.

LAN, T.; QIAN, R. (1986). A Study on the Optimum Design of Space Trusses-Optimal Geometrical Configuration and Selection of Type. In: *IASS Symposium on Shells, Membranes and Space Frames*, Osaka, 1986, Proceedings. Amsterdam, Elsevier Science, v.3, p.191-198.

LAN, T.T. (1994). Structural failure and quality assurance of space frames. In: *IASS-ASCE International Symposium on Spatial, lattice and tension structures*, Atlanta, USA, 1994. p.123-132.

LIEW, J.Y. R.; TANG, L.K. (2000). Advanced plastic hinge analysis for the design of tubular space frames. *Engineering Structures*, v. 22, n. 7, p. 769-783, Jul

LIU, X. (1993). Recent applications and developments of steel space structures with welded hollow spherical joints in China. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1.

MAALEK, S. (1999). Structural assessment and quality control procedures for the Homa Aircraft Hangar n. 3. *International Journal fo Space Structures*, v.14, n. 3, P.167–184.

MADI, U.R (1984). Idealising the members behaviour in the analysis of pin-jointed spatial structures. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES*, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.462-467.

MADI, U.R. ; EL-TAYEM, A. (1993). Collapse patterns for double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.631-639.

MADI, U.R. ; EL-TAYEM, A. (1991). On the effective length of compression members in double-layer grids. International Journal of Space Structures, v.6, n.1, p.33-39.

MAGALHÃES, J. R. M.; MALITE, M; SÁLES, J. J.; GONÇALVES, R. M. (1996 c). Barras comprimidas com variações de inércia ao longo do comprimento. Ciência e Tecnologia, Revista Construção Metálica, ABCEM, n.27, p.14-17

MAGALHÃES, J. R. M.; MALITE, M; SALLES, E. R. P. (1997). Estruturas metálicas espaciais no Brasil. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1-5 set. 1997. Estruturas e fundações. São Carlos, EESC-USP / ASEE, v. 2, p. 885-894.

MAIOLA, C. H.; SÁLES, J. J.; MALITE, M.(1998). Trelças metálicas espaciais: análise teórica e experimental de protótipos constituídos por barras tubulares com extremidades estampadas. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF, 3., Juiz de Fora, agosto 1998. p.11-20

MAKOWSKI, Z. S. (1987). A worldwide review of space structures in sports buildings. In: INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS, Beijing, oct. 1987. Proceedings. London, Elsevier Applied Publishers.

MAKOWSKI, Z. S. (1993). Space structures - a review of the developments within the last decade. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. V.2, p.1623-1630.

MALECI, G. (1994) Una nuova e interessante applicazione della struttura a reticolo spaziale. Costruzione Metalliche, n.6, p63-66.

MALITE, M. (1997). Ensaio de compressão em barras de aço com extremidades estampadas. Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos - SP. Relatório técnico. Dez.

MALITE, M. ; et al.(1998). Space structures in Brazil. Journal of constructional steel research, v.46, n.1-3, paper 230.

MALITE, M. et al. (1997). Barras de aço comprimidas de seção tubular com extremidades estampadas - análise teórica e experimental. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. Memórias.. v.1, p.417-426

MALITE, M. et al.(1999). Trelças metálicas espaciais constituídas por barras tubulares com estremidades estampadas: análise teórica e experimental. Construção Metálica. Ano 9, n37, p33-41.

MALITE, M.; GONÇALVES, R. M.; TAKEYA, T.; MAGALHÃES, J. R. M.; MAIOLA, C. H. (1997). Barras de aço comprimidas de seção tubular com extremidades estampadas: análise teórica e experimental. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1-5 set. 1997. Estruturas e fundações. São Carlos, EESC-USP / ASEE, v. 1, p. 417-426.

MALITE, M.; GONÇALVES, R. M.; SÁLES, J.J.; MAGALHÃES, J.R.M.; SALLES, E.R.P. (1998). Space structures in brazil. In: WORLD CONFERENCE ON STEEL IN CONSTRUCTION, 2., San Sebastian, Spain, 11-13 May, 1998. Proceedings. Oxford, Elsevier Science, 1998. 14p.

MARSH, C. (1988). Improving space truss performance by member removal. In: IASS SYMPOSIUM ON SHELL, MEMBRANES AND SPACE FRAMES, Osaka, 1988, Proceedings. Amsterdam, Elsevier Science, v.3, p.215-220.

MARSH, C.; FARD, M.R. (1984). Optimisation of space trusses using non-linear behaviour of eccentric diagonals. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, U.K., 1984. Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.669-671.

MATSUSHITA, F. (1993). Study of the elasto-plastic buckling of single-layer domes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford.

MORRIS, N. F.(1996). Shell stability: the long road from theory to practice. Engineering Structures, v. 18, n. 10, p. 801-806, Oct

MULLORD, P.(1984). A review of collapse analysis of space structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.647-649.

MURTHA-SMITH, E. (1994). Compression-member models for space trusses: review. Journal of the Structural Engineering, v.120, n. 8, p.2399-2407, August.

MURTHA-SMITH, E.(1994). Compression-member models for space trusses: review, Journal of Structural Engineering, v.120, n.8, p.2399-2407, Aug.

MURTHA-SMITH, E.; CHATURVEDI, A.; LEARY, S.F. (1994). Structural integrity of space truss. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR SHELL AND SPATIAL STRUCTURES, Proceedings, p.409-418.

MUTOH, I.; KATO, S. (1993). Comparasion of buckling loads between single-layer lattice domes and spherical shells. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford.

NUSIER, L. ; PESENTI, C.(1987). Il palazzo dello sport di Chieti. Costruzioni Metalliche, n.6, p.329-335, novembre-dicembre.

PACKER, J.A. ; HENDERSON, J.E.(1996). Design guide for hollow structural section connections. Canadian Institute of Steel Construction, Ontario - Canada. 1996.

PARKE, G. A. R. (1993). A novel soft member for space trusses. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, U.K., 1993. Proceedings. London, Thomas Telford. v 1, p.116-126.

PARKE, G. A. R.; WALKER, H.B. (1984). A limit state design of double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, U.K., 1984. Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science. p.528-532.

PORTO, C.E. (2002b).Estruturas espaciais: estado da questão em 1950.: In:http://www.unb.br/fau/pos_graduacao/cadernos_eletronicos/estruturas_espaciais/estruturas.htm (11 set 2002)

POSOTTO, F.(1997). Il grigliato doppiostrato com celle esagonali. Costruzione Metalliche, n.3, p35-48. Maggio-giugno.

SADIQ, O. M; ABATAN, A. O. (1993). Stability analysis of space truss systems under random element imperfections. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.1, p.108-115.

SAIDANI, M. (1998). The effect of joint eccentricity on the distribution of forces in RHS lattice girders. Journal of Constructional Steel Research, v. 47, n. 3, p. 211-221, Sep.

SAKA, T.; TANIGUSHI, Y. (1992). Effective Strength of Square-and-Diagonal Double layer grid. Journal of Structural Engineering, v.118, n.1, p. 52-72, Jan.

SAKA, T.; TANIGUSHI, Y. (1994). Buckling Behavior of Square-and-Diagonal Double layer grid. Journal of Structural Engineering, v.120, n.4, p. 1088-1101, Apr.

SALAJEGHEH, E. (1984). Optimum design of double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.661- 668.

SCHMIDT, L. C.; HANAOR, A. (1979). Force limiting devices in space trusses. Journal of the Structural Division, v.105, n. ST5, p.939-951, May.

SCHMIDT, L. C.(2000). Some design aspects peculiar to space trusses. International Journal of Space Structures, v.15, n.3/4. P.215 -223.

SEBASTIAN, W. M. et al.(1993). An investigation into the possibility of a composite space truss bridge. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford. v.2, p.1640-1649.

SEE, T.; MCCONNELL, R. E. (1986). Large Displacement Elastic Buckling of Space Structures. *Journal of Structural Engineering*, v.112, n.5, p.1052-1069, May.

SHIBATA, R. et al. (1993). Experimental study on the ultimate strength of single-layer reticular domes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford.

SOUZA, A.N. (2002). Análise da concepção do projeto de estruturas metálicas espaciais: ênfase em coberturas. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SUPPLE, W. J. ; COLLINS, I. (1981). Limit state analysis of double-layer grids. In: MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of Double-layer grids, Applied Science., p.93-95.

TANIGUSHI, Y.; SAKA, T.; SHUKU, Y. (1993). Buckling Behaviour of Space Trusses Constructed by a Bolted Jointing System. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4. Guildford, U.K., 1993. Proceedings. London, Thomas Telford. v.1.

THORNTON, C. H. ; LEW, I. P. (1984). Investigation of the causes of Hartford Coliseum collapse. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.636-641.

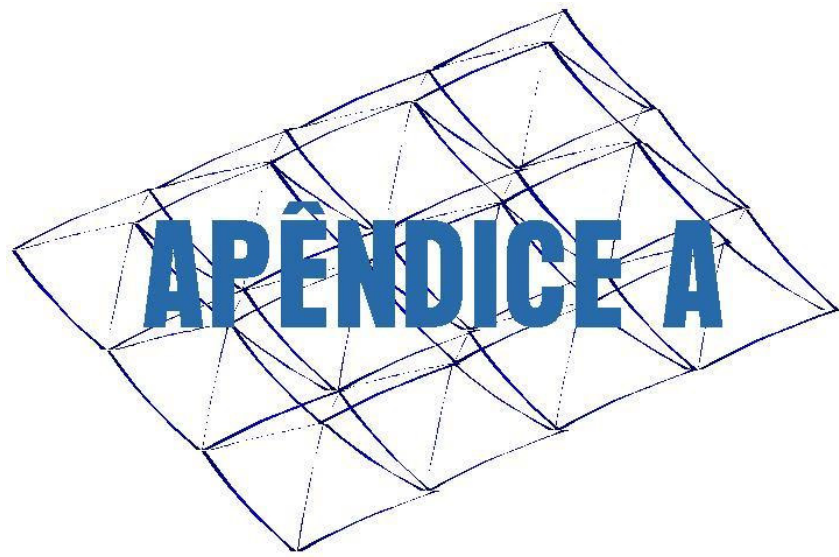
UEKI, T. ; MATSUSHITA, F. (1993). Design procedure for large single-layer latticed domes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford.

WANG, B. ; LI, Y. (1999). A theoretical study of super-span latticed shells. *Journal of Constructional Steel Research*, v.51, p.287-296.

WHITE, A. N. The design and use of a modular space frame of varying height, for use in suspended access. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002, Proceedings. London/New York, Elsevier Applied Science p.1375-1382.

YANG, Y.; YANG, C.; CHANG, T.; CHANG, P. (1997). Effects of Member Buckling and Yielding on Ultimate Strengths of Space Structures. *Engineering Structures*, v. 19, n. 2, p. 179-191,

ZHAO, H. L.; HUANG, W. M. (1993). A method to calculate the critical loads of single layer shallow lattice domes with initial imperfections. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993, Proceedings, London, Thomas Telford.



Seções das Extremidades Estampadas

A seguir são apresentadas as seções das extremidades das barras com variação de inércia utilizadas, levantadas para modelagem dos nós das treliças espaciais.

Nó típico

A seguir são apresentadas as fotos do seccionamento das barras e as coordenadas dos pontos utilizados no levantamento das seções. As treliças com nó típico foram denominadas TE1, TE1-R, TE2 e TE2-R.

TE1 e TE1-R

Banzo Φ 76x2,0



Figura A.1 - Seccionamento das extremidades dos banzos Φ 76x2,0

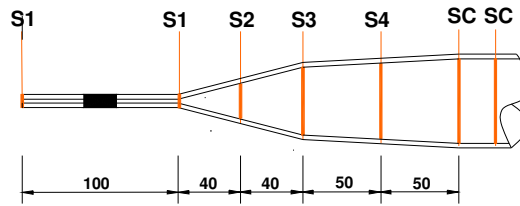


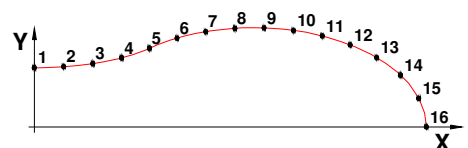
Figura A.2 - Seções dos banzos Φ 76x2,0

Seção 1 – reta



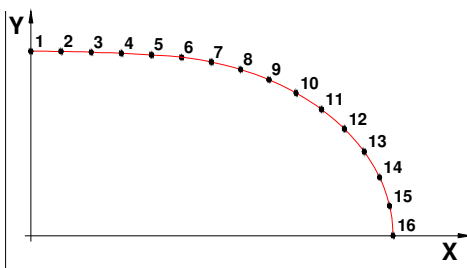
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,165
2	5,324	0,165
3	5,548	0,129
4	5,725	0,000

Seção 2



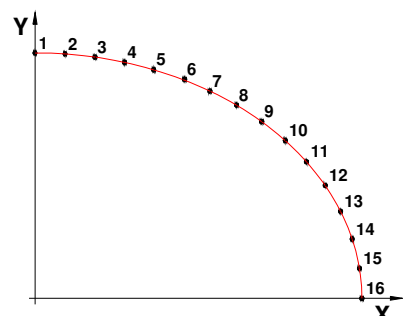
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,775
2	0,391	0,788
3	0,780	0,829
4	1,164	0,905
5	1,534	1,030
6	1,902	1,161
7	2,284	1,247
8	2,672	1,291
9	3,063	1,297
10	3,453	1,264
11	3,837	1,191
12	4,210	1,074
13	4,562	0,905
14	4,879	0,677
15	5,124	0,375
16	5,225	0,000

Seção 3



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,400
2	0,392	2,397
3	0,783	2,388
4	1,175	2,373
5	1,566	2,352
6	1,956	2,321
7	2,343	2,259

Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,200
2	0,393	3,186
3	0,784	3,146
4	1,172	3,077
5	1,553	2,981

	X (cm)	Y (cm)
8	2,722	2,161
9	3,091	2,027
10	3,442	1,855
11	3,771	1,643
12	4,069	1,389
13	4,325	1,093
14	4,525	0,757
15	4,655	0,403
16	4,700	0,000

	X (cm)	Y (cm)
6	1,926	2,856
7	2,288	2,702
8	2,635	2,519
9	2,965	2,304
10	3,272	2,058
11	3,550	1,781
12	3,794	1,473
13	3,996	1,135
14	4,148	0,773
15	4,243	0,392
16	4,275	0,000

Diagonal Φ 60x2,0



Figura A.3 - Seccionamento das extremidades das diagonais Φ 60x2,0

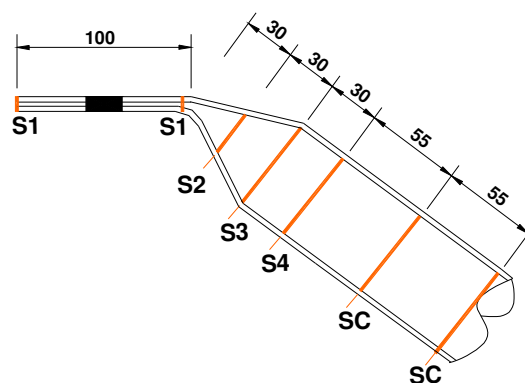


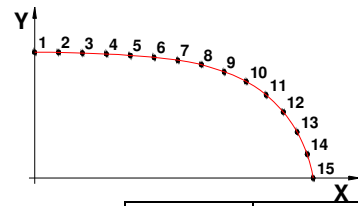
Figura A.4 - Seções das diagonais Φ 60x2,0

Seção 1 – reta



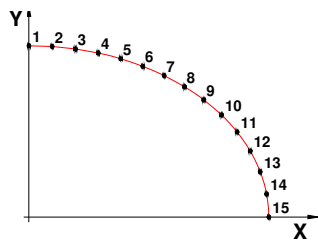
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,100
2	4,357	0,100
3	4,478	0,090
4	4,500	0,000

Seção 2



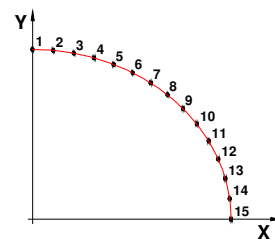
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,724
2	0,337	1,721
3	0,674	1,713
4	1,010	1,700
5	1,347	1,681
6	1,683	1,653
7	2,017	1,614
8	2,349	1,554
9	2,671	1,455
10	2,980	1,323
11	3,261	1,139
12	3,503	0,904
13	3,698	0,631
14	3,840	0,326
15	3,925	0,000

Seção 3



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,500
2	0,337	2,488
3	0,672	2,453
4	1,004	2,393
5	1,331	2,309
6	1,650	2,199
7	1,959	2,064
8	2,254	1,901
9	2,532	1,710
10	2,788	1,491
11	3,015	1,241
12	3,206	0,963
13	3,351	0,659
14	3,443	0,335
15	3,475	0,000

Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,750
2	0,334	2,735
3	0,665	2,690
4	0,990	2,615
5	1,308	2,510
6	1,613	2,375
7	1,904	2,210
8	2,176	2,016
9	2,425	1,794
10	2,648	1,544
11	2,838	1,270
12	2,993	0,974
13	3,106	0,660
14	3,176	0,333
15	3,200	0,000

TE2 e TE2-R

Banzo Φ 76x2,0



Figura A.5 - Seccionamento das extremidades dos banzas Φ 76x2,0

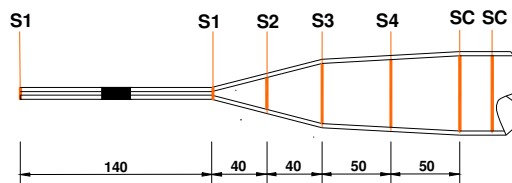


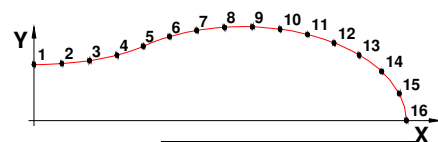
Figura A.6 - Seções dos banzas Φ 76x2,0

Seção 1 – reta



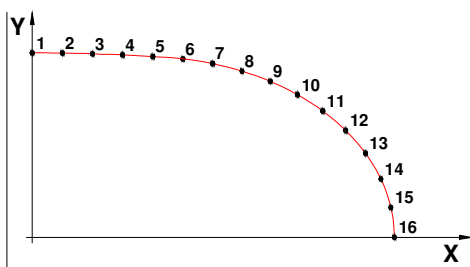
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,165
2	5,324	0,165
3	5,548	0,129
4	5,725	0,000

Seção 2



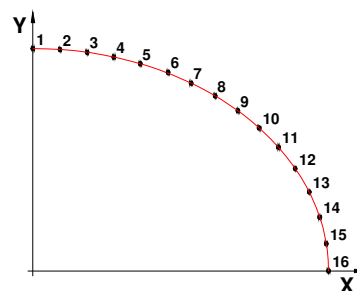
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,775
2	0,391	0,788
3	0,780	0,829
4	1,164	0,905
5	1,534	1,030
6	1,902	1,161
7	2,284	1,247
8	2,672	1,291
9	3,063	1,297
10	3,453	1,264
11	3,837	1,191
12	4,210	1,074
13	4,562	0,905
14	4,879	0,677
15	5,124	0,375
16	5,225	0,000

Seção 3



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,400
2	0,392	2,397
3	0,783	2,388
4	1,175	2,373
5	1,566	2,352
6	1,956	2,321
7	2,343	2,259
8	2,722	2,161
9	3,091	2,027
10	3,442	1,855
11	3,771	1,643
12	4,069	1,389
13	4,325	1,093
14	4,525	0,757
15	4,655	0,403
16	4,700	0,000

Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,200
2	0,393	3,186
3	0,784	3,146
4	1,172	3,077
5	1,553	2,981
6	1,926	2,856
7	2,288	2,702
8	2,635	2,519
9	2,965	2,304
10	3,272	2,058
11	3,550	1,781
12	3,794	1,473
13	3,996	1,135
14	4,148	0,773
15	4,243	0,392
16	4,275	0,000

Diagonal Φ 60x2,0

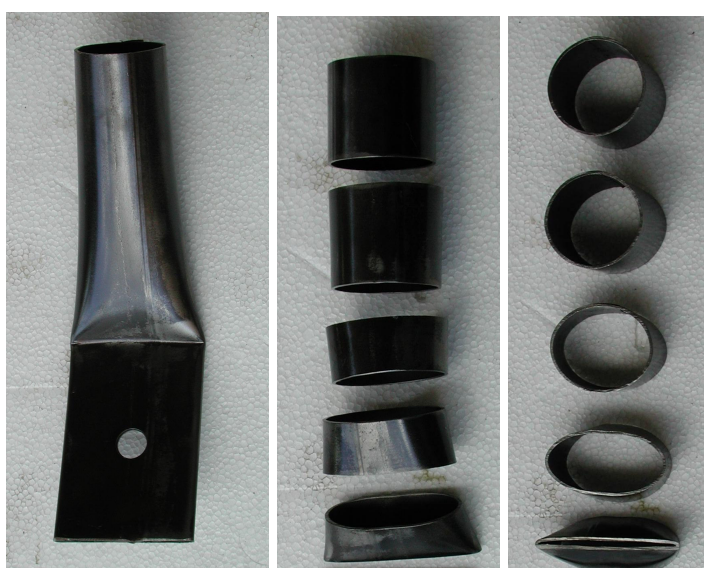


Figura A.7 - Seccionamento das extremidades das diagonais Φ 60x2,0

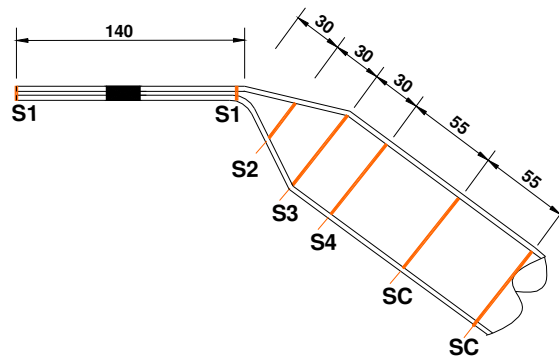
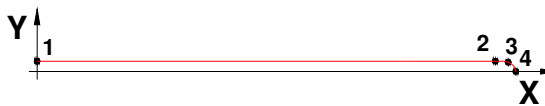


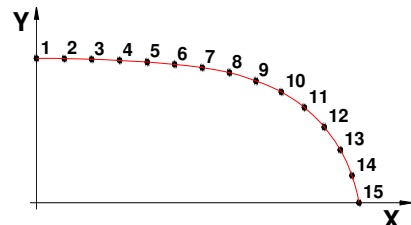
Figura A.8 - Seções das diagonais $\Phi 60 \times 2,0$

Seção 1 – reta



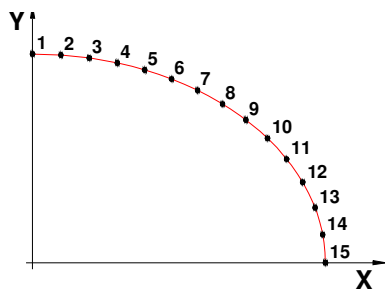
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,100
2	4,357	0,100
3	4,478	0,090
4	4,500	0,000

Seção 2

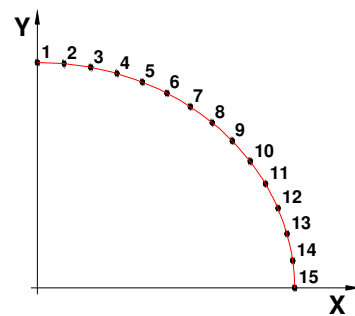


	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,724
2	0,337	1,721
3	0,674	1,713
4	1,010	1,700
5	1,347	1,681
6	1,683	1,653
7	2,017	1,614
8	2,349	1,554
9	2,671	1,455
10	2,980	1,323
11	3,261	1,139
12	3,503	0,904
13	3,698	0,631
14	3,840	0,326
15	3,925	0,000

Seção 3



Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,500
2	0,337	2,488
3	0,672	2,453
4	1,004	2,393
5	1,331	2,309
6	1,650	2,199
7	1,959	2,064
8	2,254	1,901
9	2,532	1,710
10	2,788	1,491
11	3,015	1,241
12	3,206	0,963
13	3,351	0,659
14	3,443	0,335
15	3,475	0,000

	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,750
2	0,334	2,735
3	0,665	2,690
4	0,990	2,615
5	1,308	2,510
6	1,613	2,375
7	1,904	2,210
8	2,176	2,016
9	2,425	1,794
10	2,648	1,544
11	2,838	1,270
12	2,993	0,974
13	3,106	0,660
14	3,176	0,333
15	3,200	0,000

Diagonal Φ 88x2,65

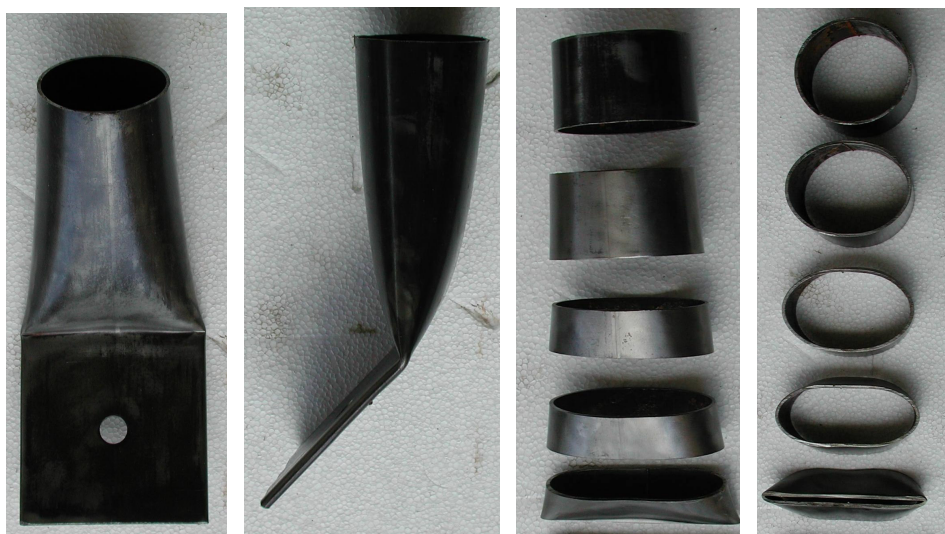


Figura A.9 - Seccionamento das extremidades das diagonais Φ 88x2,65

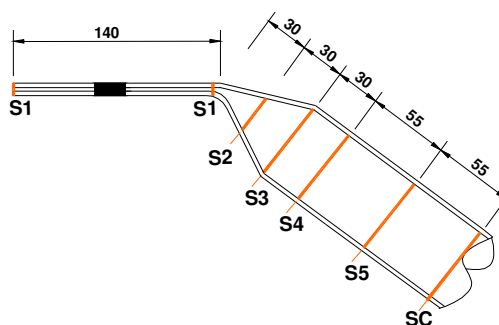


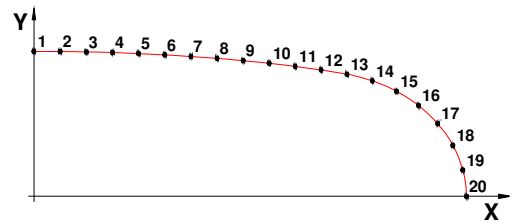
Figura A.10 - Seções das diagonais Φ 88x2,65

Seção 1 – reta



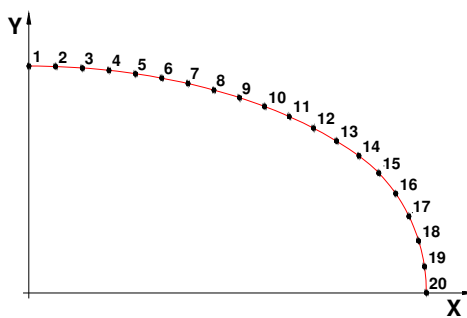
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,133
2	6,315	0,133
3	6,550	0,133
4	6,718	0,000

Seção 2



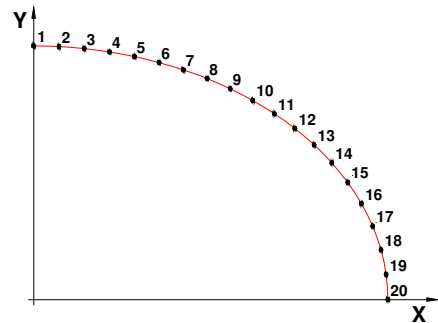
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,959
2	0,361	1,957
3	0,722	1,952
4	1,084	1,942
5	1,445	1,929
6	1,805	1,912
7	2,166	1,891
8	2,526	1,865
9	2,886	1,834
10	3,246	1,798
11	3,605	1,756
12	3,963	1,707
13	4,319	1,650
14	4,669	1,561
15	5,001	1,421
16	5,306	1,227
17	5,571	0,982
18	5,780	0,689
19	5,917	0,356
20	5,967	0,000

Seção 3



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,124
2	0,363	3,117
3	0,725	3,097
4	1,087	3,065
5	1,447	3,018
6	1,805	2,958
7	2,160	2,884

Seção 4

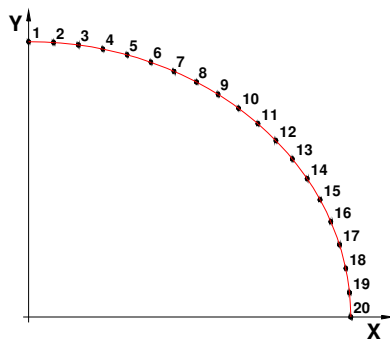


	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,604
2	0,357	3,595
3	0,714	3,567
4	1,068	3,520
5	1,420	3,455
6	1,767	3,370
7	2,109	3,266

	X (cm)	Y (cm)
8	2,511	2,794
9	2,859	2,689
10	3,201	2,567
11	3,536	2,428
12	3,863	2,269
13	4,178	2,090
14	4,480	1,889
15	4,752	1,650
16	4,980	1,368
17	5,161	1,053
18	5,292	0,715
19	5,371	0,362
20	5,399	0,000

	X (cm)	Y (cm)
8	2,445	3,141
9	2,771	2,996
10	3,088	2,830
11	3,392	2,642
12	3,681	2,432
13	3,953	2,199
14	4,202	1,944
15	4,426	1,665
16	4,620	1,364
17	4,778	1,044
18	4,895	0,706
19	4,968	0,356
20	4,993	0,000

Seção 5



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	4,018
2	0,357	4,006
3	0,712	3,970
4	1,065	3,910
5	1,412	3,826
6	1,752	3,718
7	2,084	3,585
8	2,406	3,430
9	2,715	3,250
10	3,009	3,048
11	3,287	2,822
12	3,544	2,575
13	3,781	2,307
14	3,992	2,019
15	4,177	1,713
16	4,332	1,391
17	4,455	1,056
18	4,545	0,710
19	4,599	0,357
20	4,618	0,000

Nó de aço

A seguir são apresentadas as fotos do seccionamento das barras e as coordenadas dos pontos utilizados no levantamento das seções. A treliça com nó de aço foi denominada TE4.

Banzo Φ 76x2,0

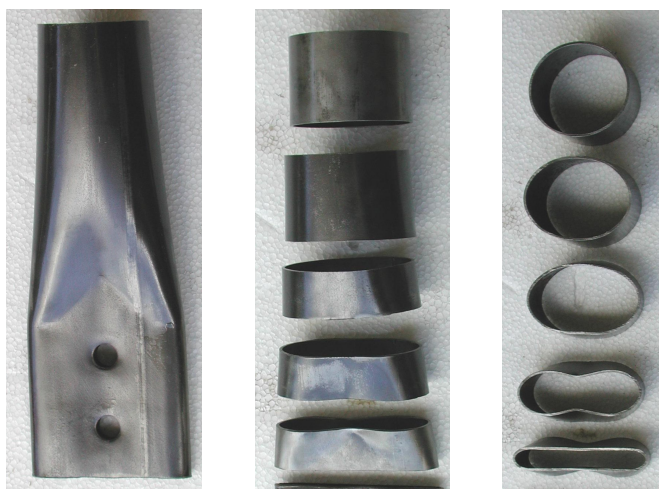


Figura A.11 - Seccionamento das extremidades dos banzas Φ 76x2,0

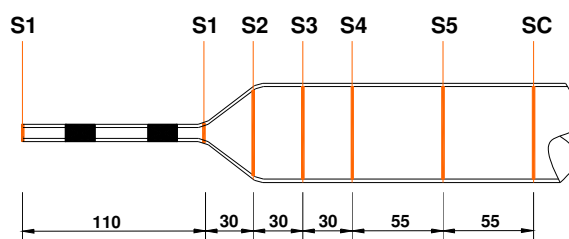
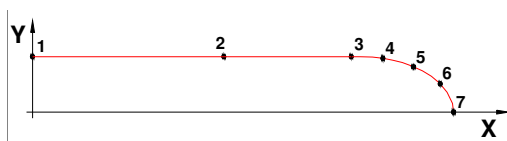


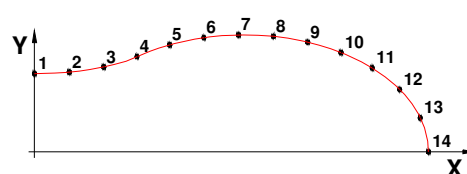
Figura A.12 - Seções dos banzas Φ 76x2,0

Seção 1 – reta



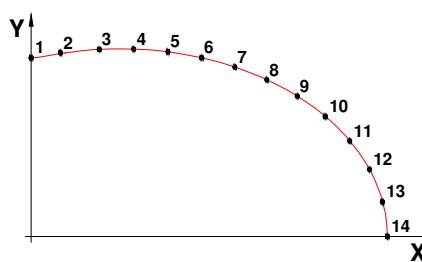
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,718
2	2,500	0,718
3	4,162	0,718
4	4,577	0,697
5	4,976	0,587
6	5,325	0,366
7	5,500	0,000

Seção 2



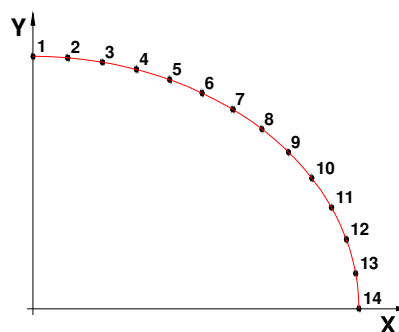
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,000
2	0,450	1,020
3	0,897	1,085
4	1,327	1,217
5	1,752	1,367
6	2,193	1,459
7	2,642	1,493
8	3,093	1,476
9	3,537	1,402
10	3,968	1,269
11	4,373	1,072
12	4,728	0,796
13	4,993	0,434
14	5,100	0,000

Seção 3



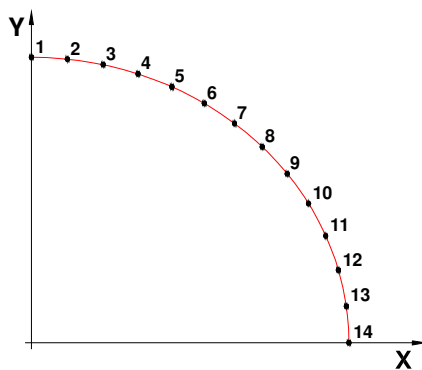
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,285
2	0,444	2,349
3	0,890	2,393
4	1,338	2,398
5	1,785	2,363
6	2,227	2,286
7	2,660	2,168
8	3,077	2,005
9	3,474	1,796
10	3,840	1,536
11	4,159	1,223
12	4,425	0,843
13	4,586	0,442
14	4,650	0,000

Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,239
2	0,454	3,220
3	0,905	3,165
4	1,349	3,071
5	1,784	2,939
6	2,205	2,768
7	2,607	2,557
8	2,985	2,305
9	3,331	2,010
10	3,637	1,675
11	3,892	1,299
12	4,086	0,889
13	4,208	0,452
14	4,250	0,000

Seção 5



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,482
2	0,449	3,460
3	0,893	3,392
4	1,328	3,280
5	1,749	3,122
6	2,150	2,921
7	2,527	2,676
8	2,873	2,390
9	3,182	2,063
10	3,447	1,701
11	3,661	1,306
12	3,820	0,886
13	3,917	0,448
14	3,950	0,000

Diagonal $\Phi 60 \times 2,0$

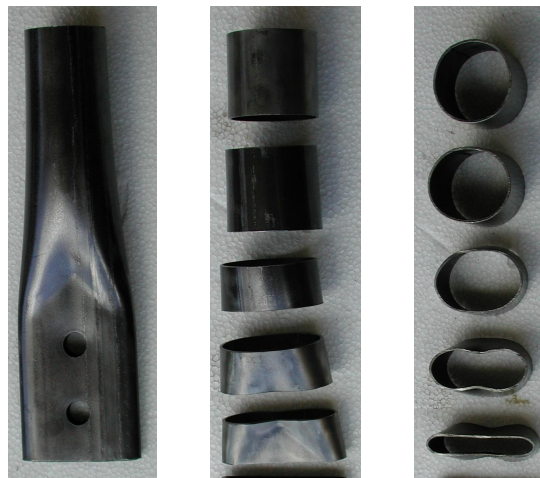


Figura A.13 - Seccionamento das extremidades das diagonais $\Phi 60 \times 2,0$

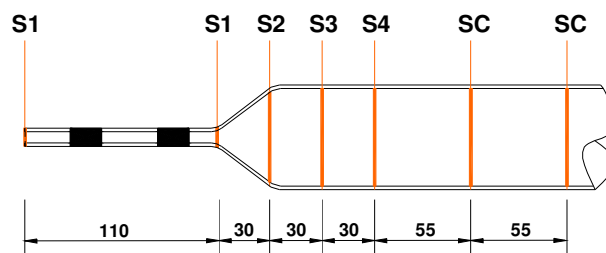
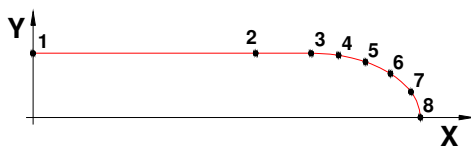


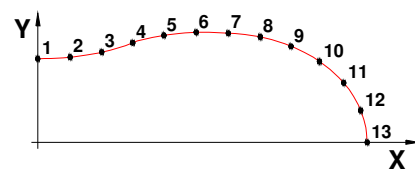
Figura A.14 - Seções das diagonais $\Phi 60 \times 2,0$

Seção 1 – reta



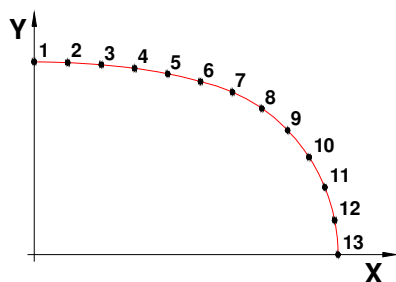
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,718
2	2,500	0,718
3	3,121	0,718
4	3,430	0,696
5	3,732	0,622
6	4,012	0,491
7	4,243	0,286
8	4,348	0,000

Seção 2



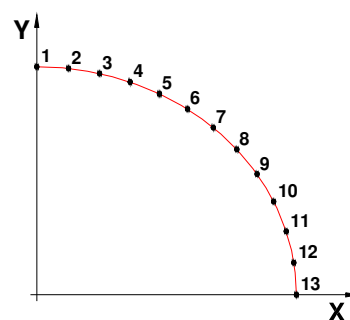
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,002
2	0,391	1,021
3	0,777	1,081
4	1,152	1,193
5	1,532	1,282
6	1,922	1,318
7	2,312	1,307
8	2,702	1,263
9	3,076	1,151
10	3,422	0,968
11	3,716	0,712
12	3,923	0,381
13	4,000	0,000

Seção 3



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,172
2	0,389	2,163
3	0,777	2,140
4	1,164	2,099
5	1,548	2,036
6	1,927	1,950
7	2,297	1,832
8	2,638	1,647
9	2,938	1,399
10	3,184	1,099
11	3,369	0,758
12	3,481	0,386
13	3,521	0,000

Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,750
2	0,389	2,730
3	0,774	2,668
4	1,150	2,566
5	1,513	2,423
6	1,857	2,239
7	2,176	2,016
8	2,464	1,754
9	2,715	1,455
10	2,920	1,124
11	3,073	0,766
12	3,168	0,388
13	3,200	0,000

Diagonal Φ 88x2,65

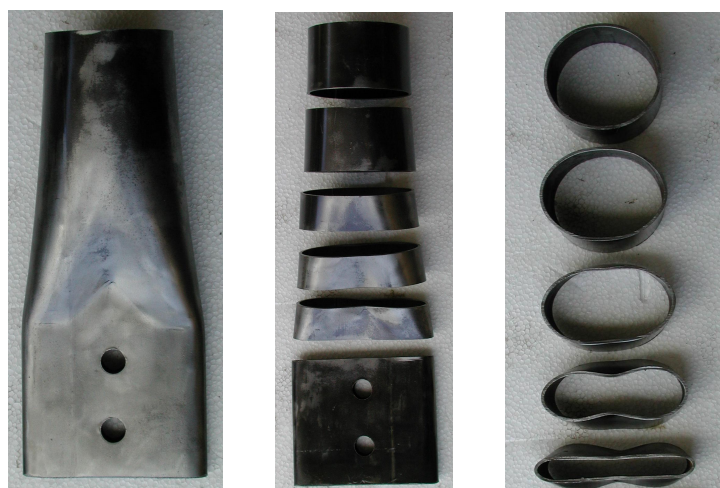


Figura A.15 - Seccionamento das extremidades das diagonais Φ 88x2,65

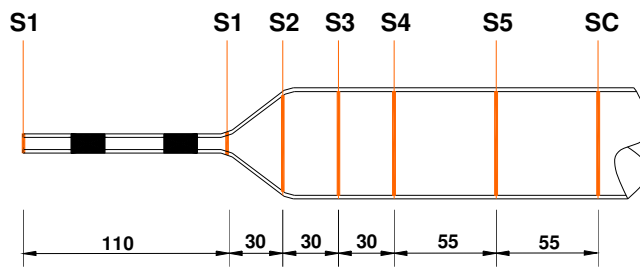
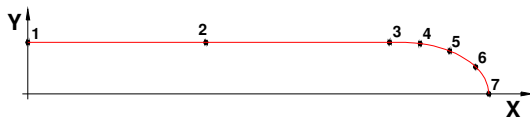


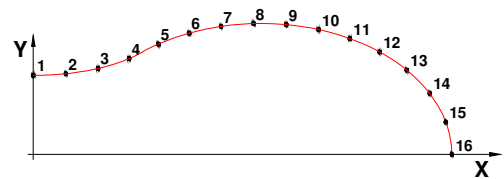
Figura A.16 - Seções das diagonais $\Phi 88 \times 2,65$

Seção 1 – reta



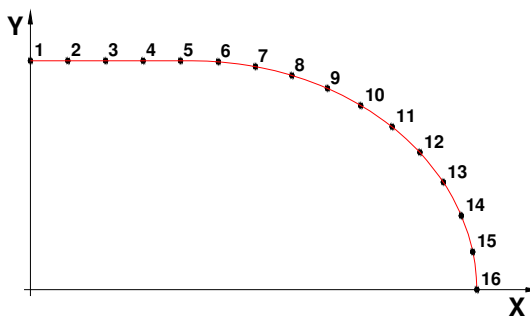
	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	0,718
2	2,500	0,718
3	5,080	0,718
4	5,509	0,702
5	5,925	0,598
6	6,290	0,376
7	6,475	0,000

Seção 2

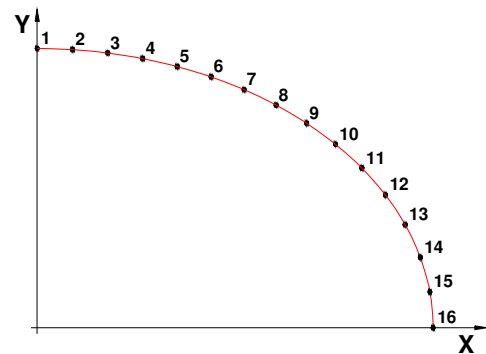


	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	1,114
2	0,465	1,137
3	0,925	1,211
4	1,368	1,351
5	1,787	1,555
6	2,226	1,710
7	2,681	1,805
8	3,145	1,845
9	3,611	1,830
10	4,071	1,760
11	4,519	1,633
12	4,944	1,445
13	5,332	1,188
14	5,660	0,859
15	5,888	0,455
16	5,975	0,000

Seção 3



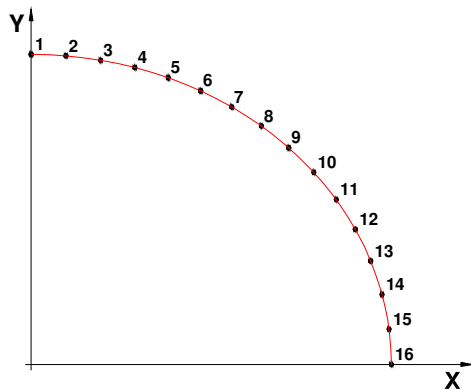
Seção 4



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	2,789
2	0,465	2,789
3	0,930	2,789
4	1,395	2,789
5	1,860	2,789
6	2,325	2,777
7	2,786	2,718
8	3,238	2,611
9	3,675	2,453
10	4,090	2,244
11	4,475	1,984
12	4,820	1,673
13	5,110	1,310
14	5,333	0,903
15	5,476	0,462
16	5,525	0,000

	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,517
2	0,453	3,503
3	0,905	3,461
4	1,353	3,390
5	1,795	3,290
6	2,229	3,159
7	2,653	2,998
8	3,062	2,803
9	3,454	2,575
10	3,823	2,311
11	4,162	2,011
12	4,463	1,672
13	4,717	1,296
14	4,910	0,887
15	5,033	0,451
16	5,075	0,000

Seção 5



	X (cm)	Y (cm)
1	0,000	3,991
2	0,455	3,972
3	0,907	3,916
4	1,353	3,822
5	1,790	3,690
6	2,213	3,521
7	2,618	3,314
8	3,003	3,070
9	3,362	2,789
10	3,689	2,472
11	3,980	2,122
12	4,229	1,740
13	4,431	1,332
14	4,579	0,901
15	4,669	0,454
16	4,700	0,000

Nó com chapa de ponteira

A seguir são apresentadas as coordenadas dos pontos utilizados no lançamento das extremidades das barras. A treliça com nó com chapa de ponteira foi denominada TE5.

Banzo Φ 76x2,0

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
0,000	0,000	0,718
1,000	0,000	0,718
6,000	0,000	0,718
12,000	0,000	0,718
19,500	0,000	0,718
0,000	2,500	0,718
1,000	2,500	0,718
2,500	2,500	0,718
3,500	2,500	0,718
0,000	0,000	0,718

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
6,000	2,500	0,718
8,500	2,500	0,718
11,000	2,500	0,718
12,000	2,500	0,718
19,500	2,500	0,718
2,500	5,000	0,718
3,500	5,000	0,718
6,000	5,000	0,718
8,500	5,000	0,718
11,000	5,000	0,718

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
12,000	5,000	0,718
19,500	5,000	0,718
2,500	3,630	0,718
3,500	3,630	0,718
6,000	3,630	0,718
8,500	3,630	0,718
11,000	3,630	0,718
12,000	3,630	0,718
19,500	3,630	0,718
12,000	5,000	0,718

Diagonal Φ 60x2,0

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
0,000	0,000	0,718
1,000	0,000	0,718
6,000	0,000	0,718
12,000	0,000	0,718
19,500	0,000	0,718
0,000	2,500	0,718
1,000	2,500	0,718
2,500	2,500	0,718
3,500	2,500	0,718
6,000	2,500	0,718
8,500	2,500	0,718
11,000	2,500	0,718
12,000	2,500	0,718
19,500	2,500	0,718

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
2,500	5,000	0,718
3,500	5,000	0,718
6,000	5,000	0,718
8,500	5,000	0,718
11,000	5,000	0,718
12,000	5,000	0,718
19,500	5,000	0,718
2,500	3,630	0,718
3,500	3,630	0,718
6,000	3,630	0,718
8,500	3,630	0,718
11,000	3,630	0,718
12,000	3,630	0,718
19,500	3,630	0,718

Diagonal Φ 88x2,65

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
0,000	0,000	0,718
1,000	0,000	0,718
6,000	0,000	0,718
12,000	0,000	0,718
19,500	0,000	0,718
0,000	2,500	0,718
1,000	2,500	0,718
2,500	2,500	0,718
3,500	2,500	0,718
6,000	2,500	0,718
8,500	2,500	0,718
11,000	2,500	0,718
12,000	2,500	0,718
19,500	2,500	0,718

X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
2,500	5,000	0,718
3,500	5,000	0,718
6,000	5,000	0,718
8,500	5,000	0,718
11,000	5,000	0,718
12,000	5,000	0,718
19,500	5,000	0,718
2,500	4,207	0,718
3,500	4,207	0,718
6,000	4,207	0,718
8,500	4,207	0,718
11,000	4,207	0,718
12,000	4,207	0,718
19,500	4,207	0,718