



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

# **ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UM GALPÃO METÁLICO DEVIDO À AÇÃO DO VENTO**

DAVI FERREIRA LEITE  
MATRÍCULA: 11121230

João Pessoa – PB  
22 de novembro de 2016

DAVI FERREIRA LEITE

## **ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UM GALPÃO METÁLICO DEVIDO À AÇÃO DO VENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Campus João Pessoa, em cumprimento às exigências do curso para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador:** Prof. Givanildo Alves de Azeredo, DSc.

João Pessoa – PB

22 de novembro de 2016

L533a Leite, Davi Ferreira  
Análise dos Esforços Atuantes em um Galpão Metálico  
Devido à Ação do Vento./ Davi Ferreira Leite. – João Pessoa:  
UFPB, 2016.

128.il.:

Orientador: Profª Prof. Givanildo Alves de Azeredo, DSc.

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil)  
CGEC / Universidade Federal da Paraíba. Campus I - Centro  
de Tecnologia.

1. Galpão Metálico. 2. Coberta Metálica. 3. Telha Metálica.  
4. Sucção do Vento. I. Título

UFPB/BS/CT

CDU: 2ed. 669.018.25 (043)

## FOLHA DE APROVAÇÃO

**DAVI FERREIRA LEITE**

### **ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UM GALPÃO METÁLICO DEVIDO À AÇÃO DO VENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso em 22/11/2016 perante a seguinte Comissão Julgadora:



Prof. Givanildo Alves de Azeredo, DSc.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Carlos Antônio Taurino de Lucena, MSc.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

C. Taurino de Lucena  
Aprovado



Prof. Primo Fernandes Filho, DSc.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga  
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Profª Ana Cláudia F. Medeiros Braga  
Coordenadora - CCGEC  
SIAPE 1668619



## DEDICATÓRIO

*Dedico este trabalho final de curso principalmente a Deus por ter me concedido saúde, motivação, sorte, sabedoria e coragem para estar realizando um dos meus sonhos, ser engenheiro civil.*

*A Jesus Cristo e Nossa Senhora que nos momentos difíceis que passasse, interiorizando-se, tenho eles a vir me confortar espiritualmente, desengessar minhas ideias, abençoar minhas intuições e renovar minha força diante das barreiras.*

*Também o dedico a minha Mãe, Dona Francisca e ao meu Pai, Seu Francisco, verdadeiros guerreiros e sábios conselheiros. Aqui para eles deixo esta frase: “A vitória não é apenas de um jogador, mas sim de todo o time”.*

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por ter me concedido saúde, motivação, sorte, sabedoria e coragem para cursar engenharia civil. Agradeço também à minha família, meu pai, seu Francisco, e minha mãe, dona Francisca, que me ajudaram ao máximo durante estes anos estudando na UFPB.

Venho aqui reconhecer também, todo o esforço dos professores e funcionários da Universidade Federal da Paraíba para formar além de bons profissionais, um cidadão com caráter, cada estudante que passa por esta instituição.

Agradeço ao professor Givanildo, pelas dúvidas tiradas e pelo tempo que prestou esclarecimentos sobre o desenvolvimento do trabalho, e à Coordenadora Ana Cláudia, que foi bastante prestativa.

Obrigado também aos profissionais e empresas que me deram a oportunidade de ganhar experiência e maturidade profissional, trabalhando e acreditando no nosso compromisso, cito aqui: Empresa Andrade Galvão, onde estagiei com os engenheiros Olávo dos Anjo (UFAL) e Priscila Fernandes (UFBA); Escritório de Projetos Estruturais e de Instalações com os engenheiros Diogenes Soares (UFPB) e Rafaella Marinho (UFPB); e na Ecomax, empresa onde trabalhei com o engenheiro Eduardo César (UFPB), a tecnóloga Jean Karla (IFPB), a técnica Sue Ellen (IFPB) e o mestre Ivanildo Ferreira. Estes foram os profissionais que convivi durante bom tempo e pude aprender uma gama de conhecimentos prático e técnicos, indo além dos muros da universidade, e não ficando apenas na teoria da sala. Além desses aqui pronunciados, também agradeço a todos demais que tive contado durante meus estágios.

Obrigado pela força aos companheiros de curso como Leidson Alisson, Lucas Araújo, Vicente Pessoa, Phillipe Alexandre, Bruno Cavalcanti, Jubemar, Sávio Pedro, Allan Lacerda, Emerson Freitas, Luis Henrique, Natália Pires, Hyago Timóteo, Max Bruno, Caio Rodolpho entre outros, que se mostraram amigos não só nos bons momentos, mas nos difíceis também.

*Quando se tem um sonho, tente  
Se não conseguir de primeira, tente outra,  
Tente uma, tente duas, tente três e continue tentando...  
Até você conseguir! Amigo, ninguém é perfeito,  
Temos este defeito de errar,  
Mas temos esta qualidade enorme de aprender com os erros...  
Errar não é um sinal que você não vai conseguir,  
E sim uma nova oportunidade de acertar, recorrendo-se.  
Diga: sou capaz, foi difícil, mas não impossível.  
[Do Autor].*

**Resumo**

LEITE, D. F. **Análise dos Esforços atuantes em um Galpão Metálico devido à ação do vento**. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2016, 128 p.

*Os galpões metálicos são estruturas comumente utilizadas para estabelecimentos comerciais, industriais e armazenamento de produtos, após o processo de fabricação. Estas edificações industriais são submetidas a cargas permanentes e variáveis, estas últimas devido às ações acidentais e às ações do vento sobre os seus planos de fechamento, lateral e cobertura, sobre efeito de sobrepressão e sucção. Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento dos galpões industriais sob efeito da sucção devido à ação do vento, considerando este carregamento variável atuando como carregamento estático de acordo com a ABNT NBR 6123/1988 e considerações de cálculo, analisando-se quatro diferentes modelações, as quais se diferenciam na amarração das telhas metálicas com a estrutura do plano da coberta em auxílio do software ANSYS Mechanical APDL®.*

*Os esforços resultantes da sucção do vento se alteram à maneira que a configuração da amarração das telhas no plano da cobertura varia. De acordo com a ABNT NBR 8800/2008, para as situações analisadas, comparou-se se o mesmo perfil metálico indicado para um elemento atenderia às variações entre os esforços, verificando também os deslocamentos do pórtico principal e das terças, e dimensionou-se as ligações parafusadas.*

**Palavras-chave:** Galpão Metálico, Coberta Metálica, Telha Metálica, Sucção do Vento.

**Abstract**

LEITE, D. F. **Analysis of stresses in a Steel Frame Structure due to wind action.** Graduation Final Project. Graduation in Civil Engineering - Federal University of Paraíba. João Pessoa, 2016, 128 p.

*Steel frame structures are commonly used for commercial, industrial and warehousing facilities. Those buildings are subjected to permanent and variable loads. These latter loads are due to accidental and wind actions in their closing plans, lateral walls and roof, under overpressure and suction effect.*

*This work presents a study on the behavior of steel sheds under the wind effect, considering this variable load acting as a static load, according to ABNT NBR 6123/1988. The presented calculation analyzes four different models, which differ in tile roof structure attachment. The analysis was performed on ANSYS Mechanical APDL®.*

*The stress produced by wind suction varies with the configuration of the tile roof structure attachment. According to ABNT NBR 8800/2008, for the situations analyzed, it was compared if the same metal profile indicated for an element would meet the variations between the stresses. Additionally, the displacements of the main frame and troughs were checked, and screwed connections were designed.*

**Keywords:** Steel Frame Structure, Steel Roofing, Metal Roofing Tiles, Wind Suction.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Esquema estrutural de um galpão metálico.....	22
FIGURA 2 – Sistema portante principal de um galpão metálico.....	23
FIGURA 3 - Sistema de contraventamento da cobertura.....	23
FIGURA 4 – Terça sobre efeito da ação da gravidade e da sucção do vento.....	24
FIGURA 5 - Influência na forma do fluxo das pressões.....	25
FIGURA 6 - Árvore natalina na cidade de João Pessoa.....	27
FIGURA 7 - Fluxograma sobre o desenvolvimento do trabalho.....	29
FIGURA 8 - Ilustração do galpão metálico do estudo de caso do trabalho.....	31
FIGURA 9 – Esquema construtivo do galpão metálico.....	32
FIGURA 10 - Esquema do módulo intermediário do galpão metálico.....	33
FIGURA 11 - Esquema do módulo externo do galpão metálico.....	33
FIGURA 12 - Esquema do galpão metálico com dimensões.....	34
FIGURA 13 - Vista superior do módulo do galpão metálico.....	34
FIGURA 14 - Isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.....	35
FIGURA 15 - Inserir as propriedades dos materiais no ANSYS.....	42
FIGURA 16 - Inserir os elementos <i>Beam 188</i> e <i>Link 180</i> no ANSYS.....	43
FIGURA 17 - Inserindo as seções para o elemento <i>Beam 188</i> no ANSYS.....	44
FIGURA 18 – Inserindo as constantes reais para o elemento <i>Link180</i> no ANSYS.....	45
FIGURA 19 - Inserindo os nós da estrutura no ANSYS.....	46
FIGURA 20 - Inserindo os elementos da estrutura no ANSYS.....	47
FIGURA 21 - Inserindo os elementos da estrutura pela barra de comandos no ANSYS.....	47
FIGURA 22 – Inserindo as condições de vínculo da estrutura no ANSYS.....	48
FIGURA 23 – Aplicando a ação da gravidade no ANSYS.....	49
FIGURA 24 – Aplicação das forças concentradas nos nós no ANSYS.....	50
FIGURA 25 – Salvando o tipo de carregamento sobre a estrutura no ANSYS.....	50
FIGURA 26 – Determinando tipo de análise a ser realizada no ANSYS.....	51
FIGURA 27 – Realizando <i>solver</i> do sistema estrutural no ANSYS.....	52
FIGURA 28 - Inserindo as opções de diagramas de esforços no ANSYS.....	52
FIGURA 29 – Item e sequência dos números para análise de resultados da <i>BEAM 188</i> no ANSYS.....	53
FIGURA 30 – Exibindo os digramas de esforços solicitantes no ANSYS.....	54
FIGURA 31 – Exibindo os esforços máximo solicitados pela estrutura no ANSYS.....	55
FIGURA 32 - Área de contribuição para composição do carregamento devido à ação do vento.....	56
FIGURA 33 – Dimensões da telha TMTTP 25.....	57
FIGURA 34 – Esquema da amarração da TMTTP 25 em 1,20x0,90 para a situação de cálculo I.....	58
FIGURA 35 – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada I.....	58
FIGURA 36 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada I.....	59
FIGURA 37 – Diagrama de esforço normal para a situação analisada I.....	59
FIGURA 38 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada I.....	60
FIGURA 39 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada I.....	60
FIGURA 40 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada I.....	61
FIGURA 41 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada I.....	61
FIGURA 42 – Esforço cortante máximo para a situação analisada I.....	62
FIGURA 43 – Momento fletor máximo para a situação analisada I.....	62

FIGURA 44 – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo II. ....	63
FIGURA 45 – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada II. ....	64
FIGURA 46 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada II. ....	65
FIGURA 47 – Diagrama de esforço normal para a situação analisada II. ....	65
FIGURA 48 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada II. ....	66
FIGURA 49 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada II. ....	66
FIGURA 50 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada II. ....	67
FIGURA 51 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada II. ....	67
FIGURA 52 – Esforço cortante máximo para a situação analisada II. ....	68
FIGURA 53 – Momento fletor máximo para a situação analisada II. ....	68
FIGURA 54 – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo III. ....	69
FIGURA 55 – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada III. ....	70
FIGURA 56 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada III. ....	71
FIGURA 57 – Diagrama de esforço normal para a situação analisada III. ....	71
FIGURA 58 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada III. ....	72
FIGURA 59 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada III. ....	72
FIGURA 60 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada III. ....	73
FIGURA 61 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada III. ....	73
FIGURA 62 – Esforço cortante máximo para a situação analisada III. ....	74
FIGURA 63 – Momento fletor máximo para a situação analisada III. ....	74
FIGURA 64 – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo IV. ....	75
FIGURA 65 – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada IV. ....	76
FIGURA 66 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada IV. ....	77
FIGURA 67 – Diagrama de esforço normal para a situação analisada IV. ....	77
FIGURA 68 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada IV. ....	78
FIGURA 69 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada IV. ....	78
FIGURA 70 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada IV. ....	79
FIGURA 71 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada IV. ....	79
FIGURA 72 – Esforço cortante máximo para a situação analisada IV. ....	80
FIGURA 73 – Momento fletor máximo para a situação analisada IV. ....	80
FIGURA 74 – Esquema da amarração da TMTP 25 em 1,20x0,90 para análise da sobrepessão. ....	82
FIGURA 75 – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação de sobrepessão. ....	82
FIGURA 76 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação de sobrepessão. ....	83
FIGURA 77 – Diagrama de esforço normal para a situação de sobrepessão. ....	83
FIGURA 78 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação de sobrepessão. ....	84
FIGURA 79 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação de sobrepessão. ....	84

FIGURA 80 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação de sobrepressão. ....	85
FIGURA 81 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação de sobrepressão. ....	85
FIGURA 82 – Esforço cortante máximo para a situação de sobrepressão.....	86
FIGURA 83 – Momento fletor máximo para a situação de sobrepressão.....	86
FIGURA 84 - Esquema do espaçamento das terças sobre a viga principal. ....	101
FIGURA 85 – Esquema de ligação parafusada entre coluna e viga principal. ....	117



## LISTA DE TABELAS

TABELA 1- Categorias relativas à rugosidade do terreno.....	36
TABELA 2- Classificação das classes das edificações.....	36
TABELA 3 - Valores do fator S2.....	37
TABELA 4 - Valores mínimos estatístico para S3.....	38
TABELA 5 - Ações variáveis consideradas separadamente.....	39
TABELA 6 - Ações variáveis consideradas conjuntamente <sup>1)</sup> .....	39
TABELA 7 - Sobrecargas admissíveis para a telha TMTP 25.....	57
TABELA 8 - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo I.....	63
TABELA 9 - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo II.....	69
TABELA 10 - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo III.....	75
TABELA 11 - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo IV.....	81
TABELA 12 - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de sobrepressão. .....	87
TABELA 13 – Esforços máximos solicitados no pórtico principal por cada situação analisada sobre efeito de sucção do vento.....	87
TABELA 14 – Esforços máximos solicitados no pórtico principal para a situação sobre efeito de sobrepressão do vento.....	88
TABELA 15 - Valores limites $(b/t)_{min}$ .....	90
TABELA 16 – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.....	93
TABELA 17 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências.....	94
TABELA 18 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.....	95
TABELA 19 – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as colunas diante as situações analisadas.....	100
TABELA 20 – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as vigas principais diante das situações analisadas.....	106
TABELA 21 – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as vigas principais diante a situações de sobrepressão. .....	107
TABELA 22 – Esforços máximos solicitados nas terças por cada situação analisada sobre efeito de sucção do vento.....	107
TABELA 23 – Verificação quanto á combinação de esforços de momento fletor para a utilização do perfil U 152x15,6 para as terças diante das situações analisadas.....	113
TABELA 24 – Deslocamentos máximos.....	114
TABELA 25 – Deslocamentos máximos para as situações analisadas.....	115
TABELA 26 – Deslocamentos máximos para as situações analisadas.....	116
TABELA 27 – Esforços solicitantes na ligação coluna e viga principal para cada situação analisada.....	118
TABELA 28 - Esforços solicitantes na ligação coluna e viga principal para a situação sobre efeito de sobrepressão do vento.....	118
TABELA 29 – Quantidade e bitola dos parafusos utilizados na ligação de cada situação analisada.....	119
TABELA 30 - Quantidade e bitola dos parafusos utilizados na ligação da situação sobre efeito de sobrepressão do vento.....	120

**LISTA DE GRÁFICOS**

GRÁFICO 1 – Análise dos esforços solicitantes na coluna para cada situação analisada e os resistentes para o perfil verificado.....	121
GRÁFICO 2 – Análise dos esforços solicitantes na viga principal para cada situação analisada e os resistentes para o perfil verificado. ....	122
GRÁFICO 3 - Análise dos esforços solicitantes na conexão diagonal para cada situação analisada. ....	123
GRÁFICO 4 - Análise dos esforços solicitantes nas terças para cada situação analisada e resistente pelo perfil verificado. ....	124
GRÁFICO 5 – Deslocamento nas terças para cada situação analisada e a permitida em norma. ....	124
GRÁFICO 6 – Deslocamento verticais e horizontais no pórtico principal cada situação analisada e a permitida em norma. ....	125
GRÁFICO 7 – Esforços na ligação entre a coluna e a viga principal para cada situação analisada. ....	126

**LISTA DE NOTAÇÕES**

- A – Área de contribuição que atua a ação do vento.  
A<sub>ef</sub> – Área efetiva do perfil.  
A<sub>g</sub> – Área bruta do perfil.  
C<sub>b</sub> – Fator de modificação para diagramas não uniformes.  
C<sub>e</sub> – Coeficiente de forma externo.  
C<sub>i</sub> – Coeficiente de forma interno.  
C<sub>p</sub> – Ângulo de incidência do vento.  
C<sub>w</sub> – Constante de empenamento da seção transversal.  
E – Módulo de elasticidade longitudinal do aço.  
F – Força equivalente à ação do vento.  
F<sub>Qi,k</sub> – Carregamento devido à ação acidental de sobrecarga na estrutura.  
F<sub>D,uti</sub> – Carregamento devido a combinação das ações de utilização;  
F<sub>G,k</sub> – Carregamento devido às ações permanentes;  
F<sub>Q,k</sub> – Carregamento devido às ações variáveis (vento e carga acidental);  
I<sub>x</sub> – Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x.  
I<sub>y</sub> – Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y.  
I<sub>t</sub> ou J – Momento de inércia à torção uniforme.  
G – Módulo de elasticidade transversal do aço.  
L – Comprimento do elemento ou tramo destravado.  
M – Momento fletor na seção.  
M<sub>cr</sub> – Momento resistente crítico.  
M<sub>pl</sub> – Momento de plastificação da seção.  
M<sub>Rd</sub> – Momento resistente de cálculo.  
N – Número de pontos referente as amarrações das telhas no plano da cobertura; esforço normal.  
N<sub>e</sub> – Carga resistente por flambagem elástica.  
N<sub>c,Rd</sub> – Carga resistente de compressão de cálculo.  
S<sub>1</sub> – Fator que depende da topografia do terreno.  
S<sub>2</sub> – Fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e da altura sobre o terreno.  
S<sub>3</sub> – Fator que depende do tipo de ocupação da edificação.  
Q – Fator de redução da resistência devido a flambagem local.  
V – Velocidade do vento; esforço cortante.  
V<sub>K</sub> – Velocidade característica do vento.  
V<sub>0</sub> – Velocidade básica.  
V<sub>pl</sub> – Cortante de plastificação.  
V<sub>Rd</sub> – Cortante resistente de cálculo.  
Z – Módulo de resistência plástico.
-

---

$b_{ef}$  – largura efetiva.  
 $b_f$  – largura da mesa do perfil.  
 $d$  – distância; altura; diâmetro do parafuso.  
 $f_y$  – Tensão limite do escoamento do aço, também definida como resistência ao escoamento do material.  
 $h_c$  – Altura do perfil da coluna por pré-dimensionamento.  
 $h_v$  – Altura do perfil da viga por pré-dimensionamento.  
 $h_w$  – Altura da alma do perfil.  
 $p$  – Pressão dinâmica devido à ação do vento segundo o Teorema de Bernoulli.  
 $q$  – Pressão dinâmica devido à ação do vento segundo a NBR 6123/1988.  
 $r_x$  – raio de giração em relação ao eixo x.  
 $r_y$  – raio de giração em relação ao eixo y.  
 $r_o$  – raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.  
 $t_w$  – Espessura da alma do perfil.  
 $t_f$  – Espessura da mesa do perfil.

---

$\rho$  – Massa específica do ar.  
 $\gamma_f$  – Coeficiente de majoração do carregamento.  
 $\gamma_{a1}$  – Coeficiente de ponderação por escoamento, flambagem e instabilidade.  
 $\gamma_{a2}$  – Coeficiente de ponderação por ruptura.  
 $\lambda_0$  – Índice de esbeltez reduzido.  
 $\lambda_{FLT}$  – Índice de esbeltez correspondente à flambagem local com torção.  
 $\lambda_p$  – Índice de esbeltez correspondente ao início da plastificação.  
 $\lambda_r$  – Índice de esbeltez correspondente ao início do escoamento.  
 $\nu$  – Coeficiente de Poisson do aço.  
 $\chi$  – Fator de resistência associado a compressão.  
 $\sigma$  – Tensão crítica que pode atuar no elemento.  
 $\sigma_r$  – Tensão residual de escoamento.  
 $\psi_{2j}$  – Fator de combinação das cargas variáveis;

---

## LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.  
 AR – Aço de alta resistência.  
 CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço.  
 IABr – Instituto Aço Brasil.  
 MR – Aço de média resistência.  
 NBR – Norma Brasileira Regulamentadora.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	Justificativa .....	20
1.2	Objetivo Geral.....	21
1.3	Objetivos Específicos .....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
3	METODOLOGIA.....	29
4	ESTUDO DE CASO .....	31
4.1	Modelo do Sistema Estrutural.....	31
4.2	Composição do Carregamento atuante devido à ação do Vento segundo a ABNT NBR 6123/1988.....	34
4.2.1	<i>Velocidade básica (<math>V_0</math>)</i> .....	35
4.2.2	<i>Fator Topográfico (<math>S_1</math>)</i> .....	36
4.2.3	<i>Fator (<math>S_2</math>)</i> .....	36
4.2.4	<i>Fator (<math>S_3</math>)</i> .....	38
4.2.5	<i>Velocidade Característica (<math>V_k</math>)</i> .....	38
4.2.6	<i>Pressão Dinâmica</i> .....	38
4.2.7	<i>Coeficiente de Majoração da Carga do Vento</i> .....	39
4.3	Ação Acidental na Coberta .....	40
4.4	Obtenção dos Esforços no ANSYS Mechanical APDL® .....	40
4.4.1	<i>Preferências do ANSYS Mechanical APDL®</i> .....	41
4.4.2	<i>Definição do Material</i> .....	41
4.4.3	<i>Definição dos Elementos</i> .....	42
4.4.4	<i>Definição de Seções</i> .....	43
4.4.5	<i>Determinação das Constantes Reais</i> .....	44
4.4.6	<i>Criação dos Nós da Estrutura</i> .....	45
4.4.7	<i>Criação dos Elementos</i> .....	46
4.4.8	<i>Determinação das Condições de Apoio</i> .....	48
4.4.9	<i>Aplicação da ação da Gravidade</i> .....	48
4.4.10	<i>Aplicação das Forças Concentradas</i> .....	49
4.4.11	<i>Gravação do Carregamento</i> .....	50
4.4.12	<i>Escolha do Tipo de Análise</i> .....	51
4.4.13	<i>Solucionar a Análise</i> .....	51
4.4.14	<i>Leitura dos Resultados</i> .....	52
4.5	Situações Analisadas.....	55
4.5.1	<i>Situação analisada I - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x0,90m</i> .....	57
4.5.2	<i>Situação analisada II - TMTP 25 amarrada à distância de 2,40x0,90m</i> .....	63

4.5.3	<i>Situação analisada III - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x1,80m</i> .....	69
4.5.4	<i>Situação analisada IV - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x2,47m</i> .....	75
4.5.5	<i>Situação analisada para efeito de sobrepressão do vento</i> .....	81
4.6	Dimensionamento das Colunas e das Vigas Principais segundo a ABNT NBR 8800/2008 .....	87
4.6.1	<i>Solicitações de Cálculo</i> .....	87
4.6.2	<i>Pré-dimensionamento das Colunas e das Vigas Principais</i> .....	88
4.6.3	<i>Dimensionamento e Verificações para as Colunas</i> .....	89
4.6.4	<i>Carga de Flambagem Elástica para as Colunas</i> .....	92
4.6.5	<i>Verificação da capacidade à Flexão para as Colunas</i> .....	95
4.6.5.1	<i>Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)</i> .....	96
4.6.5.2	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)</i> .....	97
4.6.5.3	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)</i> .....	98
4.6.6	<i>Verificação da capacidade ao Cisalhamento das Colunas</i> .....	99
4.6.7	<i>Verificação para a Combinação de Esforços Solicitantes para as Colunas</i> ....	100
4.6.8	<i>Dimensionamento e Verificações para as Vigas Principais</i> .....	101
4.6.8.1	<i>Verificação da Esbeltez das Vigas Principais</i> .....	101
4.6.8.2	<i>Verificação da capacidade à Compressão das Vigas Principais</i> .....	101
4.6.9	<i>Verificação da capacidade à flexão das Vigas Principais</i> .....	103
4.6.9.1	<i>Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)</i> .....	103
4.6.9.2	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)</i> .....	105
4.6.9.3	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)</i> .....	105
4.6.10	<i>Verificação da capacidade ao Cisalhamento nas Vigas Principais</i> .....	106
4.6.11	<i>Verificação para a Combinação de Esforços Solicitantes para as Vigas Principais</i> .....	106
4.7	Dimensionamento das Terças segundo a ABNT NBR 8800/2008.....	107
4.7.1	<i>Pré-Dimensionamento dos perfis das Terças</i> .....	108
4.7.2	<i>Dimensionamento dos perfis das Terças</i> .....	108
4.7.3	<i>Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo X local da Terça</i> .....	109
4.7.3.1	<i>Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)</i> .....	109
4.7.3.2	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)</i> .....	110
4.7.3.3	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)</i> .....	110
4.7.4	<i>Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo Y local da Terça</i> .....	111
4.7.4.1	<i>Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)</i> .....	111
4.7.5	<i>Verificação da capacidade ao Cisalhamento da Terça</i> .....	111
4.7.5.1	<i>Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo X local da Terça</i>	111

---

4.7.5.2	<i>Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo Y local da Terça</i>	112
4.7.6	<i>Verificação para combinação de esforços solicitantes nas Terças</i> .....	113
4.7.7	<i>Verificação da flecha nas Terças</i> .....	114
4.8	Verificação do Deslocamento Vertical e Lateral do Pórtico Principal.....	115
4.9	Dimensionamento das Ligações do Pórtico Principal de acordo a ABNT NBR 8800/2008.....	116
4.9.1	<i>Verificação quanto à capacidade do cisalhamento e tração dos Parafusos</i> ....	117
4.9.2	<i>Verificação da combinação dos esforços para os Parafusos</i> .....	117
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	121
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	127

## 1 INTRODUÇÃO

A maior parte das edificações dão suporte aos estabelecimentos residenciais, a outra parte dá apoio aos estabelecimentos comerciais e industriais. As edificações com finalidade para estabelecimentos comerciais e industriais na maioria das vezes são compostas por galpões para processamento industrial ou armazenamento de produtos. Para um estabelecimento de finalidade financeira é requerido que a obra seja realizada em período de tempo mais curto possível, pois se visa a entrega da edificação para início do seu funcionamento. Quanto mais rápida a obra, mais rápido é também o retorno dos investimentos (GERDAU, 2012).

Ao nos vermos sob a necessidade de executar um sistema estrutural em um intervalo de tempo reduzido, a solução adotada é sempre um sistema metálico ou pré-moldado. Quando a possibilidade de mão de obra qualificada e material a ser empregado são ofertados, assim como o custo benefício sendo viável para o emprego uma estrutura metálica em relação ao do concreto armado ou pré-moldado, opta-se pela utilização dos sistemas estruturais em aço.

Com o aumento da industrialização no Brasil, houve um aumento considerável de edifícios industriais instalados pelo país. Entre os grandes centros metropolitanos, e até em zonas mais afastadas, as edificações estão fazendo parte da paisagem e tendem a se espalhar cada vez mais pelo país, integrando uma categoria estrutural das mais utilizadas em nossos dias (MANFRIM, 2006).

Os edifícios industriais ou galpões metálicos são construções em aço geralmente de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas a funcionalidades do estabelecimento (CBCA, 2010). São empregados para uso comercial como, por exemplo, lojas, estacionamento, centros de distribuição, entre outros, ou uso industrial, agrícola, entre outras aplicações.

Estas edificações são projetadas normalmente sendo submetidas a ações permanentes e variáveis. As ações permanentes envolvem o peso próprio da estrutura e o peso dos materiais de acabamento; são usualmente fáceis de serem tratadas, pois dependem somente das seções transversais e dos elementos que compõem a estrutura. Já as ações variáveis, tais como sobrecarga, vento ou de outras causas, apresentam um maior grau de dificuldade, pois dependem do tipo de edificação a ser construída e de sua geometria (MANFRIM, 2006). As cargas dinâmicas de vento podem ser consideradas cargas estáticas respeitando as condições da ABNT NBR 6123/1988 – Forças de vento em Edificações.



Os perfis dos elementos utilizados em galpões metálicos como vigas, colunas, terças, tipo de telhas metálica, conectores, entre outros são obtidos através de uma análise estrutural. A forma com que a concepção do sistema estrutural é elaborada influencia na determinação dos perfis utilizados para compor o sistema estrutural integrado.

Neste trabalho iremos tratar em simular diferentes tipos de amarrações das telhas metálicas no plano da estrutura da cobertura de um modelo estrutural de um determinado galpão metálico, afim de analisar a variação dos esforços solicitados no sistema estrutural e consequentemente verificar qual interferência há no dimensionamento dos perfis utilizados de acordo com a ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

A análise estrutural será realizada no *ANSYS Mechanical APDL®*, um *software* disponível no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAm da UFPB, Campus João Pessoa. Este aplicativo trabalha sobre uma plataforma poderosa para análise estrutural, utilizando o método dos elementos finitos para resolver problemas complexos de modelagens computacionais definidas pelas condições de contorno do sistema estrutural real.

## 1.1 Justificativa

Os projetos estruturais têm por objetivo garantir a segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura e garantir o seu bom desempenho, evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos de acordo com as normas técnicas (PFEIL, 2009). A fim de se tornar interessante, o dimensionamento deverá atender também fatores econômicos.

O custo do sistema estrutural metálico é consideravelmente alto em relação ao sistema de concreto armado e pré-moldado. Este sistema tem seu valor onerado devido ao material nobre utilizado em seus perfis, o aço, uma liga de ferro-carbono em teor de carbono variando de 0,008% até 2,11% (PFEIL, 2009), ligados entre si por sistema de soldas ou parafusos. A concepção estrutural ideal para um projetista seria satisfazer às condições tanto de segurança e desempenho como a do custo.

O dimensionamento dos elementos é regulamentado pela ABNT NBR 8800/2008, que considera os esforços obtidos nas condições de carregamento menos favoráveis da estrutura. Assim, temos que uma forma de aprimorar o processo seria a realização de análises de pré-processamento estruturais que viessem acarretar situações de cálculos com menores solicitações de esforços para o sistema estrutural de um galpão metálico.

Sob efeito de sobrepressão do vento, as telhas da coberta se apoiam sobre as terças e o carregamento é distribuído pelos elementos estruturais de forma equilibrada, mas quando o vento provoca sucção na estrutura, os pontos solicitados serão os pontos de amarração entre telhas metálicas e o plano da estrutura gerando solicitações de esforços variáveis a partir da configuração da amarração.

A motivação para o desenvolvimento deste trabalho se deu com a intenção de realizar uma análise estrutural sob a atuação do vento e sob efeito de sucção na estrutura de um galpão metálico, modificando a concepção do seu sistema a partir da forma como serão amarradas as telhas metálicas na estrutura do plano da coberta.

## **1.2 Objetivo Geral**

– Analisar o comportamento estrutural de um galpão metálico no *ANSYS Mechanical APDL*® com relação aos esforços solicitados em seus elementos em quatro situações, variando a forma da amarração das telhas metálicas no plano da estrutura da coberta, e conseqüentemente verificar a interferência no dimensionamento dos perfis e ligações entre viga principal e coluna.

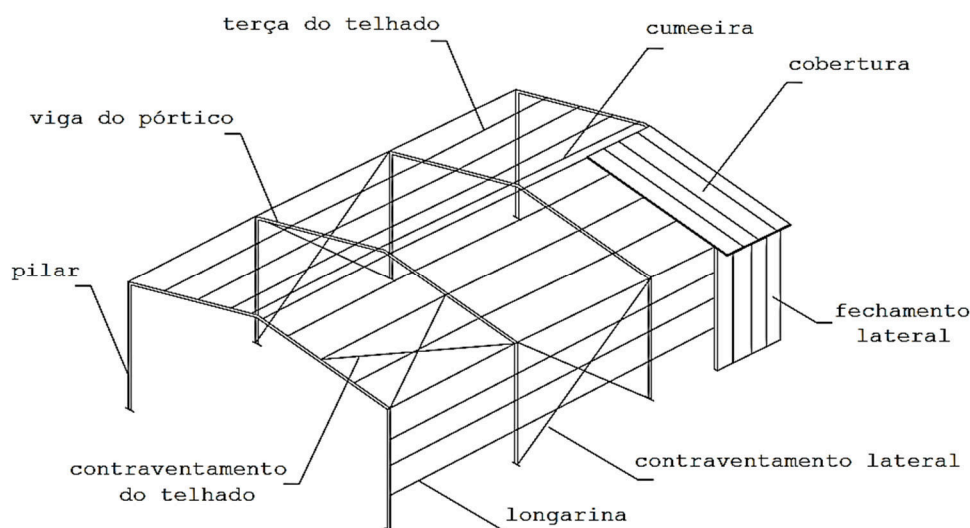
## **1.3 Objetivos Específicos**

- Modelar o sistema estrutural de um galpão metálico com quatro formas de amarrações das telhas metálicas no plano da coberta;
- Obter os esforços resultantes no sistema estrutural de um galpão metálico devido ao efeito do vento, por meio de análise no programa computacional *ANSYS Mechanical APDL*®;
- Realizar o dimensionamento e as verificações segundo a NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, para os perfis e ligações parafusadas do sistema estrutural, comparando os resultados para as quatro situações analisadas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Um galpão metálico simples é um pórtico que não contempla ponte rolante, utilizada para galpões com sistema de montagem industrial, formado por associação de elementos lineares e sistemas planos (PFEIL, 2009). Na FIGURA 1 é apresentando o esquema estrutural de um galpão metálico indicando seus elementos componentes. As terças do telhado são vigas longitudinais dispostas nos planos da cobertura e destinadas a transferir à estrutura principal as cargas atuantes naqueles planos, tais como peso do telhado, sobrepressões e sucções devidas ao vento. O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhado e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas.

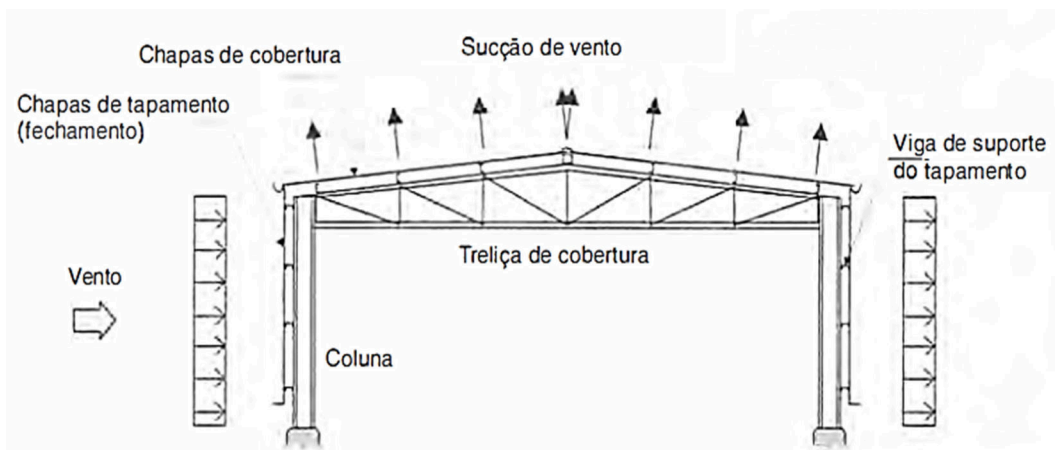
**FIGURA 1** - Esquema estrutural de um galpão metálico.



**Fonte:** [MANFRIM, 2006].

O cobrimento das faces laterais dos galpões é em geral também executado com chapas corrugadas de aço, que se apoiam nas vigas de tapamento lateral. Essas vigas destinam-se também a transferir as cargas de vento das fachadas às estruturas principais através do apoio nas colunas dos pórticos principais. Para reduzir o vão das vigas de tapamento são instalados os tirantes de tapamento, os quais mobilizam a viga longitudinal superior e o contraventamento longitudinal no plano do telhado para transferir as cargas de vento às colunas principais (CBCA, 2010). Podem também ser instaladas colunas de tapamento com fundação própria.

O sistema portante principal da FIGURA 2 ilustra o pórtico transversal formado pela associação rígida entre a treliça de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve resistir à ação do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura, além das cargas gravitacionais.

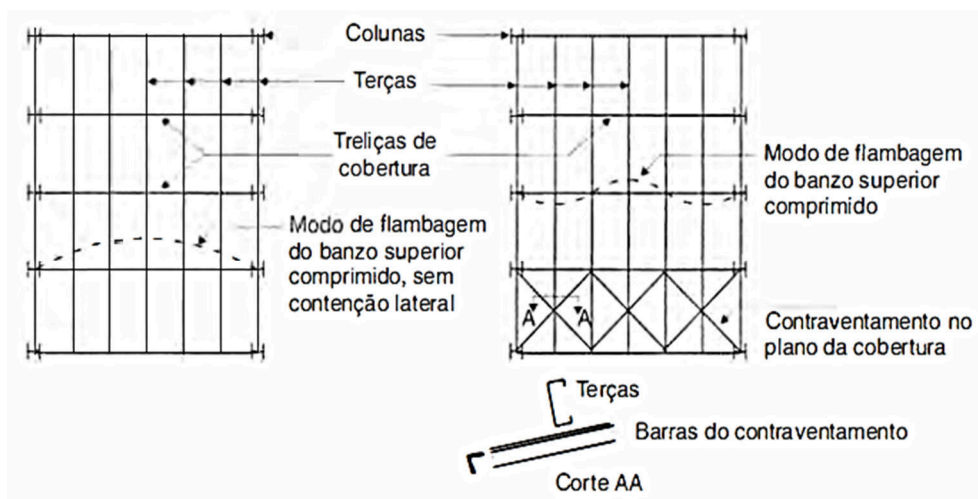
**FIGURA 2** – Sistema portante principal de um galpão metálico.

Fonte: [PFIEL, 2009].

Como podemos notar na FIGURA 2, os pontos de amarração das telhas com as terças são considerados nós de solicitações diretas da estrutura ao se analisar a carga devido ao efeito de sucção do vento.

Os sistemas de contraventamento são feitos por barras associadas geralmente em forma de “X” compondo sistemas treliçados. Estes sistemas são destinados principalmente a fornecer estabilidade espacial ao conjunto, além ele distribuir as cargas de vento (PFIEL, 2009).

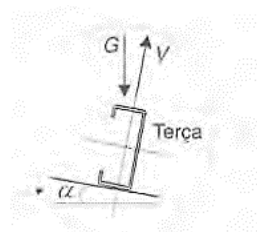
O contraventamento no plano da cobertura é essencial para a estabilidade lateral do banzo superior da treliça, comprimido por ação das cargas gravitacionais como podemos notar na FIGURA 3. A flambagem desses elementos comprimidos pode se dar no plano horizontal (ou plano da cobertura) e o contraventamento neste plano serve para reduzir os seus comprimentos de flambagem e, portanto, para aumentar suas resistências à compressão que de acordo com a NBR 8800/2008 são restritos ao se fazer suas verificações para o perfil utilizado.

**FIGURA 3** - Sistema de contraventamento da coberta.

Fonte: [PFIEL, 2009].

As terças atuam neste sistema transferindo as forças de contenção lateral para o treliçado do contraventamento. No caso em que há predominância da sucção de vento na cobertura sobre as cargas gravitacionais, ocorre inversão de esforços internos nos elementos da treliça, e o banzo inferior passa a sofrer compressão. Todavia, é essencial a adoção do contraventamento vertical entre pilares para oferecer rigidez na direção longitudinal ao conjunto e para absorver as cargas de vento atuando nas fachadas transversais e transferí-las às fundações (PFIEL, 2009). As cargas de vento ( $V$ ) produzem nas terças flexão reta em torno do eixo de maior inércia, enquanto as cargas gravitacionais ( $G$ ) produzem flexão oblíqua como podemos ver na FIGURA 4 a inclinação da terça sobre o plano da coberta.

**FIGURA 4** – Terça sobre efeito da ação da gravidade e da sucção do vento.



**Fonte:** [PFIEL, 2009].

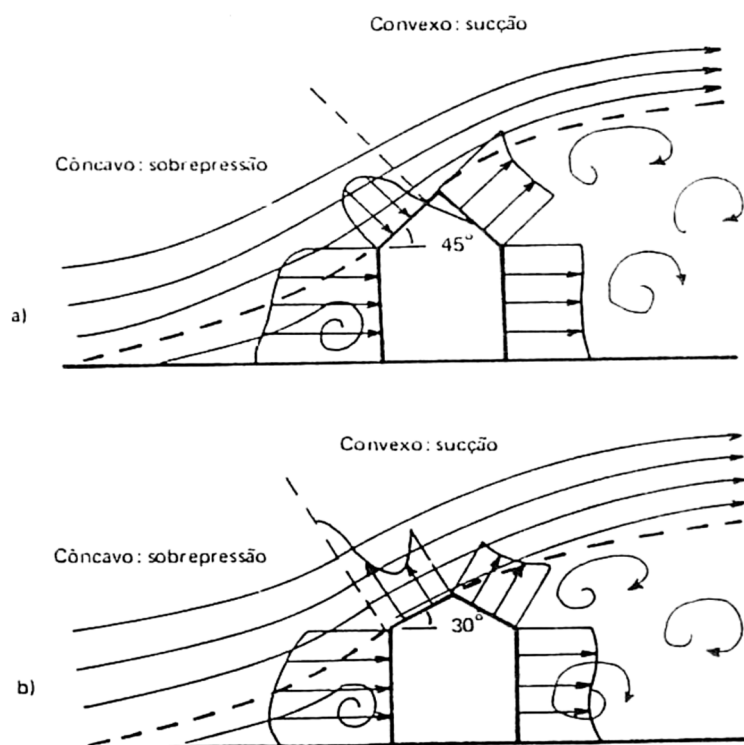
A inclinação do telhado nas águas de barlavento influi tanto nas sucções locais para ventos agindo obliquamente, quanto para valores máximos de sucção e sobrepressão incidindo perpendicularmente à cumeeira. Em ventos a  $90^\circ$ , maiores sucções podem aparecer em telhados com inclinação entre  $8^\circ$  e  $12^\circ$  (BLESSMANN, 2001). Com o aumento da inclinação essas sucções tendem a diminuir. Em certas partes da cobertura, quando a inclinação é superior a  $35^\circ$  ocorre sobrepressão. Sucções muito altas podem aparecer também próximas à cumeeira causando arrancamento de telhas. Outra característica da edificação que influencia muito a pressão na cobertura é a altura das paredes.

De acordo com ABNT NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações, em suas definições, o barlavento é a região de onde sopra o vento, em relação à edificação, já a sotavento é a oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação. A sobrepressão é a pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo), e a sucção é a pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

Na FIGURA 5 ilustra-se a influência dessas características na forma do fluxo. Na região de barlavento podem-se distinguir duas regiões: uma influenciada pela rugosidade e pelo fluxo de pressão existente na parede de barlavento causando redemoinhos cônicos (vórtice de base). A outra (fluxo livre) tem suas linhas de corrente desviadas pela edificação e pelo vórtice de base. Entre essas duas regiões, existe uma “superfície de separação” segundo Blessmann

(2001), cuja tangente no ponto de contato dessa com o telhado indica se haverá ou não sobrepressão no telhado a barlavento. Se essa tangente for menor que a inclinação do telhado, aparecerá sobrepressão na água de barlavento (caso a). Caso seja mais inclinada que o telhado, aparecerá sucção na parede de barlavento (caso b). Já nas águas de sotavento, aparecerá somente sucção.

**FIGURA 5** - Influência na forma do fluxo das pressões.



**Fonte:** [PITTA, 2001].

O vento pode ser definido como o movimento de uma massa de ar devido às variações de temperatura e pressão. Essa massa de ar em movimento possui energia cinética, e apresenta inércia às mudanças do deslocamento. Se um corpo é colocado no fluxo do vento, e ocorre a alteração da sua trajetória, é porque houve uma interação de forças entre a massa de ar e a superfície do corpo.

As ações dinâmicas causadas pelo vento que atuam sobre edifícios podem ser consideradas cargas estáticas de acordo com ABNT NBR 6123/1988, para os efeitos de cálculo no projeto, desde que a forma da edificação seja convencional e sendo determinada a frequência e conseqüentemente o período fundamental da edificação, dispensando a análise dinâmica propriamente dita, se o mesmo for inferior a um segundo. Caso contrário exige-se estudo especial. Em certos casos há necessidade da utilização de túnel de vento para simulação dos efeitos devido à ação do vento, e fornecer coeficientes para as considerações realizadas.

Toda ação devida ao vento é dinâmica, pois sua velocidade varia com o tempo, podendo dividi-la por razões práticas em uma componente constante e uma de flutuação (PITTA, 2001). Quando o período médio de separação da componente de flutuação é maior ou igual a cem vezes o período de vibração da estrutura, pode-se considerar o efeito do vento como sendo estático.

Pode-se mostrar que a pressão de interação devido ao vento é função da forma e rugosidade do obstáculo, e do ângulo de incidência e de sua velocidade (BLESSMANN, 2001).

A expressão da “pressão dinâmica” do vento sobre uma superfície pode ser obtida na mecânica dos fluidos a partir da simplificação da equação do movimento, Teorema de Bernoulli, para o escoamento de um fluido sem atrito (Equação de Euler), sendo proporcional ao quadrado da velocidade do vento ( $V$ ), à massa específica do ar ( $\rho$ ) e dependente ainda de outros fatores, como o ângulo de incidência ( $C_p$ ):

$$p = \frac{1}{2} \rho \cdot C_p \cdot V^2 \quad \text{Eq. (1)}$$

Segundo a ABNT NBR 6123/1988, a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

De acordo com ABNT NBR 6123/1988 a pressão dinâmica é dada por:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Eq. (2)}$$

Segundo a ABNT NBR 6123/1988, os procedimentos para calcular as cargas oriundas do vento dependem de certos fatores. A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) utilizada para cálculo da carga atuante é dada pela equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Eq. (3)}$$

Onde:

$V_0$  – velocidade básica;

$S_1$  – fator que depende da topografia do terreno;

$S_2$  – fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e da altura sobre o terreno;

$S_3$  – fator que depende do tipo de ocupação da edificação.

A força estática equivalente ao vento pode ser determinada pela seguinte equação, segundo a ABNT NBR 6123/1988:

$$F = (C_e - C_i) \cdot q \cdot A \quad \text{Eq. (4)}$$

Onde:

F – Força equivalente normal à superfície;

$C_e$  – Coeficiente de forma externo;

$C_i$  – Coeficiente de forma interno;

A – Área do elemento plano considerada;

q – Pressão dinâmica.

Valores positivos dos coeficientes de forma, externo e interno correspondem a sobrepressões, e valores negativos correspondem a sucções. Um valor positivo para F indica que esta força atua para o interior, e um valor negativo indica que esta força atua para o exterior da edificação.

Os galpões metálicos por serem caracterizados por terem um telhado leve sofrem diretamente com a ação do vento. Um acidente tipo neste tipo de estrutura é o arrancamento parcial ou total das telhas. Esse arrancamento pode ser evitado quando se dá a devida atenção na fixação das telhas na estrutura da cobertura, mas também deve ser bem ancorada; caso contrário, toda a estrutura pode ser levada junto e ser carregada a distâncias consideráveis como aconteceu em Santa Maria, RS, em 1999 (BLESMAAN, 2001).

Existe alguns casos de danos à estrutura, causados pelo vento na região nordeste. Por exemplo, na FIGURA 6, a destruição da maior árvore natalina de João Pessoa – PB devido à ação de uma forte ventania em 20 de dezembro de 2013.

**FIGURA 6** - Árvore natalina na cidade de João Pessoa.



**Fonte:** [G1 Paraíba, 2013].



De acordo com Pfeil (2009), durante a etapa de projeto e detalhamento do sistema estrutural de um edifício industrial, utiliza-se, além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, grande número de regras e recomendações referentes a: critérios de garantia de segurança; padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas; definição de níveis de carga que representem a situação mais desfavorável; limites de tolerâncias para imperfeições na execução; regras construtivas, etc. Conjunto de pontos que devem ser levados em conta na hora da definição do melhor sistema a ser executado.

O *ANSYS Mechanical APDL*® é um *software* utilizado para análise de problemas complexos de engenharia. A sua plataforma de processamento trabalha com o método dos elementos finitos, poderosíssimo em resolver análises estruturais. Este programa é bastante utilizado por institutos de pesquisas em busca de resultados para simulações envolvendo sistemas estruturais dos mais variados modelos.

Segundo a ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, as estruturas de aço devem ser dimensionadas de forma a funcionarem respeitando os estados limites último e serviço. A NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento define que os estados limites de uma estrutura são aqueles que quando ultrapassados tornam a estrutura com desempenho inadequado para sua finalidade de construção.

Segundo a NBR 8681/2003, os estados limites últimos e de serviços são respectivamente: os estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção; e os estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

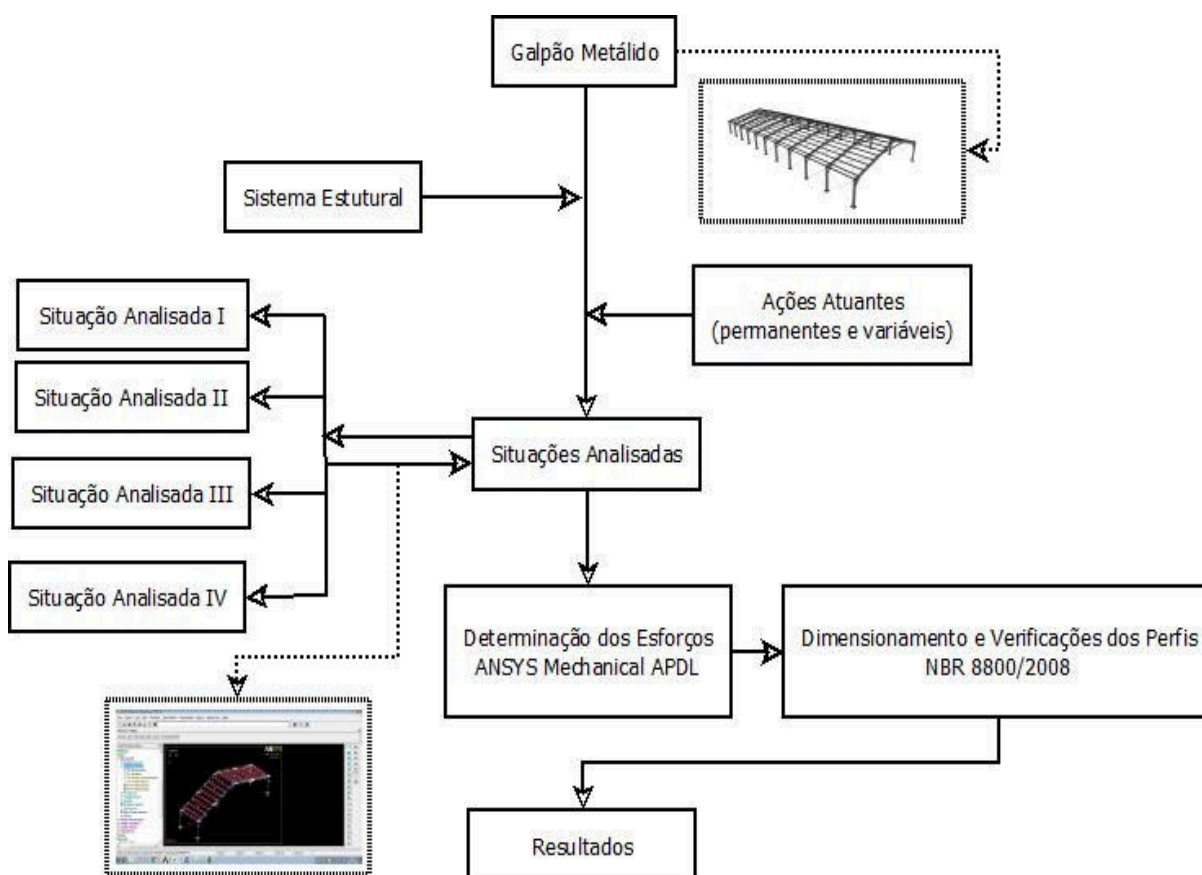
Para o Manual de Construção em Aço (2010) ao se escolher um determinado perfil a ser empregado em um projeto de estrutura metálica devemos avaliar o fator custo/benefício. Para obter a melhor solução, devem-se avaliar: disponibilidade dos fornecedores, custos, compatibilidade dimensional entre elementos da estrutura, entre outros fatores. Segundo o Manual de Construção em Aço (2010) o responsável pelo projeto deve procurar a melhor solução que envolva custo do material, custo de fabricação e de transporte e montagem. Não necessariamente a escolha com melhor desempenho é a de menor peso.

### 3 METODOLOGIA

O desenvolvimento do trabalho teve base em um sistema estrutural de um galpão metálico já definido, disponível pelo professor orientador. As situações analisadas são consequências das maneiras como as telhas estariam amarradas no plano da cobertura sobre efeito da sucção do vento.

A FIGURA 7 mostra um esquema de todo o procedimento realizado no trabalho. O trabalho contou com o apoio do orientador para desenvolvimento de suas etapas.

**FIGURA 7** - Fluxograma sobre o desenvolvimento do trabalho.



**Fonte:** [do Autor].

A modelagem da estrutura real foi realizada no *ANSYS Mechanical APDL*®, disponível no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, Campus João Pessoa, um *software* que utiliza o método dos elementos finitos para soluções de problemas simples aos mais complexos voltados a solução de sistemas estruturais, afim da determinação dos resultados dos esforços e dos deslocamentos.

O carregamento sobre a estrutura devido à ação do vento foi determinado de acordo com a ABNT NBR 6123/1988 - Forças Devidas ao Vento em Edificações. Para análise das ações

atuantes no sistema estrutural consultou-se a ABNT NBR 8681/2003 - Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos.

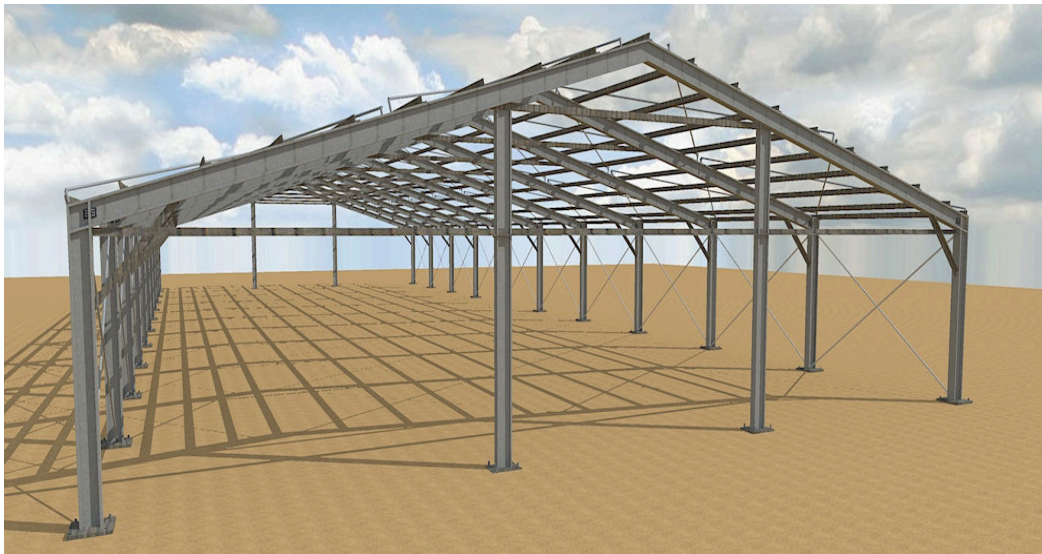
A análise estrutural foi realizada de quatro maneiras e para cada uma realizou-se a verificação dos esforços resistentes para os perfis da coluna, da viga principal e da terça, examinando se as solicitações devido às ações estavam satisfeitas diante das condições prescritas na ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

Os resultados obtidos para cada situação analisada estão apresentados nas considerações finais deste trabalho.

## 4 ESTUDO DE CASO

A estrutura principal tratada neste trabalho é de um galpão metálico que será utilizado para fins recreativos na cidade de João Pessoa-PB. As suas dimensões foram disponíveis pelo professor orientador e sua ilustração é apresentada na FIGURA 8. O terreno pode ser considerado plano com obstáculos em torno de 10 metros de altura nas proximidades. O estabelecimento se trata de uma categoria comercial e terá alto teor de ocupação.

**FIGURA 8** - Ilustração do galpão metálico do estudo de caso do trabalho.

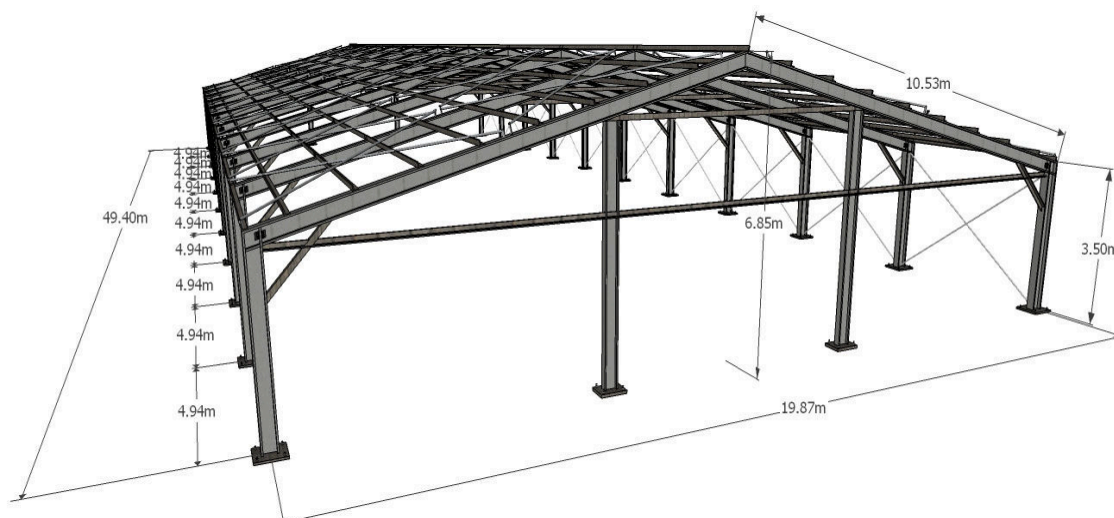


**Fonte:** [do Autor].

A partir de medidas definidas, desenhou-se a estrutura no *AutoCAD AUTODESK®*, com intuito de se obter uma visualização da maquete gráfica e as coordenadas dos nós do modelo e das aplicações das cargas, para as etapas posteriores.

### 4.1 Modelo do Sistema Estrutural

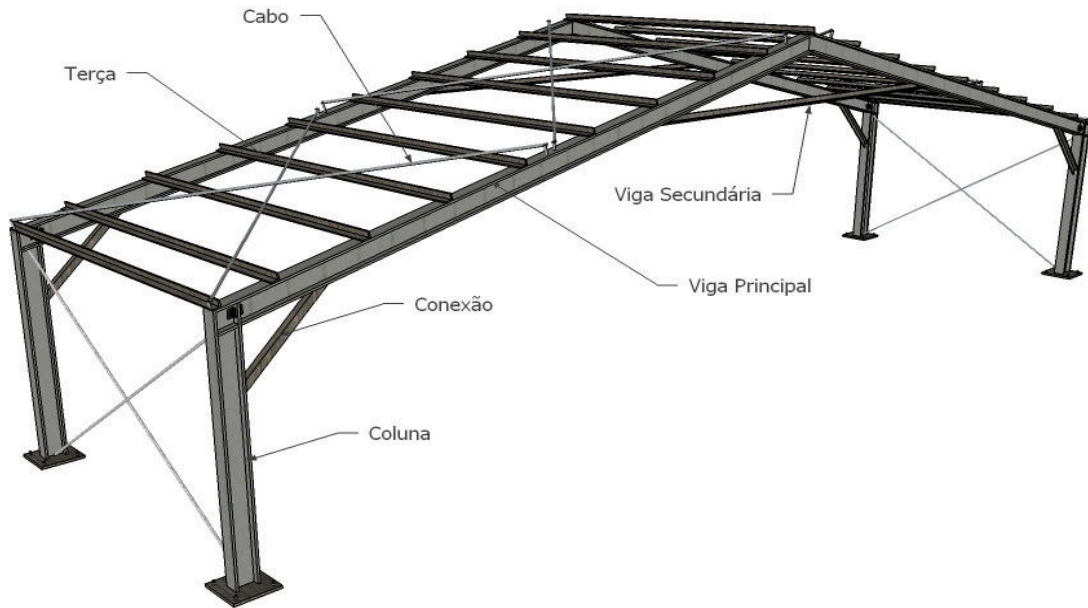
O galpão é constituído de dez estruturas metálicas, alocadas lado a lado como indicados no esquema da FIGURA 9. A distância entre eixos dos módulos é de 4,94m e a largura de 19,87m. Tendo assim o comprimento total do galpão de 49,40m e largura de 19,87m. A inclinação do telhado é 18,55°.

**FIGURA 9** – Esquema construtivo do galpão metálico.

**Fonte:** [do Autor].

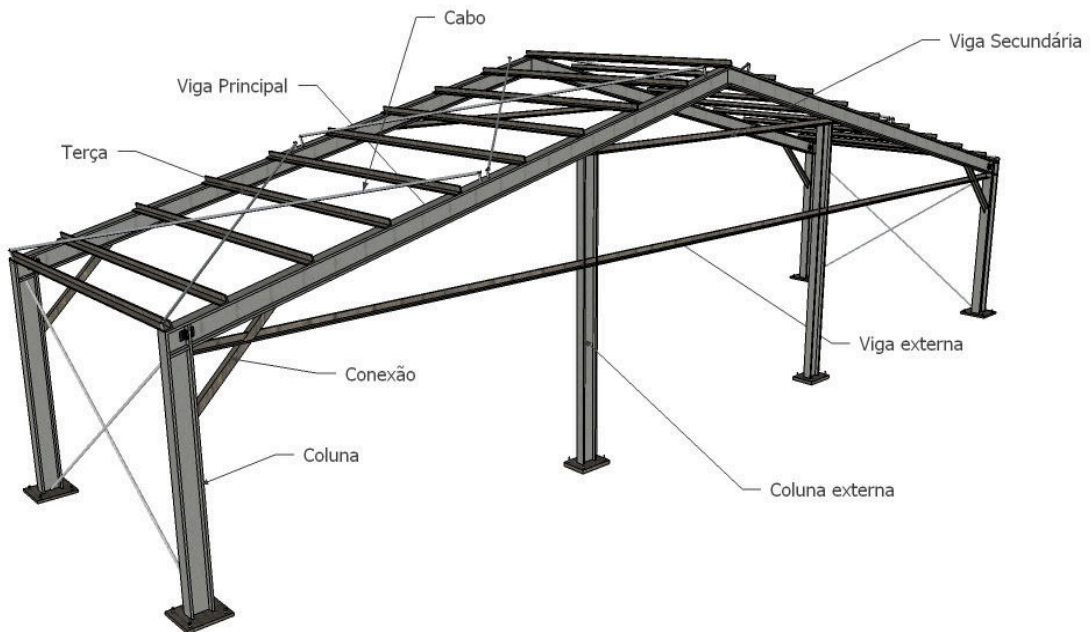
Das estruturas que compõem o galpão, existem duas configurações estruturais diferentes: estruturas intermediárias e estruturas dos extremos ou de fechamento. Podemos ver o esquema da estrutura intermediária na FIGURA 10.

- a) Estruturas intermediárias, os componentes desse módulo são dois pórticos compostos por:
- 4 Colunas em cada ponta da estrutura;
  - 4 Vigas principais, duas de cada lado da estrutura, apoiando nos pilares;
  - 19 Terças que se conectam as vigas principais;
  - 2 Vigas secundárias em cada lado da estrutura ligadas às vigas principais;
  - 14 Cabos conectados com as vigas principais e com os pilares;
  - 4 Conexões diagonais entre pilares e vigas principais;

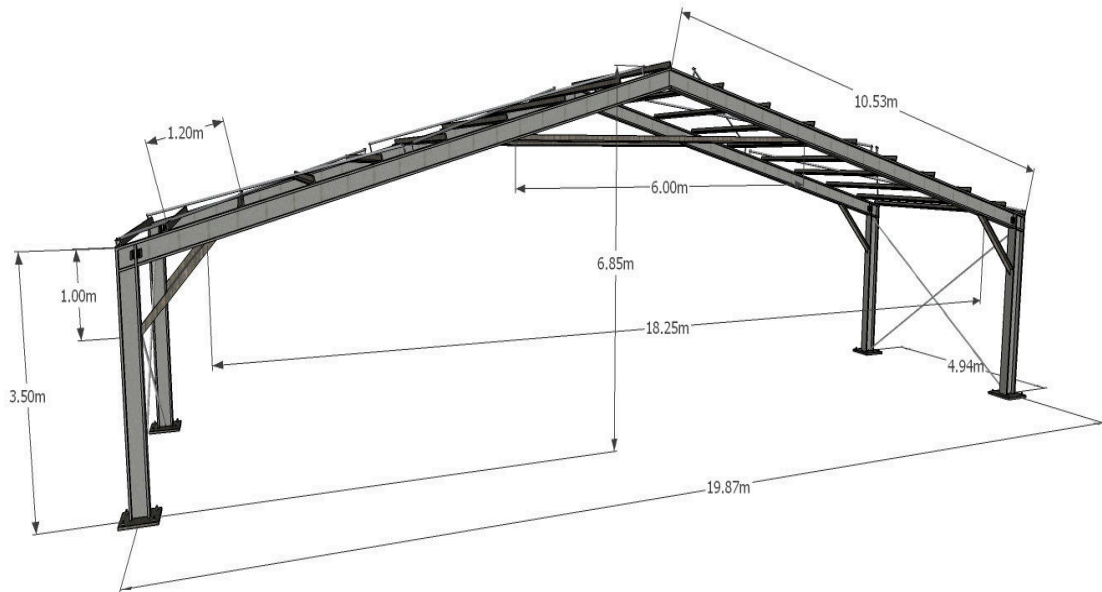
**FIGURA 10** - Esquema do módulo intermediário do galpão metálico.

Fonte: [do Autor].

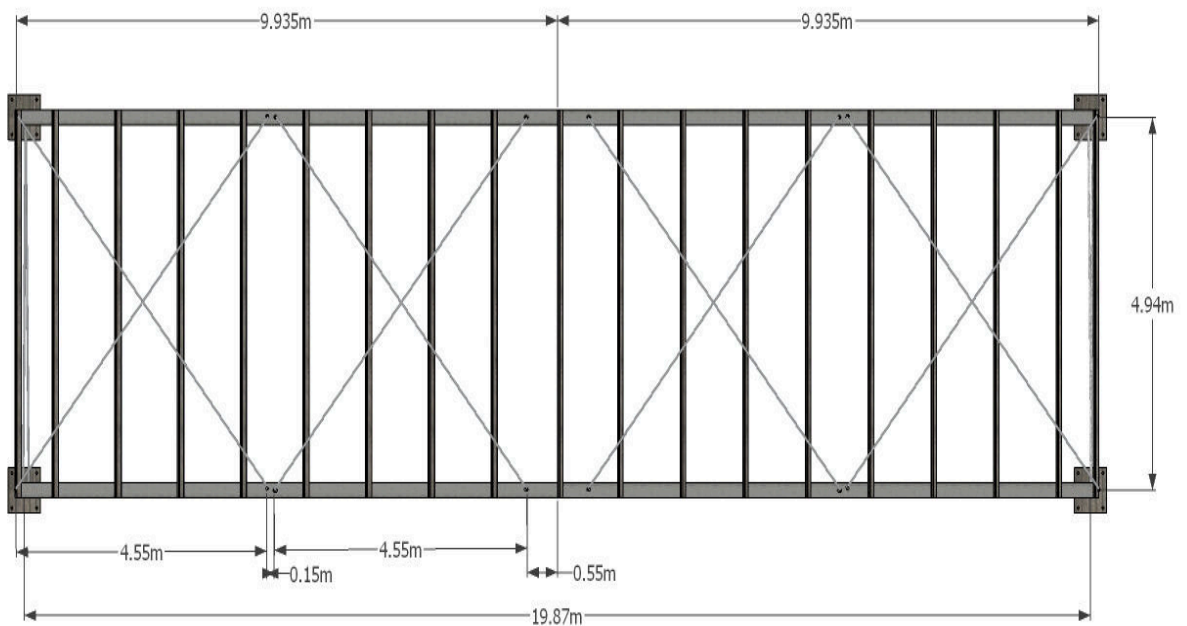
- b) Estruturas dos extremos: esta configuração se diferencia da outra apenas pela presença de dois pilares no lado externo ao galpão e uma viga está conectada às vigas que conectam os pilares com as vigas principais, como pode ser visto na FIGURA 11. As dimensões em corte estão apresentadas na FIGURA 12 e suas dimensões em planta na FIGURA 13.

**FIGURA 11** - Esquema do módulo externo do galpão metálico.

Fonte: [do Autor].

**FIGURA 12** - Esquema do galpão metálico com dimensões.

Fonte: [do Autor].

**FIGURA 13** - Vista superior do módulo do galpão metálico.

Fonte: [do Autor].

#### 4.2 Composição do Carregamento atuante devido à ação do Vento segundo a ABNT NBR 6123/1988

Os esforços foram calculados a partir do fenômeno de sobrepressão e sucção do vento. Para tanto é necessário determinar a ação do vento atuante na estrutura.



Segundo a ABNT NBR 6123/1988, os procedimentos para calcular as cargas oriundas do vento dependem de certos fatores: velocidade básica do vento da região, tipo de ocupação da edificação, fator topográfico, dimensões da edificação e rugosidade do terreno. A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) utilizada para cálculo da carga atuante é dada pela equação:

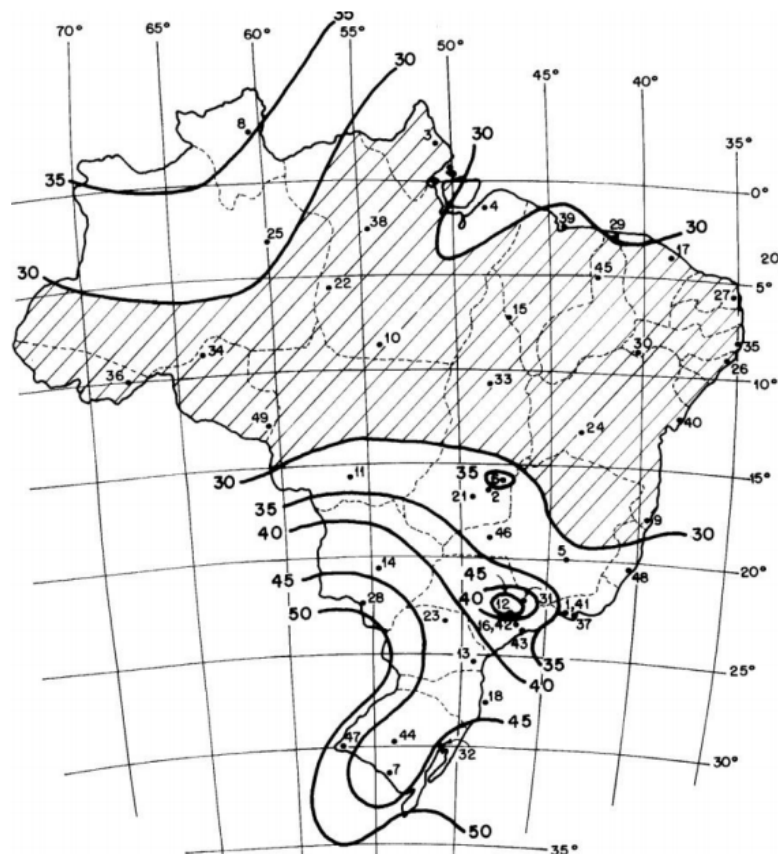
$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

A seguir determinaremos cada fator apresentado acima.

#### 4.2.1 Velocidade básica ( $V_0$ )

Segundo a ABNT NBR 6123/1988: “a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é definida como a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano”. A velocidade básica é obtida a partir das isopletas fornecidas por esta norma, como mostra a FIGURA 14 - Isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.

**FIGURA 14** - Isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.



**Fonte:** NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações.

A velocidade básica onde se localiza o galpão é 30m/s.

$$V_0 = 30 \text{ m/s}$$



#### 4.2.2 Fator Topográfico (S1)

Esse fator leva em consideração as variações do relevo do terreno sendo determinado de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 6123/1988. Para terrenos planos ou fracamente acidentados, temos:

$$S_1 = 1$$

#### 4.2.3 Fator (S2)

Este fator combina os efeitos de rugosidade do terreno, variação da velocidade do vento com altura acima do terreno e as dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. A TABELA 1 apresenta as categorias relativas à rugosidade do terreno e a TABELA 2 apresenta as classificações devido às dimensões da edificação.

**TABELA 1-** Categorias relativas à rugosidade do terreno.

<b>CATEGORIA I</b>	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<b>CATEGORIA II</b>	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
<b>CATEGORIA III</b>	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas
<b>CATEGORIA IV</b>	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
<b>CATEGORIA V</b>	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

**Fonte:** NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações.

Segundo a ABNT NBR 6123/1988 foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

**TABELA 2-** Classificação das classes das edificações.

<b>CLASSE A</b>	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
<b>CLASSE B</b>	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
<b>CLASSE A</b>	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

**Fonte:** NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações.

Como o terreno se localiza em uma área consideravelmente urbana com obstáculos de 10 metros, se classifica na CATEGORIA IV. Devido às suas dimensões, a edificação se classifica na CLASSE A.

A partir dessas classificações parte-se para a TABELA 3, onde a partir da categoria, classe e altura da edificação se obtém o valor do fato  $S_2$ .

**TABELA 3 - Valores do fator  $S_2$ .**

z (m)	CATEGORIAS														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67	0,72
15	1,13	1,12	1,09	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72	0,76
20	1,15	1,14	1,12	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76	0,82
30	1,17	1,17	1,15	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82	0,86
40	1,20	1,19	1,17	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86	0,89
50	1,21	1,21	1,19	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89	0,92
60	1,22	1,22	1,21	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92	0,97
80	1,25	1,24	1,23	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97	1,01
100	1,26	1,26	1,25	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01	1,04
120	1,28	1,28	1,27	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04	1,07
140	1,29	1,29	1,28	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07	1,10
160	1,30	1,30	1,29	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10	1,12
180	1,31	1,31	1,31	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12	1,14
200	1,32	1,32	1,32	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14	1,18
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18	1,22
300	-	-	-	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22	1,26
350	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26	1,29
400	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29	1,30
420	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30	1,32
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32	1,34
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34	0,67

Fonte: NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações.

A altura da edificação de 6,85m não se encontra na TABELA 3 apresentada. Portanto, é necessário interpolar para conseguir o valor correspondente a essa leitura. O valor encontrado foi de 0,82.

#### 4.2.4 Fator ( $S_3$ )

Este fator leva em conta o grau de segurança e a vida útil da edificação. Os valores de  $S_3$  estão apresentados na TABELA 4.

**TABELA 4** - Valores mínimos estatístico para  $S_3$ .

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

**Fonte:** NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações.

Tratando de uma edificação comercial com alto teor de ocupação o fator  $S_3$  é igual a 1.

#### 4.2.5 Velocidade Característica ( $V_k$ )

Tem-se que o valor da velocidade característica é dado de acordo com a equação apresentada pela ABNT NBR 6123/1988:

$$V_k = 30 \times 1 \times 0,82 \times 1 = 24,6 \text{ m/s}$$

#### 4.2.6 Pressão Dinâmica

De acordo com ABNT NBR 6123/1988 a pressão dinâmica é dada por:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Onde:

$V_k$  – Velocidade característica do vento em m/s e q em N/m<sup>2</sup>.

$$q = 0,613 \times 24,6^2 = 370,96 \text{ N/m}^2$$

Assim temos que a pressão dinâmica atuante é de 370,963 N/m<sup>2</sup> com base na ABNT NBR 6123/1988.

#### 4.2.7 Coeficiente de Majoração da Carga do Vento

Segundo a ABNT NBR 8681/2003 devem ser aplicados às cargas atuantes coeficientes de majoração. A TABELA 5 apresenta os valores estabelecidos por norma para ações consideradas separadamente.

**TABELA 5** - Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de Ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,3
	Ações variáveis em geral	1,0
<sup>1)</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.		

**Fonte:** NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

Para ações consideradas conjuntamente, como é o caso utilizado no trabalho, considerando atuação do peso próprio e o efeito do vento, o coeficiente de majoração é destacado na TABELA 6.

**TABELA 6** - Ações variáveis consideradas conjuntamente<sup>1)</sup>.

Combinação	Tipo de Ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e Edificações tipo1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e Edificações tipo1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2

Excepcional	Estruturas em geral	1,0
<p><sup>1)</sup> Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.</p>		

**Fonte:** NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

Segundo a ABNT NBR 8186/2003 as edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>. E as edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>. O galpão metálico possui valor de carga acidental abaixo de 0,60 kN/m<sup>2</sup> sendo assim classificado como edificação tipo 2

O peso próprio da estrutura e a ação do vento sob combinações normais, sendo incluídas todas as ações decorrentes de uso previsto da estrutura, exceto a sobrecarga do telhado e peso próprio das telhas, para esta análise foi adotado o valor do coeficiente de majoração igual à 1,4 de acordo com a ABNT NBR 8186/2003.

$$\gamma_f = 1,4$$

#### 4.3 Ação Acidental na Coberta

Segundo o Anexo “B” da NBR 8800/2008, a ação acidental em telhados não deve ser menor que 250 N/m<sup>2</sup>. Neste caso o carregamento total devido á carga acidental atuante no plano da coberta vale:

$$F_{QI,K} = 250 \times 4,94 \times 19,87 = 24.540 \text{ N}$$

Este valor não foi considerado nas situações analisadas visto que se trata de um valor significante comparar ao efeito do vento (370,96 N/m<sup>2</sup>) e assim combateria o efeito de sucção. Contando que as telhas estão funcionando sem carregamento acidental, atuando apenas com o seu peso próprio (peso de baixa influência, de 0,06 a 0,12N/m<sup>2</sup>, GERDAU, 2012) não se considerou a ação permanente e variável acidental nas situações analisadas neste trabalho.

#### 4.4 Obtenção dos Esforços no ANSYS Mechanical APDL®

Para a determinação dos esforços atuantes no sistema estrutural foi realizada uma análise estática no ANSYS Mechanical APDL®, um *software* dos mais completos do mercado atual, ao que se diz respeito a soluções de problemas complexos de engenharia. O método utilizado pelo programa de elementos finitos é altamente preciso com os resultados.

Adiante será apresentada todo passo a passo para desenvolvimento do sistema estrutural no ANSYS Mechanical APDL®.

#### 4.4.1 Preferências do ANSYS Mechanical APDL®

Ao se trabalhar no ANSYS é importante indicar qual a pasta de trabalho e título de arquivo. Este programa compreende qual unidade de medida deverá se trabalhar desde que seja apenas uma única. Neste trabalho, utilizou-se:

- As cargas concentradas em Newton [N];
- As unidade de medida lineares em metros [m], área [m<sup>2</sup>];

Também para os primeiros passos são definidas as preferências, que neste caso se trata de uma análise estrutural (*Structural*). Clicando em *Preferences* será aberta a janela para a opção de *Structural*.

As etapas de modelagem neste *software* podem ser sintetizadas em três: Pré-processamento, Solução e Pós-processamento.

a) Na etapa de Pré-processamento é definido o problema:

- Definir-se o tipo de elemento e materiais e as propriedades geométricas;
- Definir-se os nós e os elementos: o lançamento dos nós, ou *nodes* como são denominados no programa, foram auxiliadas desenhando a estrutura no *AutoCAD AUTODESK®* obtendo-se as coordenadas destes. Após lançados os nós são lançados os elementos ligando nó ao nó, formando a estrutura;

b) Na Solução é atribuído o valor das cargas, condições de contorno e resolução: nesta etapa que cada situação analisada é diferenciada, devido a coordenada e intensidade da carga no nó de aplicação;

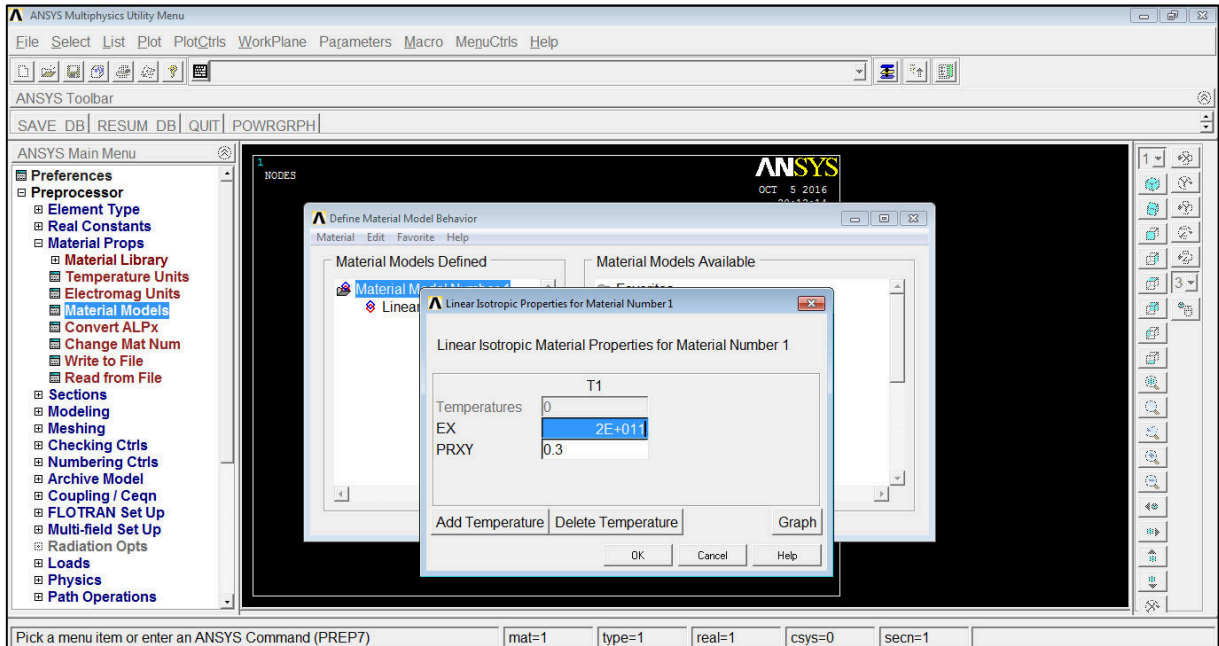
c) Na última etapa, de Pós-processamento:

- Listam-se as reações nos vínculos;
- Exibe-se o diagrama dos esforços dos elementos.

#### 4.4.2 Definição do Material

Nesta etapa definiu-se o coeficiente de rigidez do material, dentre outras. Como o material a ser considerado é o aço, considerou-se para o valor do módulo de elasticidade longitudinal (E) 200 GPa, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,3 e sua densidade de 7850 kgf/m<sup>3</sup> de acordo com ABNT NBR 8800/2008, conforme a FIGURA 15. Para este procedimento seguiu-se da seguinte forma: *PrePreprocessor > Material Props > Material Models > Structural > Linear > Elastic > Isotropic*.

FIGURA 15 - Inserir as propriedades dos materiais no ANSYS.

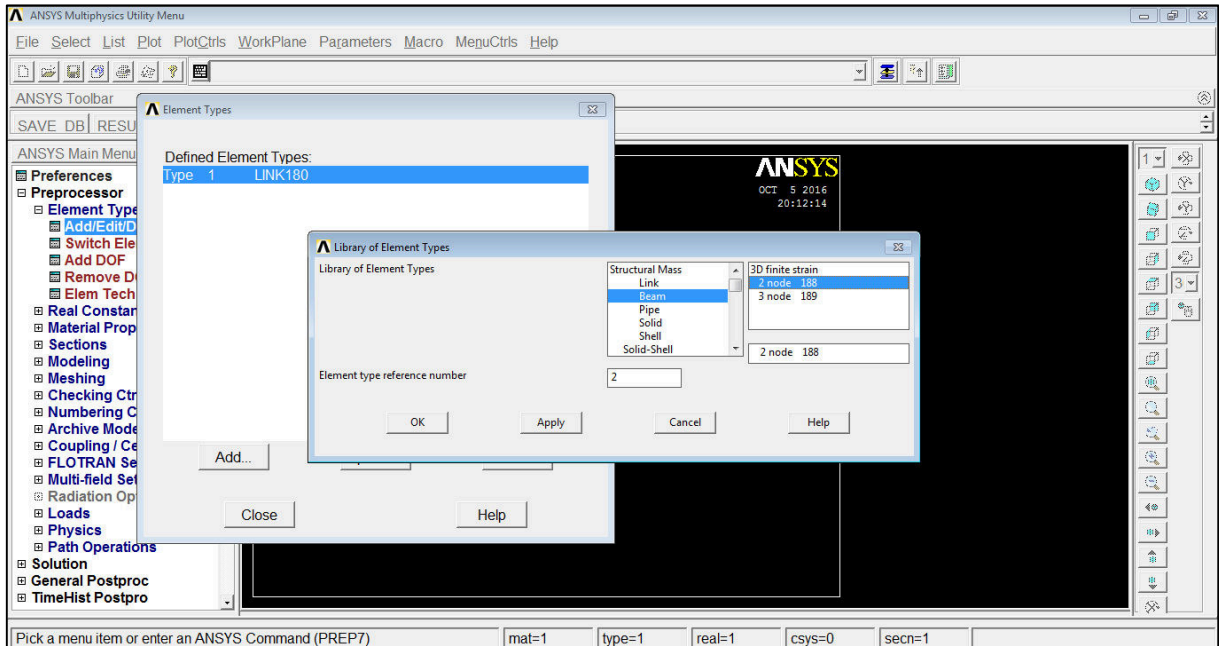


Fonte: [do Autor].

#### 4.4.3 Definição dos Elementos

Para este estudo, todos os componentes, exceto os cabos, podem ser modelados como barras. Os cabos possuem outro tipo de comportamento (PFIEL, 2009) e precisam, portanto, de uma atenção maior. Para tanto é necessário verificar na livreria do programa os elementos disponíveis para modelagem.

Verifica-se que o elemento *Beam 188* é adequado para barras que representam as terças, as vigas, as colunas e as conexões, já o elemento *Link 180* representa melhor os cabos, pois este tipo de elemento em pórticos só está sujeito a esforços normais, caracterizados como tirantes. O procedimento é feito na FIGURA 16: *Preprocessor > Element Type > Add/Edit/Delete > Add*.

FIGURA 16 - Inserir os elementos *Beam 188* e *Link 180* no ANSYS.

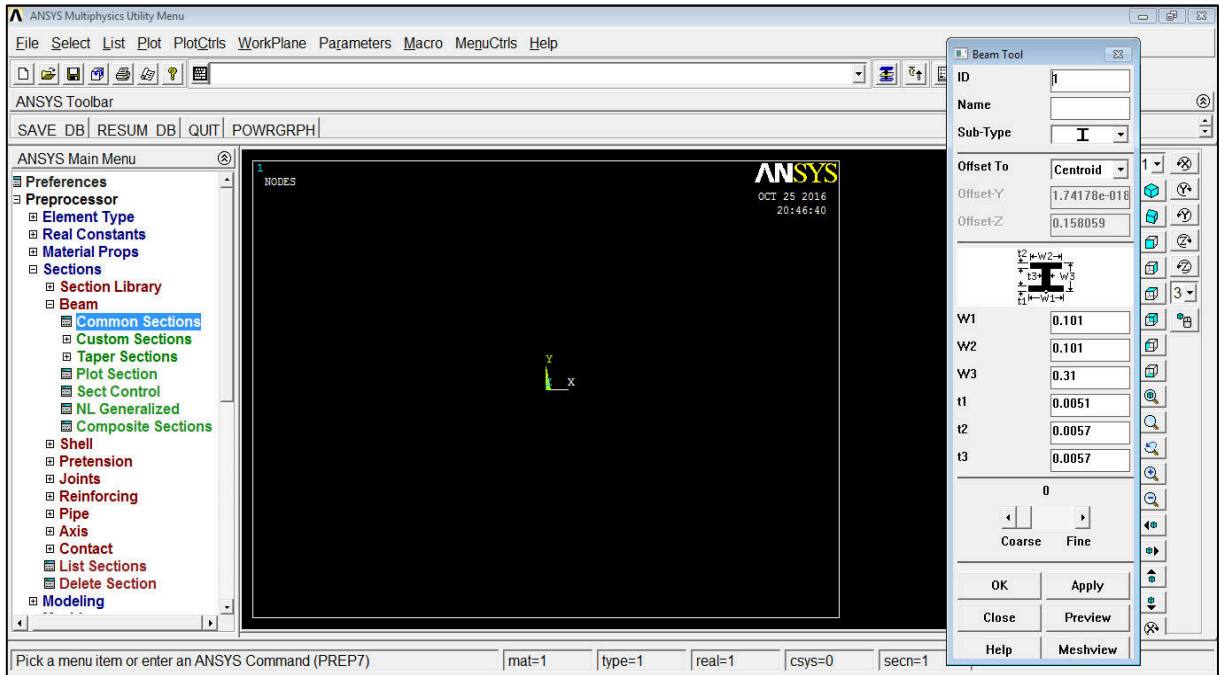
Fonte: [do Autor].

#### 4.4.4 Definição de Seções

As seções dos vários elementos constituintes devem ser determinadas e criadas quantas vezes forem necessárias. O procedimento segue na FIGURA 17: *Preprocessor > Sections > Beam > Common Sections*. As seções são determinadas em uma janela que irá abrir após procedimento.

As seções inseridas seguem as condições de pré-dimensionamento de perfis metálicos para viga e colunas segundo o Manual de Construção em Aço (2010 apud BELLEI, 2006).



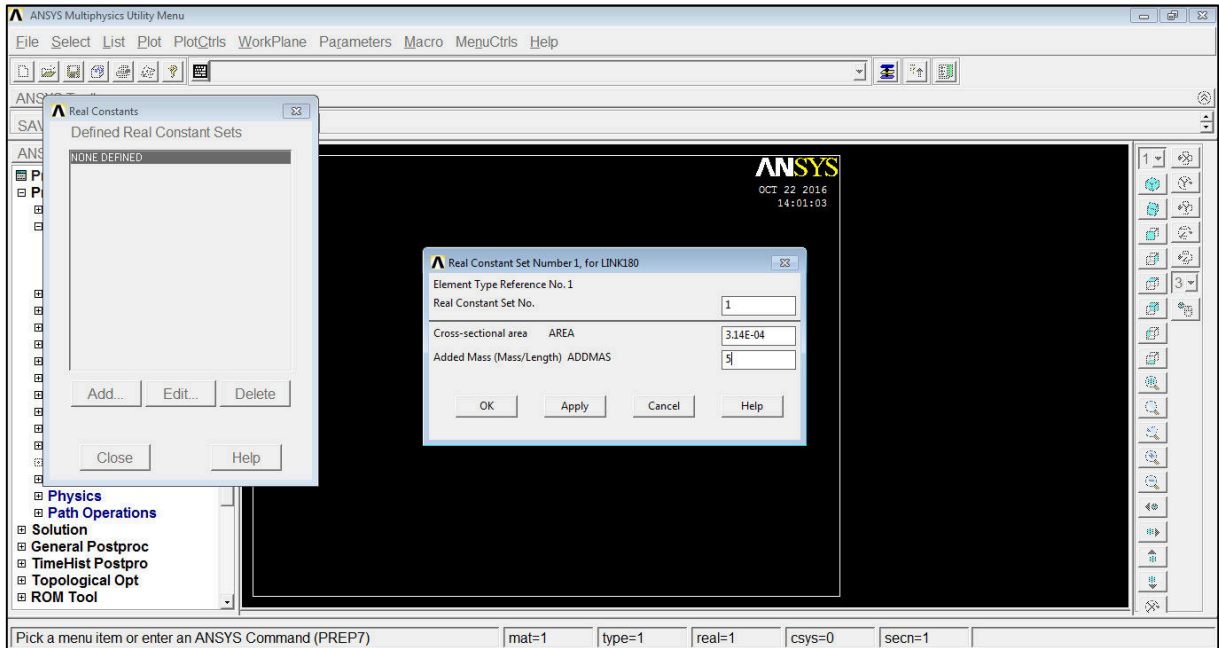
FIGURA 17 - Inserindo as seções para o elemento *Beam 188* no ANSYS.

Fonte: [do Autor].

#### 4.4.5 Determinação das Constantes Reais

Na versão do *software* utilizada não foi necessário criar constantes reais para o elemento de barra, apenas para os cabos. O procedimento foi o seguinte: *Preprocessor* > *Real Constants* > *Add/Edit/Delete*.

Para o elemento *Link 180*, que representam os cabos, é necessário definir área de sua seção e de sua massa por metro linear. Para este estudo, foi considerado um cabo de 2 cm de diâmetro e peso de 2,23 kgf/m ou 22,3 N/m.

FIGURA 18 – Inserindo as constantes reais para o elemento *Link180* no ANSYS.

Fonte: [do Autor].

#### 4.4.6 Criação dos Nós da Estrutura

Foram criados a quantidade de nós necessários para que se pudesse fazer a modelagem do sistema estrutural. A criação dos nós é de forma criteriosa bem como a criação dos nós para aplicação das forças concentradas.

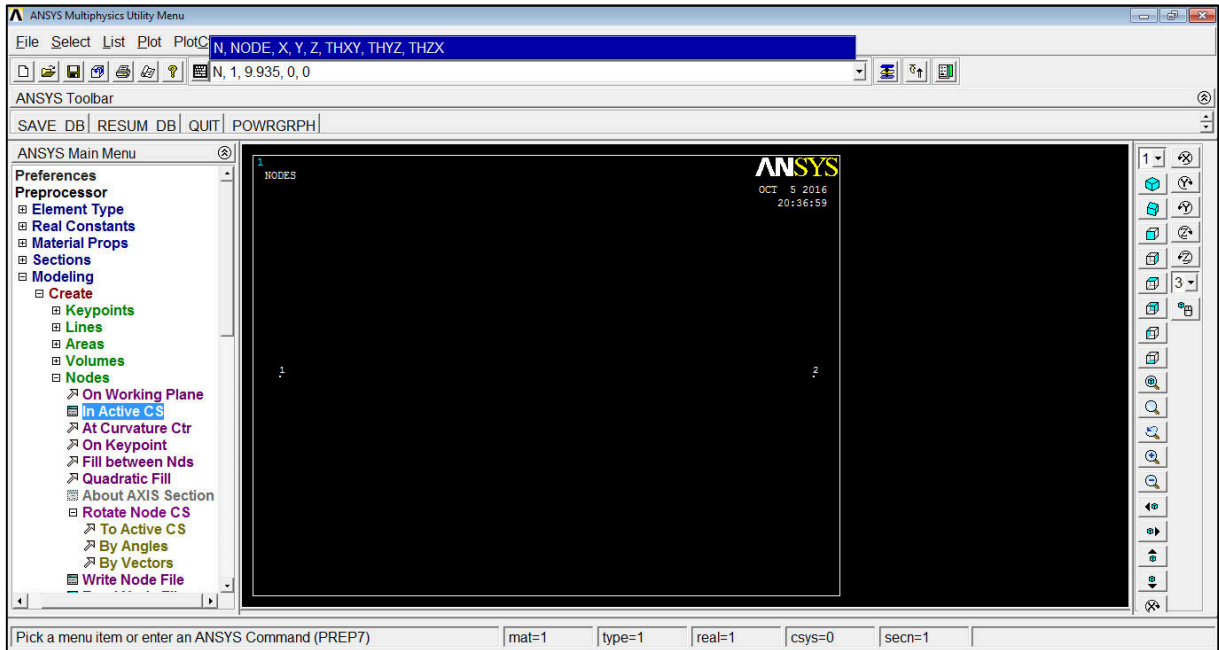
O procedimento pode ser o seguinte: *Preprocessor > Modeling > Create > In Active CS*. E assim digitar as coordenadas (x, y, z) e o número que será o nó.

No trabalho desenvolvido foi utilizado outro comando para inserção dos nós, onde vemos na FIGURA 19. Através da barra de comandos (*Command Prompt*) digitando a seguinte sintaxe:

$$N, i, x_i, y_i, z_i$$

Onde temos que  $N$  é o comando para criação dos nós,  $i$  é o número do nó e  $x_i$ ,  $y_i$  e  $z_i$  são as coordenadas do nó que se deseja inserir.

FIGURA 19 - Inserindo os nós da estrutura no ANSYS.



Fonte: [do Autor].

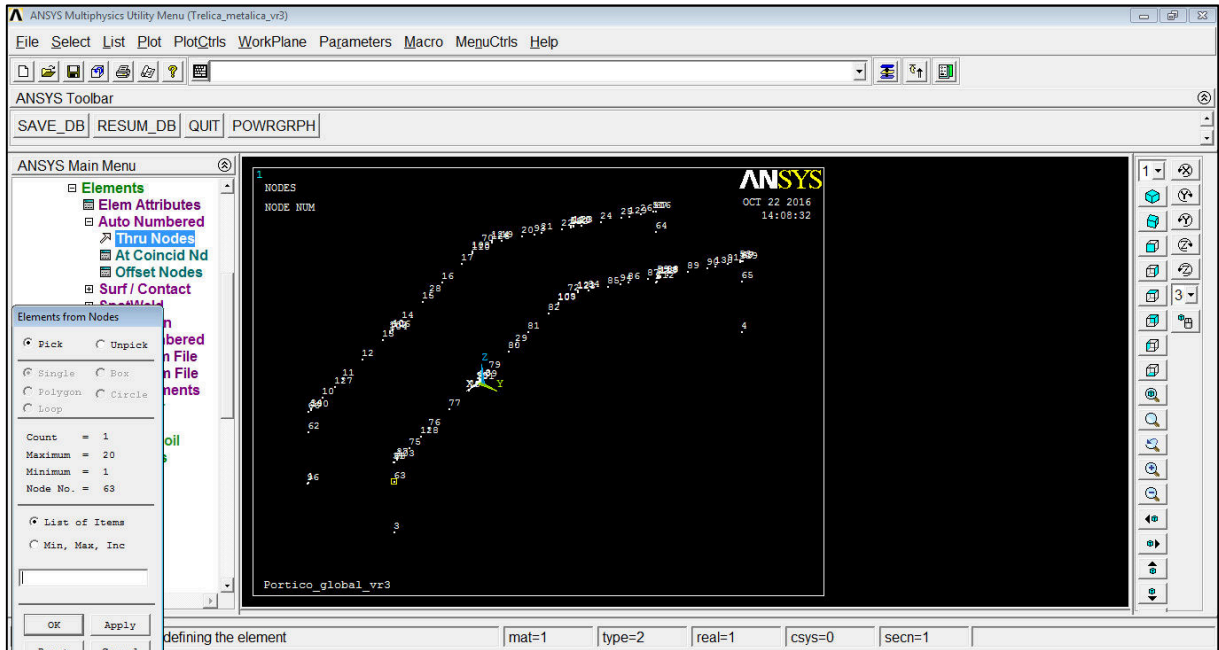
#### 4.4.7 Criação dos Elementos

Nesta etapa criou-se a forma gráfica, respeitando a geometria para reproduzir fielmente a concepção da estrutural real. Primeiro é necessário definir qual elemento se pretende criar.

O procedimento pode ser o seguinte: *Preprocessor > Modeling > Create > Element > Element Attributes*. Uma janela é aberta, onde definiu-se qual tipo de elemento se pretende criar, com suas respectivas seções, materiais e constantes reais.

Em segunda parte, dá-se a criação propriamente dita, FIGURA 20, onde se seleciona os nós que o elemento irá conectar. Através do seguinte procedimento: *Preprocessor > Modeling > Create > Element > Auto Numbered > Thru Node*.

FIGURA 20 - Inserindo os elementos da estrutura no ANSYS.



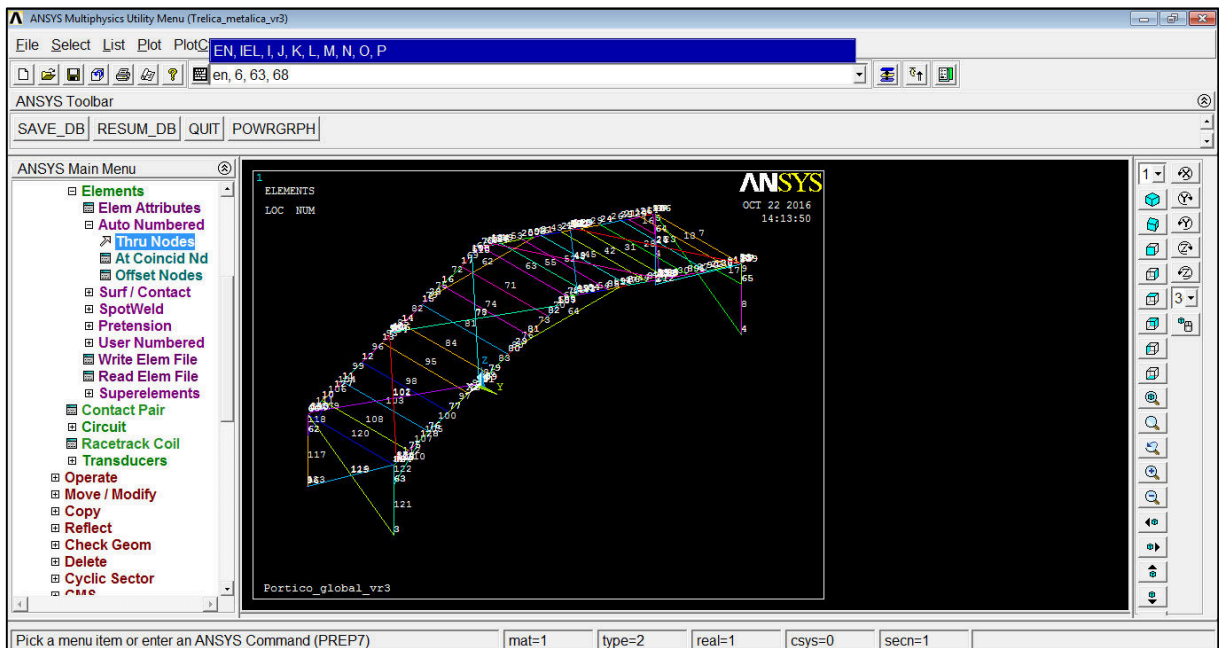
Fonte: [do Autor].

No trabalho desenvolvido foi utilizado outro comando para inserção dos elementos. Através da barra de comandos (*Command Prompt*) digitando a seguinte sintaxe:

$$en, n, N_i, N_j$$

Onde temos que  $en$  é o comando para criação dos elementos,  $n$  é o número do elemento e  $N_i$  e  $N_j$  são os nós que se deseja interligar, como podemos ver na FIGURA 21.

FIGURA 21 - Inserindo os elementos da estrutura pela barra de comandos no ANSYS.



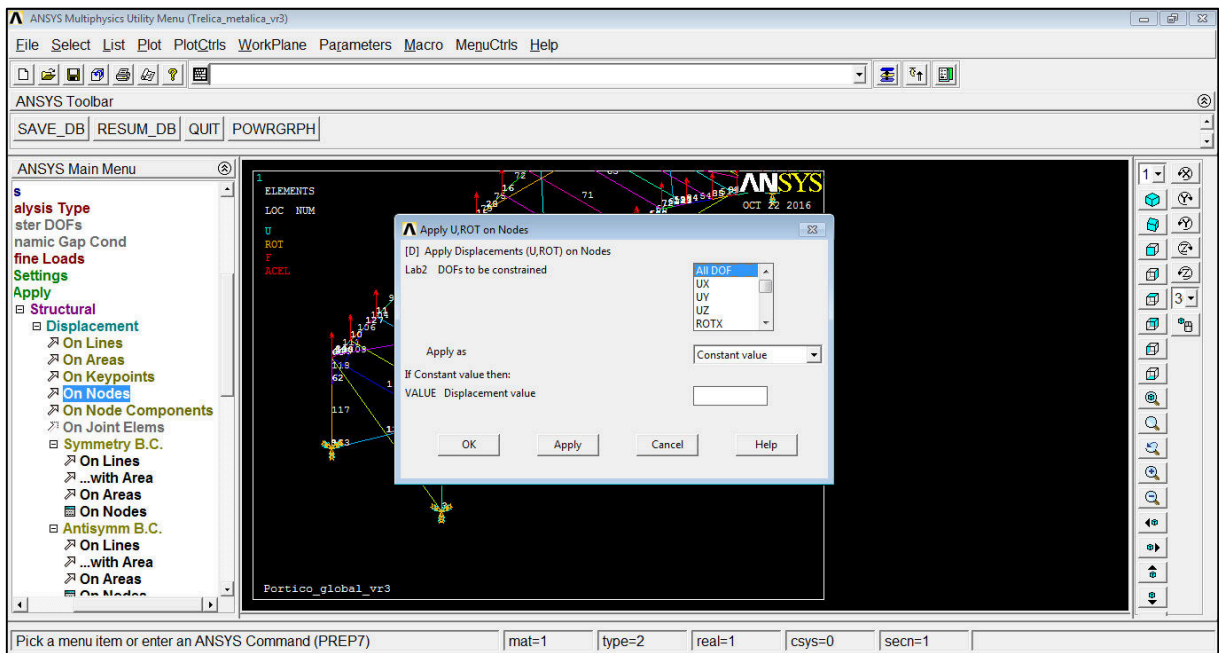
Fonte: [do Autor].

#### 4.4.8 Determinação das Condições de Apoio

No modelo computacional a estrutura foi considerada que todos os pilares estavam completamente engastados no solo, cuja a opção é *ALL DOF* no *ANSYS*, FIGURA 22.

Seguiu-se com o procedimento: *Preprocessor > Loads > Define Loads > Apply > Structural > Displacement > On nodes*. Para a determinação dos vínculos na base das colunas deve-se clicar nos nós 1, 2, 3 e 4.

**FIGURA 22** – Inserindo as condições de vínculo da estrutura no *ANSYS*.



**Fonte:** [do Autor].

Outra forma de aplicar os vínculos aos nós seria através da barra de comandos (*Command Prompt*) digitando a seguinte sintaxe:

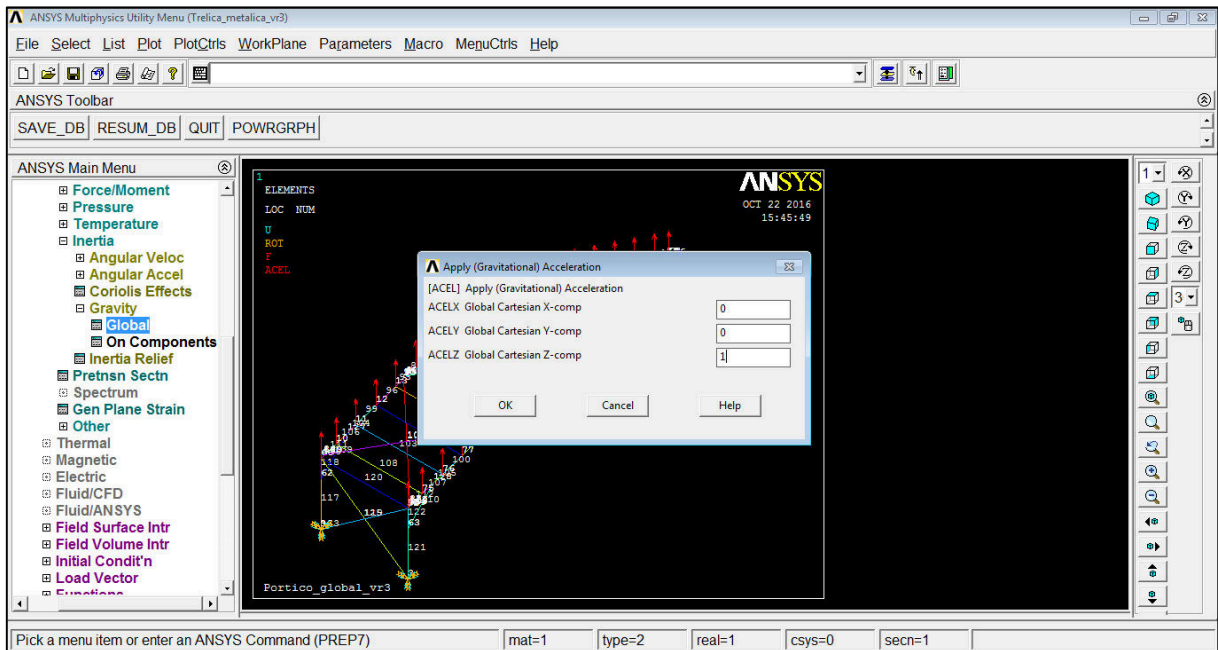
$$d, N_i, d_x, d_y, d_z$$

Onde temos que  $d$  é o comando para criação de vínculo,  $N$  é o número do nó determinado e  $d_x$ ,  $d_y$  e  $d_z$  são os deslocamentos nas direções globais do sistema, que neste caso seriam 0.

#### 4.4.9 Aplicação da ação da Gravidade

Para aplicação da gravidade sobre o sistema estrutural, segue-se: *Preprocessor > Loads > Define Loads > Apply > Structural > Inertia > Gravity > Global*. Uma janela se exibirá, FIGURA 23, na qual as direções possíveis para aplicação da ação da gravidade estão disponíveis, no nosso caso  $Z = 1$ , onde o valor positivo é o *default* do programa, convencionando o sentido característico da gravidade.

FIGURA 23 – Aplicando a ação da gravidade no ANSYS.



Fonte: [do Autor].

#### 4.4.10 Aplicação das Forças Concentradas

O escoamento do carregamento devido à ação do vento foi considerado como sendo distribuído em valor comum pelo número de pontos que amarram as telhas metálica ao plano da cobertura. Dessa forma, as cargas introduzidas para a análise realizada neste trabalho foram aplicadas de forma concentradas nos nós de amarração.

Para aplicação das cargas concentradas nos nós de amarração, segue-se o procedimento: *Preprocessor > Loads > Define Loads > Apply > Structural > Force/Moment > On nodes*. A janela aberta solicita quais nós deverão receber as cargas concentradas, assim basta-se clicar sobre os nós desejados.

Para cada situação analisada, as cargas concentradas foram aplicadas nos nós que representam cada ponto de amarração entre a telha metálica e o plano estrutural da cobertura, diferenciando cada configuração em termo de aplicação do carregamento.

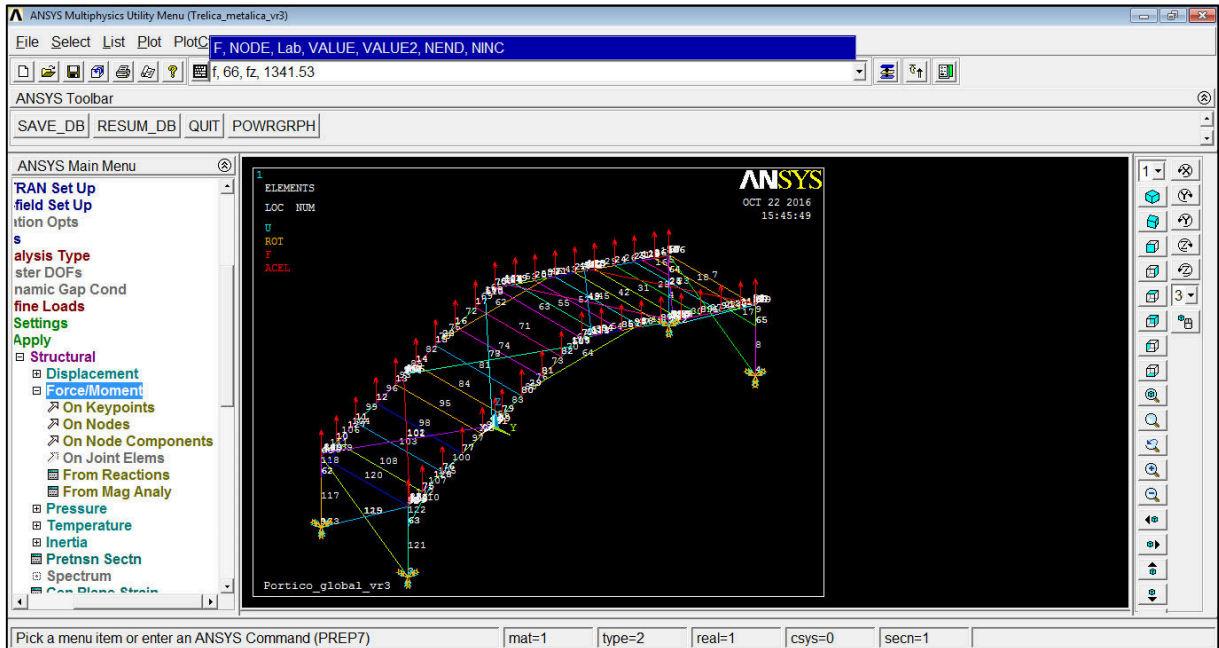
Neste trabalho, utilizou-se outra forma para inserção das cargas, FIGURA 24. Através da barra de comandos (*Command Prompt*) digitando a seguinte sintaxe:

$$f, N, f_i, C$$

Onde temos que  $f$  é o comando para lançamento de uma carga,  $N$  é o número dos nós que receberá a carga,  $f_i$  é a direção da carga ( $f_x, f_y, f_z$ ) e  $C$  é o valor da carga.



FIGURA 24 – Aplicação das forças concentradas nos nós no ANSYS.



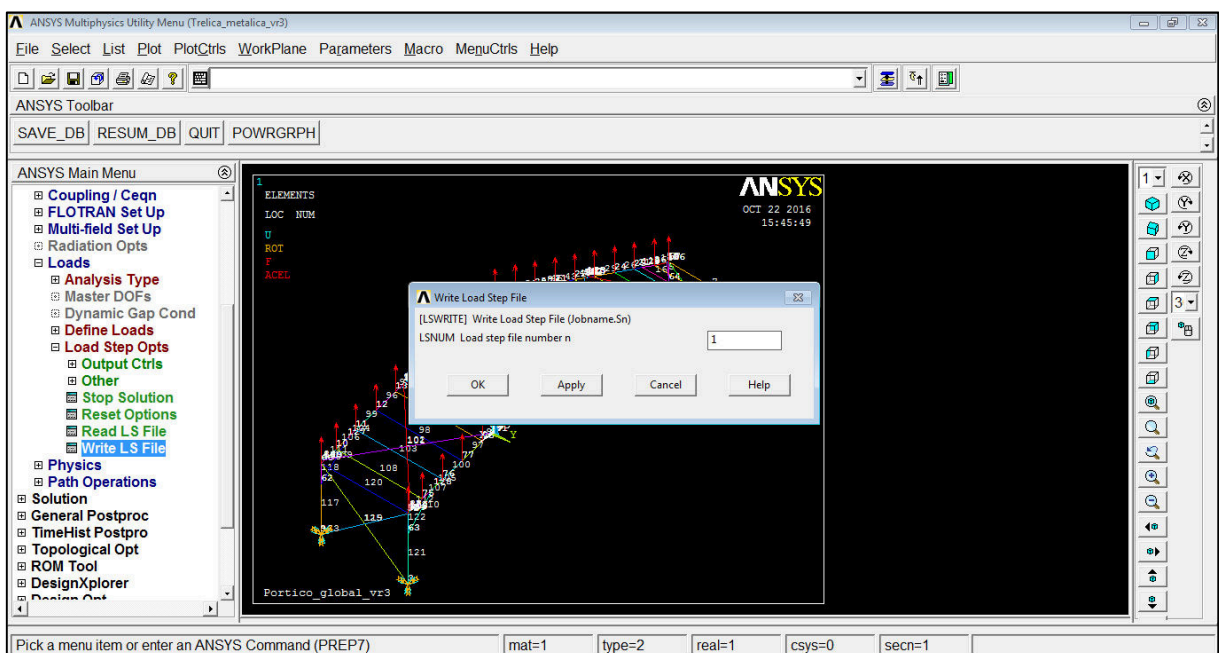
Fonte: [do Autor].

#### 4.4.11 Gravação do Carregamento

Após aplicadas as restrições de movimento e as cargas concentradas atuantes no sistema estrutural, é necessário pedir para o programa que se grave estes dados para analisar a situação solicitada.

O procedimento realizado para gravação é: *Preprocessor* > *Loads* > *Loads Steps Opts* > *Write LS File*. A janela aberta solicita qual o número para a gravação FIGURA 25.

FIGURA 25 – Salvando o tipo de carregamento sobre a estrutura no ANSYS.

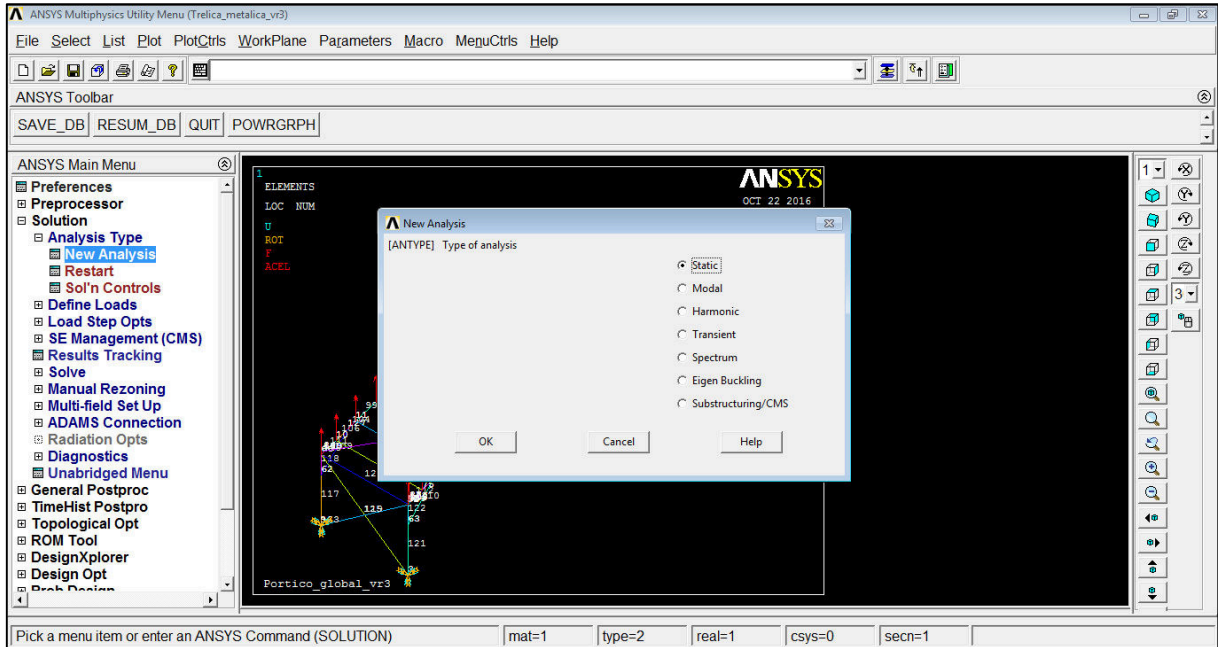


Fonte: [do Autor].

#### 4.4.12 Escolha do Tipo de Análise

Selecionou-se o tipo de Análise através do seguinte procedimento: *Solution* > *Analysis Type* > *New Analysis*. Após realização do passo é determinada a opção *Static*, FIGURA 26.

FIGURA 26 – Determinando tipo de análise a ser realizada no ANSYS.

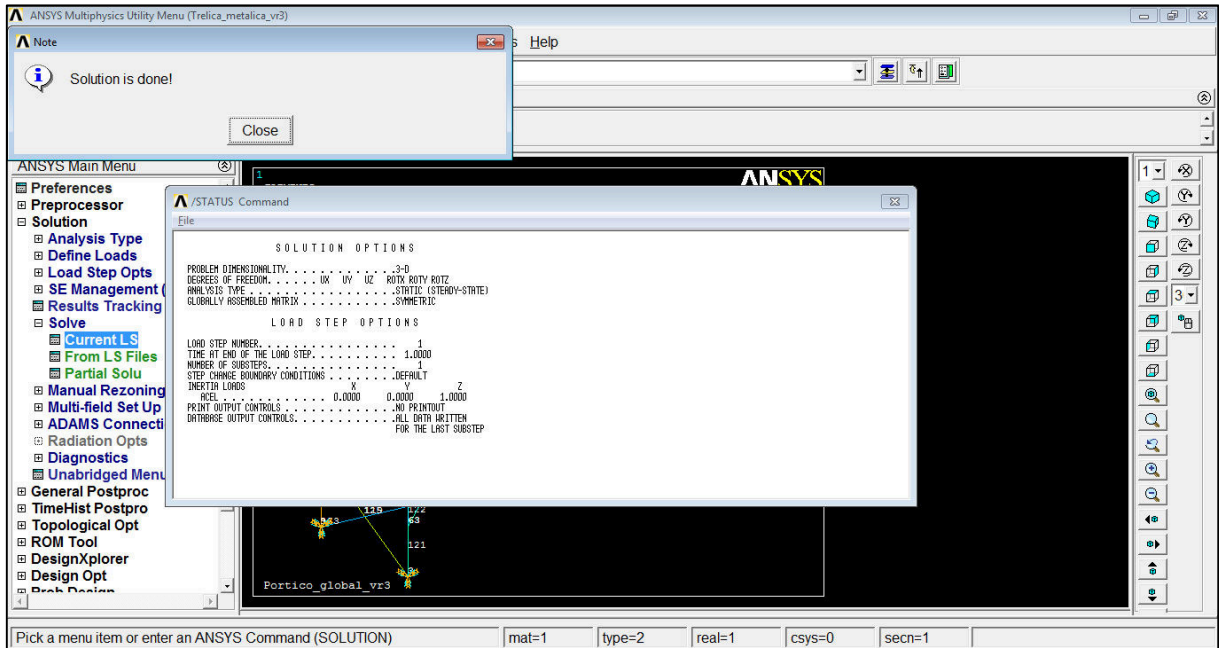


Fonte: [do Autor].

#### 4.4.13 Solucionar a Análise

Terminada a etapa do pré-processamento segue-se para a solução do modelo estrutural (*Solution*). O procedimento realizado é: *Solution* > *Solve* > *Current LS* > *Ok*. A janela aberta pergunta se deseja iniciar a solução, FIGURA 27. A solução só será realizada com sucesso quando for exibida uma janela com a mensagem no final do processo de *Solution is done*.



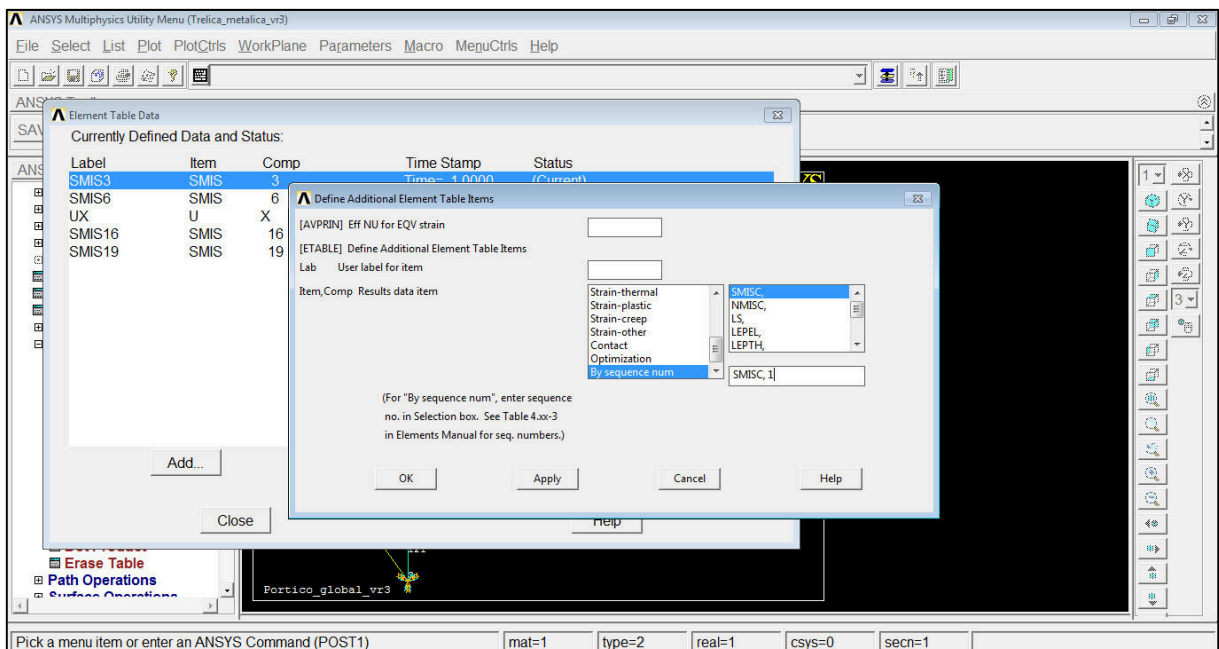
FIGURA 27 – Realizando *solver* do sistema estrutural no ANSYS.

Fonte: [do Autor].

#### 4.4.14 Leitura dos Resultados

A leitura dos resultados poderá ser feita na barra de menus *Prots*. No trabalho desenvolvido foi apresentado os diagramas dos esforços solicitados. Para exibição dos diagramas é necessário primeiramente criar uma janela de resultados. Para esta ação, é tomada o seguinte procedimento conforme a FIGURA 28: *General Postproc > Element Table > Define Table*.

FIGURA 28 - Inserindo as opções de diagramas de esforços no ANSYS.



**Fonte:** [do Autor].

Na definição irá abrir uma janela onde a opção de *By Sequence Num* deverá ser selecionada e precedendo *SMISC* deve ser definida. Para visualização dos esforços normais *SMISC,1*, dos esforços cortantes *SMISC,5,18* e *SMISC,6,19* e dos momentos fletores *SMISC,2,15* e *SMISC,3,16*. Na FIGURA 29, podemos ver que o número está associado à direção que o esforço solicita o material e deve ser digitado no campo de definição.

**FIGURA 29** – Item e sequência dos números para análise de resultados da *BEAM 188* no *ANSYS*.

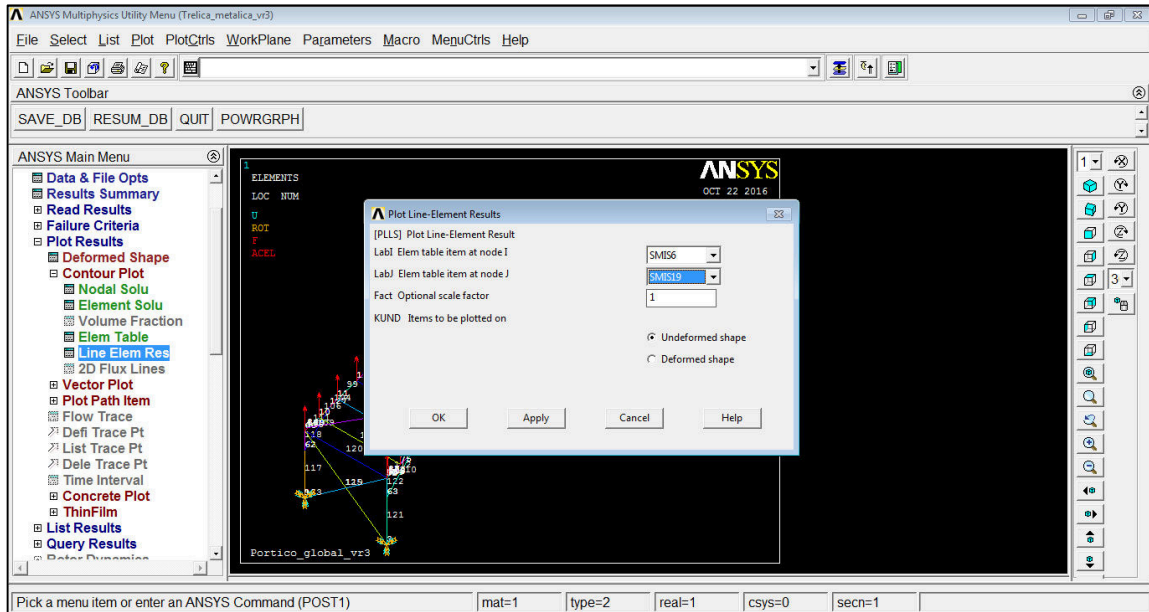
Output Quantity Name	ETABLE and ESOL Command Input		
	Item	I	J
Fx	SMISC	1	14
My	SMISC	2	15
Mz	SMISC	3	16
TQ	SMISC	4	17
SFz	SMISC	5	18
SFy	SMISC	6	19
Ex	SMISC	7	20
Ky	SMISC	8	21
Kz	SMISC	9	22
TE	SMISC	10	23
SEz	SMISC	11	24
SEy	SMISC	12	25
Area	SMISC	13	26
BM	SMISC	27	29

**Fonte:** [Tutorial do *ANSYS Mechanical APDL*®].

Para se mandar ler os resultados da primeira análise, segue-se: *General Prostproc > Read Results > First Set*. E assim selecionar quais direções a serem exibidas.

Para visualizar os resultados segue-se com o procedimento: *General Prostproc > Plot Results > Countour Plot > Line Element Res*. A FIGURA 30 mostra que deixando a opção da estrutura indeformada e clicando em *Ok*, irá aparecer o diagrama de esforços escolhido.

**FIGURA 30** – Exibindo os digramas de esforços solicitantes no ANSYS.

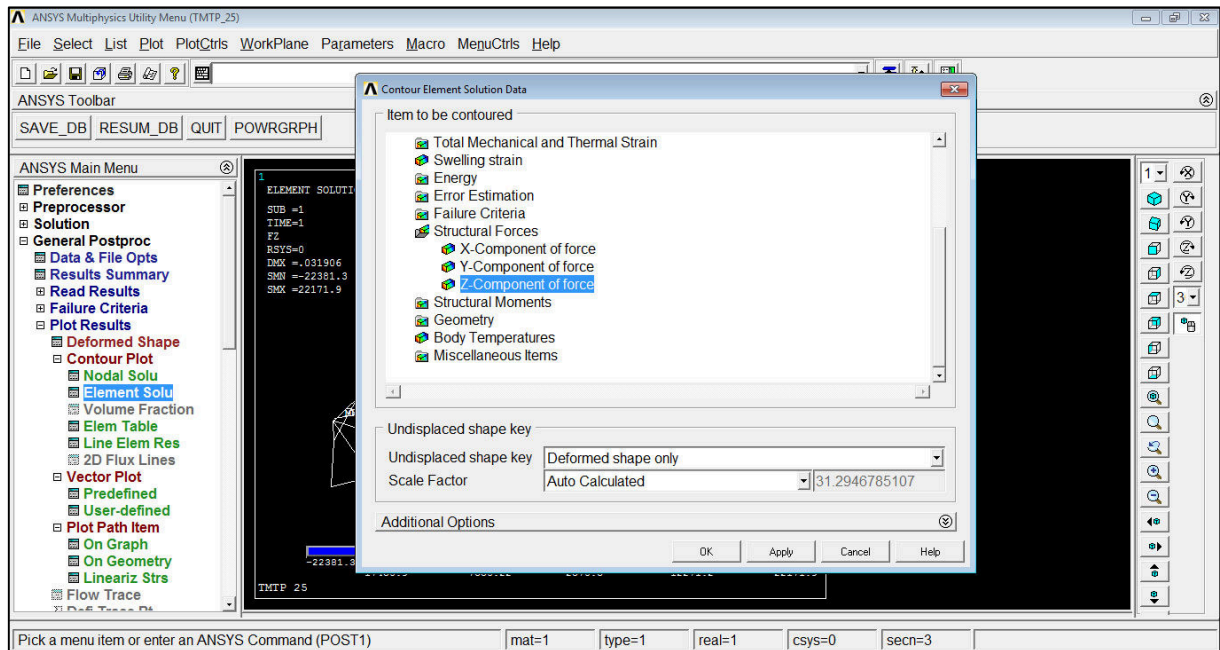


Fonte: [do Autor].

Outros comandos podem ser utilizados para exibição dos resultados, como é o caso de *PRNLD* para se listar forças e momentos resultantes da solução, utilizada para exibir as reações de apoio, como também *PRRSOL*. Estes comandos são acessados pela barra de comandos (*Command Prompt*).

Para se obter os valores máximos do momento fletor e do cortante solicitantes é necessário fazer o seguinte prosseguimento: *General Postproc > Plot Results > Contour Plot > Element Solu*. Para a determinação do cortante deve-se analisar a opção de *Structural Force* e para a do momento fletor *Structural Moment*, ambas nos três eixos globais, como podemos ver na FIGURA 31.

**FIGURA 31** – Exibindo os esforços máximos solicitados pela estrutura no *ANSYS*.



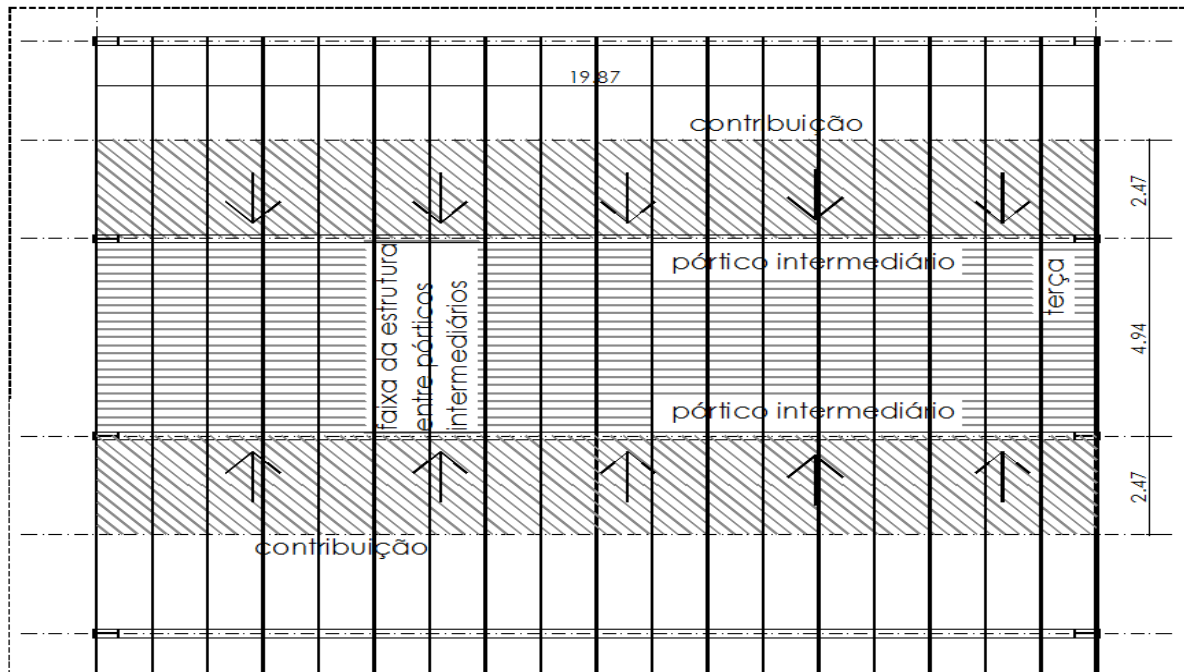
**Fonte:** [do Autor].

Após este procedimento é exibido uma configuração deformada com os esforços solicitantes e deslocabilidades máximas.

#### 4.5 Situações Analisadas

As hipóteses analisadas partiram de duas condições, a primeira é a forma como as telhas são amarradas nas terças e a outra é que esta carga é concentrada no ponto de aplicação. Nas situações analisadas neste trabalho foi considerada a telha metálica galvanizado tipo trapezoidal.

Na composição do carregamento devido à ação do vento, considerou-se a faixa entre os pórticos intermediários transversais e o acréscimo de uma parcela de contribuição do módulo vizinho para cada lateral. Na FIGURA 32 pode ser observado o esquema das áreas de contribuição para uma estrutura intermediária.

**FIGURA 32** - Área de contribuição para composição do carregamento devido à ação do vento.

**Fonte:** [do Autor].

Logo, a área total de contribuição vale:

$$A = 19,87 \times (2,47 + 4,94 + 2,47) = 196,32 \text{ m}^2$$

E assim a força devido ao carregamento em cada ponto de amarração da telha sobre a estrutura da cobertura é dada pelo valor da equação:

$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde:

- F é o valor da carga concentrada em N;
- $\gamma_f$  é o coeficiente de ponderação do carregamento, que vale 1,4;
- q é o valor do carregamento devido ao vento, que vale 370,96 N/m<sup>2</sup>;
- A é a área de contribuição, que vale 196,32 m<sup>2</sup>;
- N é o número de pontos, representam a quantidade de amarrações;

Para as distâncias adotadas no esquema de amarração das telhas tomou-se como base um catálogo de *Sistema Construtivos de Telhas Metálicas* do grupo *Eternit*®. As telhas apresentadas no catálogo são de aço galvanizada, sendo este material mais utilizado no mercado, por ser mais barato que o alumínio, por exemplo. No catálogo a distância que a telha pode ser apoiada é em função do suporte para a sobrecarga e a flecha máxima de L/120 de acordo com ABNT NBR 8800/2008. Na TABELA 7 os valores de sobrecarga abaixo de

60kgf/m<sup>2</sup> devem ser evitados, pois nesta faixa a telha não daria suporte a uma carga admissível de uso estabelecida por norma.

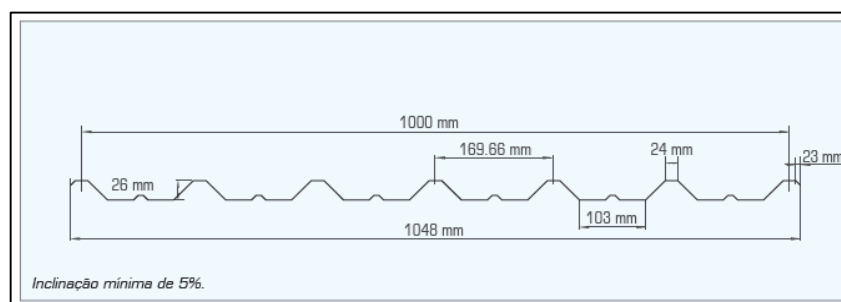
**TABELA 7 - Sobrecargas admissíveis para a telha TMTP 25.**

Sobrecargas admissíveis (Kgf/m <sup>2</sup> )										
Sobrecargas em função da flecha, número de apoios, vão e espessura da chapa		2 apoios			3 apoios			4 apoios		
		Espessuras (mm)			Espessuras (mm)			Espessuras (mm)		
Vão (m)		0,43	0,50	0,65	0,43	0,50	0,65	0,43	0,50	0,65
COBERTURAS Flecha L/120	1,40	126	147	196	126	147	196	158	185	246
	1,50	109	127	170	109	127	170	137	161	214
	1,60	95	112	149	95	112	149	120	141	187
	1,70	84	99	131	84	99	131	106	125	165
	1,80	75	87	117	75	87	117	94	111	147
	1,90	67	78	104	67	78	104	84	99	131
	2,00	60	70	93	60	70	93	76	88	118
	2,10	52	62	82	54	63	84	68	80	106
	2,20	45	53	71	48	57	76	62	73	96
	2,30	39	46	61	44	52	69	56	66	87
2,40	34	40	53	40	47	63	51	60	80	

**Fonte:** [Catálogo de telhas metálicas sistemas construtivos – Eternit®].

A telha utilizada para as situações de cálculo foi a TMTP 25 com dimensões de 1,00 metros de largura por 5,50 metros de comprimento. É um tipo de telha de aço galvanizado, suas dimensões são apresentadas na FIGURA 33, e seu comprimento é em função do plano de corte que é passado para a fornecedora variando de 1,5 até 10,00 metros.

**FIGURA 33 – Dimensões da telha TMTP 25.**

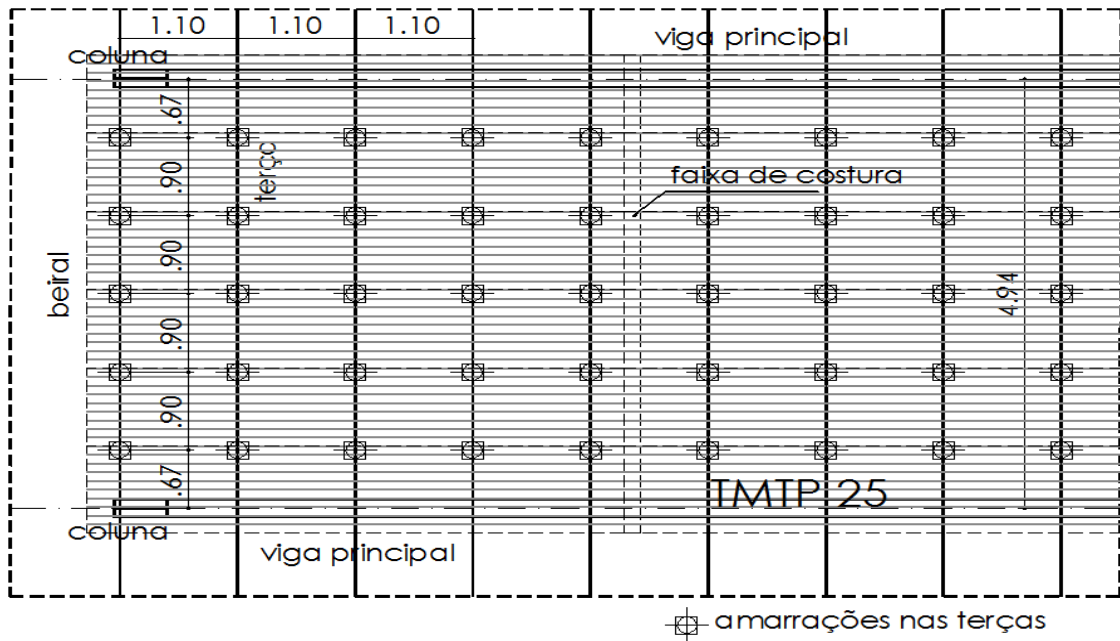


**Fonte:** [Catálogo de telhas metálicas sistemas construtivos – Eternit®].

#### 4.5.1 Situação analisada I - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x0,90m

Na FIGURA 34 é ilustrada a configuração para as telhas TMTP 25 em que todas as terças são pontos de apoios (a distância entre terça vale 1,20 m, a FIGURA 34 mostra esta distância em planta baixa), neste caso as faixas de costuras entre telhas também são pontos de fixação na estrutura, as vigas principais não possuem ponto de amarração com a telha.

**FIGURA 34** – Esquema da amarração da TMTP 25 em 1,20x0,90 para a situação de cálculo I.



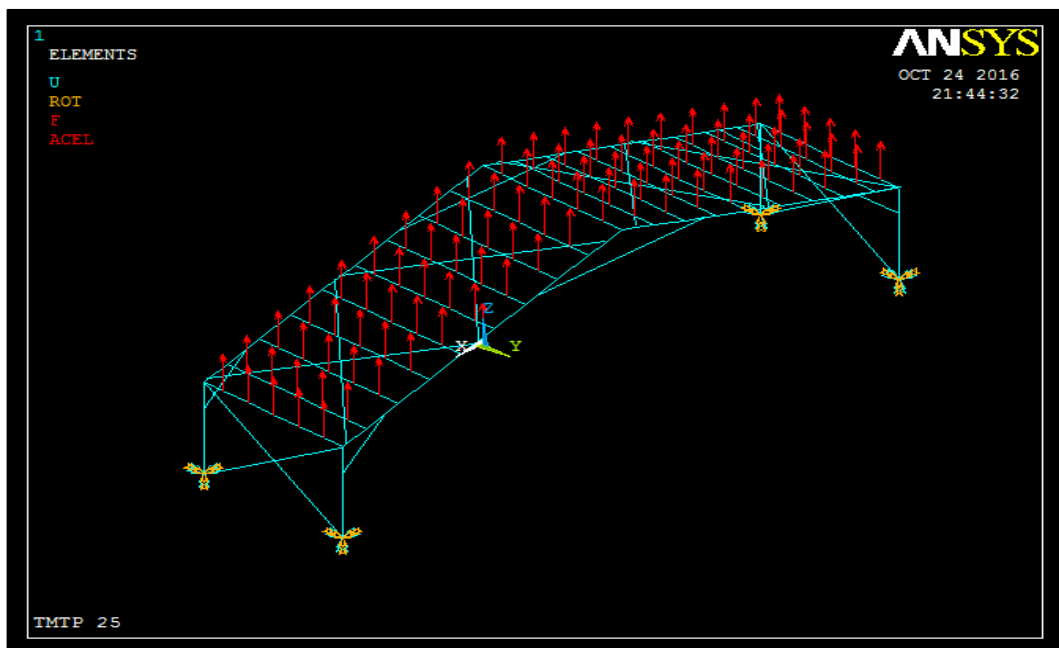
Fonte: [do Autor].

O valor da força devido ao carregamento em cada nó de amarração para esta situação analisada vale:

$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} = \frac{1,4 \times 370,96 \times 196,32}{95} = 1.073,24 \text{ N}$$

Os resultados para a configuração adotada acima estão exibidos a seguir. Na FIGURA 35 é esquematizado o modelo estrutural com o carregamento no ANSYS.

**FIGURA 35** – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada I.

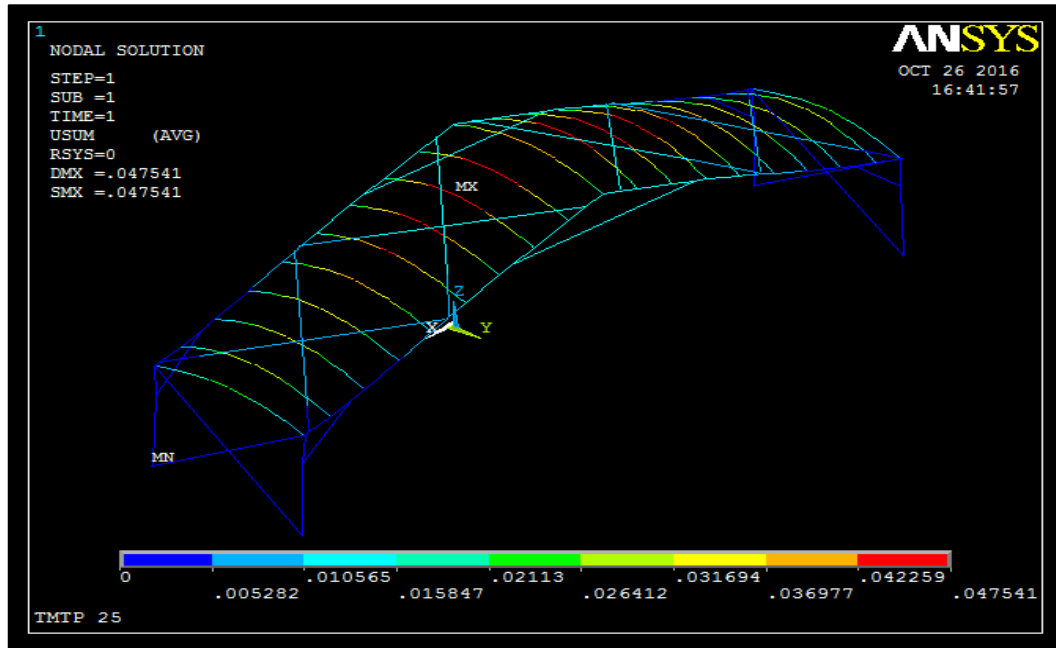


Fonte: [ANSYS].



Na FIGURA 36 mostra as deslocabilidades dos elementos do sistema estrutural. Nota-se que o máximo valor foi de 0,047541 m em uma terça próxima a cumeeira, na direção do plano principal para o perfil utilizado. As deslocabilidades das terças são no sentido de menor rigidez, isto é, no plano principal de inércia.

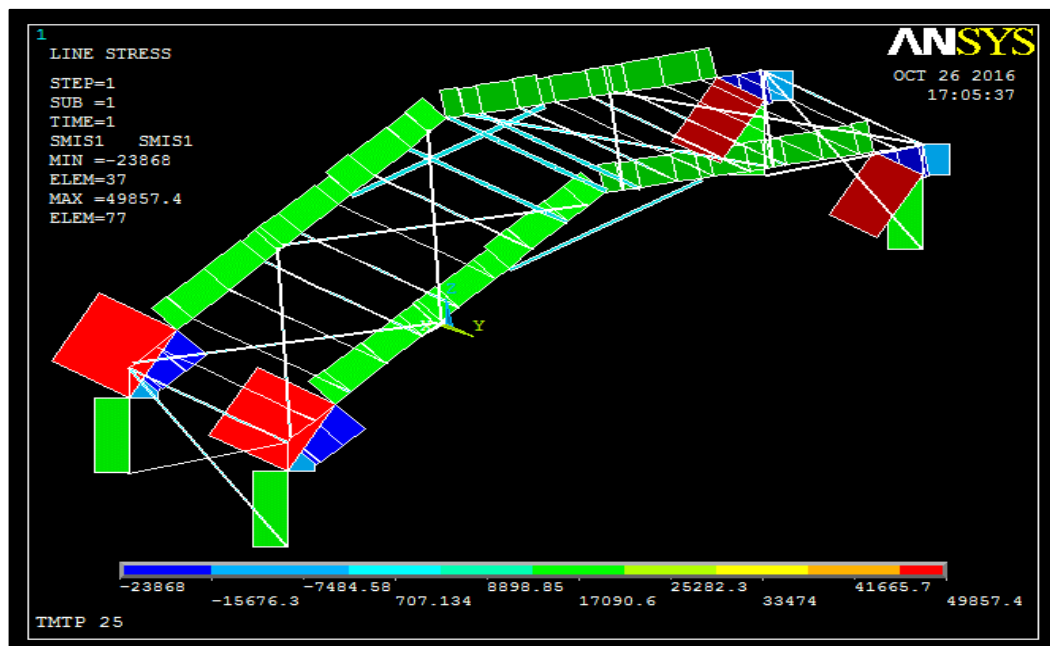
**FIGURA 36** – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada I.



Fonte: [ANSYS].

O diagrama da FIGURA 37 mostra que a carga máxima de tração é localizada nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis são os mais solicitados, assim deverão ser verificados e analisados quanto ao seu comprimento e carga de flambagem.

**FIGURA 37** – Diagrama de esforço normal para a situação analisada I.

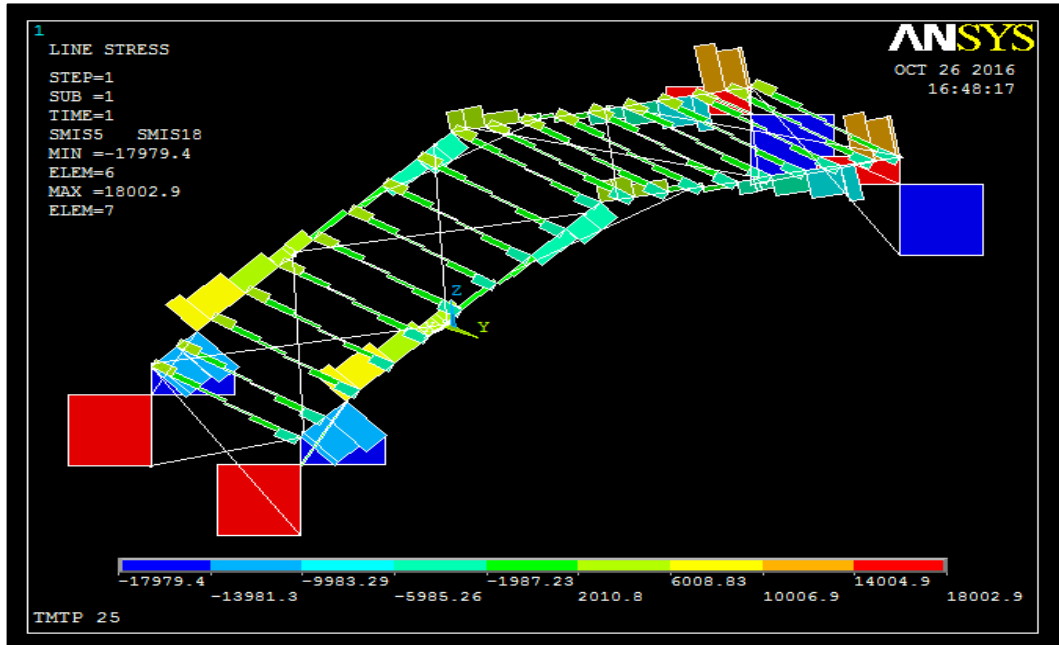




Fonte: [ANSYS].

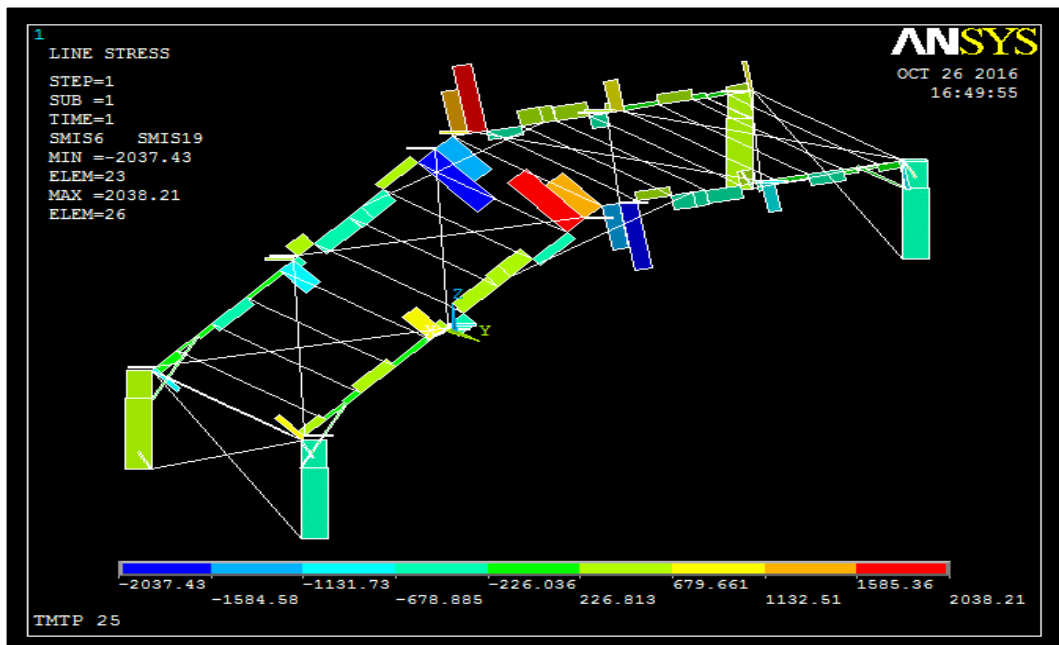
O diagrama de esforço cortante e de momento fletor estão apresentados na FIGURA 38, FIGURA 39, FIGURA 40 e FIGURA 41 em eixos mais críticos analisados.

**FIGURA 38** – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada I.



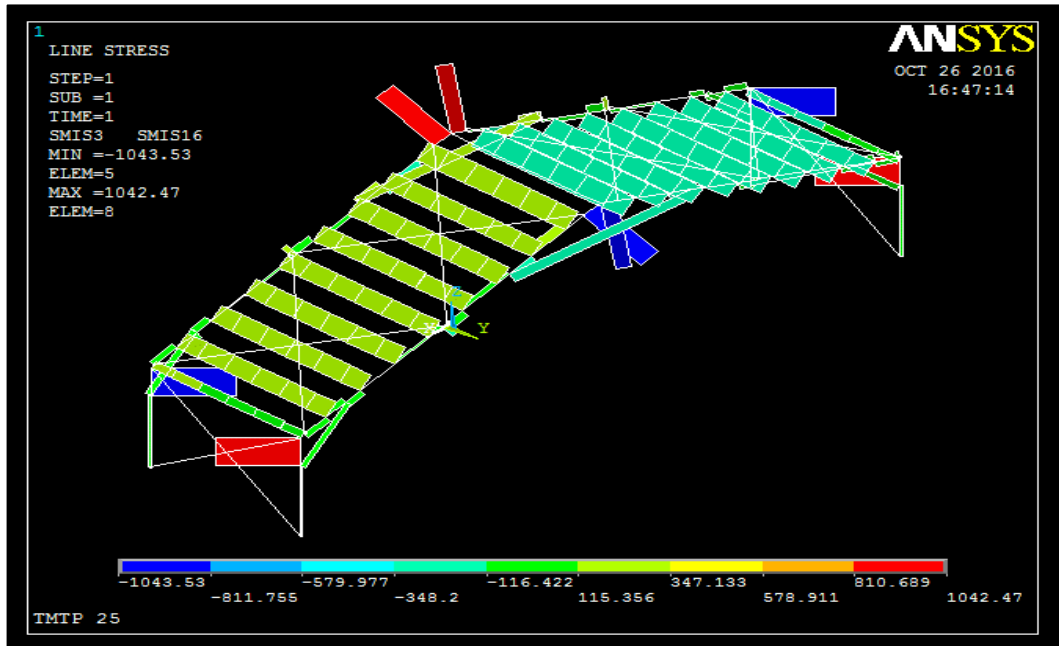
Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 39** – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada I.



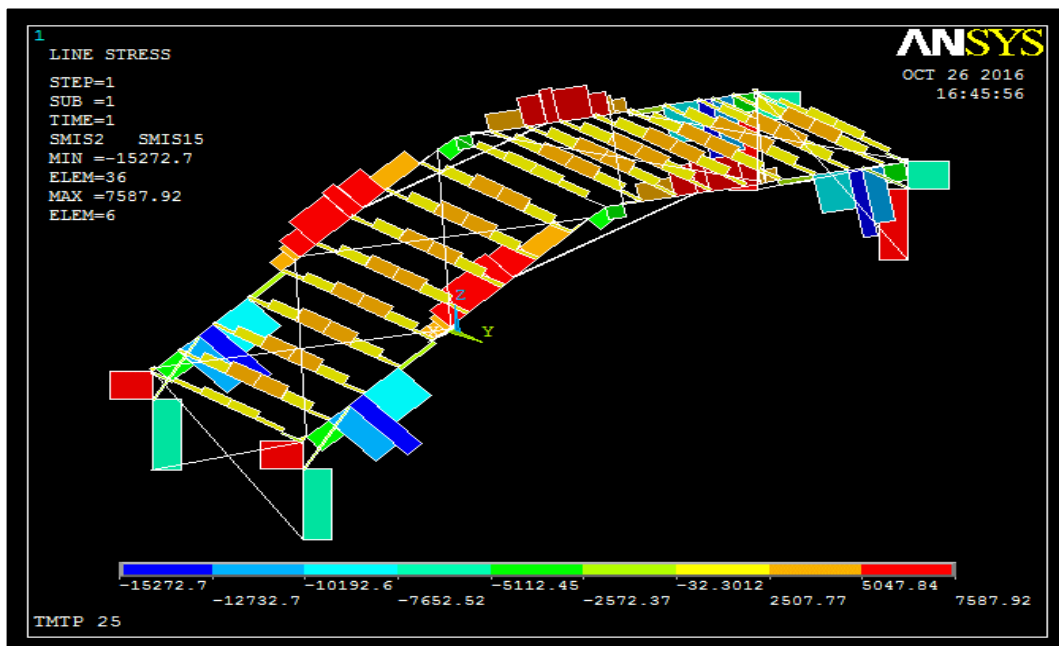
Fonte: [ANSYS].

FIGURA 40 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada I.



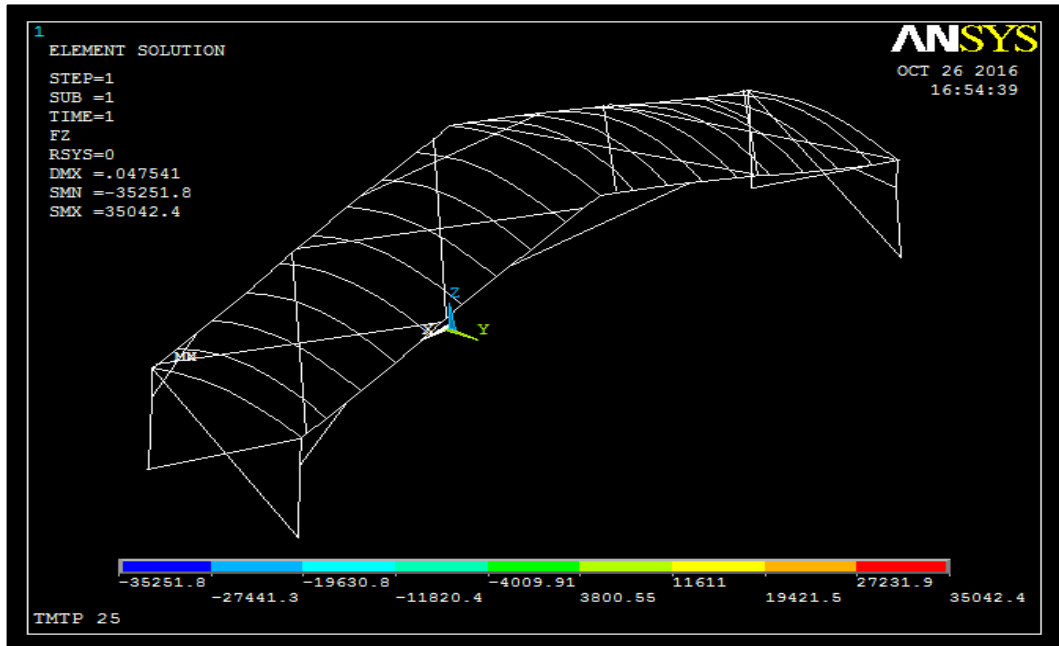
Fonte: [ANSYS].

FIGURA 41 – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada I.



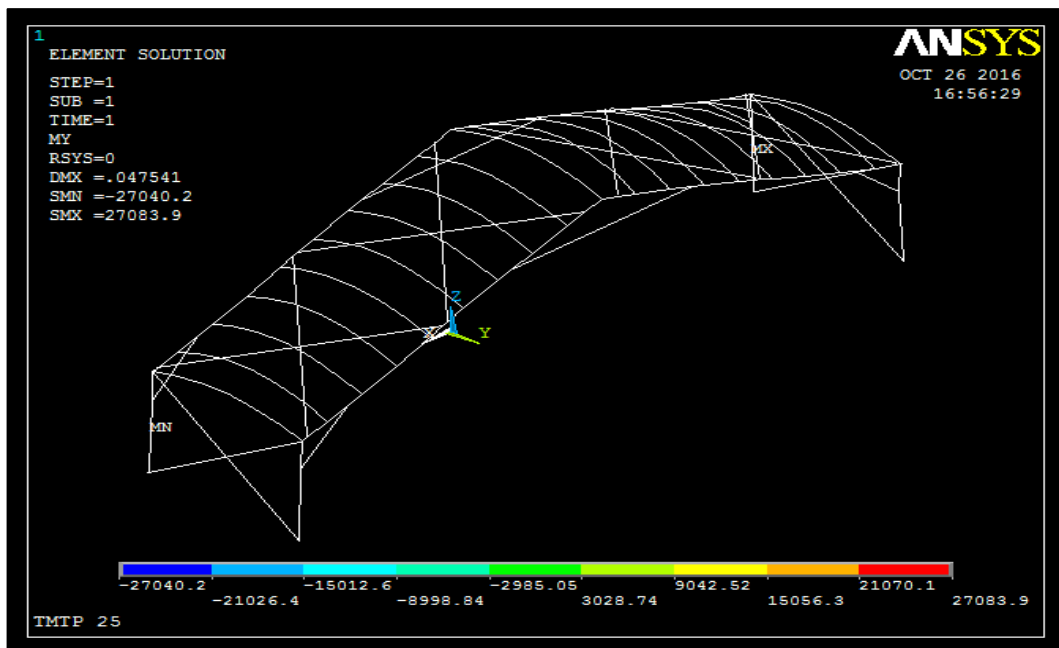
Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 42 mostra as variações de força cisalhante da estrutura. O maior valor solicitado é nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis deverão ser analisados quanto ao cisalhamento.

**FIGURA 42** – Esforço cortante máximo para a situação analisada I.

Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 43 mostra as variações do esforço do momento fletor sobre a estrutura. O máximo valor solicitado é nas colunas.

**FIGURA 43** – Momento fletor máximo para a situação analisada I.

Fonte: [ANSYS].

A TABELA 8 mostra um resumo para a situação analisada I. Os esforços solicitantes sobre o sistema estrutural são apresentados e serão levados em consideração para o dimensionamento dos perfis.

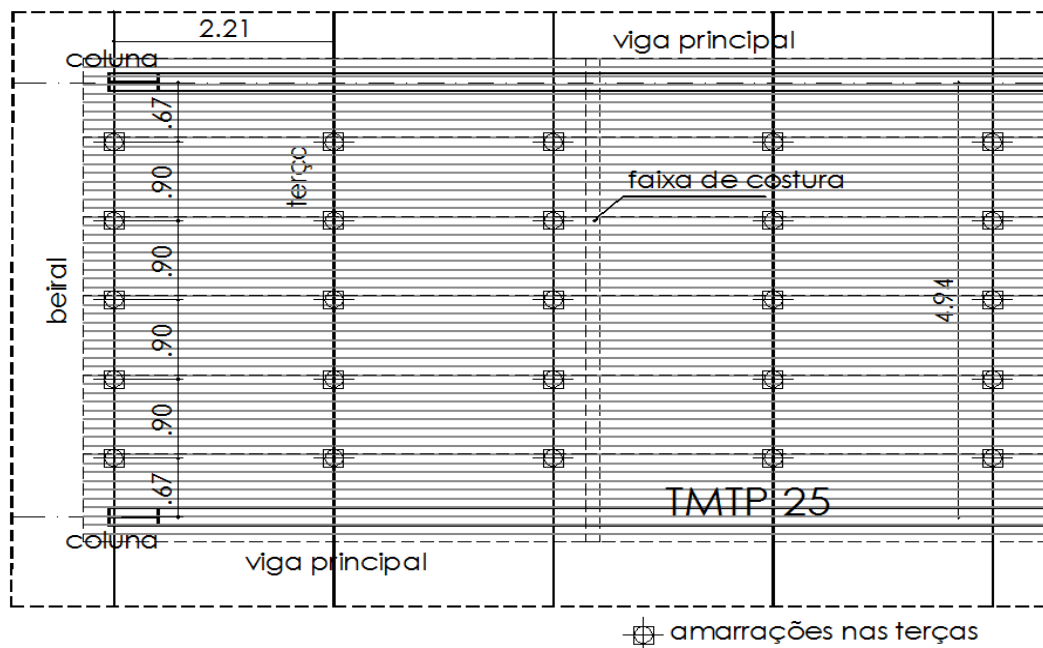
**TABELA 8** - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo I.

Dimensão da telha:	1,00 x 5,50 m
Espessura da telha:	0,43 mm
Distância entre parafusos/amarrações nas terças:	1,20x0,90m (sendo 5 amarrações por terça)
Carga concentrada por nó:	1.073,24 N
<b>N<sub>máx</sub> (+) tração</b>	<b>31.596,2 N (Conexão diagonal)</b>
<b>N<sub>máx</sub> (-) compressão</b>	<b>-15.189,3 N (Viga Principal)</b>
<b>V<sub>máx</sub></b>	<b>35.042,4 N (Conexão diagonal)</b>
<b>M<sub>máx</sub></b>	<b>27.083,9 Nm (Coluna)</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em Z</b>	<b>0,015393 m</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em X</b>	<b>0,001982 m</b>

Fonte: [do Autor].

#### 4.5.2 Situação analisada II - TMTP 25 amarrada à distância de 2,40x0,90m

Na FIGURA 44 é ilustrada a configuração para as telhas TMTP 25 amarradas nas terças a uma distância superior ao caso anterior (a distância entre terça que dão apoio vale 2,40 m, a FIGURA 44 mostra esta distância em planta baixa). Neste caso as emendas entre telhas também são pontos de fixação telha e estrutura, as vigas principais não possuem ponto de amarração com as telhas.

**FIGURA 44** – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo II.

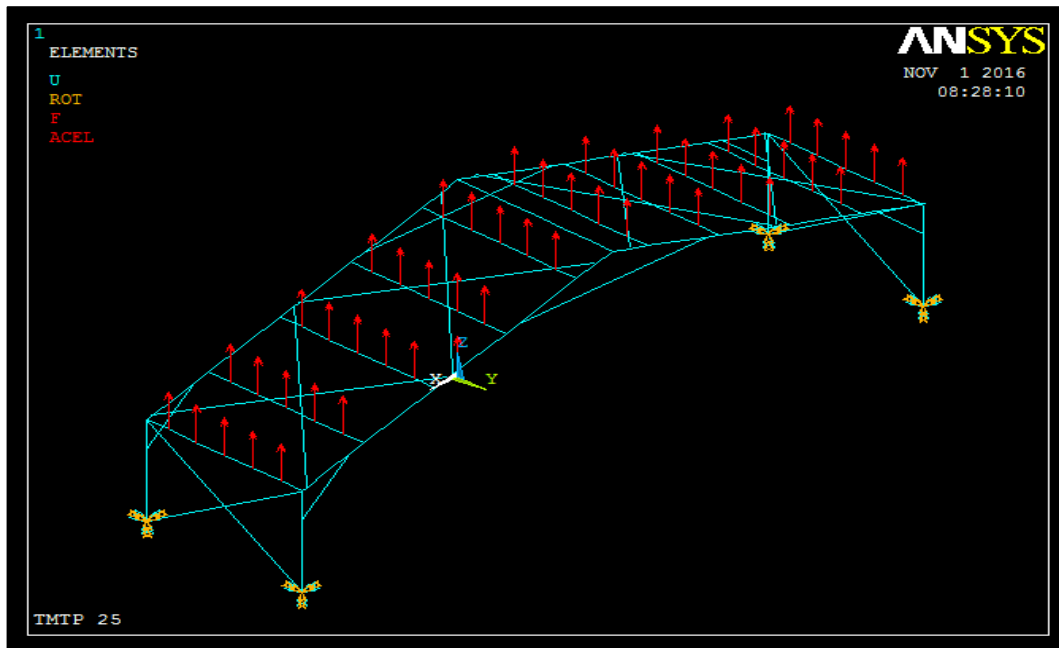
Fonte: [do Autor].

O valor da força devido ao carregamento em cada nó de amarração para esta situação analisada vale:

$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} = \frac{1,4 \times 370,96 \times 196,32}{45} = 2.265,72 \text{ N}$$

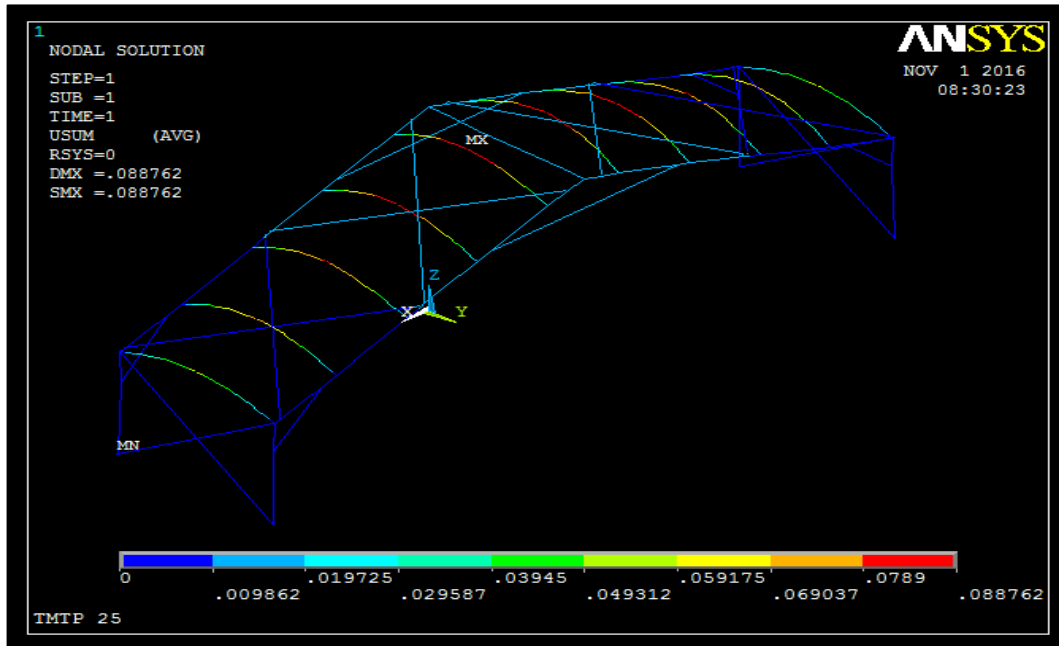
Os resultados para a configuração adotada acima estão exibidos a seguir. Na FIGURA 46, é esquematizado o modelo estrutural com o carregamento no ANSYS.

**FIGURA 45** – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada II.



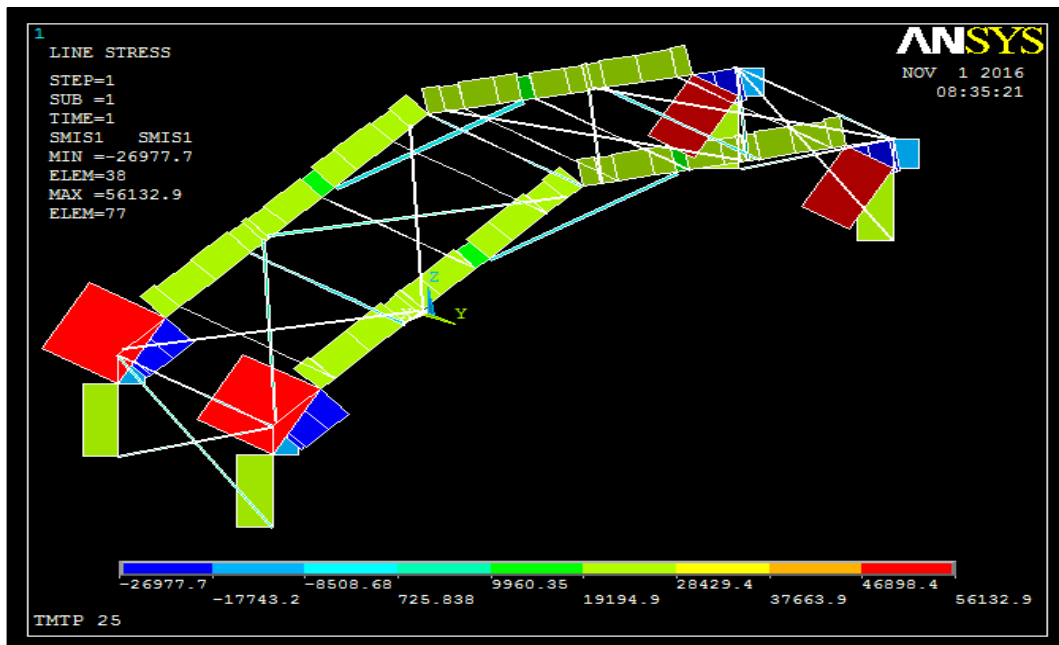
**Fonte:** [ANSYS].

A FIGURA 46 mostra as deslocabilidades dos elementos do sistema estrutural. Nota-se que a máximo valor foi de 0,088762 m em uma terça próxima a cumeeira, na direção do plano principal para o perfil utilizado. As deslocabilidades nas terças são no sentido de menor rigidez, isto é, no plano principal de inércia.

**FIGURA 46** – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada II.

Fonte: [ANSYS].

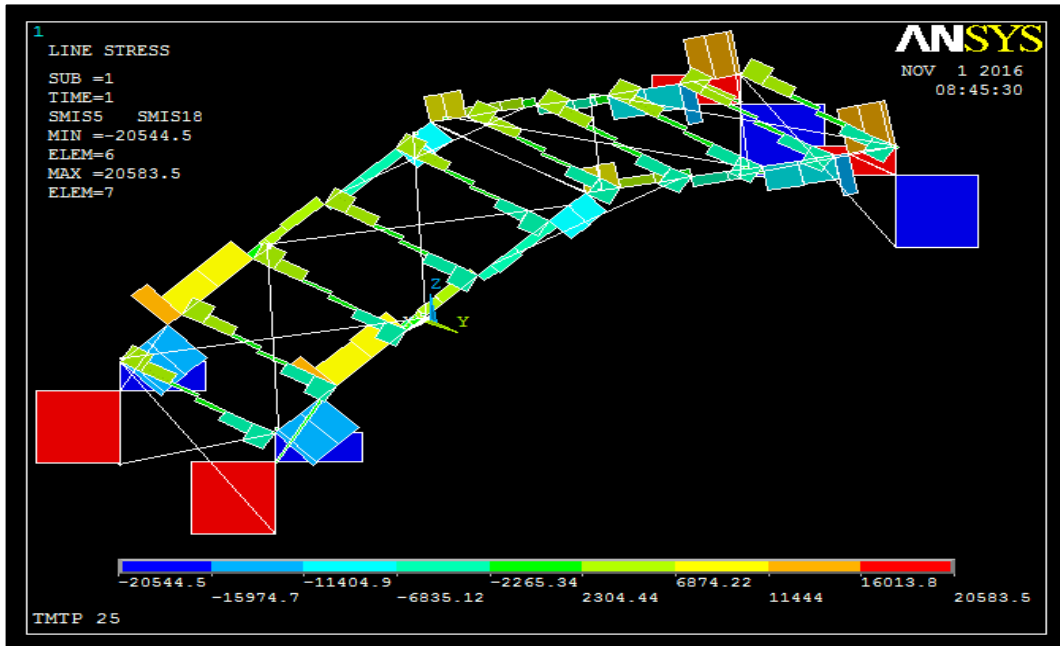
O diagrama da FIGURA 47 mostra que a carga máxima de tração é localizada nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis são os mais solicitados. Assim deverão ser verificados e analisados quanto ao seu comprimento e carga de flambagem.

**FIGURA 47** – Diagrama de esforço normal para a situação analisada II.

Fonte: [ANSYS].

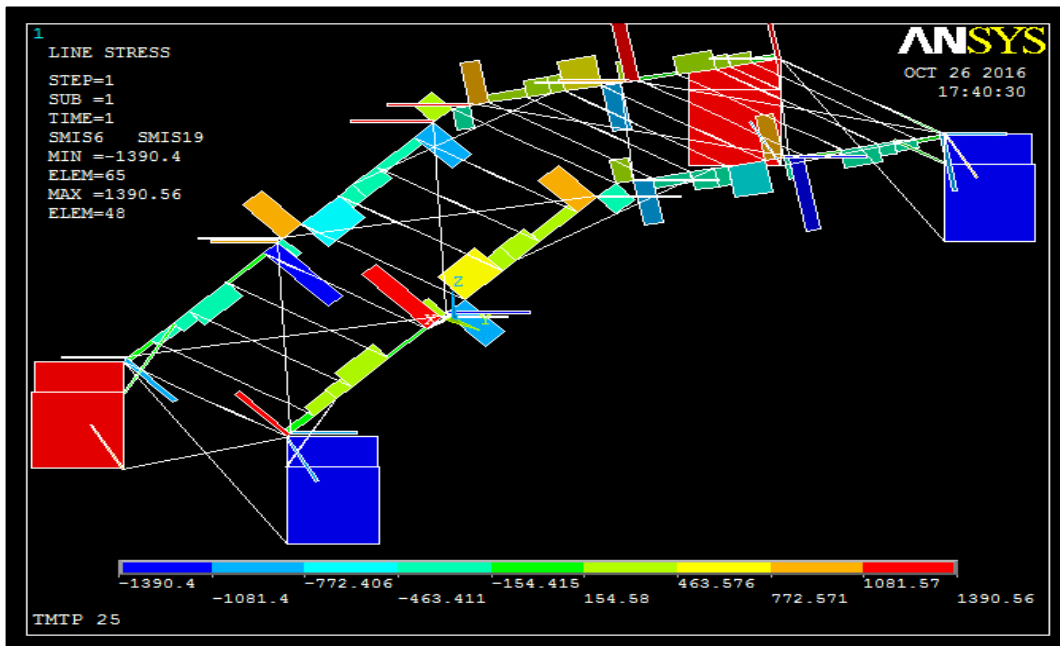
O diagrama de esforço cortante e de momento fletor estão apresentados nas FIGURA 48, FIGURA 49, FIGURA 50 e FIGURA 51 em eixos mais críticos analisados.

FIGURA 48 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada II.

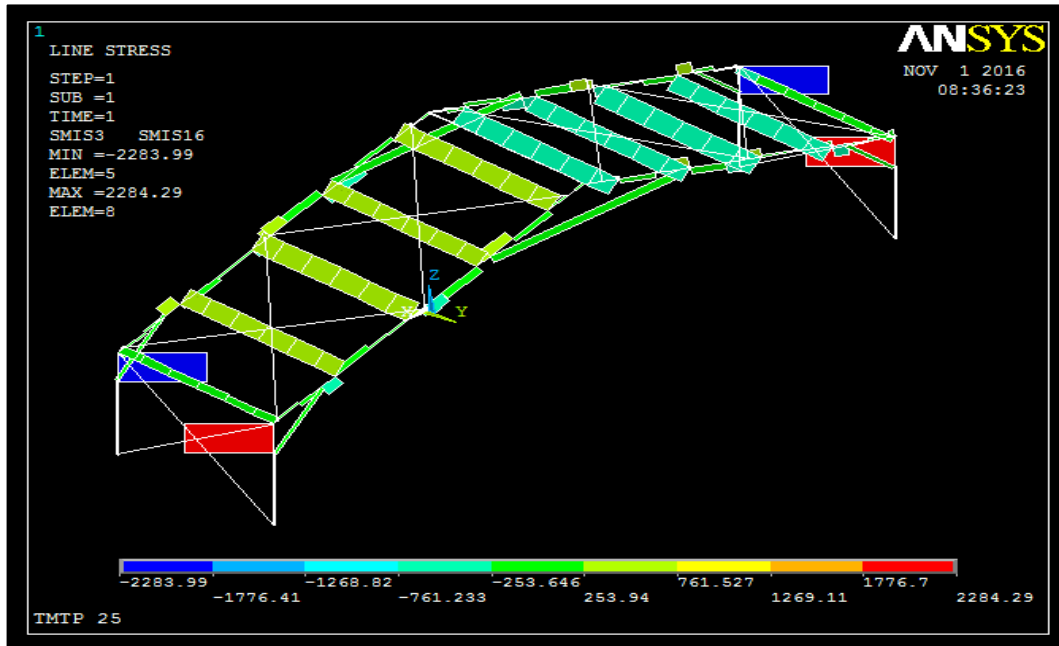


Fonte: [ANSYS].

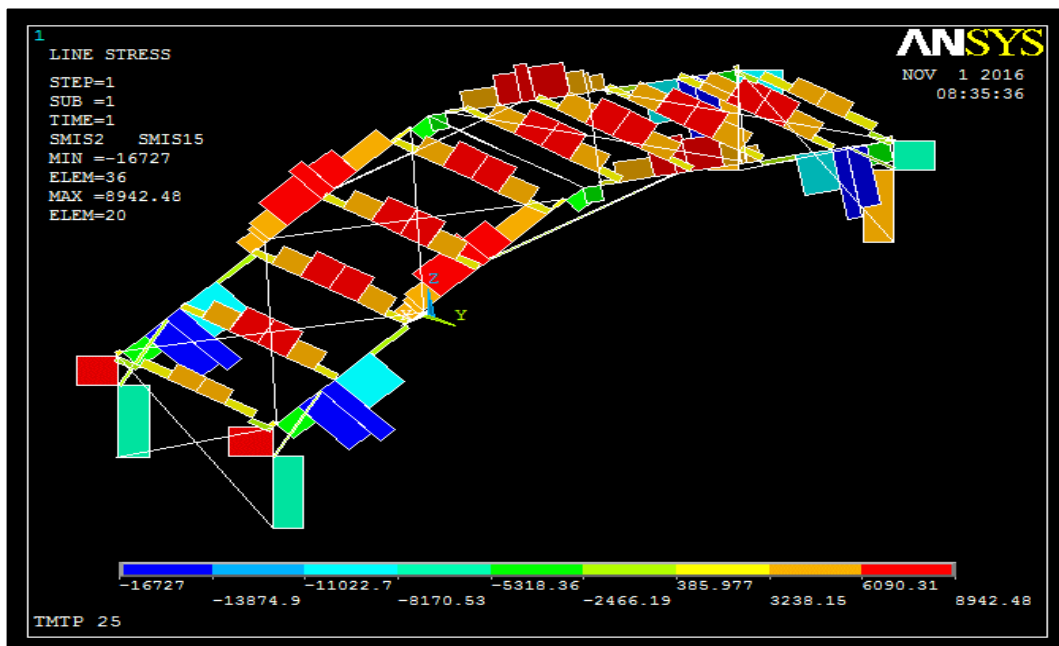
FIGURA 49 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada II.



Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 50** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada II.

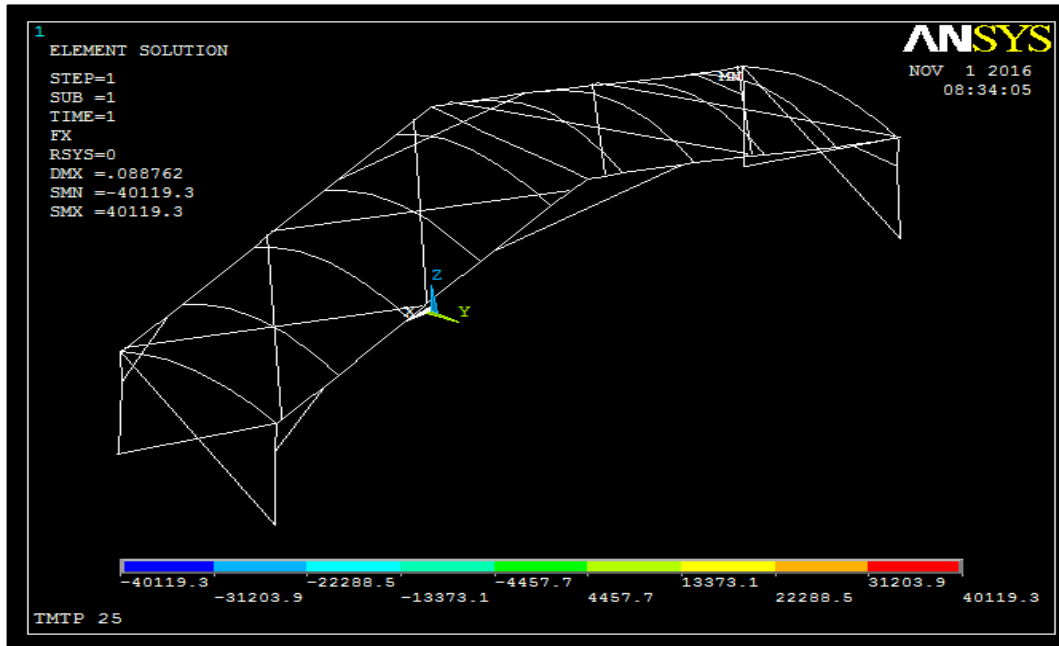
Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 51** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada II.

Fonte: [ANSYS].

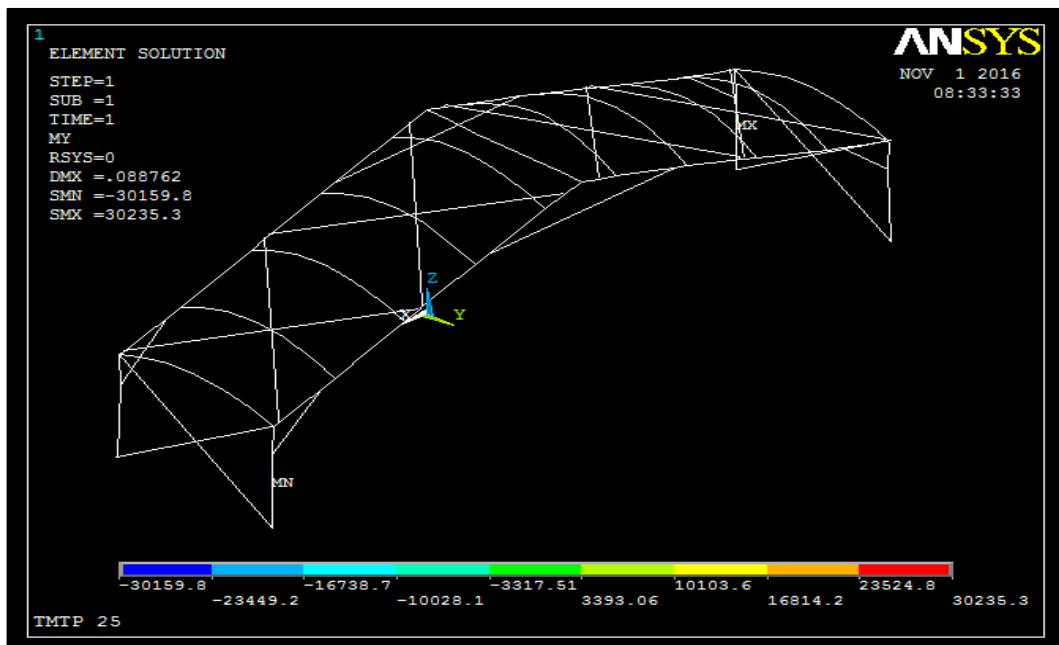
A FIGURA 52 mostra as variações de força cisalhante da estrutura. O maior valor solicitado é nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis deverão ser analisados quanto ao cisalhamento.



**FIGURA 52** – Esforço cortante máximo para a situação analisada II.

Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 53 mostra as variações do esforço do momento fletor sobre a estrutura. O máximo valor solicitado é nas colunas.

**FIGURA 53** – Momento fletor máximo para a situação analisada II.

Fonte: [ANSYS].

A TABELA 9 mostra um resumo para a situação analisada II. Os esforços solicitantes sobre o sistema estrutural são apresentados e serão levados em consideração para o dimensionamento dos perfis.

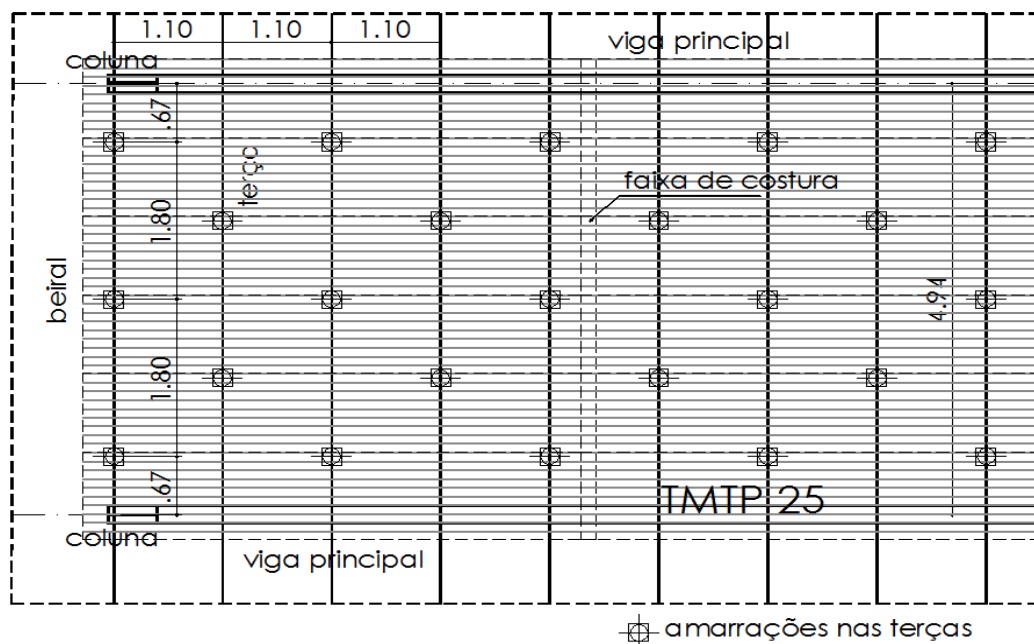
**TABELA 9** - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo II.

Dimensão da telha:	1,00 x 5,50 m
Espessura da telha:	0,65 mm
Distância entre parafusos/amarrações nas terças:	12,40x0,90m (sendo 5 amarrações por terça)
Carga concentrada por nó:	2.65,72 N
<b>N<sub>máx</sub> (+) tração</b>	<b>56.132,9 N (Conexão diagonal)</b>
<b>N<sub>máx</sub> (-) compressão</b>	<b>-26.977,7 N (Viga Principal)</b>
<b>V<sub>máx</sub></b>	<b>40.119,3 N (Conexão diagonal)</b>
<b>M<sub>máx</sub></b>	<b>30.235,3 Nm (Coluna)</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em Z</b>	<b>0,009203 m</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em X</b>	<b>0,003729 m</b>

Fonte: [do Autor].

#### 4.5.3 Situação analisada III - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x1,80m

Na FIGURA 54 é ilustrada a configuração para as telhas TMTP 25, as terças são pontos de apoios para as telhas de forma alternada (a distância entre terça que dão apoio vale 1,20 m, a FIGURA 54 mostra esta distância em planta baixa). Para este caso as emendas entre telhas também são pontos de fixação das telhas na estrutura, as vigas principais não possuem ponto de amarração com as telhas.

**FIGURA 54** – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo III.

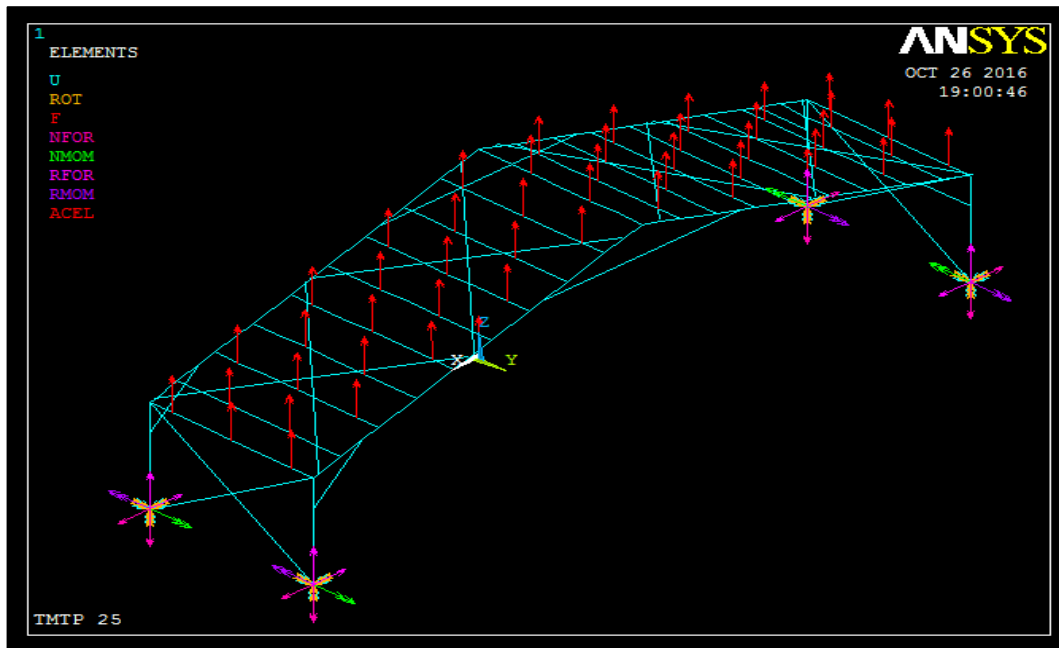
Fonte: [do Autor].

O valor da força devido ao carregamento em cada nó de amarração para esta situação analisada vale:

$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} = \frac{1,4 \times 370,96 \times 196,32}{48} = 2.124,12 \text{ N}$$

Os resultados para a configuração adotada acima estão exibidos a seguir. Na FIGURA 55 é esquematizado o modelo estrutural com o carregamento no ANSYS.

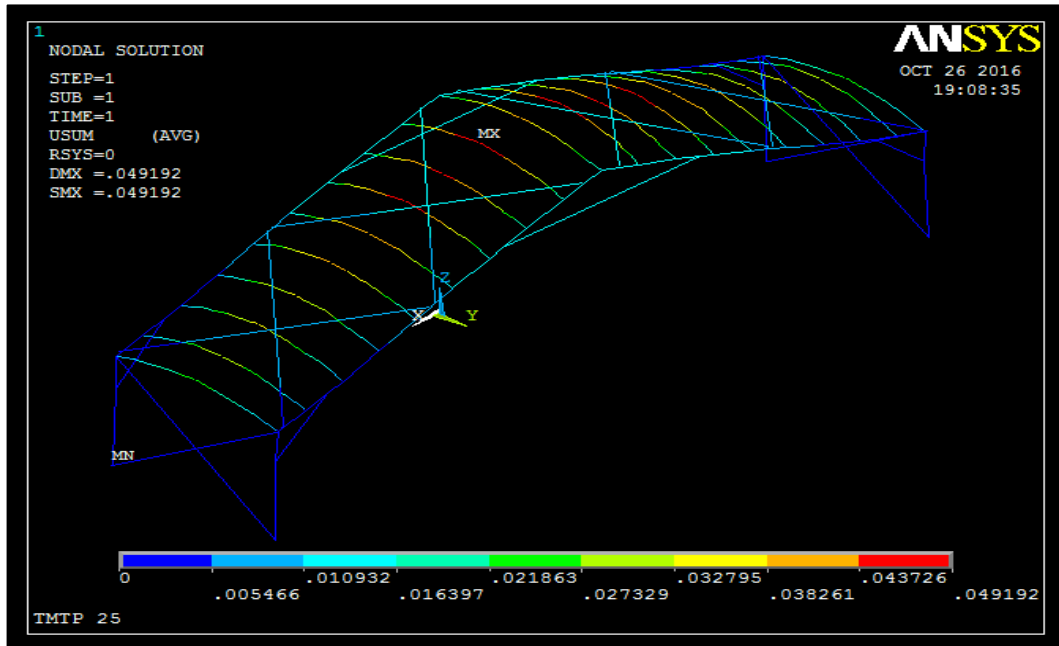
**FIGURA 55** – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada III.



Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 56 mostra as deslocabilidades dos elementos do sistema estrutural. Nota-se que a máximo valor foi de 0,087819 m em uma terça próxima a cumeeira, na direção do plano principal para o perfil utilizado. As deslocabilidades nas terças são no sentido de menor rigidez, isto é, no plano principal de inércia.

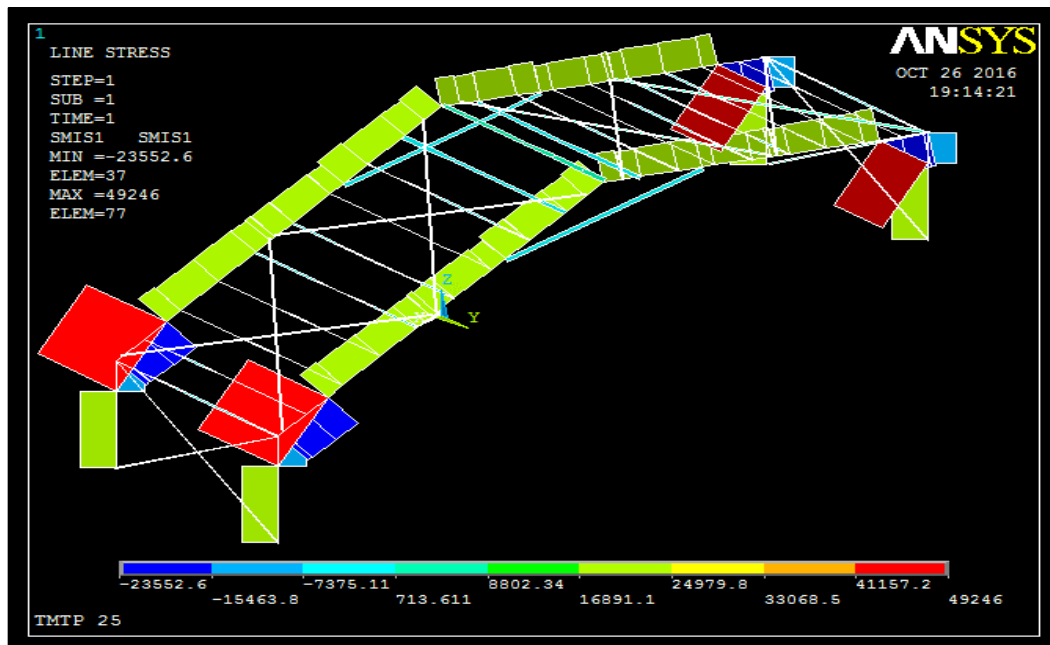
**FIGURA 56** – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada III.



Fonte: [ANSYS].

O diagrama da FIGURA 57 mostra que a carga máxima de tração é localizada nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis são os mais solicitados assim deverão ser verificados e analisados quanto ao seu comprimento e carga de flambagem.

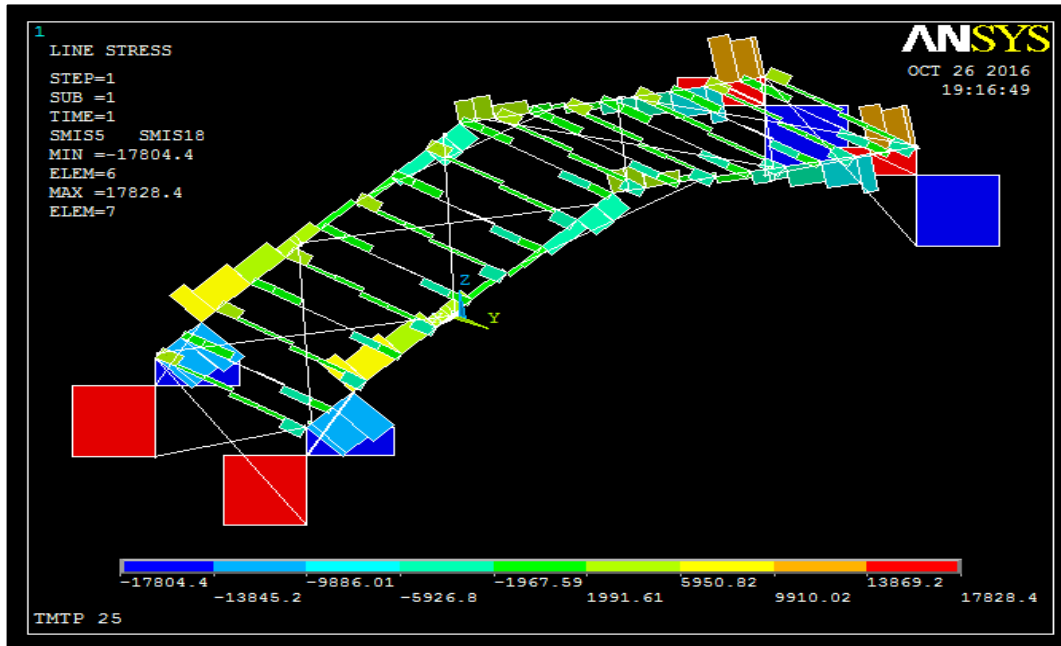
**FIGURA 57** – Diagrama de esforço normal para a situação analisada III.



Fonte: [ANSYS].

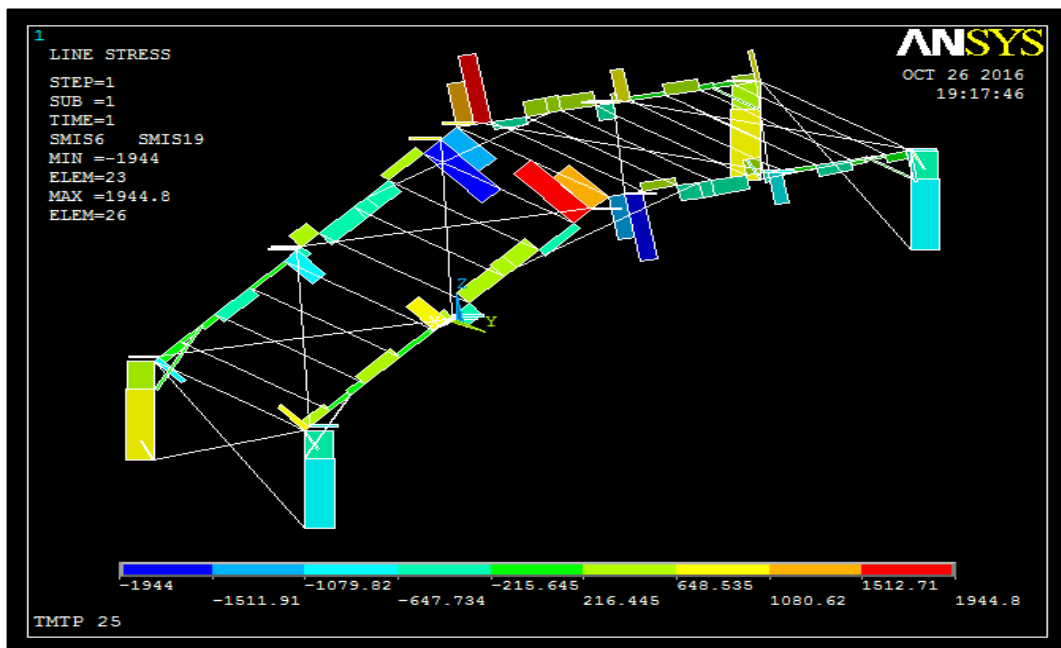
O diagrama de esforço cortante e de momento fletor estão apresentados nas FIGURA 58, FIGURA 59, FIGURA 60 e FIGURA 61 de acordo com os eixos analisados.

FIGURA 58 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada III.

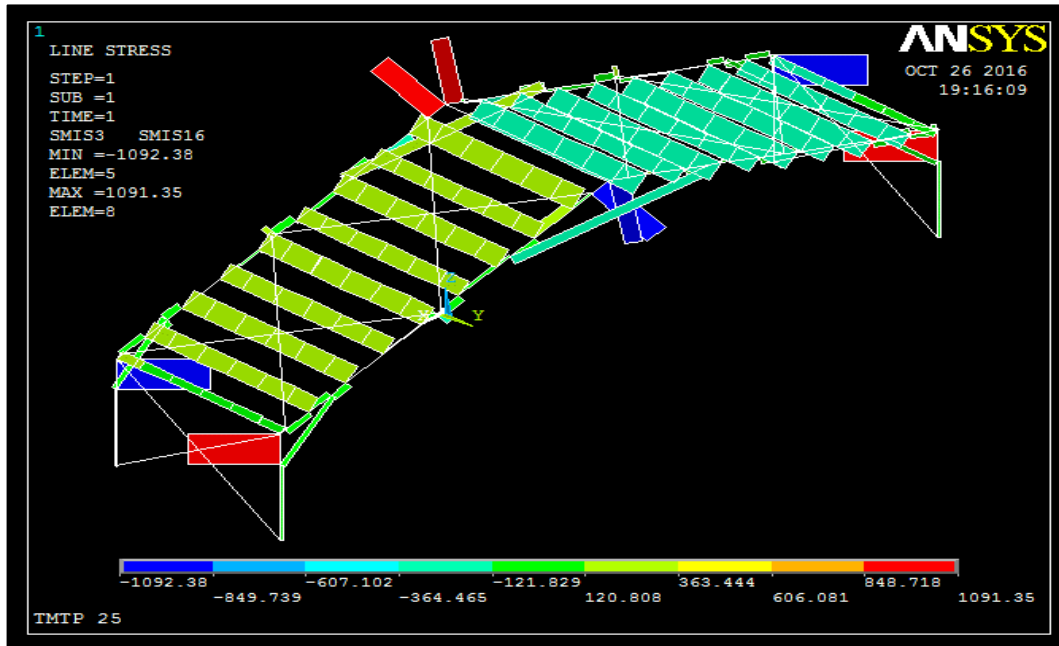


Fonte: [ANSYS].

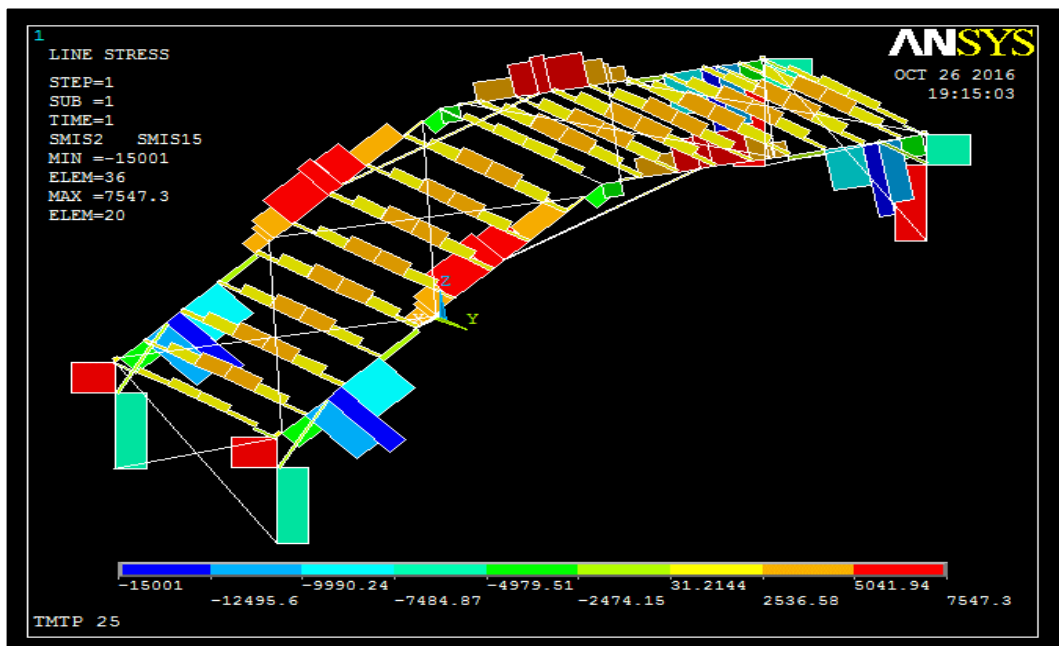
FIGURA 59 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada III.



Fonte: [ANSYS].

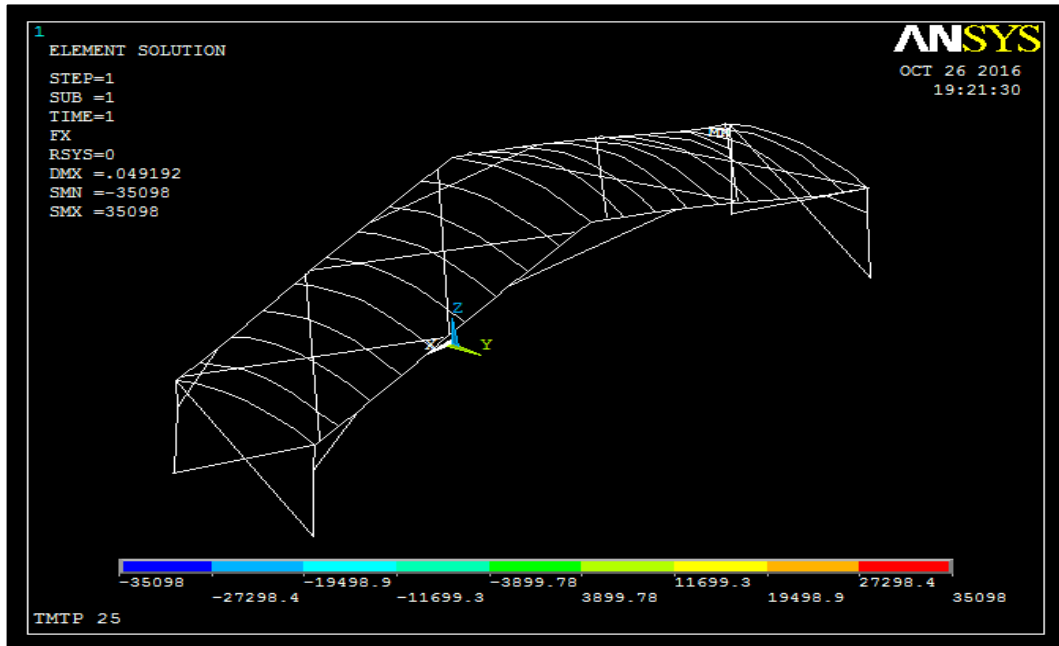
**FIGURA 60** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada III.

Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 61** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada III.

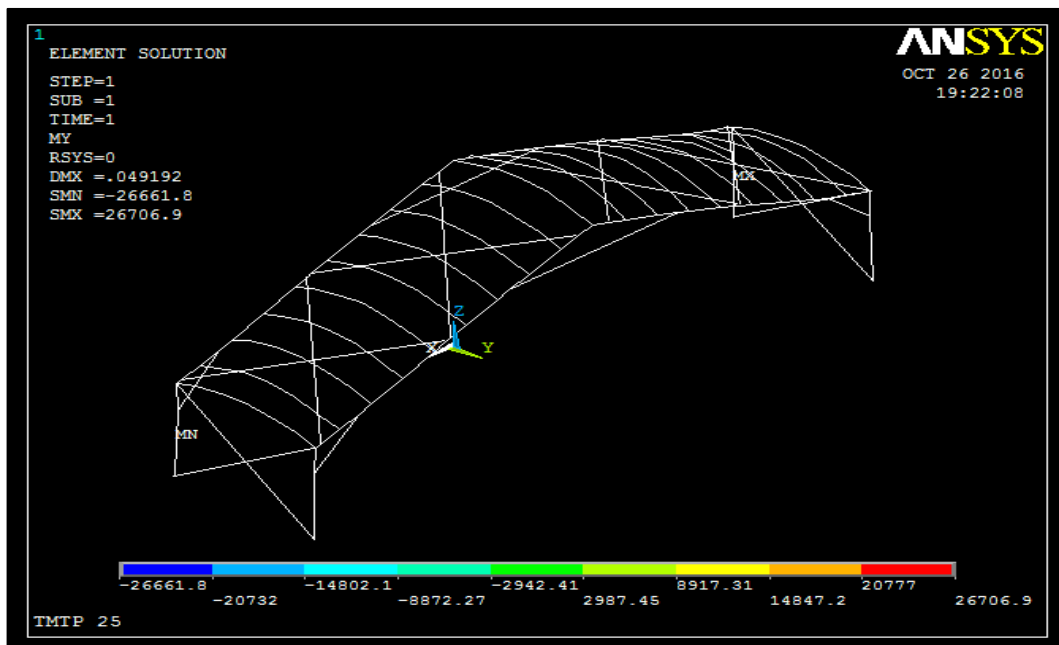
Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 62 mostra as variações de força cisalhante da estrutura. O maior valor solicitado é nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis deverão ser analisados quanto ao cisalhamento.

**FIGURA 62** – Esforço cortante máximo para a situação analisada III.

Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 63 mostra as variações do esforço do momento fletor sobre a estrutura. O máximo valor solicitado é nas colunas.

**FIGURA 63** – Momento fletor máximo para a situação analisada III.

Fonte: [ANSYS].

A TABELA 10 mostra a um resumo para a situação analisada III, os esforços solicitantes sobre o sistema estrutural são apresentados e serão levados em consideração para o dimensionamento dos perfis.

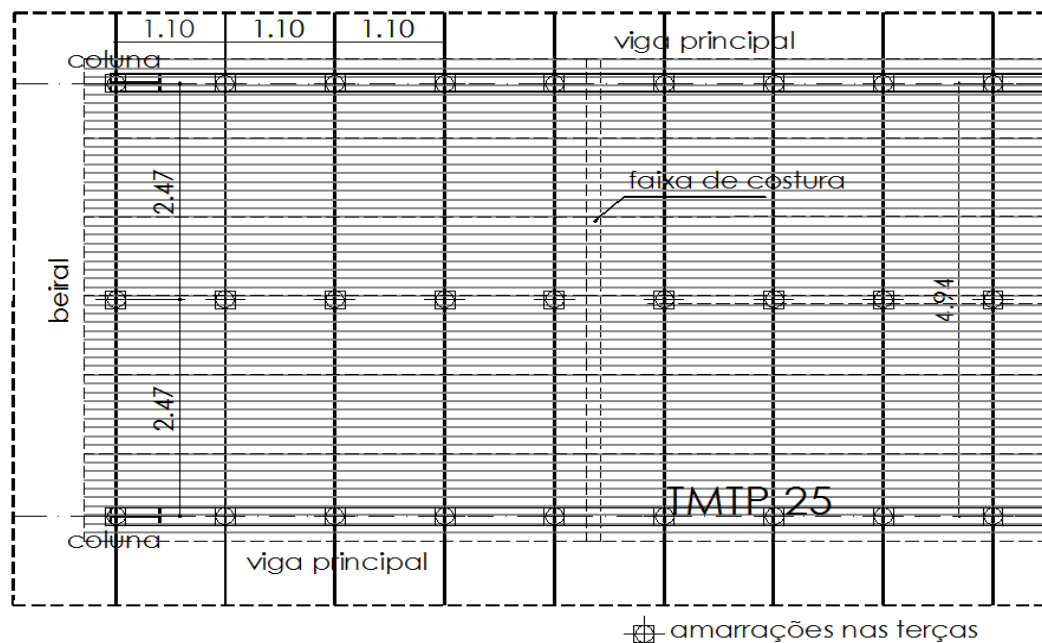
**TABELA 10** - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo III.

Dimensão da telha:	1,00 x 5,50 m
Espessura da telha:	0,43 mm
Distância entre parafusos/amarrações nas terças:	1,20x1,80m (sendo 3x2 amarrações por terça)
Carga concentrada por nó:	2.124,12 N
<b>Nmáx (+) tração</b>	<b>49.246 N (Conexão diagonal)</b>
<b>Nmáx (-) compressão</b>	<b>-23.552,6 N (Viga Principal)</b>
<b>Vmáx</b>	<b>35.098 N (Conexão diagonal)</b>
<b>Mmáx</b>	<b>26.706,9 Nm (Coluna)</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em Z</b>	<b>0,015901 m</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em X</b>	<b>0,003396 m</b>

Fonte: [do Autor].

#### 4.5.4 Situação analisada IV - TMTP 25 amarrada à distância de 1,20x2,47m

Na FIGURA 54 é ilustrada a configuração para as telhas TMTP 25, as terças são pontos de apoios para as telhas no nó central e existe amarração com a viga principal (a distância entre terça que dão apoio vale 1,20 m, a FIGURA 54 mostra esta distância em planta baixa).

**FIGURA 64** – Esquema da amarração das telhas TMTP 25 para a situação de cálculo IV.

Fonte: [do Autor].

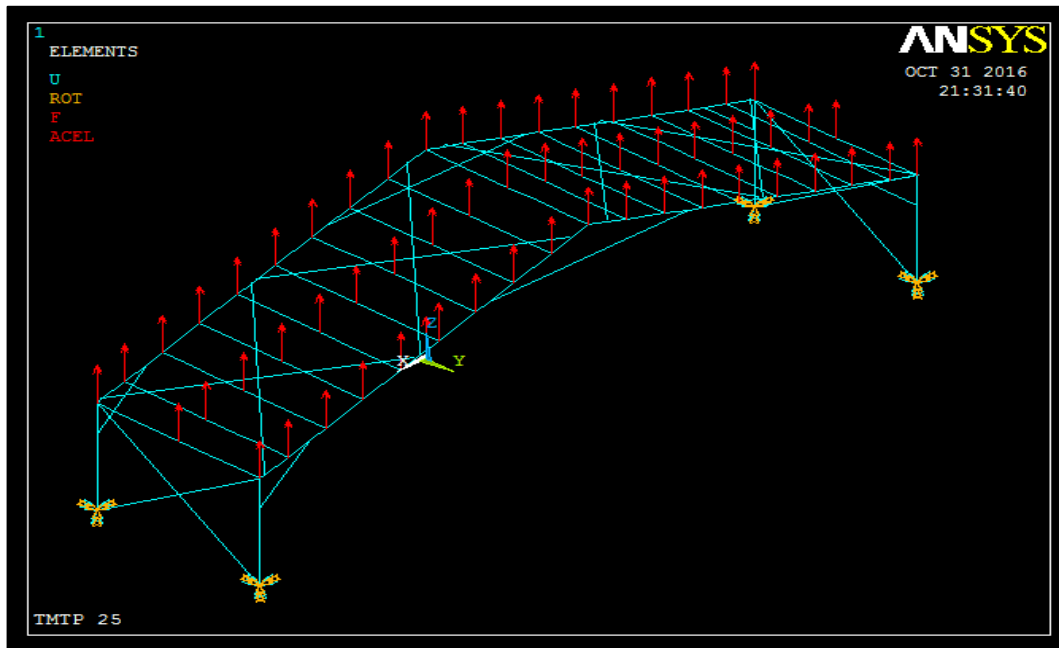
O valor da força devido ao carregamento em cada nó de amarração para esta situação analisada vale:



$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} = \frac{1,4 \times 370,96 \times 196,32}{57} = 1.788,73 \text{ N}$$

Os resultados para a configuração adotada acima estão exibidos a seguir. Na FIGURA 65 é esquematizado o modelo estrutural com o carregamento no ANSYS.

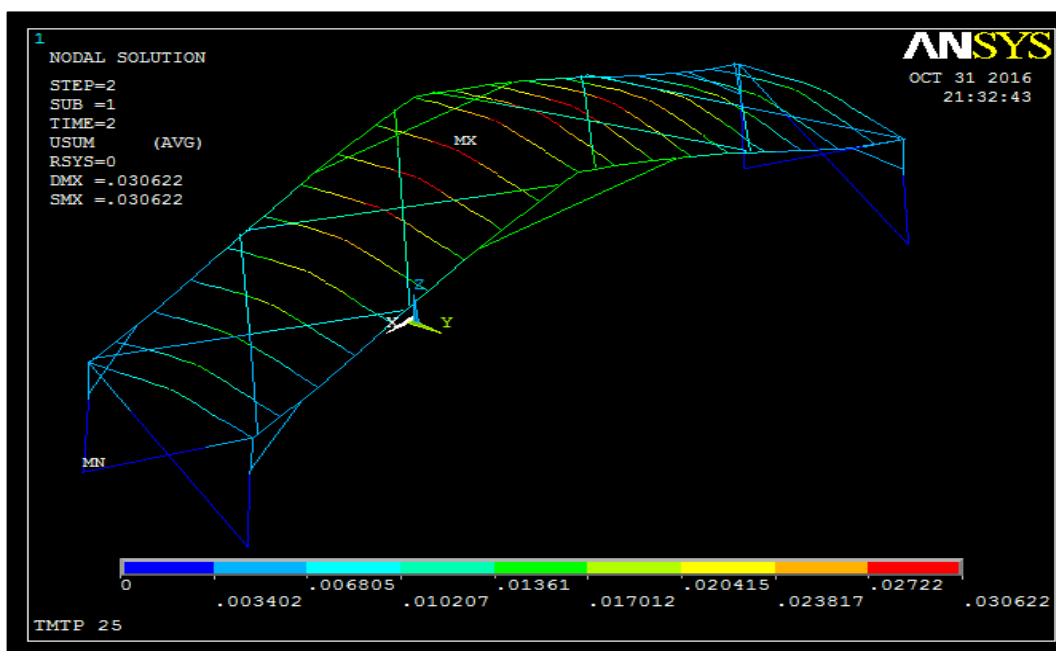
**FIGURA 65** – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação analisada IV.



**Fonte:** [ANSYS].

A FIGURA 66 mostra as deslocabilidades dos elementos do sistema estrutural. Nota-se que a máximo valor foi de 0,030622 m em uma terça próxima a cumeeira, na direção do plano principal para o perfil utilizado. As deslocabilidades nas terças são no sentido de menor rigidez, isto é, no plano principal de inércia.

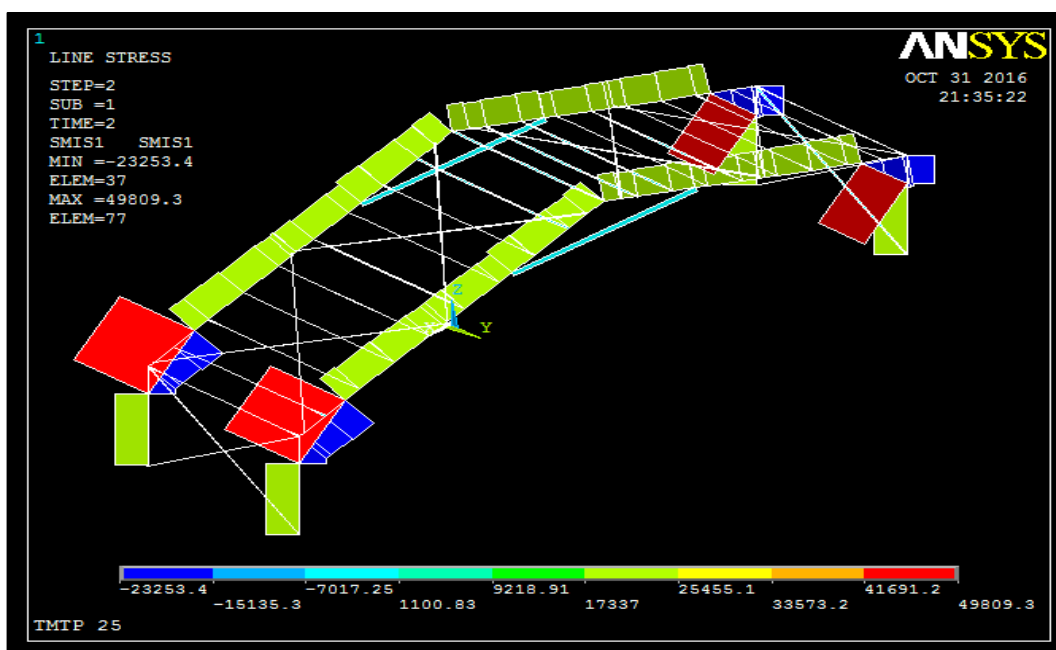
FIGURA 66 – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação analisada IV.



Fonte: [ANSYS].

O diagrama da FIGURA 67 mostra que a carga máxima de tração é localizada nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis são os mais solicitados e assim deverão ser verificados e analisados quanto ao seu comprimento e carga de flambagem.

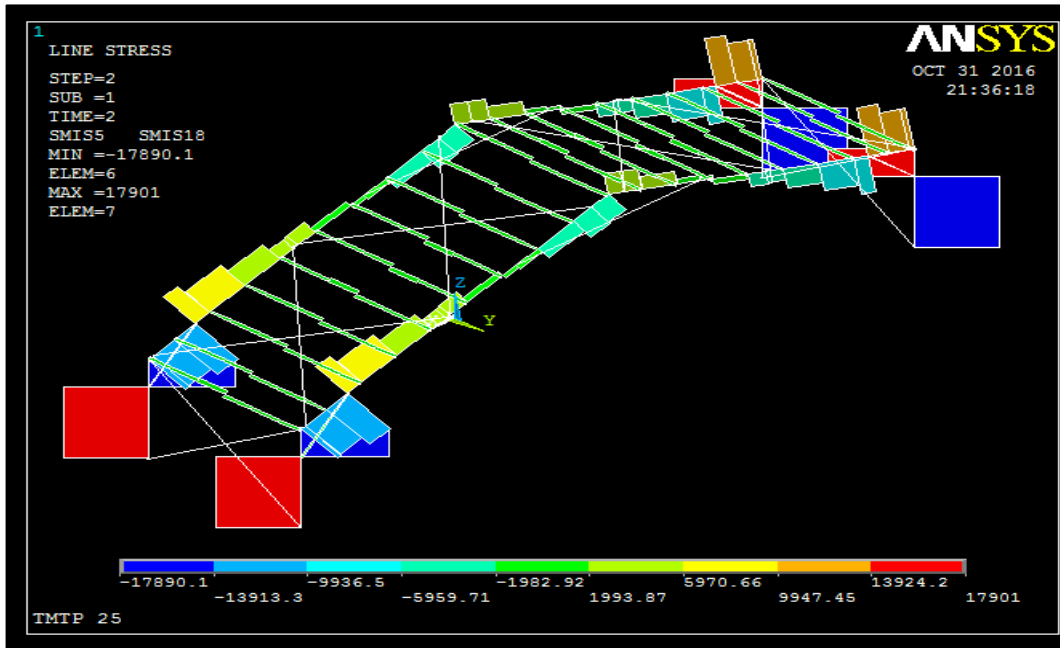
FIGURA 67 – Diagrama de esforço normal para a situação analisada IV.



Fonte: [ANSYS].

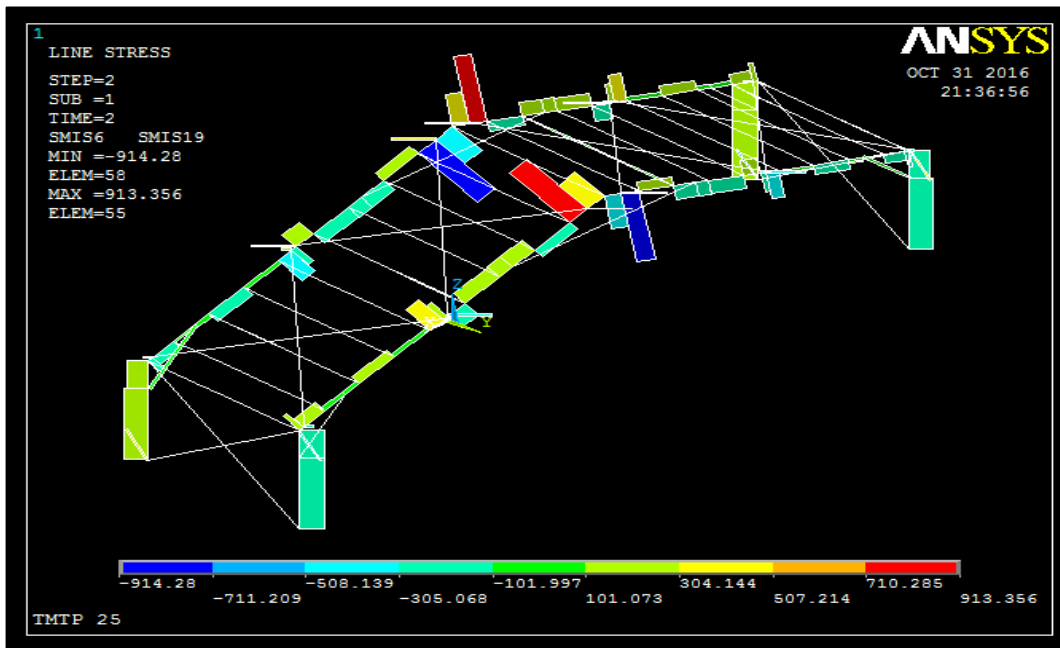
O diagrama de esforço cortante e de momento fletor estão apresentados nas FIGURA 68, FIGURA 69, FIGURA 70 e FIGURA 71 de acordo com os eixos analisados.

FIGURA 68 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação analisada IV.

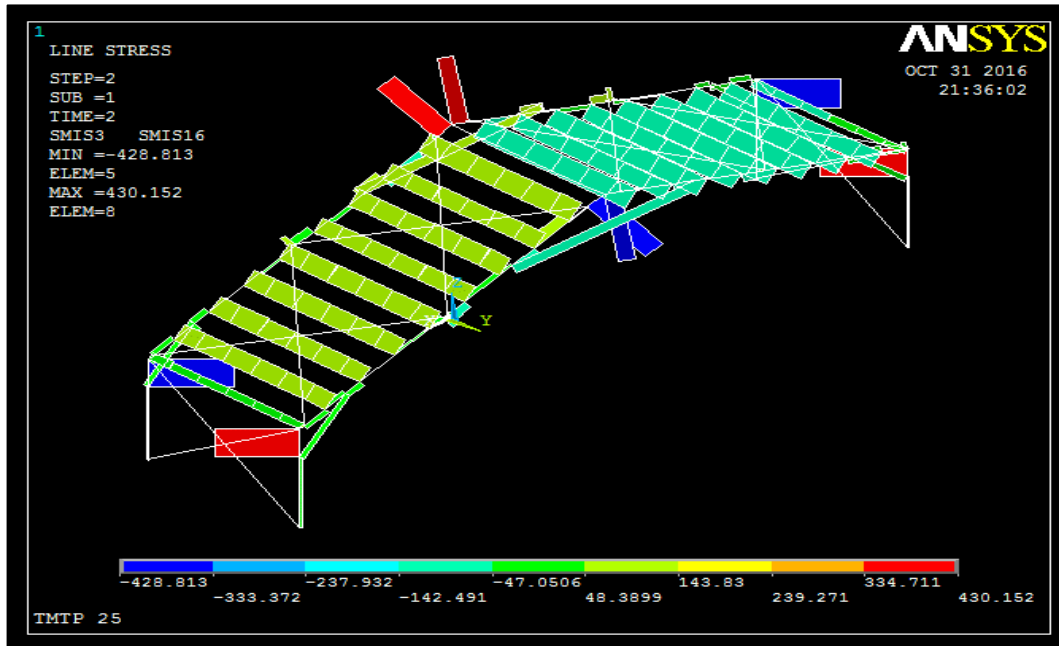


Fonte: [ANSYS].

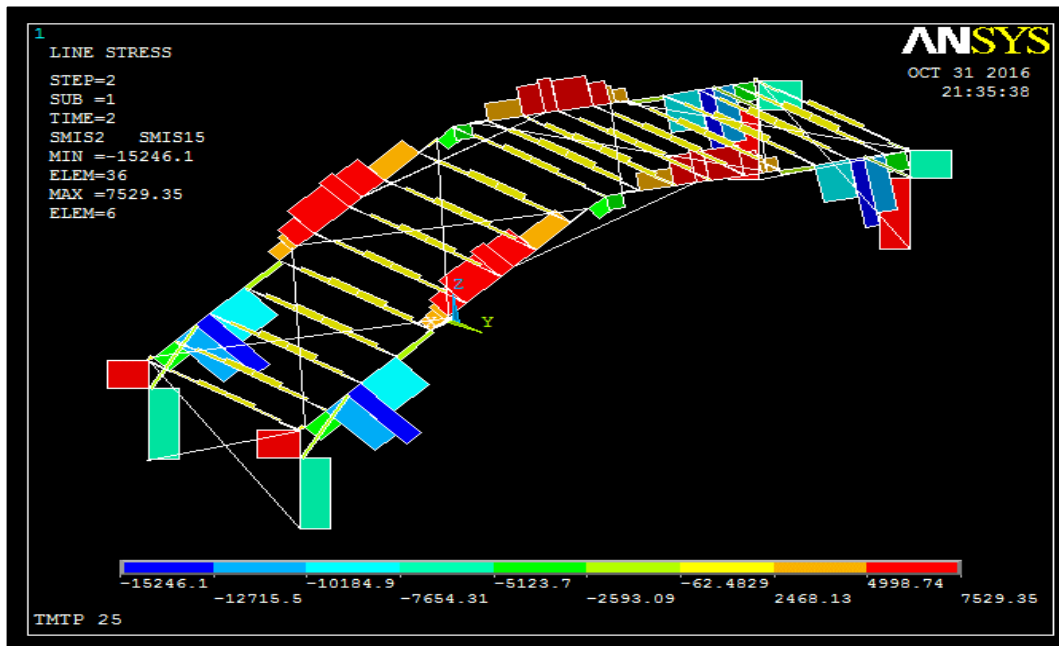
FIGURA 69 – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação analisada IV.



Fonte: [ANSYS].

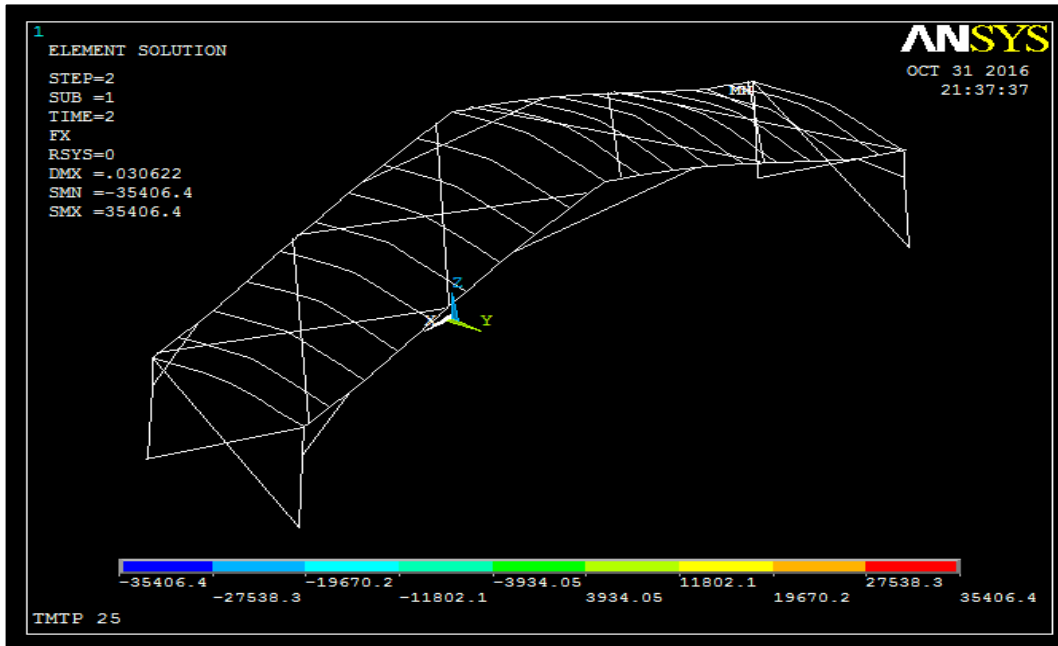
**FIGURA 70** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação analisada IV.

Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 71** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação analisada IV.

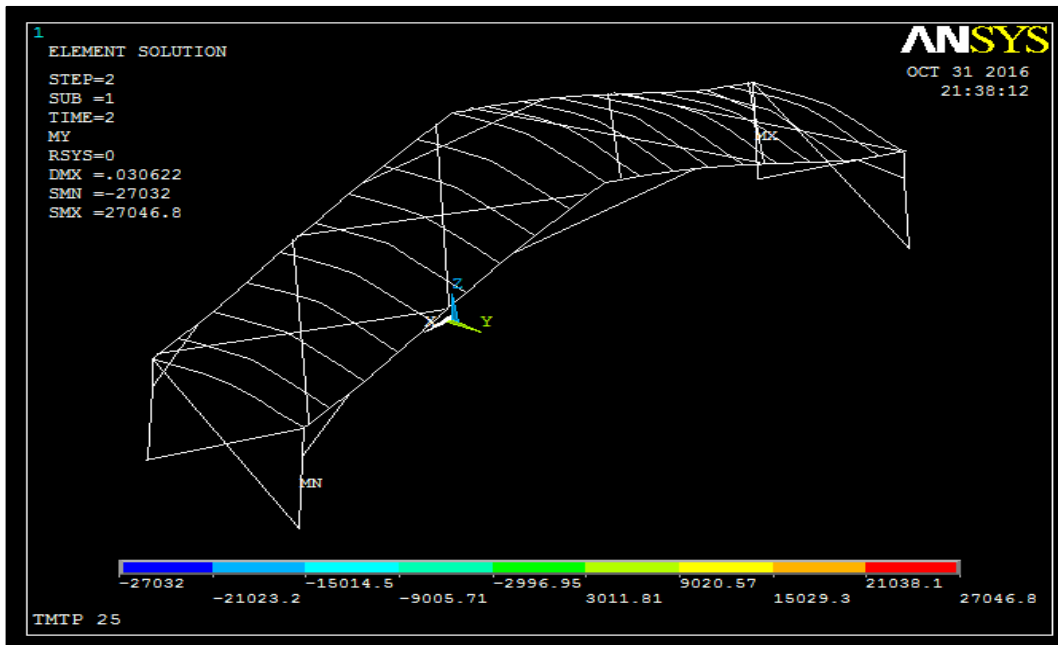
Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 72 mostra as variações de força cisalhante da estrutura. O maior valor solicitado é nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis deverão ser analisados quanto ao cisalhamento.

**FIGURA 72** – Esforço cortante máximo para a situação analisada IV.

Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 73 mostra as variações do esforço do momento fletor sobre a estrutura. O máximo valor solicitado é nas colunas.

**FIGURA 73** – Momento fletor máximo para a situação analisada IV.

Fonte: [ANSYS].

A TABELA 11 mostra um resumo para a situação analisada IV, os esforços solicitantes sobre o sistema estrutural são apresentados e serão levados em consideração para o dimensionamento dos perfis.

**TABELA 11** - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de cálculo IV.

Dimensão da telha:	1,00 x 5,50 m
Espessura da telha:	0,43 mm
Distância entre parafusos/amarrações nas terças:	1,20x2,47m (sendo amarrações nas terças e vigas principais)
Carga concentrada por nó:	1.788,73 N
<b>N<sub>máx</sub> (+) tração</b>	<b>49.809,3 N (Conexão diagonal)</b>
<b>N<sub>máx</sub> (-) compressão</b>	<b>-23.253,4 N (Viga Principal)</b>
<b>V<sub>máx</sub></b>	<b>34.406,4 N (Conexão diagonal)</b>
<b>M<sub>máx</sub></b>	<b>27.046,8 Nm (Coluna)</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em Z</b>	<b>0,030551 m</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em X</b>	<b>0,004768 m</b>

Fonte: [do Autor].

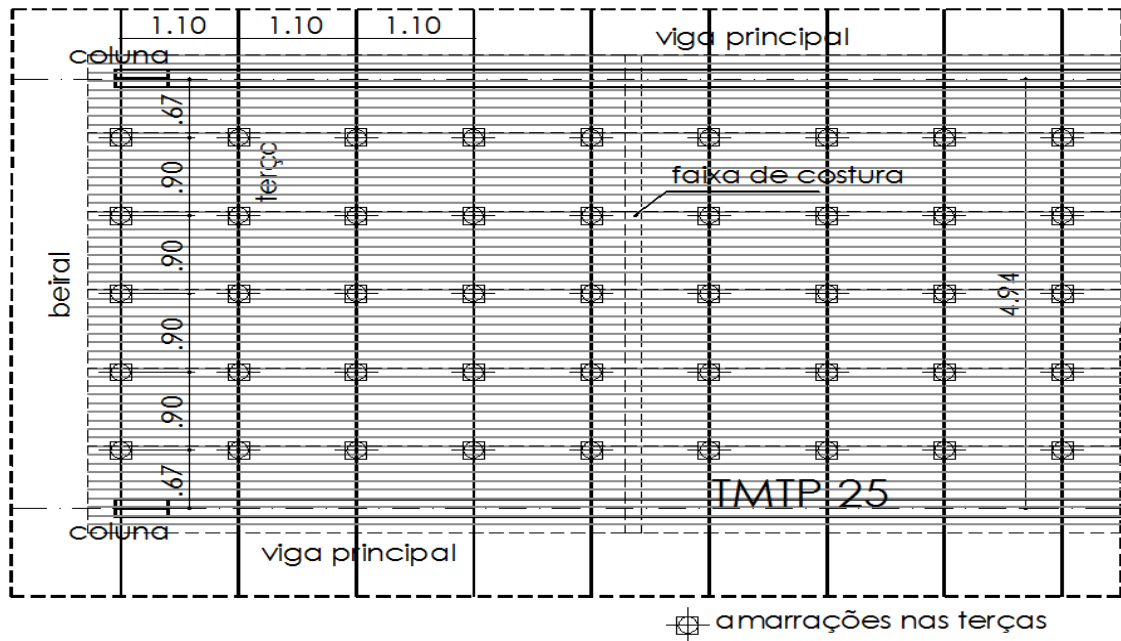
#### 4.5.5 Situação analisada para efeito de sobrepressão do vento

Para a realização do dimensionamento se faz necessário simular todas as situações críticas para análise dos elementos que compõem o sistema estrutural. Outra situação analisada foi a consideração do efeito de sobrepressão do vento atuando sobre a estrutura.

Para a situação que o efeito de sobrepressão do vento atua sobre as telhas da cobertura, estas se apoiam sobre as terças e o carregamento é distribuído pelo plano da cobertura de forma “mais equilibrada”.

Para a análise dos esforços resultantes do efeito de sobrepressão do vento considerou-se as telhas TMTP 25 amarradas em todas as terças conforme a situação analisada I, mas neste caso a carga está em sentido contrário. A FIGURA 74 mostra a configuração das amarrações para esta análise.

**FIGURA 74** – Esquema da amarração da TMTP 25 em 1,20x0,90 para análise da sobrepressão.



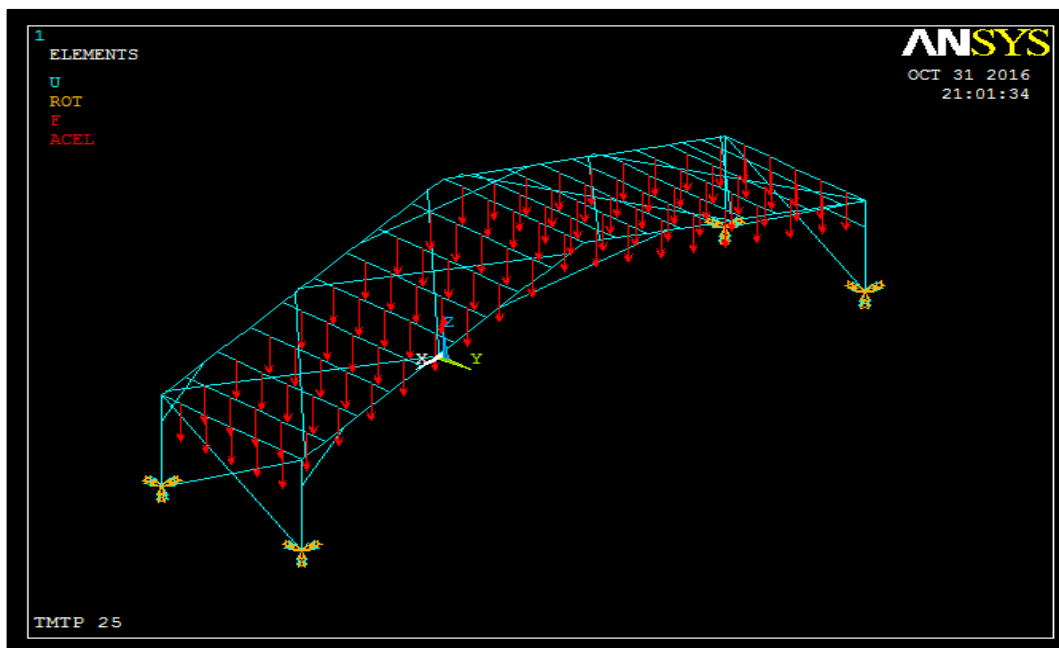
Fonte: [do Autor].

O valor da força devido ao carregamento em cada nó de amarração para a situação de sobrepressão vale:

$$F = \frac{\gamma_f \times q \times A}{N} = \frac{1,4 \times -370,96 \times 196,32}{95} = -1.073,24 \text{ N}$$

Os resultados para a configuração adotada acima estão exibidos a seguir. Na FIGURA 35 é esquematizado o modelo estrutural com o carregamento no ANSYS.

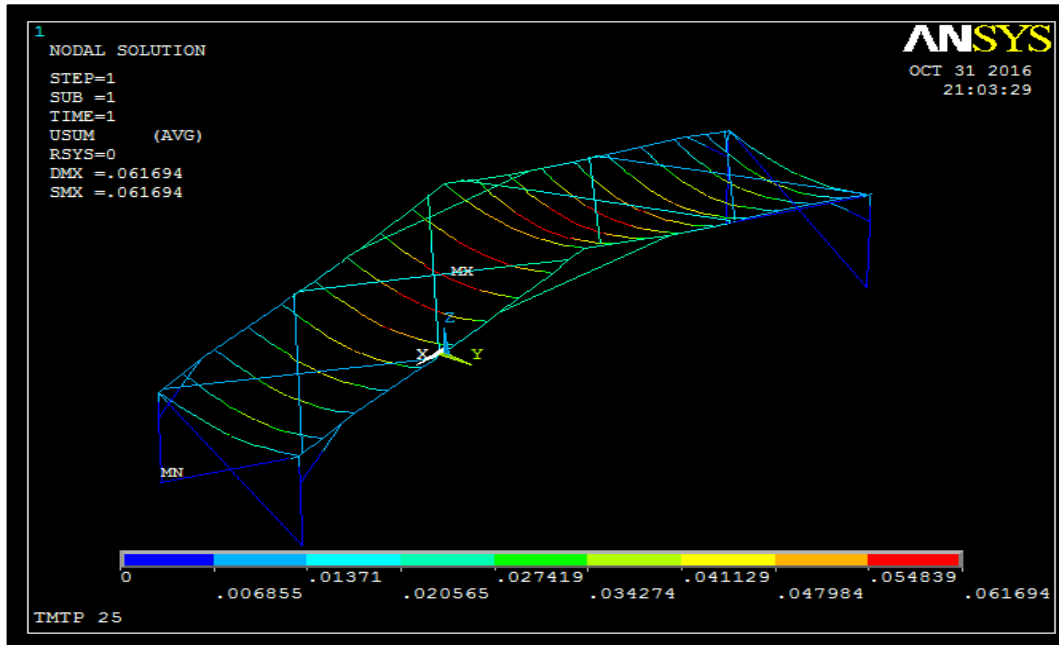
**FIGURA 75** – Distribuição das cargas no plano da cobertura para a situação de sobrepressão.



Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 76 mostra as deslocabilidades dos elementos do sistema estrutural. Nota-se que a máximo valor foi de  $-0,061694$  m em uma terça próxima a cumeeira, na direção do plano principal para o perfil utilizado. As deslocabilidades nas terças são no sentido de menor rigidez, isto é, no plano principal de inércia.

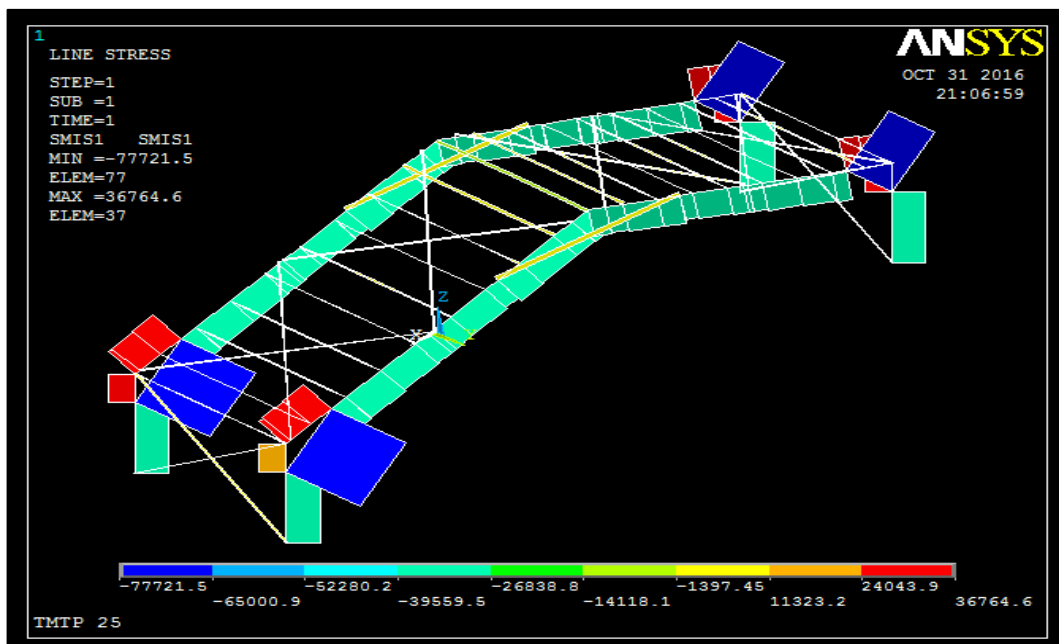
**FIGURA 76** – Deslocamentos do sistema estrutural para a situação de sobrepressão.



Fonte: [ANSYS].

O diagrama da FIGURA 77 mostra que a carga máxima de tração é localizada nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis são os mais solicitados e assim deverão ser verificados e analisados quanto ao seu comprimento e carga de flambagem.

**FIGURA 77** – Diagrama de esforço normal para a situação de sobrepressão.

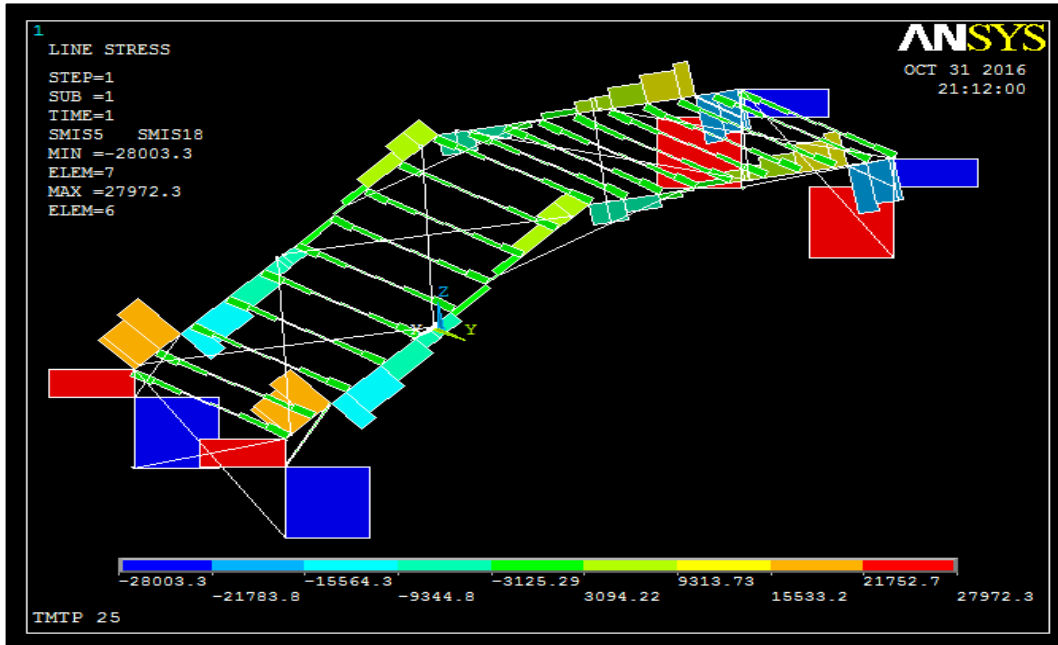




Fonte: [ANSYS].

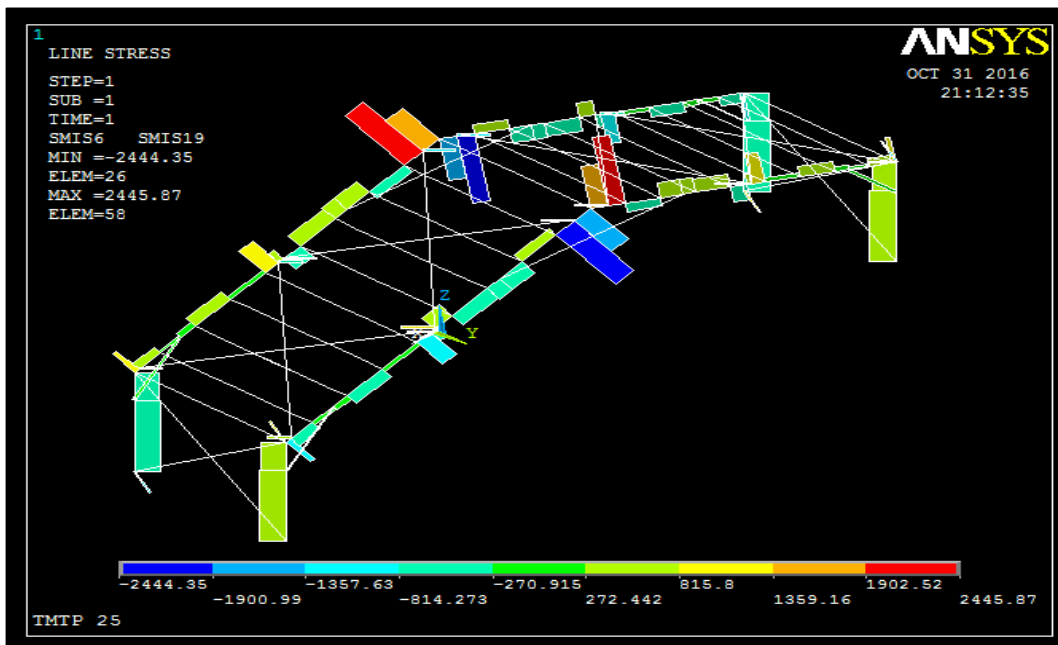
O diagrama de esforço cortante e de momento fletor estão apresentados nas FIGURA 78, FIGURA 79, FIGURA 80 e FIGURA 81 em eixos mais críticos analisados.

**FIGURA 78** – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Z para a situação de sobrepressão.

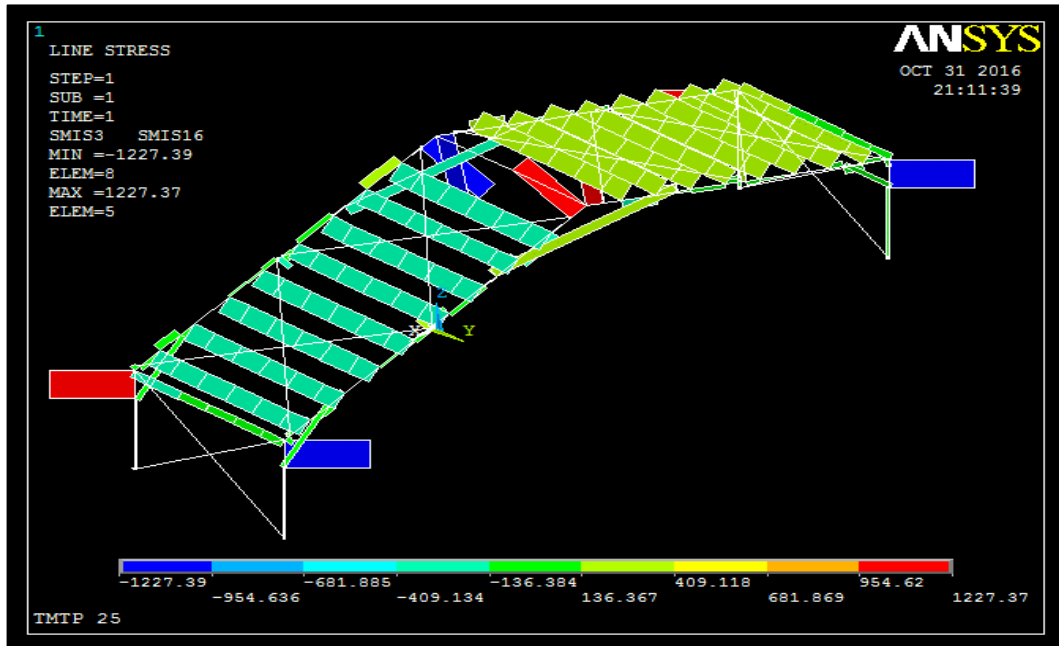


Fonte: [ANSYS].

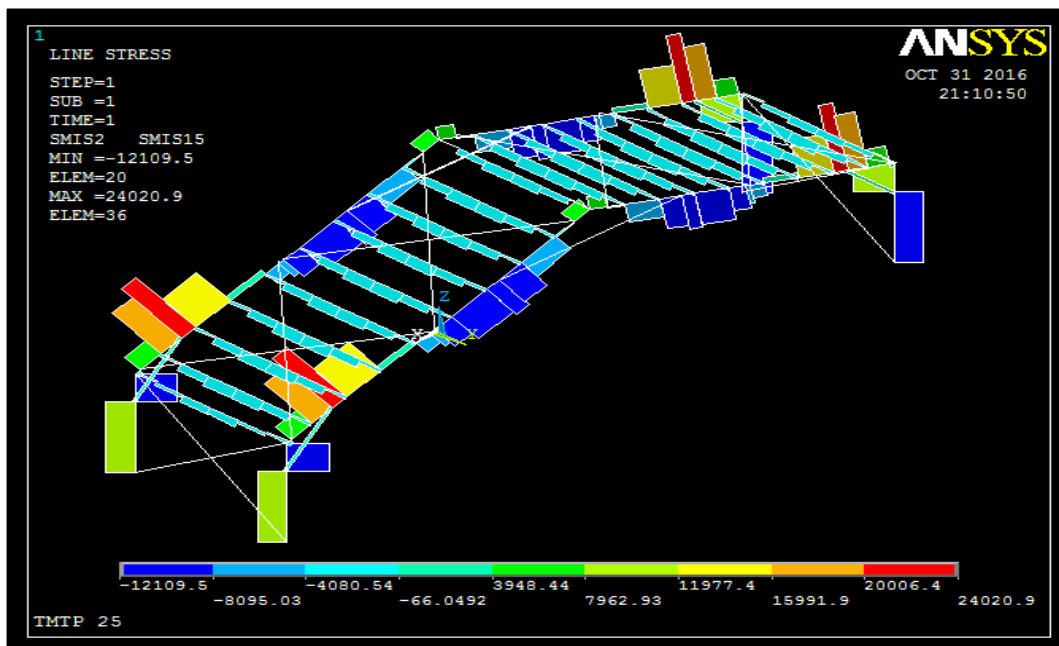
**FIGURA 79** – Diagrama de esforço cortante na direção do eixo Y para a situação de sobrepressão.



Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 80** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Z para a situação de sobrepessão.

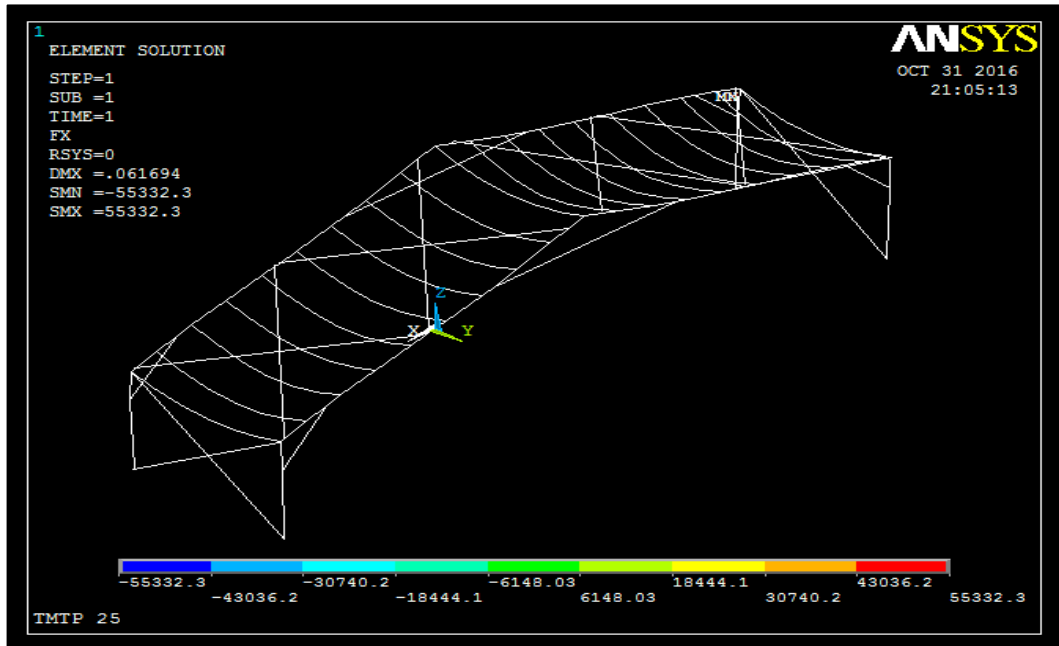
Fonte: [ANSYS].

**FIGURA 81** – Diagrama de momento fletor em torno do eixo Y para a situação de sobrepessão.

Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 82 mostra a variações de força cisalhante da estrutura. O maior valor solicitado é nas conexões diagonais entre as colunas e as vigas principais. Estes perfis deverão ser analisados quanto ao cisalhamento.

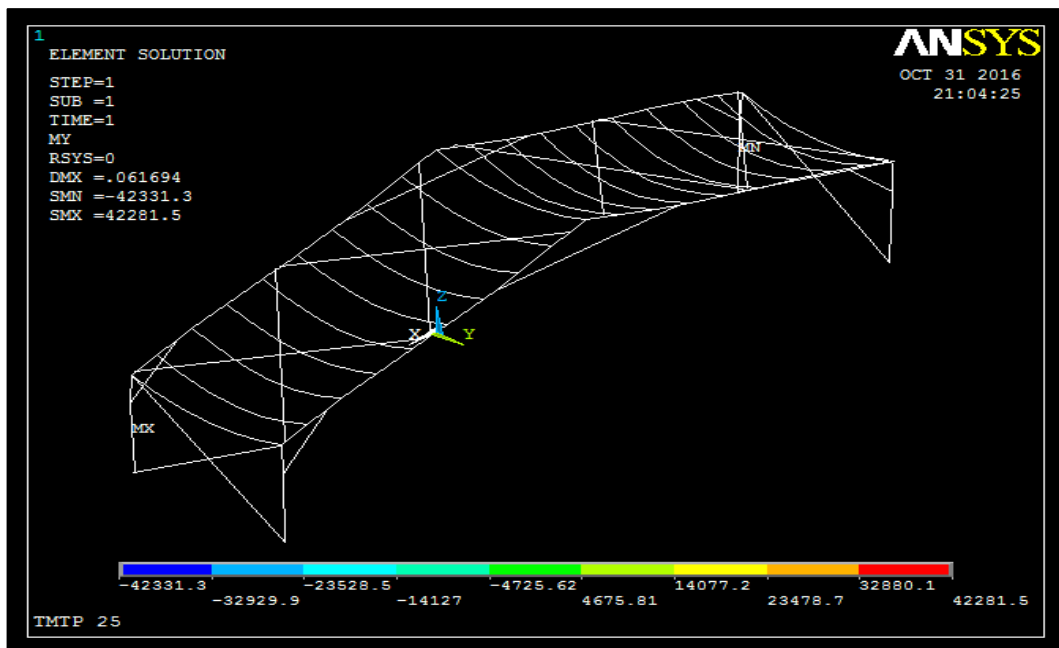
**FIGURA 82** – Esforço cortante máximo para a situação de sobrepessão.



Fonte: [ANSYS].

A FIGURA 83 mostra a variações do esforço do momento fletor sobre a estrutura. O máximo valor solicitado é nas colunas.

**FIGURA 83** – Momento fletor máximo para a situação de sobrepessão.



Fonte: [ANSYS].

A TABELA 13 mostra um resumo para a situação analisada de sobrepessão, os esforços solicitantes sobre o sistema estrutural são apresentados e serão levados em consideração para o dimensionamento dos perfis.

**TABELA 12** - Configuração e resultados para a Telha TMTP 25 na situação de sobrepressão.

Dimensão da telha:	1,00 x 5,50 m
Espessura da telha:	0,43 mm
Distância entre parafusos/amarrações nas terças:	1,20x0,90m (sendo 5 amarrações por terça)
Carga concentrada por nó:	-1.073,24 N
<b>Nmáx (+) tração</b>	<b>36.764,6 N (Viga Principal)</b>
<b>Nmáx (-) compressão</b>	<b>-77.721,5 N (Conexão Diagonal)</b>
<b>Vmáx</b>	<b>55.332,8 N (Conexão diagonal)</b>
<b>Mmáx</b>	<b>42.281,5 Nm (Coluna)</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em Z</b>	<b>-0,061422 m</b>
<b>Deslocamento máx. do pórtico em X</b>	<b>0,007552 m</b>

Fonte: [do Autor].

#### 4.6 Dimensionamento das Colunas e das Vigas Principais segundo a ABNT NBR 8800/2008

Segundo o Manual da Construção em Aço (2010) os procedimentos do dimensionamento dos perfis formam uma etapa trabalhosa e que pode consumir um tempo considerável do engenheiro estrutural. Atualmente, com o uso comum de *softwares* de dimensionamento esta etapa pode ser automatizada, permitindo que o engenheiro dedique mais tempo às análises e otimização das estruturas.

##### 4.6.1 Solicitações de Cálculo

Após uma criteriosa análise sobre os esforços atuantes na estrutura, a TABELA 13 resume os resultados para as situações analisadas no *ANSY Mechanical APDL*®.

**TABELA 13** – Esforços máximos solicitados no pórtico principal por cada situação analisada sobre efeito de sucção do vento.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
Nmáx (+) tração	31.596,2 N (Conexão diagonal)	Nmáx (+) tração	34.394,8 N (Conexão diagonal)
Nmáx (-) compressão	-15.189,3 N (Viga Principal)	Nmáx (-) compressão	-16.749 N (Viga Principal)
Vmáx	22.171,9 N (Conexão diagonal)	Vmáx	24.611,1 N (Conexão diagonal)

Mmáx	27.083,9 Nm (Coluna)	Mmáx	30.235,3 Nm (Coluna)
------	----------------------	------	----------------------

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
Nmáx (+) tração	49.246 N (Conexão diagonal)	Nmáx (+) tração	49.809,3 N (Conexão diagonal)
Nmáx (-) compressão	-23.552,6 N (Viga Principal)	Nmáx (-) compressão	-23.253,4 N (Viga Principal)
Vmáx	35.098 N (Conexão diagonal)	Vmáx	34.406,4 N (Conexão diagonal)
Mmáx	26.706,9 Nm (Coluna)	Mmáx	27.035,8 Nm (Coluna)

Fonte: [do Autor].

A TABELA 14 apresenta os resultados para o efeito de sobrepressão do vento.

**TABELA 14** – Esforços máximos solicitados no pórtico principal para a situação sobre efeito de sobrepressão do vento.

Situação de sobrepressão	
TMTP amarração 1,20x0,90m	
Nmáx (+) tração	36.764,6 N (Viga Principal)
Nmáx (-) compressão	-77.721,5 N (Conexão Diagonal)
Vmáx	55.332,8 N (Conexão diagonal)
Mmáx	42.281,5 Nm (Coluna)

Fonte: [do Autor].

Com base nos dados exibidos realizou-se o procedimento de dimensionamento dos elementos que compõem o sistema estrutural de acordo com a ABNT NBR 8800/2008, conforme mostrado a seguir.

#### 4.6.2 Pré-dimensionamento das Colunas e das Vigas Principais

Segundo o Manual de Construção em Aço (2010 apud BELLEI, 2006) nos edifícios industriais em aço, recomenda-se para colunas de galpões sem ponte rolante com a seção constante, um valor de altura do perfil de H/15 a H/18. Para vigas de cobertura o autor recomenda alturas de perfis de L/50 até L/70. No projeto calculado teríamos para a altura  $h_c$  coluna e  $h_v$  para a altura das vigas:

$$h_c = \frac{3500}{15} = 175,0 \text{ mm} \quad \text{Eq. (6)}$$

$$h_v = \frac{19870}{70} = 283,86 \text{ mm} \quad \text{Eq. (7)}$$

Utilizou-se, o perfil W 310x21,0 tanto para as colunas como para as vigas principais, a fim de facilitar o uso da convenção de um único perfil, mas para efeito de verificações podia-se iniciar utilizando perfis com menor altura. O perfil analisado tem resistência ao escoamento do aço,  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$ , segundo a norma NBR 7007 AR 345.

Tendo-se assim, que a escolha do perfil não foi necessariamente a de melhor desempenho em capacidade e custo, pois sua análise só será julgada após as verificações a seguir.

#### 4.6.3 Dimensionamento e Verificações para as Colunas

Para as colunas teremos os perfis iguais. Desta forma os cálculos aqui apresentados tomaram a condição mais desfavorável entre elas. Porém, as verificações devem ser feitas para todas as combinações de todas as colunas, conforme será lembrado ao final dos procedimentos de cálculo (CHAMBERLAIN, 2013).

As propriedades geométricas do perfil podem ser obtidas em normas ou em tabelas de fabricantes siderúrgicos. As propriedades apresentadas neste trabalho foram consultadas em um Catálogo Técnico de Tabela de Bitolas da empresa GERDAU Açominas®.

Os perfis utilizados para o dimensionamento das colunas e vigas principais foram:

- Perfis tipo “I”;
- Resistência ao escoamento do aço,  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$  AR (alta resistência);
- Módulo de elasticidade,  $E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$ ;
- Coeficiente de Poisson,  $\nu = 0,3$ ;
- Módulo de elasticidade transversal,  $G = 7.700 \text{ kN/cm}^2$ .

a) Verificação da esbeltez:

De acordo com o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800/2008, a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil L e o raio de giração correspondente r, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{350}{11,77} = 29,74 < 200 \text{ (OK)} \quad \text{Eq. (8)}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{350}{1,90} = 184,21 < 200 \text{ (OK)} \quad \text{Eq. (9)}$$

b) Verificação da capacidade à compressão:

Procedimentos determinados para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto. Conforme indicação da TABELA 15, ABNT NBR 8800/2008, verifica-se o perfil

em questão à esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA.

De acordo com a ABNT NBR 8800/2008 os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificadas em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada), conforme o item 5.1.2.2.1.

TABELA 15 - Valores limites  $(b/t)_{\min}$ .

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{\lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções I, H ou U</li> <li>Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U laminadas</li> <li>Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> <li>Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> </ul>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas*		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

\* O coeficiente  $k_c$  é dado em F.2.

Fonte: ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

Assim temos:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (10)}$$

$$\frac{281,8}{5,1} = 55,25 > 1,49 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 35,87$$

Como  $(h_w/t_w)$  supera  $(b/t)_{lim}$ , deve-se calcular o fator de redução  $Q_a$ , dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad \text{Eq. (11)}$$

Onde  $A_g$  é a área bruta e  $A_{ef}$  a área efetiva da seção transversal, dada por:

$$A_{ef} = A_g - \Sigma(b - b_{ef})t \quad \text{Eq. (12)}$$

Nessa expressão:  $b$  e  $t$  são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e  $b_{ef}$  é a largura efetiva de um elemento comprimido AA. A largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad \text{Eq. (13)}$$

De acordo com a ABNT NBR 8800/2008 o  $c_a$  é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e  $\sigma$  é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi f_y \quad \text{Eq. (14)}$$

Com  $\chi$  obtido conforme 5.3.3 adotando  $Q$  igual a 1,0. De forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

Desta forma temos:

$$b_{ef} = 1,92 \times 5,1 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} \left[ 1 - \frac{0,34}{281,8/5,1} \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} \right] = 200,83 \text{ mm} \leq b = 281,8 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = 2.720 - (281,8 - 200,83) \times 5,1 = 2307,07 \text{ mm}^2$$

$$Q_a = \frac{2.307,07}{2.720} = 0,85$$

Na próxima etapa é realizada a verificação da esbelteza da mesa. Conforme indicação da TABELA 15, tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:



$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (15)}$$

$$\frac{101/2}{5,7} = 8,86 < 0,56 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 13,48$$

Como  $(h_w/t_w)$  não supera  $(b/t)_{\text{lim}}$ , adota-se  $Q_s = 1,00$ . As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações  $b/t$  maiores que os valores limites, segundo o item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR 8800/2008, o fator de redução total  $Q$  é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \quad \text{Eq. (16)}$$

$$Q = 0,85 \times 1 = 0,85$$

#### 4.6.4 Carga de Flambagem Elástica para as Colunas

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR 8800/2008, determina-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto:

a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia  $x$  da seção transversal:

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{Eq. (17)}$$

b) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia  $y$  da seção transversal:

$$N_{\text{ey}} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad \text{Eq. (18)}$$

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal  $z$ :

$$N_{\text{ez}} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad \text{Eq. (19)}$$

Onde:

- $K_x L_x$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $x$ ;
- $I_x$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo  $x$ ;
- $K_y L_y$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $y$ ;
- $I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo  $y$ ;
- $K_z L_z$  é o comprimento de flambagem por torção;
- $E$  é o módulo de elasticidade do aço;
- $C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal;











- G é o módulo de elasticidade transversal do aço;
- $I_t$  é o momento de inércia à torção uniforme;
- $r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad \text{Eq. (20)}$$

Onde  $x_0$  e  $y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais  $x$  e  $y$ , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Neste trabalho utilizou-se  $K=1,0$  de acordo com a TABELA 16 tendo sua configuração conforme o item (c).

**TABELA 16** – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

**Fonte:** ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

Assim temos:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 3.776}{(1 \times 350)^2} = 6.084,51 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 98}{(1 \times 350)^2} = 157,91 \text{ kN}$$

$$r_0 = \sqrt{(11,77^2 + 1,9^2)} = 140,43 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{176,48^2} \left[ \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 21.628}{(1 \times 350)^2} + 7.700 \times 3,27 \right] = 422,32 \text{ kN}$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$ .

$$N_e = \text{mín}(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 157,91 \text{ kN}$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \leftrightarrow \lambda_0 \leq 1,5 \quad \text{Eq. (21)}$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \leftrightarrow \lambda_0 > 1,5 \quad \text{Eq. (22)}$$

Onde  $\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800/2008 pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad \text{Eq. (23)}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,85 \times 27,2 \times 34,5}{157,91}} = 2,245$$

Sendo  $\lambda_0 > 1,5$ , temos:

$$\chi = \frac{0,877}{2,25^2} = 0,1740$$

E, finalmente, determina-se a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800/2008 e utilizando a TABELA 17 para determinação do coeficiente de ponderação da resistência, temos a seguir:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi QA_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (24)}$$

**TABELA 17** – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências.

Combinações	Aço estrutural <sup>a</sup>		Concreto $\gamma_c$	Aço das armaduras $\gamma_s$
	$\gamma_a$			
	Escoamento, flambagem e instabilidade $\gamma_{a1}$	Ruptura $\gamma_{a2}$		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

<sup>a</sup> Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

**Fonte:** ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

Assim temos:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,1740 \times 0,85 \times 27,2 \times 34,5}{1,1} = \mathbf{125,90 \text{ kN}}$$

#### 4.6.5 Verificação da capacidade à Flexão para as Colunas

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800/2008, que são detalhados a seguir.

Conforme a TABELA 18 da ABNT NBR 8800/2008, para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

**TABELA 18** – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-límites aplicáveis	$M_r$	$M_{er}$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0,54 \frac{M_{pt}}{M_r} - 0,09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E \sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E \sqrt{JA}}{M_{pt}}$	$\frac{2,00 E \sqrt{JA}}{M_r}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_b E \sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E \sqrt{JA}}{M_{pt}}$	$\frac{2,00 E \sqrt{JA}}{M_r}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

**Fonte:** ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

#### 4.6.5.1 Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} \quad \text{Eq. (25)}$$

$$\lambda_{FLT} = \frac{350}{1,9} = 184,21$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (26)}$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E.J} \quad \text{Eq. (27)}$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} \quad \text{Eq. (28)}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad \text{Eq. (29)}$$

A tensão residual de escoamento da mesa,  $\sigma_r$ , deve ser tomada como 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado,  $f_y$ .  $J$  é a constante de torção da seção transversal.  $W$  módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão.  $C_w$  constante de empenamento para seções em I.

$$\sigma_r = 0,30f_y = 0,30 \times 34,5 = 10,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{(34,5 - 10,35) \times 248,2}{20.000 \times 3,27} = 0,09202$$

$$C_w = 21.628 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{98 \times 3,27}}{1,9 \times 3,27 \times 0,09202} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 21.628 \times 0,09202^2}{98}}} = 123,53$$

Segundo indicado no item G.2.1.c da ABNT NBR 8800/2008, quando:

$$\lambda_{FLT} = 184,21 > \lambda_r = 123,53$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad \text{Eq. (30)}$$

O  $C_b$  (fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme), para as colunas será considerado de acordo com o item 5.4.2.4.c) da ABNT NBR 8800/2008, podemos tomar:

$$C_b = 1$$

Com isso, têm-se os valores dos momentos solicitados conforme ilustrado abaixo:

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 20.000 \times 98}{350^2} \sqrt{\frac{21.628}{98} \left( 1 + 0,039 \frac{3,27 \times 350^2}{21.628} \right)} = 30,79 \text{ kN.m}$$

Temos que o momento fletor da de plastificação da seção, pode ser calculado por:

$$M_{pl} = Z f_y \quad \text{Eq. (31)}$$

Onde  $Z$  é o módulo de resistência plástico. Aplicando o coeficiente de ponderação de acordo com a TABELA 17, temos:

$$M_{pl} = 291,9 \times \frac{34,5}{100} = 100,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (32)}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{30,79}{1,1} < \frac{100,71}{1,1}$$

Tendo assim que o momento nominal limite para flambagem lateral com torção vale:

$$M_{FLT,n} = \frac{30,79}{1,1} = 27,99 \text{ kN.m}$$

#### 4.6.5.2 Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} \quad \text{Eq. (33)}$$

$$\lambda_{FLM} = \frac{101}{2 \times 5,7} = 8,86$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (34)}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad \text{Eq. (35)}$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20.000}{(34,5 - 10,35)}} = 23,89$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_{FLM} = 8,86 < \lambda_p = 23,89$$

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (36)}$$

$$M_{FLM,n} = \frac{100,71}{1,1} = 91,55 \text{ kN.m}$$

#### 4.6.5.3 Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} \quad \text{Eq. (37)}$$

$$\lambda_{FLA} = \frac{281,8}{5,1} = 55,25$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (38)}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (39)}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 137,24$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_{FLA} = 55,25 < \lambda_p = 90,53$$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (40)}$$

$$M_{FLA,n} = \frac{100,71}{1,1} = 91,55 \text{ kN.m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800/2008:

$$\mathbf{M}_{Rd} = \mathbf{mín}(\mathbf{M}_{FLT,n}, \mathbf{M}_{FLM,n}, \mathbf{M}_{FLA,n}) = \mathbf{27,99\ kN.m}$$

#### 4.6.6 Verificação da capacidade ao Cisalhamento das Colunas

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800/2008.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_v = \frac{h}{t_w} \quad \text{Eq. (41)}$$

$$\lambda_v = \frac{281,8}{5,1} = 55,25$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad \text{Eq. (42)}$$

A alma do perfil não tem enrijecedores transversais, assim temos  $K_v=5$ , com isso segue:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad \text{Eq. (43)}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 73,76$$

Para uma seção I fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo,  $V_{Rd}$ , é calculada segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_v = 55,25 < \lambda_p = 59,22$$

É dada por:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad \text{Eq. (44)}$$

$$A_w = d t_w \quad \text{Eq. (45)}$$

$$V_{pl} = 0,60 \times (31,0 \times 5,1) \times 34,5 = 319,88 \text{ kN}$$



$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (46)}$$

$$V_{Rd} = \frac{319,88}{1,1} = \mathbf{290,80 \text{ kN}}$$

#### 4.6.7 Verificação para a Combinação de Esforços Solicitantes para as Colunas

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800/2008, para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

Para:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,00 \quad \text{Eq. (47)}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,00 \quad \text{Eq. (48)}$$

Para verificação do dimensionamento das colunas utilizou-se os esforços obtidos na situação de sobrepressão, pois o esforço normal de compressão é peculiar neste procedimento. Os resultados estão apresentados na TABELA 19 a seguir.

**TABELA 19** – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as colunas diante as situações analisadas.

Situação de sobrepressão	
TMTP amarração 1,20x0,90m	
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{52,2802}{125,90} = 0,42$
$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{52,2802}{125,90} + \frac{8}{9} \left( \frac{42,2815}{27,99} \right) = 1,75$
<b>O perfil W 310x21,0 NÃO pode ser utilizado!</b>	

Fonte: [do Autor].

Como o esforço de cisalhamento atuante é muito inferior ao resistente, somente a verificação de esforços combinados é necessária.

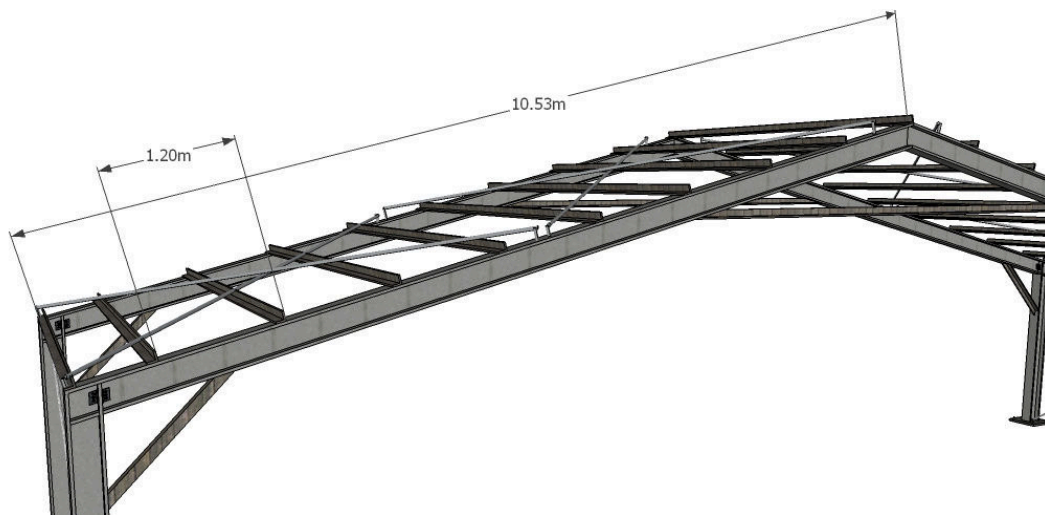
Verifica-se com isso a instabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos. Portanto, pode-se dizer que o perfil W 310x21,0 não é adequado para o elemento da coluna para as condições de carregamento de sobrepressão, podendo até satisfazer algumas situações analisadas de efeito de sucção.

#### 4.6.8 Dimensionamento e Verificações para as Vigas Principais

Utilizando o mesmo procedimento adotado para as colunas, foi realizado o dimensionamento dos perfis para as vigas principais, sintetizando alguns procedimentos detalhados anteriormente.

Para os comprimentos de flambagem para o perfil em questão, no caso da viga principal, existirão dois comprimentos diferentes. O comprimento de flambagem em torno do eixo Y de 10,53 m, ou seja, o comprimento total do perfil FIGURA 84, e, como o perfil está perfeitamente travado (não somente com terças), como se pode ver na FIGURA 84, o comprimento de flambagem em torno do eixo Z e também o comprimento entre duas seções contidas à torção de 1,20 m, com exceção da situação analisada II que é 2,40 m (seus cálculos estão em destaque).

**FIGURA 84** - Esquema do espaçamento das terças sobre a viga principal.



**Fonte:** [do Autor].

##### 4.6.8.1 Verificação da Esbeltez das Vigas Principais

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1053}{11,77} = 89,46 < 200 \text{ (OK)} \quad \text{Eq. (49)}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{120}{1,9} = 63,16 < 200 \text{ (OK)} \quad \text{Eq. (50)}$$

Para a situação analisada II, temos:

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{240}{1,9} = 126,32 < 200 \text{ (OK)}$$

##### 4.6.8.2 Verificação da capacidade à Compressão das Vigas Principais

Conforme já calculado no elemento da coluna, o valor do fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s = 0,85 \times 1 = 0,85$$

a) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 3.776}{(1 \times 1053)^2} = 672,21 \text{ kN}$$

b) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 98}{(1 \times 120)^2} = 1343,36 \text{ kN}$$

Para a situação analisada II, temos:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 98}{(1 \times 240)^2} = 335,84 \text{ kN}$$

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{176,48^2} \left[ \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 21.628}{(1 \times 120)^2} + 7.700 \times 3,27 \right] = 2262,87 \text{ kN}$$

Para a situação analisada II, temos:

$$N_{ez} = \frac{1}{176,48^2} \left[ \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 21.628}{(1 \times 240)^2} + 7.700 \times 3,27 \right] = 698,57 \text{ kN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$ .

$$N_e = \text{mín}(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = \mathbf{672, 21 \text{ kN}}$$

Calculando  $\lambda_0$ , temos:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,85 \times 2.720 \times 34,5}{672,21}} = 1,088$$

Sendo  $\lambda_0 < 1,5$ , temos:

$$\chi = 0,658 \times 1,088^2 = 0,7791$$

A força axial resistente de cálculo para a situação analisada I, III e IV, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800/2008:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,7791 \times 0,85 \times 27,20 \times 34,5}{1,1} = 563,75 \text{ kN}$$

E para a situação analisada II, temos:

$$N_e = \text{mín}(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = \mathbf{335, 84 \text{ kN}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,85 \times 2.720 \times 34,5}{335,84}} = 1,539$$

Sendo  $\lambda_0 > 1,5$ , temos:

$$\chi = \frac{0,877}{1,539^2} = 0,3703$$

A força axial resistente de cálculo para a situação analisada II, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800/2008:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,3703 \times 0,85 \times 27,2 \times 34,5}{1,1} = \mathbf{267,76 \text{ kN}}$$

#### 4.6.9 Verificação da capacidade à flexão das Vigas Principais

##### 4.6.9.1 Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{120}{1,9} = 63,16$$

Para a situação analisada II, temos:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{240}{1,9} = 126,32$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

A tensão residual de escoamento da mesa,  $\sigma_r$ , deve ser tomada como 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado, como já foi discutido antes, para a coluna.

$$\sigma_r = 0,30 f_y = 0,30 \times 34,5 = 10,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E \cdot J} = \frac{(34,5 - 10,35) \times 248,2}{20.000 \times 3,27} = 0,09202$$

$$C_w = 21.628 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{98 \times 3,27}}{1,9 \times 3,27 \times 0,09202} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 21.628 \times 0,09202^2}{98}}} = 123,53$$

Segundo indicado no item G.2.1.c da ABNT NBR 8800/2008, quando:

$$\lambda_p = 42,38 < \lambda_{FLT} = 63,16 < \lambda_r = 123,53$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (51)}$$

E para a situação analisada II, temos:

$$\lambda_{FLT} = 126,32 > \lambda_r = 123,53$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$$

Sendo o  $C_b$  (Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme), conforme itens 5.4.2.3 e 5.4.2.4 na ABNT NBR 8800/2008, pode ser tomado como:

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \cdot R_m \leq 3,0 \quad \text{Eq. (52)}$$

Onde:

- $M_{m\acute{a}x}$  é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;
- $M_A$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;
- $M_B$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;
- $M_C$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;
- $R_m$  é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a  $0,5 + 2 \times (I_{xc} + I_{yc})^2$  para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;
- $I_{yc}$  é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);
- $I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Desta forma a verificação torna-se dependente do diagrama de esforço de momento fletor para cada situação analisada. O cálculo é descrito a seguir determinando em sequência o momento resistente de cálculo, vejamos:

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W \quad \text{Eq. (53)}$$

$$M_r = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 249,2/100 = 60,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} = 291,9 \times 34,5/100 = 100,71 \text{ kN.m}$$

a) Para a situação analisada I:

$$C_b = \frac{12,5 \times 15,272}{2,5 \times 15,272 + 3 \times 10,192 + 4 \times 5,047 + 3 \times 7,587} \cdot 1 = 1,71$$

$$M_{FLT,n} = \frac{1,71}{1,1} \left[ 100,71 - (100,71 - 60,18) \frac{63,16 - 42,38}{123,53 - 42,38} \right] > \frac{100,71}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 91,55 \text{ kN. m}$$

b) Para a situação analisada II:

$$C_b = \frac{12,5 \times 16,727}{2,5 \times 16,727 + 3 \times 11,023 + 4 \times 3,238 + 3 \times 6,090} \cdot 1 = 1,97$$

$$M_{cr} = \frac{1,97 \times \pi^2 \times 20.000 \times 98}{240^2} \sqrt{\frac{21.628}{98} \left( 1 + 0,039 \frac{3,27 \times 240^2}{21.628} \right)} = 113,76 \text{ kN. m}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{113,76}{1,1} > \frac{100,71}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 91,55 \text{ kN. m}$$

c) Para a situação analisada III:

$$C_b = \frac{12,5 \times 15,001}{2,5 \times 15,001 + 3 \times 9,990 + 4 \times 2,537 + 3 \times 5,042} \cdot 1 = 2,02$$

$$M_{FLT,n} = \frac{2,02}{1,1} \left[ 100,71 - (100,71 - 60,18) \frac{63,16 - 42,38}{123,53 - 42,38} \right] > \frac{100,71}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 91,55 \text{ kN. m}$$

d) Para a situação analisada IV:

$$C_b = \frac{12,5 \times 15,246}{2,5 \times 15,246 + 3 \times 10,185 + 4 \times 2,468 + 3 \times 4,999} \cdot 1 = 2,04$$

$$M_{FLT,n} = \frac{2,04}{1,1} \left[ 100,71 - (100,71 - 60,18) \frac{63,16 - 42,38}{123,53 - 42,38} \right] > \frac{100,71}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 91,55 \text{ kN. m}$$

Assim temos que para todas situações analisadas o momento resistente para flambagem lateral com torção vale:

$$M_{FLT,n} = 91,55 \text{ kN. m}$$

#### 4.6.9.2 Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)

Conforme já calculado para a coluna com o perfil utilizado, temos:

$$M_{FLM,n} = \frac{100,71}{1,1} = 91,55 \text{ kN. m}$$

#### 4.6.9.3 Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)

Assim como já calculado para a coluna com o perfil utilizado, temos:

$$M_{FLA,n} = \frac{100,71}{1,1} = 91,55 \text{ kN. m}$$

O momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800/2008 para todas as situações analisadas vale:

$$M_{Rd} = \text{mín}(M_{FLT,n}, M_{FLM,n}, M_{FLA,n}) = 91,55 \text{ kN.m}$$

#### 4.6.10 Verificação da capacidade ao Cisalhamento nas Vigas Principais

Assim como já verificado para a coluna, para o perfil utilizado temos:

$$V_{Rd} = \frac{319,88}{1,1} = 290,80 \text{ kN}$$

#### 4.6.11 Verificação para a Combinação de Esforços Solicitantes para as Vigas Principais

Como já foi vista para as colunas, temos a seguinte verificação:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,00$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,00$$

A TABELA 20 resume os resultados para as situações analisadas no *ANSY Mechanical APDL*®, destacando as vigas principais.

**TABELA 20** – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as vigas principais diante das situações analisadas.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{23,868}{563,75} = 0,04$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{26,978}{267,76} = 0,10$
$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{23,868}{2 \times 563,75} + \left( \frac{15,273}{91,55} \right) = 0,19$	$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{26,978}{2 \times 267,76} + \left( \frac{16,727}{91,55} \right) = 0,23$
<b>O perfil W 310x21,0 pode ser utilizado!</b>		<b>O perfil W 310x21,0 pode ser utilizado!</b>	

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{23,553}{563,75} = 0,04$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{23,253}{563,75} = 0,04$
$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{23,553}{2 \times 563,75} + \left( \frac{15,001}{91,55} \right) = 0,18$	$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{23,253}{2 \times 563,75} + \left( \frac{15,246}{91,55} \right) = 0,19$
<b>O perfil W 310x21,0 pode ser utilizado!</b>		<b>O perfil W 310x21,0 pode ser utilizado!</b>	

Fonte: [do Autor].

Fazendo a verificação do dimensionamento das vigas principais também para a situação de sobrepressão, lembrando que a configuração para as terças são de 1,20m, dessa forma a carga resistente de flambagem vai ser a mesma no dimensionamento das situações I, III e IV, na TABELA 21 temos o seguinte resultado para a verificação.

**TABELA 21** – Verificação quanto a combinação de esforço normal e momento fletor para a utilização do perfil W 310x21,0 para as vigas principais diante a situações de sobrepressão.

Situação de sobrepressão	
TMTP amarração 1,20x0,90m	
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{39,3395}{563,77} = 0,07$
$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right)$	$\frac{39,5595}{563,77} + \frac{8}{9} \left( \frac{24,0209}{27,99} \right) = 0,83$
<b>O perfil W 310x21,0 pode ser utilizado!</b>	

Fonte: [do Autor].

Assim, pode-se dizer que o perfil W 310x21,0 é adequado para o emprego como viga principal no sistema estrutural.

Os esforços de cisalhamento atuantes são muito inferiores ao resistente do perfil, assim somente a verificação de esforços combinados é necessária.

#### 4.7 Dimensionamento das Terças segundo a ABNT NBR 8800/2008

Para o dimensionamento dos perfis das terças é necessário analisar os diagramas de esforços atuantes nos dois eixos de flexão dos mesmos. A TABELA 22 apresenta os resultados destes esforços após a análise realizado no *ANSYS Mechanical APDL*® para cada situação analisada.

**TABELA 22** – Esforços máximos solicitados nas terças por cada situação analisada sobre efeito de sucção do vento.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
V <sub>máx</sub>	2.010,8 N	V <sub>máx</sub>	2.304,44 N
M <sub>máx</sub>	3.293 Nm	M <sub>máx</sub>	7.273,2 Nm

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
V <sub>máx</sub>	1.967,59 N	V <sub>máx</sub>	1.992,92 N



Mmáx	3.612 Nm	Mmáx	1.848 Nm
------	----------	------	----------

Fonte: [do Autor].

Os momentos fletores indicados são em torno do eixo X global da estrutura, e o cortante é na direção do eixo Z global. O procedimento para dimensionamento e verificações está apresentado a seguir. Os momentos fletores foram consultados nos pontos centrais de cada terça, os quais são os mais solicitados do elemento, já os esforços cortantes são indicados no encontro da terça com a viga principal.

#### 4.7.1 Pré-Dimensionamento dos perfis das Terças

Inicialmente é possível estabelecer uma relação entre a altura do perfil (d) e o vão da terça (L). Em geral, pode-se obedecer ao seguinte critério, segundo o Manual de Construção em Aço:

$$d = \frac{L}{40} = \frac{4.940}{40} = 123,50 \text{ mm} \quad \text{Eq. (54)}$$

Portanto, deve-se esperar um perfil com altura entre 100 e 150.

As terças foram dimensionadas como vigas biapoiadas.

Segundo o Manual de Construção em Aço (2010) é comum o emprego de linhas de correntes rígidas ou flexíveis no sentido de menor inércia do perfil para conseguir o emprego de perfis mais econômicos. Outra questão trata da posição correta das terças, se com a face aberta do perfil voltada para a cumeeira ou para o beiral. Apesar de algumas bibliografias recomendarem o primeiro caso, é no segundo caso que a terça normalmente apresenta melhor desempenho para as cargas de serviço. Além disso, o lado aberto do perfil voltado para o beiral ou calha pode ser um fator determinante para a durabilidade da estrutura em razão do acúmulo de pó e umidade dentro do perfil.

#### 4.7.2 Dimensionamento dos perfis das Terças

Para o dimensionamento dos perfis das terças deve-se considerar a atuação de flexão nos dois eixos dos perfis. Os demais processos são semelhantes àqueles já apresentados.

O perfil analisado é um U 152x15,6 e a resistência ao escoamento do aço,  $f_y = 25,0 \text{ kN/cm}^2$ , NBR 7007 MR 250. As obtenções das propriedades geométricas deste perfil foram consultadas no livro: Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800/2008 (PFIEL, 2009).

O primeiro passo deve ser a verificação da capacidade do perfil à compressão, o que não foi necessário já que neste elemento não há atuação significativa de cargas que o solicite a este

ponto. Assim partindo para as verificações quanto à flexão em torno dos eixos X e Y locais do perfil, a seguir.

#### 4.7.3 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo X local da Terça

##### 4.7.3.1 Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_x} = \frac{494}{1,34} = 368,66$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{25,0}} = 49,78$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

Sendo:

$$\sigma_r = 0,30f_y = 0,30 \times 25,0 = 7,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E \cdot J} = \frac{(25,0 - 7,5) \times 83}{20.0000 \times 5,41} = 0,01342$$

$$C_w = 1.598 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{36 \times 5,41}}{1,34 \times 5,41 \times 0,01342} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1.598 \times 0,01342^2}{36}}} = 287,05$$

Segundo indicado no item G.2.1.c da ABNT NBR 8800/2008, quando:

$$\lambda_{FLT} = 368,66 > \lambda_r = 287,05$$

Indicado o valor de  $C_b$  neste caso 1,00, temos:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$$

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 20.000 \times 36}{494^2} \sqrt{\frac{1.598}{36} \left( 1 + 0,039 \frac{5,41 \times 494^2}{1.598} \right)} = 11,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

Onde Z pode ser considerado 1,15xW (CHAMBERLAIN, 2013), assim tendo:

$$M_{pl} = 1,15 \times 83 \times \frac{25}{100} = 23,86 \text{ kN.m}$$

Tendo assim que o momento nominal limite para flambagem lateral com torção vale:

$$M_{FLT,n} = \frac{11,18}{1,1} < \frac{23,86}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{11,18}{1,1} = 10,16 \text{ kN.m}$$

#### 4.7.3.2 Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{5,17}{87,1} = 5,94$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 10,75$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20.000}{(25 - 7,5)}} = 28,06$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_{FLM} = 5,94 < \lambda_p = 10,75$$

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{23,86}{1,1} = 21,69 \text{ kN.m}$$

#### 4.7.3.3 Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{11,1}{0,8} = 13,88$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 107,67$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 161,22$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_{FLA} = 13,88 < \lambda_p = 107,67$$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{23,86}{1,1} = 21,69 \text{ kN.m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo X é calculado, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800/2008:

$$\mathbf{M_{X,Rd} = \text{mín}(M_{FLT,n}, M_{FLM,n}, M_{FLA,n}) = 10,16 \text{ kN.m}}$$

#### 4.7.4 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo Y local da Terça

Segundo o Anexo G da ABNT NBR 8800/2008, Tabela G.1, Nota 3, para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for: comprimida pelo momento fletor. Como não é o caso aqui apresentado devido à posição das Terças, o estado-limite FLM não necessita de verificação.

##### 4.7.4.1 Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{11,1}{0,8} = 13,88$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 31,68$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 39,60$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_{FLA} = 13,88 < \lambda_p = 31,68$$

$$M_{pl} = 0,19 \times 25 = 4,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{4,75}{1,1} = 4,32 \text{ kN.m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo Y, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800/2008:

$$\mathbf{M_{Y,Rd} = 4,32 \text{ kN.m}}$$

#### 4.7.5 Verificação da capacidade ao Cisalhamento da Terça

##### 4.7.5.1 Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo X local da Terça

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{x,v} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{11,1}{0,8} = 13,88$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\lambda_{x,p} = 1,10 \sqrt{\frac{K_V E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{25}} = 69,57$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início escoamento:

$$\lambda_{x,r} = 1,37 \sqrt{\frac{K_V E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{25}} = 86,65$$

Para uma seção U fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo,  $V_{Rd}$ , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_v = 13,88 < \lambda_p = 69,57$$

É dada por:

$$V_{X,pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (152 \times 8) \times 250 = 182,40 \text{ kN}$$

$$V_{X,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{182,40}{1,1} = 165,82 \text{ kN}$$

#### 4.7.5.2 Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo Y local da Terça

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{y,v} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{51,7}{8,71} = 5,94$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\lambda_{y,p} = 1,10 \sqrt{\frac{K_V E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{1,2 \times 20.000}{25}} = 34,08$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início escoamento:

$$\lambda_{y,r} = 1,37 \sqrt{\frac{K_V E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{1,2 \times 20.000}{25}} = 42,45$$

Para uma seção U fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo,  $V_{Rd}$ , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800/2008, para quando:

$$\lambda_v = 5,94 < \lambda_p = 34,08$$

É dada por:

$$V_{Y,pl} = 0,60A_w f_y = 0,60 \times (2 \times 5,17 \times 0,871) \times 25 = 135,09 \text{ kN}$$

$$V_{Y,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{135,09}{1,1} = 122,81 \text{ kN}$$

#### 4.7.6 Verificação para combinação de esforços solicitantes nas Terças

Conforme os esforços obtidos, verifica-se facilmente a condição mais desfavorável ao perfil na combinação, a qual deve ser satisfeita para que o perfil se mostre adequado.

As terças não trabalham a compressão, dessa forma podemos considerando que:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \left( \frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right) \leq 1,00$$

É importante ressaltar que o eixo local X da terça está associado ao eixo global X da estrutura, de forma equivalente visto que a terça está inclinada e o momento deve ser corrigido. O eixo Y local da terça é associado ao eixo Z global, necessitando de correção para se analisar os momentos.

**TABELA 23** – Verificação quanto á combinação de esforços de momento fletor para a utilização do perfil U 152x15,6 para as terças diante das situações analisadas.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
$\left( \frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right)$	$\left( \frac{3,293}{10,16} + \frac{0,317}{4,32} \right) = 0,39$	$\left( \frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right)$	$\left( \frac{7,273}{10,16} + \frac{0,116}{4,32} \right) = 0,74$
$V_{Y,Rd} > V_{Y,Sd}$	$122,81 > 2,011$	$V_{Y,Rd} > V_{Y,Sd}$	$122,81 > 2,304$
<b>O perfil U 152x15,6 pode ser utilizado!</b>		<b>O perfil U 152x15,6 pode ser utilizado!</b>	

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
$\left( \frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right)$	$\left( \frac{3,612}{10,16} + \frac{0,297}{4,32} \right) = 0,42$	$\left( \frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right)$	$\left( \frac{1,848}{10,16} + \frac{0,129}{4,32} \right) = 0,21$
$V_{Y,Rd} > V_{Y,Sd}$	$122,81 > 1,968$	$V_{Y,Rd} > V_{Y,Sd}$	$122,81 > 1,992$
<b>O perfil U 152x15,6 pode ser utilizado!</b>		<b>O perfil U 152x15,6 pode ser utilizado!</b>	

Fonte: [do Autor].

Deste modo, mostra-se a eficiência do perfil U152 x 15,6 em resistir aos esforços solicitantes de cálculo, sendo este, portanto, o perfil adotado para as terças aqui dimensionadas.

É importante ressaltar que na prática são usadas terças de perfis conformadas a frio, que devem ser dimensionadas pela ABNT NBR 14762 vigente.

#### 4.7.7 Verificação da flecha nas Terças

De acordo com o Anexo C da ABNT NBR 8800/2008, TABELA 24, o deslocamento máximo para terças de coberturas considerando as combinações raras de serviço com ações variáveis de mesmo sentido das ações permanentes deve ser  $L/180$ , e com as ações variáveis de sentido oposto as permanentes,  $L/120$ , sendo  $L$  o vão livre da terça.

TABELA 24 – Deslocamentos máximos.

Descrição	$\delta^a$
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura <sup>g)</sup>	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura <sup>g)</sup>	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: <sup>j)</sup>	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q
<sup>a</sup> $L$ é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, $H$ é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, $h$ é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar). <sup>b</sup> Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam). <sup>c</sup> Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento. <sup>d</sup> Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico. <sup>e</sup> Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente. <sup>f</sup> Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico. <sup>g</sup> Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade. <sup>h</sup> Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm. <sup>i</sup> Valor não majorado pelo coeficiente de impacto. <sup>j</sup> Considerar combinações raras de serviço. <sup>k</sup> No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm. <sup>l</sup> O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm. <sup>m</sup> Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.	

Fonte: ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

Dessa forma o deslocamento máximo permitido para ações variáveis de vento é dado por:

$$\frac{494}{120} = 4,12 \text{ cm}$$

Os deslocamentos máximos para cada situação analisada das terças estão apresentados na TABELA 26, obtidos através da análise realizada pelo *ANSYS Mechanical APDL*®.

TABELA 25 – Deslocamentos máximos para as situações analisadas.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
Desl. máximo	4,7541 cm	Desl. máximo	8,8762 cm
<b>Deslocamento NÃO permitido!</b>		<b>Deslocamento NÃO permitido!</b>	

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
Desl. máximo	4,9192 cm	Desl. máximo	3,0622 cm
<b>Deslocamento NÃO permitido!</b>		<b>Deslocamento permitido!</b>	

Fonte: [do Autor].

Os deslocamentos das terças nas situações analisadas I, II e III não foram satisfeitos diante de norma. Para a situação analisada IV, o deslocamento foi aceito.

#### 4.8 Verificação do Deslocamento Vertical e Lateral do Pórtico Principal

O deslocamento vertical do pórtico é determinado segundo a ABNT NBR 8800/2008 pela combinação dada por:

$$F_{D,uti} = F_{Gk} + \psi_{2j}F_{Qk} \quad \text{Eq. (55)}$$

Onde:

- $F_{D,uti}$  carregamento devido a combinação das ações de utilização;
- $F_{G,k}$  carregamento devido às ações permanentes;
- $\psi_{2j}$  fator de combinação das cargas variáveis;
- $F_{Q,k}$  carregamento devido às ações variáveis (vento e carga acidental);

O limite dado segundo o Anexo C da ABNT NBR 8800/2008, na TABELA 24 para deslocamentos verticais é de  $L/250$  e horizontais de  $H/300$  para o pórtico principal, onde  $L$  é o vão do galpão e  $H$  a altura da coluna.

Dessa forma temos que o valor do deslocamento máximo vertical vale:

$$\frac{1987}{250} = 7,95 \text{ cm}$$



E para o deslocamento máximo horizontal temos:

$$\frac{350}{300} = 1,17 \text{ cm}$$

Os deslocamentos máximos para cada situação analisada estão apresentados na TABELA 26, sendo estes obtidos sem fatorar os carregamentos, e sim através da análise realizada pelo *ANSY Mechanical APDL*®.

**TABELA 26** – Deslocamentos máximos para as situações analisadas.

<b>Situação analisada I</b>		<b>Situação analisada II</b>	
<b>TMTP amarração 1,20x0,90m</b>		<b>TMTP amarração 2,40x0,90m</b>	
Desl. máx. vertical	1,5393 cm	Desl. máx. vertical	0,9203 cm
Desl. máx. horizontal	0,1982 cm	Desl. máx. horizontal	0,3729 cm
<b>Deslocamentos permitidos!</b>		<b>Deslocamentos permitidos!</b>	

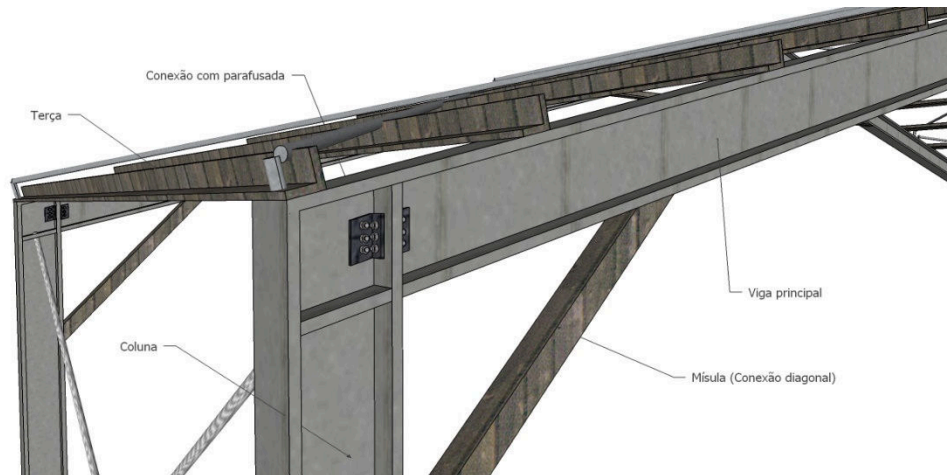
<b>Situação analisada III</b>		<b>Situação analisada IV</b>	
<b>TMTP amarração 1,20x1,80m</b>		<b>TMTP amarração 1,20x2,47m</b>	
Desl. máx. vertical	1,5901 cm	Desl. máx. vertical	1,361 cm
Desl. máx. horizontal	0,3396 cm	Desl. máx. horizontal	0,7552 cm
<b>Deslocamentos permitidos!</b>		<b>Deslocamentos permitidos!</b>	

Fonte: [do Autor].

Os deslocamentos laterais e verticais do pórtico em todas as situações analisadas foram satisfeitos diante de norma. As situações analisadas prezam-se de combinações frequentes de serviço, calculado computacionalmente, combinações de estado limite de utilização dada apenas pelo carregamento nominal do vento fornecido das ações finais de vento.

#### **4.9 Dimensionamento das Ligações do Pórtico Principal de acordo a ABNT NBR 8800/2008**

As conexões entre as colunas e as vigas principais para a estrutura analisada foi considerada como sendo parafusada. As ligações parafusadas possibilitam o desmonte e a possibilidade desta estrutura ser remontada em outra situação. A FIGURA 85 mostra o esquema da ligação entre os elementos do pórtico principal. Os parafusos utilizados nas ligações para efeito de cálculo seguem a NBR 7007, elementos de alta resistência, com resistência à ruptura do material,  $f_{ub}=40\text{kN/cm}^2$ .

**FIGURA 85** – Esquema de ligação parafusada entre coluna e viga principal.

**Fonte:** [do Autor].

Na FIGURA 85 é importante ressaltar a função da conexão diagonal trabalhando como mísula, afim de absorver os esforços solicitados no nó, e torna a ligação mais rígida. A conexão diagonal em todas as situações analisada foi significativamente solicitada.

#### 4.9.1 Verificação quanto à capacidade do cisalhamento e tração dos Parafusos

De acordo com a ABNT NBR 8800/2008, no seu item 6.3.2.2 a área efetiva para cálculo da resistência admissível pelo parafuso vale:

$$A_{be} = 0,75 \frac{\pi d_b^2}{4} \quad \text{Eq. (56)}$$

Segundo a ABNT NBR 8800/2008, item 6.3.3.1. a força de tração resistente de cálculo de um parafuso tracionado é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad \text{Eq. (57)}$$

E a força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso por um plano de corte passa pela rosca é dado por, segundo a ABNT NBR 8800/2008, item 6.3.3.1:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad \text{Eq. (58)}$$

#### 4.9.2 Verificação da combinação dos esforços para os Parafusos

Quando ocorre simultaneamente cisalhamento e tração, deve ser atendida a seguinte equação de integração segundo a ABNT NBR 8800/2008, item 6.3.3.4:

$$\left( \frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad \text{Eq. (59)}$$

Os esforços solicitados para cada situação analisada, normal e cortante, estão apresentados na TABELA 27, obtidos através da análise realizada pelo *ANSY Mechanical APDL*®.

**TABELA 27** – Esforços solicitantes na ligação coluna e viga principal para cada situação analisada.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
N	-23.868 N	N	-26.977,7 N
V	13.981,3 N	V	15.974,7 N
M	7.587,92 Nm	M	8.942,48 Nm

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
N	-23.552,6 N	N	-23.253,4 N
V	13.845,2 N	V	13.913,3 N
M	7.547,3 Nm	M	7.529,35 Nm

Fonte: [do Autor].

Para todas situações analisadas no nó de ligação entre a coluna e a viga principal, o esforço normal é sempre negativo, logo não existindo a necessidade de verificar os parafusos quanto à tração.

A TABELA 28 apresenta os resultados dos esforços solicitantes na ligação entre a coluna e a viga principal para a situação analisada sobre o efeito de sobrepressão do vento.

**TABELA 28** - Esforços solicitantes na ligação coluna e viga principal para a situação sobre efeito de sobrepressão do vento.

Situação de sobrepressão	
TMTP amarração 1,20x0,90m	
N	36.764,6 N
V	27.972,3 N
M	12.109,5 Nm

Fonte: [do Autor].

Quando a estrutura é submetida ao efeito de sobrepressão do vento há uma solicitação de tração no nó de ligação.

A contribuição do momento fletor na análise dos esforços solicitados pelo parafuso pode ser considerada pela equação a seguir segundo Pfeil (2009):

$$F_{M,x} = \frac{Mz}{\sum R^2} \quad \text{Eq. (60)}$$

$$F_{M,z} = \frac{Mx}{\sum R^2} \quad \text{Eq. (61)}$$

Onde temos:

- $F_{M,x}$  é a força no sentido X global;
- $F_{M,z}$  é a força no sentido Z global;
- x e z são as coordenadas relativas do parafuso ao centro de aplicação (adotado:  $x=2$  cm e  $z=2$  cm);
- M é o momento no nó em torno do eixo Z global (obtido na TABELA 27);
- R é a distância entre cada parafuso ao centro de aplicação ( $R=2,83$  cm).

Dessa forma, a Força cisalhante máxima para as situações analisada de sucção é dado por:

$$F_{R,Rd} = \sqrt{(F_{M,z} + V)^2 + F_{M,x}^2} \quad \text{Eq. (62)}$$

E a Força cisalhante máxima para as situações de sobrepressão é dado por:

$$F_{R,Rd} = \sqrt{(F_{M,z} + V)^2 + (F_{M,x} + N)^2} \quad \text{Eq. (63)}$$

De acordo com a TABELA 17 o coeficiente de minoração vale 1,35 e assim temos:

$$d_b = \sqrt{\frac{4 \times F_{v,Rd} \times \gamma_{a2}}{0,5 \times f_{ub} \times \pi}} = \sqrt{\frac{4 \times F_{R,Rd} \times 1,35}{0,4 \times 40 \times \pi}}$$

O tipo de parafuso utilizado e a bitola estão apresentados na TABELA 29 para cada situação analisada respeitando a condição do item 6.3.3.4 da ABNT NBR 8800/2008.

**TABELA 29** – Quantidade e bitola dos parafusos utilizados na ligação de cada situação analisada.

Situação analisada I		Situação analisada II	
TMTP amarração 1,20x0,90m		TMTP amarração 2,40x0,90m	
$F_{R,Rd}$	4,544 kN	$F_{R,Rd}$	5,232 kN
$\phi$ parafuso	5/16" (8mm)	$\phi$ parafuso	5/16" (8mm)
Quantidade	4	Quantidade	4

Situação analisada III		Situação analisada IV	
TMTP amarração 1,20x1,80m		TMTP amarração 1,20x2,47m	
$F_{R,Rd}$	4,505 kN	$F_{R,Rd}$	4,519 kN
$\phi$ parafuso	5/16" (8mm)	$\phi$ parafuso	5/16" (8mm)
Quantidade	4	Quantidade	4

**Fonte:** [do Autor].

A TABELA 30 apresenta os resultados dos parafusos a serem utilizados na ligação entre a coluna e a viga principal para a situação analisada sobre o efeito de sobrepressão do vento.

**TABELA 30** - Quantidade e bitola dos parafusos utilizados na ligação da situação sobre efeito de sobrepressão do vento.

<b>Situação de sobrepressão</b>	
<b>TMTP amarração 1,20x0,90m</b>	
$F_{R,Rd}$	13,670 kN
$\phi$ parafuso	1/2" (12,5mm)
Quantidade	4

**Fonte:** [do Autor].

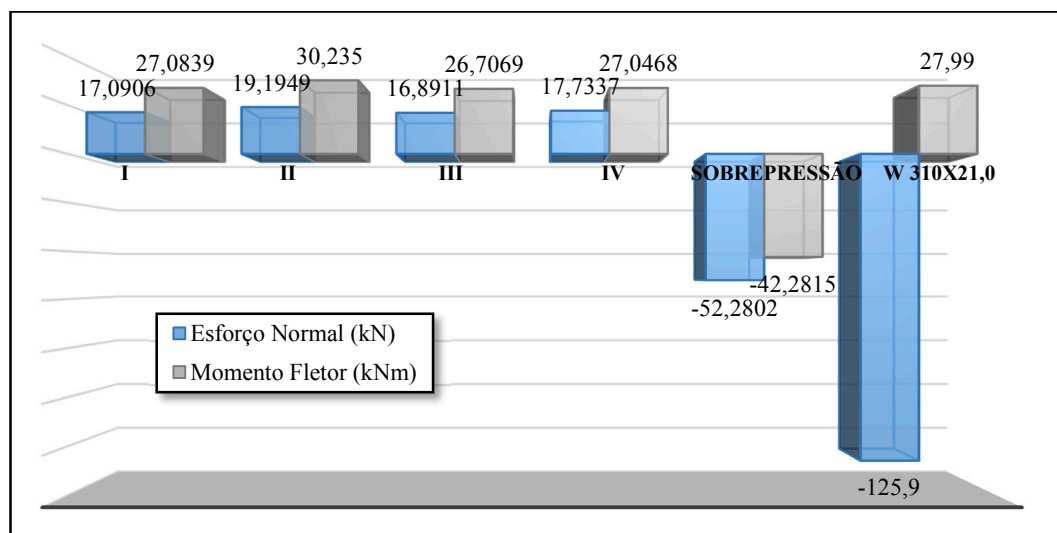
Assim podemos notar que a situação mais desfavorável é a situação analisada para sobrepressão do vento.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O procedimento utilizado no trabalho, analisando a estrutura de forma integrada no *ANSYS Mechanical APDL*® nos fornece uma ideia mais fiel do comportamento de um módulo intermediário de um galpão metálico quando o sistema estrutural é solicitado às ações permanentes e variáveis. Assim como o Manual de Construção em Aço (CBCA, 2010) sugere ao se realizar uma concepção estrutural deve-se avaliar a sua funcionalidade integrada.

O GRÁFICO 1 mostra as solicitações na coluna mais desfavorável, confrontando as quatro situações analisadas, a situação de sobrepressão do vento com os esforços resistentes admissíveis pelo perfil W 310x21,0 verificado de acordo com as indicações da ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

**GRÁFICO 1** – Análise dos esforços solicitantes na coluna para cada situação analisada e os resistentes para o perfil verificado.



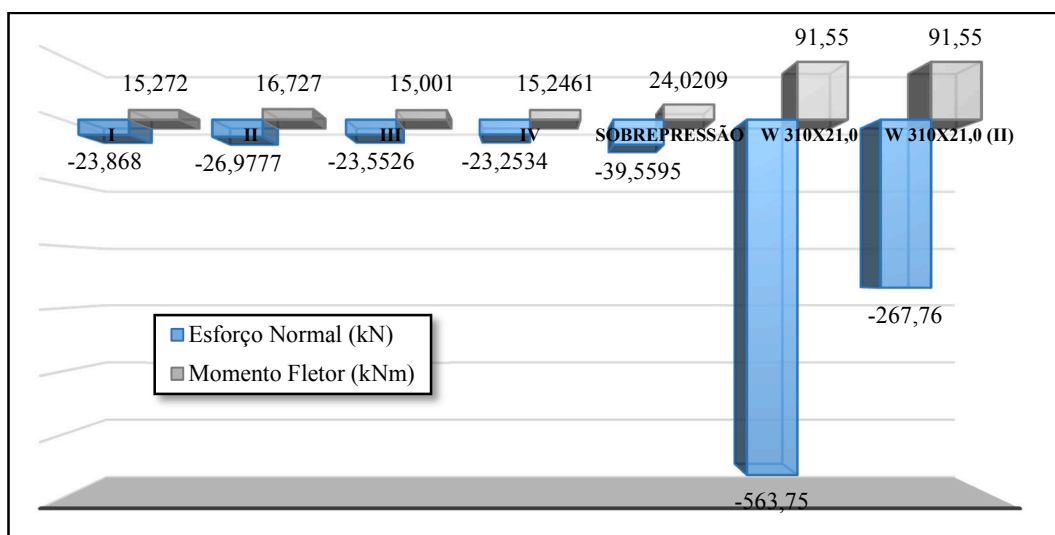
**Fonte:** [do Autor].

Para verificação da combinação dos esforços nas colunas foi utilizado a situação que considera a sobrepressão do vento sobre a estrutura, pois neste caso há a presença de carga de compressão, indicando uma possível situação mais desfavorável que o elemento trabalha. O GRÁFICO 1 nos mostra que o esforço de momento fletor nas situações de sucção trabalham no limite do resistente pelo perfil, em destaque da situação analisada II que o momento é superior ao valor admissível pelo perfil. Os esforços resistentes calculados para o perfil W 310x21,0 não satisfizeram o dimensionamento. Uma maneira de satisfazer as verificações normatizadas seria aumentar a bitola do perfil, obtendo esforços resistentes superior, principalmente do momento fletor que estão em questão.

No GRÁFICO 2 estão apresentadas as solicitações na viga principal mais desfavorável, comparando as quatro situações analisadas, a situação de sobrepressão do vento com os

esforços resistentes admissíveis pelo perfil utilizado tanto para as situações onde o comprimento de flambagem em relação ao eixo Y da seção transversal e em relação ao eixo longitudinal Z locais são de 1,20 m (situação analisada I, III, IV e sobrepressão atuando) e 2,40 m (situação analisada II) de acordo com as verificações da ABNT NBR 8800/2008.

**GRÁFICO 2** – Análise dos esforços solicitantes na viga principal para cada situação analisada e os resistentes para o perfil verificado.

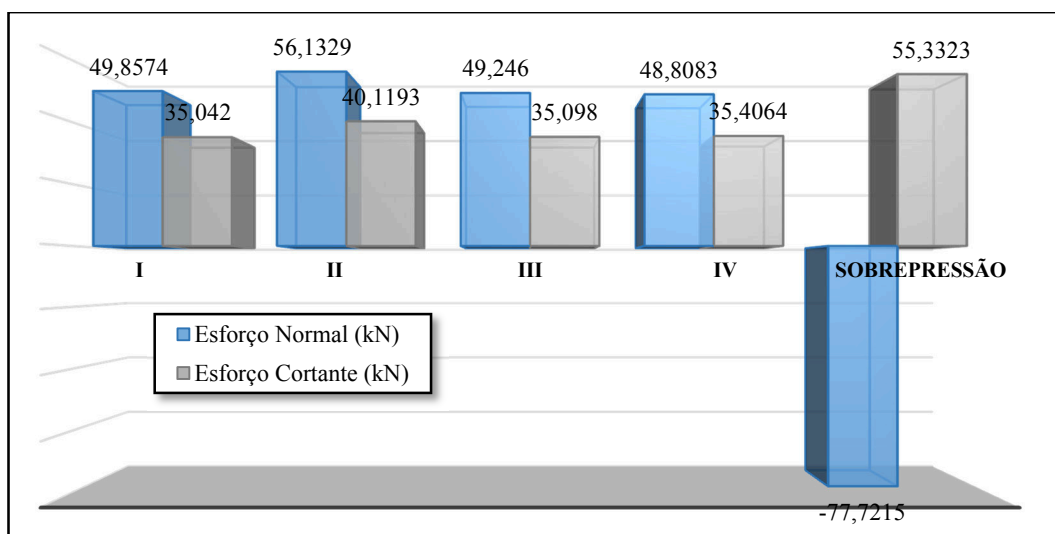


Fonte: [do Autor].

A viga principal foi dimensionada satisfazendo todas as situações analisadas, tanto com relação à mudança do comprimento de flambagem quanto ao efeito de sucção e sobrepressão. O GRÁFICO 2 fornece que a situação mais desfavorável seria a situação de sobrepressão e para esta as verificações segundo a ABNT 8681/2003 são sugeridas, pois o vento atua em sentido das cargas permanentes (peso próprio da estrutura), influenciada pelo grande vão de 19,87 m. O esforço cortante resistente pelo perfil foi garantido em todas as situações.

A situação analisada II teve seu comprimento de flambagem em relação ao eixo Y da seção transversal e em relação ao eixo longitudinal Z locais do elemento de 2,40 m, superior aos demais casos. O momento solicitado nesta análise foi de 16,727 kNm, superior às demais situações de sucção. Já para o momento resistente verificado para esta configuração estrutural, o momento crítico foi considerado de plastificação, assim sendo igual aos demais analisados de 91,55 kNm. Para a carga de flambagem elástica foi determinada a menor no sentido Z local do perfil, valendo 267,76 kN. A carga de compressão não tem forte influência nas verificações do perfil, já que os esforços normais solicitados são de baixa intensidade com relação a esta.

O GRÁFICO 3 mostra as solicitações na conexão diagonal mais desfavorável, comparando as quatro situações analisadas e a situação de sobrepressão do vento.

**GRÁFICO 3** - Análise dos esforços solicitantes na conexão diagonal para cada situação analisada.

Fonte: [do Autor].

É válido comentar sobre os esforços atuantes no elemento da conexão diagonal, pois sua funcionalidade como artifício de rigidez na ligação entre a coluna e a viga principal, como vemos para o dimensionamento dos parafusos, se torna um ponto que merece destaque em relação ao dimensionamento desse elemento, pois a variação de esforços neste é significativa e de intensidades altas para situação de sobrepresão e sucção do vento, como vemos no GRÁFICO 3.

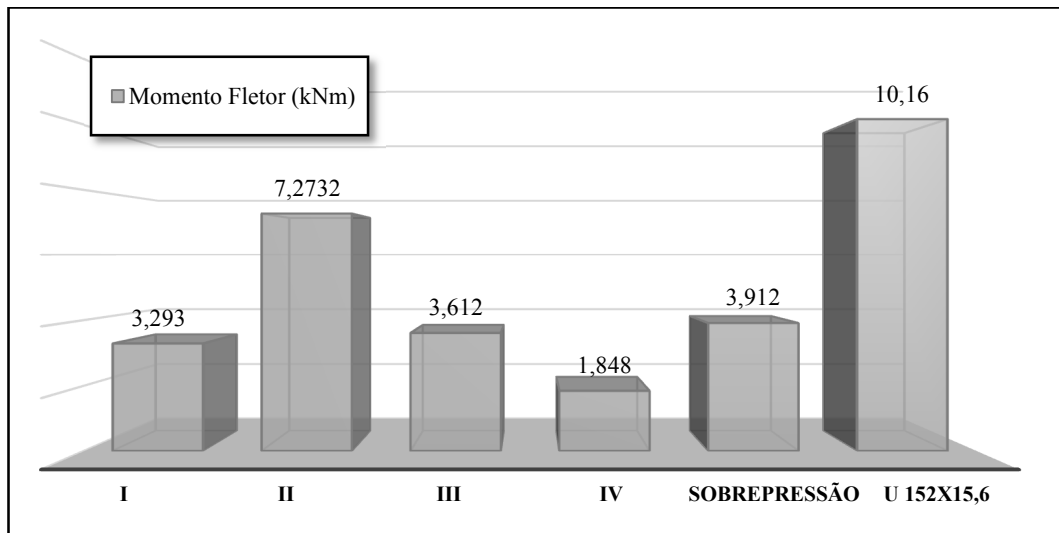
A conexão diagonal não foi dimensionada neste trabalho. Para o seu dimensionamento os esforços normais e cisalhantes são preponderantes. É importante destacar também que não podemos trabalhar com um perfil muito esbelto, devido ao esforço normal de compressão apresentado na situação analisada de sobrepresão.

O GRÁFICO 4 mostra os momentos fletores solicitantes nas terças nas condições mais desfavoráveis para cada situação analisada, este esforço é preponderante para realizar o



dimensionamento do perfil, visto que o cortante resistente é muito superior ao solicitado para todas configurações analisadas.

**GRÁFICO 4** - Análise dos esforços solicitantes nas terças para cada situação analisada e resistente pelo perfil verificado.

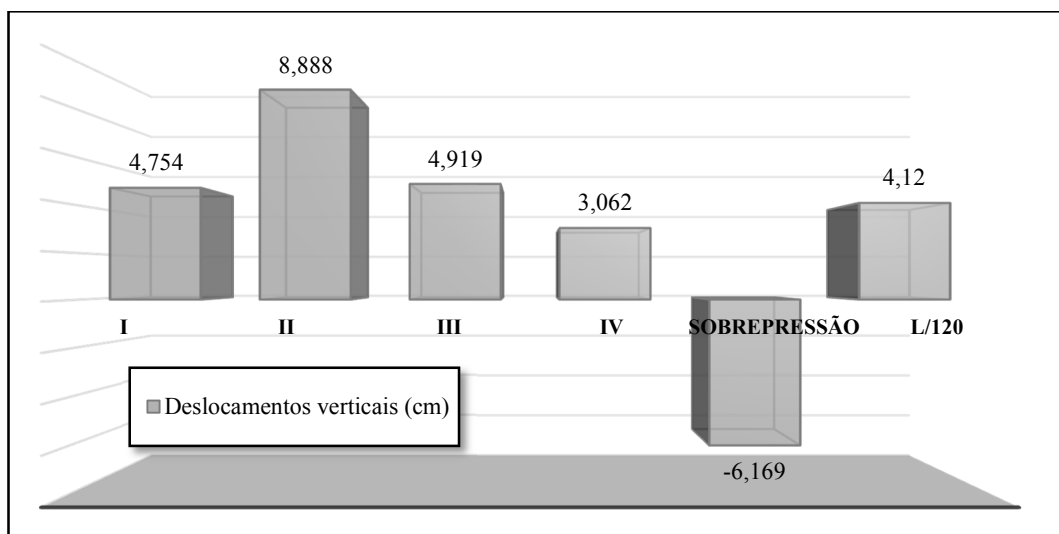


Fonte: [do Autor].

Para a situação analisada II o momento fletor devido a sucção foi de 7,2732 kNm o que indica que a utilização de amarração em terças alternada pode provocar uma instabilidade do perfil, pois a carga será de maior intensidade provocando maior solicitação consequentemente. Isto pode indicar que a distância entre as terças pode influenciar no seu dimensionamento.

Os deslocamentos na terça da cobertura estão apresentações no GRÁFICO 5 a seguir, para cada situação analisada e a permitida pela NBR 8800/2008.

**GRÁFICO 5** – Deslocamento nas terças para cada situação analisada e a permitida em norma.

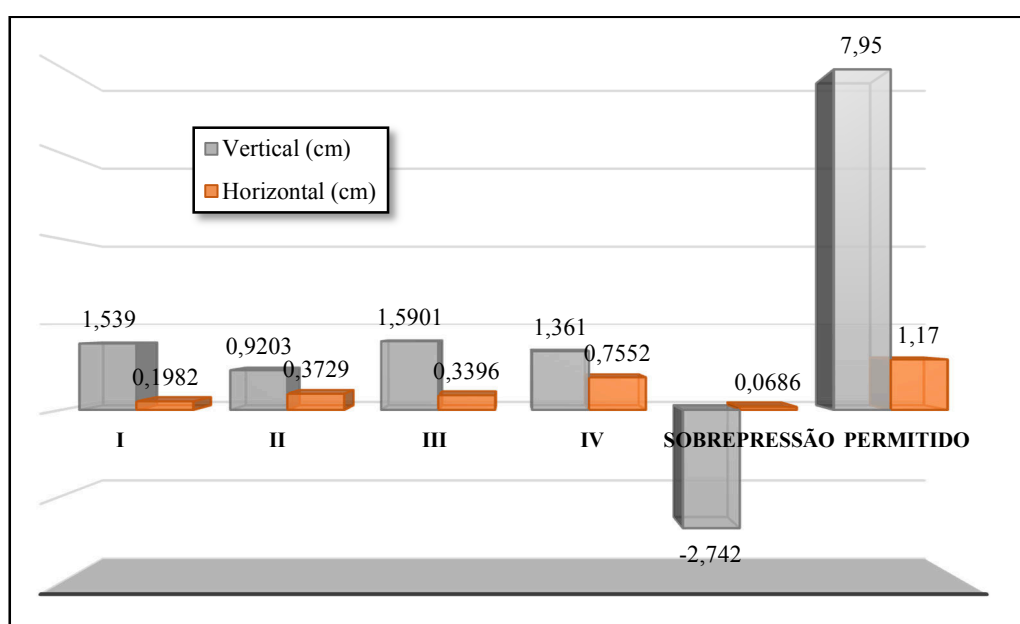


Fonte: [do Autor].

Nas situações analisadas I, II, III e a de sobrepressão vemos que o deslocamento não está de acordo com o prescrito na NBR 8800/2008. Este deslocamento pode causar instabilidade no elemento deixando de satisfazer as condições de estado limite de utilização. É de se notar também que o deslocamento na situação analisada II foi superior aos demais, devido à carga concentrada nesta configuração ser superior às demais.

Os deslocamentos verticais e horizontais no pórtico principal estão apresentados no GRÁFICO 6 a seguir, em cada situação analisada confrontando com o permitido pela NBR 8800/2008.

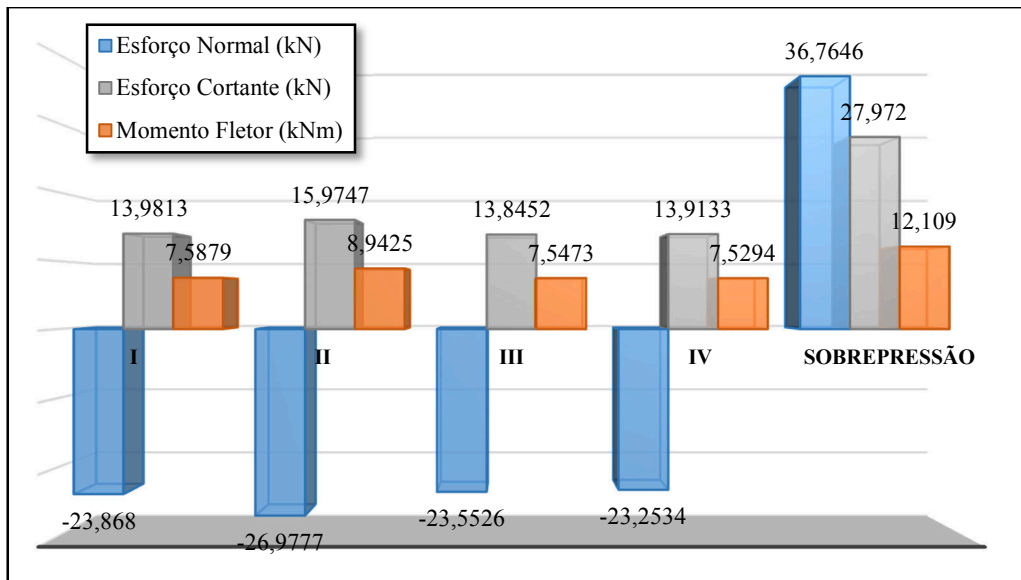
**GRÁFICO 6** – Deslocamento verticais e horizontais no pórtico principal cada situação analisada e a permitida em norma.



**Fonte:** [do Autor].

Os deslocamentos verticais e horizontais no pórtico principal estão relacionados com sua rigidez. É de se verificar que as condições de deslocamento estão satisfeitas. Podemos dar destaque à situação analisada IV, que considera a carga devido à sucção do vento no nó de amarração da terça com a viga principal, onde temos um deslocamento horizontal superior aos demais casos analisados.

Os esforços para dimensionamento dos parafusos na ligação entre a coluna e a viga principal são apresentados no GRÁFICO 7.

**GRÁFICO 7** – Esforços na ligação entre a coluna e a viga principal para cada situação analisada.

Fonte: [do Autor].

O GRÁFICO 7 mostra que na situação de sobrepressão o esforço normal inverte de forma brusca ao ser comparado com as situações de sucção.

Quando analisamos a estrutura sob efeito de sobrepressão do vento, as telhas da cobertura se apoiam sobre as terças, o carregamento é distribuído pelos elementos estruturais de forma “equilibrada”, pois existe uma faixa da telha em contato com a terça. Já quando o vento provoca sucção na estrutura os pontos solicitados serão os pontos de amarração entre telhas e terças, gerando solicitações nestes elementos que podem provocar variações superior às resistentes, o que pode provocar a perda de sua funcionalidade consequentemente aumentando o comprimento de flambagem da viga e podendo até causar instabilidade no pórtico principal.

Assim, a análise estrutural de um galpão metálico realizada em um *software* pode caminhar para maximizar a configuração estrutural do mesmo, tornando a estrutura o mais convencional e segura possível.

De acordo com a GERDAU (2012), quanto mais rápida a obra, mais rápido é também o retorno dos investimentos. Um sistema convencional trará rapidez e racionalização na etapa de construção de um galpão, dessa forma trazendo benefícios diretos para construtores e investidores através da redução dos prazos de execução das obras, que se traduzem imediatamente em custos financeiros menores.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6123. **Forças devido ao Vento em Edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 8681. **Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, 2003. 15p.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 8800. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

AUTODESK. AutoCAD®. **Programa para Auxílio de Desenhos Computacionais**. Disponível na versão estudante.

ANSYS. Mechanical APDL®. **Programa de Modelagem Numérica**. Disponível para o Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental – PPGECAM/CT.

BELLEI, I. **Edifícios Industriais em Aço**. 5ª Edição. São Paulo, Editora Pini, 2006.

BLESSMANN J. **Acidentes Causados Pelo Vento**. 4ª Edição. Porto Alegre, RS: Editora da Universidade Federal (UFRS), 2001.

CBCA. **Manual de Construção em Aço - Galpões para Usos Gerais**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/ Centro Brasileiro da Construção em Aço IABr/CBCA, 2010. 74p.

CHAMBERLAIN, Z. M. **Projeto e Cálculo de Estruturas de Aço: Edifício Industrial Detalhado**. Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Ricardo Ficanha, Ricardo Fabeane. Rio de Janeiro: Elseiver, 2013. 235p.

ETERNIT. **Catálogo Técnico: Telhas Metálicas**. Sistemas Construtivos Eternit. São Paulo, 2011.

GERDAU. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturados Laminados**. Coletânea do uso do Aço. Flávio D'Alambert. 5ª ed. 2012.

GERDAU. **Catálogo de Produtos AÇOMINAS®**. Comercial Gerdau. Disponível em: <<https://www.comercialgerdau.com.br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/cata-cata-produtos-cg.pdf>>. Acessado em 4 de outubro de 2016.

G1 Paraíba. **TV Cabo Branco**. Árvore de Natal com mais de 100 metros de altura cai em João Pessoa. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pb/paraiba/noticia/2013/12/arvore-de-natal-com-mais-de-100-metros-de-altura-cai-em-joao-pessoa.html>>. Acessado em 16 de outubro de 2016.

MANFRIM, S.T. **Estudo Numérico para a Determinação das Pressões devidas à Ação do Vento em Edifícios Industriais**. Ilha Solteira, 2006. 112p.

PITTA, J. F. A. **Ações Devido ao Vento em Edificações**. São Carlos: UfSCar, 2001. 47p. (Série Apontamentos).

PFEIL, W. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. Walter Pfeil, Michèle Pfeil. 8ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 357p.