

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM**  
**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE**  
**CONCRETO ARMADO E AÇO**

**ESTUDO COMPARATIVO DE UMA VIGA MISTA TRELIÇADA COM**  
**PERFIS TUBULARES E UMA VIGA MISTA DE ALMA CHEIA**

**EVELINE ROMERO DE JESUS**

**2018**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE  
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E AÇO

**" ESTUDO COMPARATIVO DE UMA VIGA MISTA TRELIÇADA COM  
PERFIL TUBULAR E UMA VIGA MISTA DE ALMA CHEIA "**

EVELINE ROMERO DE JESUS

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Comissão Examinadora:

---

Prof. Ricardo Hallal Fakury, D.Sc.  
DEES – UFMG (Orientador)

---

Prof. Hermes Carvalho, D.Sc.  
DEES – UFMG

Belo Horizonte, 09 de abril de 2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
*Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de  
Estruturas de Concreto Armado e Aço*

## ATA DA DEFESA

**“Estudo Comparativo de uma Viga Mista Treliçada com Perfil  
Tubular e uma Viga Mista de Alma Cheia”**

EVELINE ROMERO DE JESUS

Trabalho Final defendido perante a banca examinadora, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço”

Aprovada em 09 de abril de 2018.

Por:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
Avaliador 1 – Orientador

  
\_\_\_\_\_  
Nota: 95,0

Prof. Dr. Hermes Carvalho  
Avaliador 2

  
\_\_\_\_\_  
Nota: 85,0

## **Resumo**

As estruturas mistas podem proporcionar uma maior resistência e rigidez à estrutura devido a interação entre seus dois materiais constituintes, o concreto e o aço. A treliça mista com perfis tubulares, por sua vez, pode além destas vantagens já proporcionadas por esse tipo de sistema, ser uma ótima alternativa para construções de edifícios ou pontes que necessitam vencer grandes vãos, além de proporcionar redução no peso próprio da estrutura. O objetivo deste trabalho foi realizar uma análise comparativa teórica e numérica entre duas vigas utilizando o sistema misto, uma em estrutura de treliça com perfis tubulares e outra viga utilizando alma cheia em perfil I, ambas biapoiadas, sob mesmas condições de carregamento e vencendo um vão de 18 metros. Os estudos foram realizados com embasamento nas prescrições das normas técnicas brasileiras vigentes e com resultados obtidos através de análises analíticas e numéricas. O trabalho mostrou que a treliça mista, apresentou um peso próprio expressivamente menor da estrutura bem como menor quantidade de conectores, comparada à viga mista em perfil I.

Palavras – chave: Estruturas metálicas; Viga mista; Treliça mista; Perfis tubulares.

## **Abstract**

Mixed structures can provide greater strength and rigidity to the structure due to the interaction between its two constituent materials, concrete and steel. The mixed truss with tubular profiles, in turn, can, in addition to these advantages already provided by this type of system, be a great alternative for construction of buildings or bridges that need to overcome large spans, in addition to providing a reduction in the structure's own weight. The objective of this work was to carry out a theoretical and numerical comparative analysis between two beams using the mixed system, one in a truss structure with tubular profiles and another beam using a full web in I profile, both bisupported, under the same loading conditions and overcoming a span. of 18 meters. The studies were carried out based on the requirements of current Brazilian technical standards and with results obtained through analytical and numerical analyses. The work showed that the composite truss presented a significantly lower self-weight of the structure as well as a smaller number of connectors, compared to the composite beam in i profile.

**Keywords:** Metallic structures; mixed beam; mixed truss; Tubular profiles.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comparação de vigas fletidas sem e com ação mista .....	18
Figura 2 – Variação de deformação na viga .....	19
Figura 3 - Laje maciça de concreto moldada in loco.....	20
Figura 4 - Laje mista aço-concreto .....	21
Figura 5 - Largura efetiva da laje e distribuição de tensões .....	22
Figura 6 - Conectores de cisalhamento .....	23
Figura 7 - Tipos mais usuais de vigas mistas .....	26
Figura 8 - Tipos de construção .....	28
Figura 9 - Distribuição de tensões e posição da linha neutra plástica (LNP) .....	30
Figura 10 - Posição da LNE .....	33
Figura 11 - Perfis Tubulares Estruturais.....	36
Figura 12 - Vigas mistas treliçadas.....	37
Figura 13 - Modelo de análise de uma viga mista treliçada .....	40
Figura 14 - Esforços atuantes nos elementos de uma estrutura de treliça mista .....	44
Figura 15 - Distribuição de tensões em uma treliça mista.....	46
Figura 17 - Carregamentos solicitantes .....	52

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 - Condições de validade para ligações entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares. ....	47
---	----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

### a. Letras romanas minúsculas

$a$  - espessura da região comprimida da laje

$b'$  - largura efetiva da laje de um dos lados

$b_0$  - largura do perfil tubular do banzo superior

$b_{ef}$  - largura efetiva total para o cálculo da resistência da barra

$b_i$  - largura do perfil tubular do banzo inferior

$b_p$  - largura da parte plana do elemento

$b_{tr}$  - largura transformada

$d$  - altura útil do perfil de aço

$d_1$  - distância entre os eixos dos banzos inferior e superior da treliça; diâmetro externo da seção transversal do tubo da diagonal comprimida;

$d_2$  - distância entre as forças de tração e compressão da treliça mista; diâmetro externo da seção transversal do tubo da diagonal tracionada;

$d_i$  - diâmetro externo da seção transversal tubular das diagonais

$e$  - excentricidade das ligações

$e_1$  - distância entre a linha de centro da viga e a linha de centro da viga adjacente

$e_2$  - distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço

$e_{disp}$  - espaçamento disponível entre linhas de centro de conectores de cisalhamento

$e_{máx}$  - espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores de cisalhamento

$e_{mín}$  - espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores de cisalhamento

$f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão

$f_{ucs}$  - resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento

$f_y$  - tensão de escoamento do aço

$f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço

$h_0$  - altura do perfil tubular do banzo

$h_F$  - altura da fôrma de aço

$h_p$  - largura da parte plana das almas

$k_c$  – coeficiente  
 $k_v$  – coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento  
 $m$  - massa por unidade de comprimento  
 $n$  - número (quantidade) de conectores de cisalhamento  
 $q$  - carga atuante  
 $r$  - raio de giração  
 $t_0$  - espessura da parede do banzo  
 $t_c$  - espessura da laje de concreto  
 $t_f$  - espessura da mesa do perfil de aço  
 $t_i$  - espessura da parede tubular da diagonal  
 $t_w$  - espessura da alma do perfil de aço  
 $y_a$  - distância do centro geométrico do perfil de aço  
 $y_c$  - distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil  
 $y_p$  - posição da linha neutra medida a partir do topo do perfil de aço  
 $y_t$  - distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil  
 $y_{tr,i}$  - posição da LNE em relação à face inferior do perfil de aço

## **b. Letras romanas maiúsculas**

$A_a$  - área do perfil de aço  
 $A_{bi}$  - área da seção transversal do banzo inferior  
 $A_{cs}$  - área da seção transversal do conector de cisalhamento  
 $A_{c,tr}$  - área da seção efetiva de concreto transformada  
 $A_g$  - área bruta da seção transversal  
 $C_{ad}$  - força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço  
 $C_{cd}$  - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto  
 $CP$  - carga permanente  
 $E_a$  - módulo de elasticidade do aço  
 $E_c$  - módulo de elasticidade secante do concreto  
 $F_d$  - força solicitante de cálculo  
 $F_{hd}$  - esforço horizontal de cálculo

$I_a$  - momento de inércia da seção transversal do perfil de aço

$I_{ef}$  - momento de inércia efetivo

$I_{tr}$  - momento de inércia da seção mista homogeneizada

$J$  - constante de torção

$K$  - coeficiente de flambagem de barras comprimidas

$K_v$  - coeficiente de flambagem por força cortante de alma

$L$  - comprimento do elemento

$L_b$  - comprimento destravado

$L_{disp}$  - comprimento disponível para instalação de conectores de cisalhamento

$M_{Ga,Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes antes da cura do concreto

$M_{L,Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes depois da cura do concreto

$M_{pl}$  - momento fletor de plastificação

$M_{Rd}$  - momento fletor resistente de cálculo

$M_{Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo

$M_{x,Rd}$  - momentos fletores resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{x,Sd}$  - momentos fletores solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{y,Rd}$  - momentos fletores resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

$M_{y,Sd}$  - momentos fletores solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

$N_{c,Rd}$  - força axial de compressão resistente de cálculo

$N_{c,Sd}$  - força axial de compressão solicitante de cálculo

$N_e$  - força axial de flambagem elástica

$N_{t,Rd}$  - força axial de tração resistente de cálculo

$N_{t,Sd}$  - força axial de tração solicitante de cálculo

$Q$  - fator de redução total associado à flambagem local

$Q_{Rd}$  - força resistente de cálculo atuante no conector

$R_d$  - resistência de cálculo

$R_g$  - coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores

$R_p$  - coeficiente para consideração da posição do conector

$SC$  - sobrecarga

$S_d$  - esforço solicitante de cálculo

$T_{ad}$  - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$V_{pl}$  - força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento

$V_{Rd}$  - força cortante resistente de cálculo

$V_{Sd}$  - força cortante solicitante de cálculo

$W_a$  - módulo de resistência elástica da seção transversal do perfil de aço

$W_{tr,i}$  - módulo resistente elástico inferior da seção mista

$W_{tr,s}$  - módulo resistente elástico superior da seção mista

$W_{ef}$  - módulo de resistência elástica efetiva da seção transversal do perfil de aço

$Z_x$  - módulo de resistência plástico no eixo x

### **c. Letras gregas maiúsculas**

$\Sigma$  - somatório

### **d. Letras gregas minúsculas**

$\alpha$  - coeficiente utilizado para determinar a área efetiva de cisalhamento da barra principal

$\alpha_E$  - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto

$\beta$  - razão entre os diâmetros dos membros e a largura do banzo

$\delta_{adm}$  - flecha admissível

$\delta_{máx}$  - flecha máxima total

$\delta_{máx,sem}$  - flecha máxima sem execução de contraflecha

$\gamma_{al}$  - coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento

$\gamma_c$  - coeficiente de ponderação da resistência do concreto

$\gamma_{cs}$  - coeficiente de ponderação da resistência do conector de cisalhamento

$\phi_{cs}$  - diâmetro do conector de cisalhamento

$\lambda$  - parâmetro de esbeltez

$\lambda_0$  - índice de esbeltez reduzido

$\lambda_p$  - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$\lambda_r$  - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

$\chi$  - fator de redução associado à compressão

$\psi$  - fator de redução de ações

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

LNE Linha Neutra Elástica

LNP Linha Neutra Plástica

NBR Norma Brasileira

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES GERAIS</b>	<b>16</b>
1.1	Objetivo .....	16
1.2	Metodologia.....	17
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>17</b>
2.1	Estruturas Mistas .....	17
2.1.1	Generalidades .....	17
2.1.2	Vantagens .....	19
2.2	Lajes.....	20
2.2.1	Largura efetiva da laje .....	22
2.3	Conectores de Cisalhamento.....	23
2.3.1	Grau de interação.....	25
2.4	Vigas Mistas .....	26
2.4.1	Construção escorada e não-escorada .....	27
2.4.2	Verificação à flexão.....	28
2.4.2.1	Verificação na fase inicial.....	28
2.4.2.2	Verificação na fase final.....	29
2.4.2.2.1	Vigas mistas de alma cheia com $(h/tw) \leq 3,76E/fy$ .....	29
2.4.2.2.2	Vigas mistas de alma cheia com $3,76E/fy < (h/tw) \leq 5,70E/fy$ .....	32
2.4.3	Verificação à força cortante.....	34
2.4.4	Verificação ao estado-limite de serviço.....	34
2.4.5	Verificação da limitação de tensões de serviço na viga de aço .....	35
2.5	Perfis Tubulares .....	35

2.6	Viga Mista Treliçada .....	37
2.6.1	Vantagens .....	38
2.6.2	Verificação de uma treliça mista .....	38
2.6.2.1	Fase inicial.....	41
2.6.2.2	Fase final .....	43
2.6.2.3	Verificação à flexão .....	44
2.6.2.4	Condições de validade das equações.....	46
2.6.2.5	Verificação ao estado-limite de serviço .....	48
<b>3</b>	<b>ESTUDO COMPARATIVO</b>	<b>48</b>
3.1	Materiais e Métodos .....	48
3.1.1	Dimensionamento treliça mista .....	48
3.1.1.1	Cargas atuantes (estruturas convencionais de edifícios).....	50
3.1.1.2	Projeto inicial da treliça mista.....	51
3.1.1.3	Verificação do banzo inferior.....	52
3.1.1.4	Verificação do banzo superior.....	53
3.1.1.5	Verificação das diagonais.....	58
3.1.1.6	Conectores de cisalhamento .....	60
3.1.1.7	Condições de validade para as ligações .....	61
3.1.1.8	Verificação do estado-limite de serviço .....	62
3.1.2	Dimensionamento viga de Perfil tipo I.....	64
3.1.2.1	Cargas atuantes e esforços solicitantes (estruturas convencionais de edifícios) 65	
3.1.2.2	Verificação do momento fletor .....	67
3.1.2.3	Conectores de cisalhamento .....	72
3.1.2.4	Verificação aos esforços cortantes .....	74

3.1.2.5	Verificação ao estado-limite de serviço .....	75
3.1.2.6	Verificação da limitação de tensões de serviço na viga de aço.....	78
3.2	Análise de Resultados.....	79
<b>4</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>81</b>
<b>5</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>83</b>

# 1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O sistema de estrutura mista é aquele onde o aço trabalha de forma conjunta com o concreto para resistir aos esforços solicitantes, formando assim uma estrutura consideravelmente mais resistente e rígida. Esta interação entre os dois tipos de materiais se faz por meios mecânicos, como por exemplo os conectores de cisalhamento. Este tipo de estrutura é geralmente utilizado na construção de pontes e edifícios. (ARAÚJO et al., 2016)

A utilização de perfis tubulares nas estruturas em geral pode ser feita não só como apelo estético, como também para a obtenção de uma estrutura com um menor peso próprio e grande rigidez à torção, quando utilizada como viga mista contínua ou semicontínua. Este tipo de perfil é empregado em pilares mistos, vigas mistas e treliças, elemento este último, que será estudado neste trabalho. (ARAÚJO et al., 2016)

A viga mista treliçada é um sistema construtivo muito eficaz e significativo quando se trata por exemplo de estruturas que necessitam vencer grandes vãos ou que precisam resistir grandes esforços. Sua utilização no Brasil vem crescendo consideravelmente por ser um sistema economicamente viável e com ótima segurança estrutural. Além disso, sua estruturação propicia à construção a redução do seu peso próprio se comparado a uma estrutura construída com um perfil de alma cheia, por exemplo. (PEREIRA JUNIOR, 2011)

Neste trabalho foi realizada uma análise comparativa entre uma viga mista de alma cheia e uma viga mista treliçada, ambas biapoiadas e vencendo um vão de 18 metros. O estudo foi embasado realizando cálculos de dimensionamento e verificação da estrutura para posterior análise dos resultados obtidos.

## 1.1 Objetivo

Este trabalho tem por finalidade realizar o estudo comparativo entre uma viga mista fabricada em Perfil I Soldado e outra viga mista treliçada plana produzida em perfis tubulares, sendo circulares nas diagonais, quadrado no banzo superior e retangular no banzo inferior. Ambas

biapoiadas, com conectores de cisalhamento tipo “Pino com cabeça”, vencendo um vão de 18 metros, com laje tipo Steel Deck incorporada e sob mesmas condições de carregamento.

Desta forma, apresentar o sistema de uma estrutura mista convencional e treliçada expondo seus conceitos, componentes, comportamento e requisitos para seu dimensionamento. E para o estudo comparativo, apresentar o cálculo de dimensionamento de ambas vigas e analisar os resultados finais obtidos, avaliando a altura necessária para resistir aos esforços solicitantes com o vão pré-determinado, o peso próprio final da estrutura, deslocamento máximo vertical obtido e número de conectores de cisalhamento necessários.

## **1.2 Metodologia**

Será utilizado como meio de pesquisa para a didática a ser apresentada, fontes secundárias como a ABNT NBR 8800:2008, teses de mestrado e literaturas referente ao assunto em estudo.

Para o estudo comparativo, será realizado o cálculo de uma viga mista em Perfil I utilizando a ABNT NBR 8800:2008 e de uma viga mista treliçada de perfis tubulares também utilizando a ABNT NBR 8800:2008 e ainda a ABNT NBR 16239:2013, para a verificação dos perfis tubulares. Ainda, como embasamento para formulação do exemplo de cálculo da viga mista treliçada a ser estudado, será utilizado o livro “Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de aço”. Por fim, será realizada a análise de resultados de ambas estruturas de forma quantitativa.

## **2 REVISÃO DA LITERATURA**

### **2.1 Estruturas Mistas**

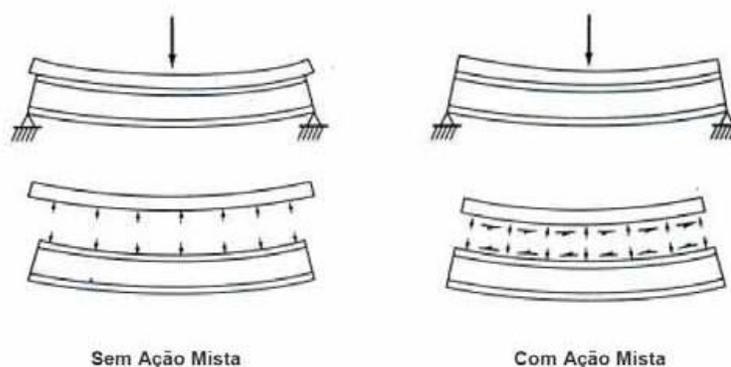
#### **2.1.1 Generalidades**

Por volta dos anos 60, os sistemas estruturais mistos de aço e concreto começaram a ganhar visibilidade e utilização, isso ocorreu quando se deu partida ao desenvolvimento de técnicas

construtivas que garantissem o trabalho conjunto desses dois materiais em construções. (QUEIROZ; PIMENTA; MARTINS, 2012)

Uma estrutura mista como o próprio nome supõe, é um sistema composto pela interação entre dois materiais, o concreto e o aço (laminado, soldado ou formado a frio), onde de forma conjunta trabalham para resistir aos esforços solicitantes presentes na estrutura em que foi aplicado. Pode ser feito deste tipo de sistema: pilares, vigas, lajes ou ligações, podendo-se utilizar diferentes tipos de perfis, aço estrutural e disposições construtivas. Sua aplicação é em maior parte em estruturas de pontes, edifícios residenciais, comerciais ou industriais. (TRINDADE, 2015)

A interação entre esses dois materiais pode ocorrer por meios mecânicos, de atrito ou até em determinados casos, por simples aderência e repartição de cargas. Para que isso ocorra é preciso que na interface entre estes, existam forças longitudinais de cisalhamento. É através desta interconexão que esses materiais se tornarão um elemento monolítico, deformando de forma dependente um do outro. Na Figura 1 apresentada abaixo é possível ver como ocorre a interação na estrutura. (ARAÚJO et al., 2016)



*Figura 1 - Comparação de vigas fletidas sem e com ação mista*

Fonte: TRINDADE, 2015

Para se atingir uma estrutura resistente e eficiente com o uso deste tipo de estrutura, as solicitações de compressão devem ser resistidas pelo concreto, e as solicitações de tração, pelo aço. Desta forma a superfície onde as tensões de compressão estão atuando irá se encurtar, e a superfície solicitada por tensões de tração irá se alongar, havendo um deslizamento entre ambas superfícies. (TRINDADE, 2015) Esta interação pode ocorrer de forma completa, quando as

seções permanecem planas e seu diagrama apresenta apenas uma Linha Neutra, ou de forma parcial, quando há um deslizamento relativo entre as superfícies, porém menor que se não funcionasse como uma seção mista, havendo assim duas linhas neutras não independentes, como mostra a Figura 2. (ARAÚJO et al., 2016)

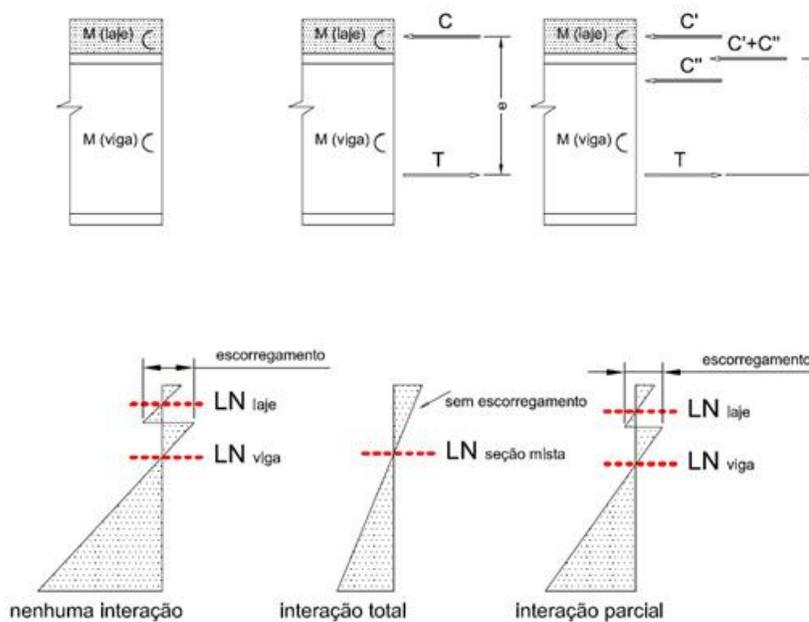


Figura 2 – Variação de deformação na viga

Fonte: TRINDADE, 2015

### 2.1.2 Vantagens

Além de vantagens típicas de estruturas em aço como agilidade na execução da obra, diminuição da carga levada às fundações, capacidade de vencer vãos maiores, flexibilidade no projeto de arquitetura e redução do tamanho das peças estruturais, a utilização do concreto na concepção das estruturas mistas pode oferecer ainda mais vantagens para a construção como: (TRINDADE, 2015)

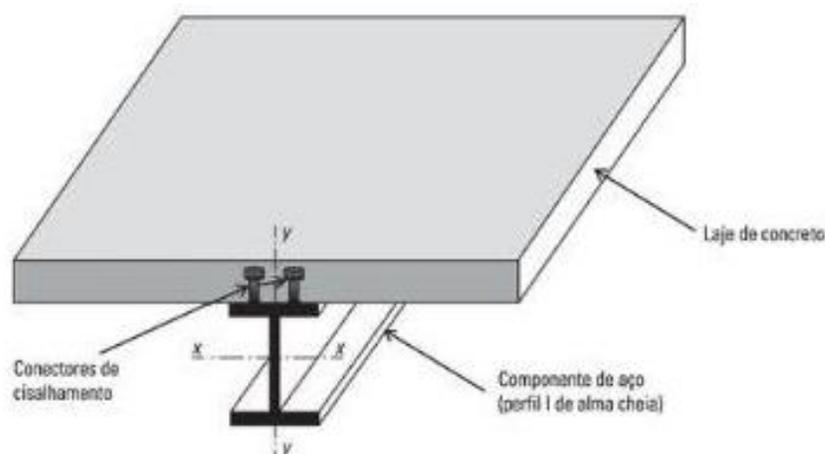
- Redução do consumo de aço;
- Aumento da rigidez da estrutura e momento de inércia em cerca de 3 a 4 vezes;
- Redução do peso próprio e volume da obra;
- Redução do custo das fundações;

- Possível dispensa de escoramento e fôrmas;
- Redução da altura entre pisos em edifícios devido à melhor disposição dos dutos;
- Melhora do desempenho da estrutura na verificação do estado limite de serviço de vibrações e de colapso;
- Redução expressiva de possibilidade de ocorrência da flambagem local.
- Grande resistência ao fogo e corrosão; (QUEIROZ; PIMENTA; MARTINS, 2012)

## 2.2 Lajes

A laje a ser empregada acima da viga de aço pode ser:

- Maciças moldada in loco: onde é necessário o uso de fôrma para sua execução e esta é removida após a cura do concreto. Seu dimensionamento deve seguir as prescrições ABNT NBR 6118:2014.



*Figura 3 - Laje maciça de concreto moldada in loco*

Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016

- Mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada ou Steel Deck, esta utilizada no estudo deste trabalho. Seu dimensionamento deve seguir as prescrições do Anexo Q da ABNT NBR 8800:2008.

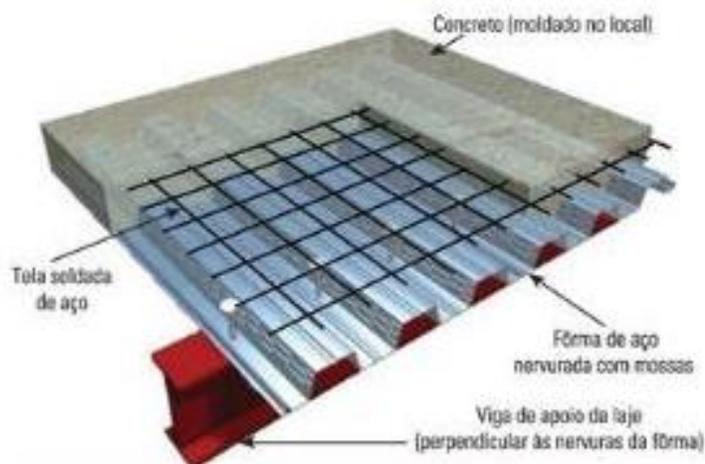


Figura 4 - Laje mista aço-concreto

Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016

A laje de fôrma de aço incorporada funciona como suporte para as cargas permanentes e sobrecargas de construção, antes da cura, e como parte ou completa armadura da laje, na sua fase final, e facilita a passagem de dutos, instalações e fixação de forros devido sua geometria. (TRINDADE, 2015) Além disso, elas devem ser eficientes na transmissão do cisalhamento longitudinal na interface entre os dois materiais. São previstas em norma lajes mistas biapoizadas ou contínuas. (ABNT NBR 8800, 2008)

A verificação deste elemento deve ser realizada seguindo as prescrições da ABNT NBR 14762:2010 para a fase inicial, ser utilizada a análise elástica e ainda, quando calculada como contínua, pode ser feita a determinação dos esforços solicitantes sem a consideração de variação de rigidez. (ABNT NBR 8800, 2008)

O módulo de elasticidade secante do concreto a qual será usado nos cálculos e verificações,  $E_{cs}$ , é dado em MPa e determinado por:

$$E_{cs} = 4760 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

onde  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão, dado em MPa.

A resistência de cálculo à compressão do concreto, deve ser determinada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

onde  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, que tem como valor 1,40. As disposições construtivas para lajes com fôrma incorporada devem seguir às prescrições do item O.2.6 da ABNT NBR 8800:2008.

### 2.2.1 Largura efetiva da laje

A seção da laje em que o concreto trabalha em conjunto com o perfil de aço, é chamado de largura efetiva. Ao longo desta região há uma variação das tensões atuantes, sendo no eixo central a maior tensão e sua intensidade vai reduzindo à medida que se afasta do centro. (PEREIRA JUNIOR, 2011)

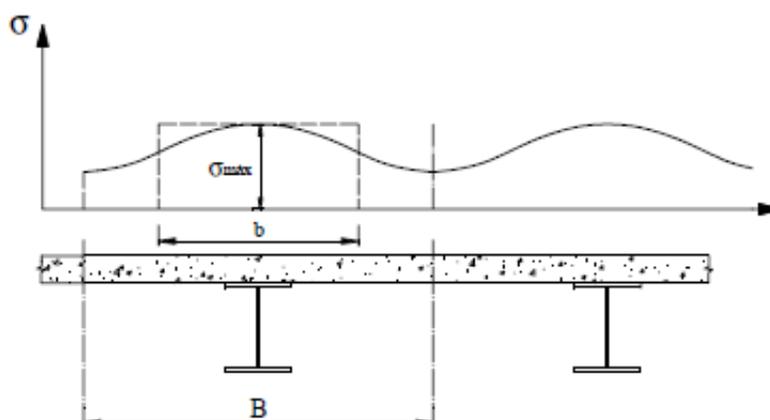


Figura 5 - Largura efetiva da laje e distribuição de tensões

Fonte: SISNIEGAS; MALITE, 2005

O cálculo exato desta largura efetiva depende de fatores como distribuição de momentos, tipos de apoio, dentre outros. A norma determina então a nível prático que, para vigas mistas biapoiadas, caso estudado neste trabalho, a largura efetiva da mesa de concreto da laje, de cada lado a partir da linha de centro da viga,  $b'$ , dever possuir valor igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios ( $L_e/8$ );

- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ( $e_1/2$ );
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço ( $e_2$ ).

### 2.3 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento têm como função além de resistir aos esforços cisalhantes, garantir a interação da laje de concreto com o perfil de aço para que a seção funcione como uma seção mista. Caso não se faça o uso do conector, não haverá qualquer interação mecânica entre esses dois materiais.

Os mais usuais e previstos na ABNT NBR 8800:2008, são os conectores tipo pino com cabeça (“stud bolt”) e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm, Figura 6.

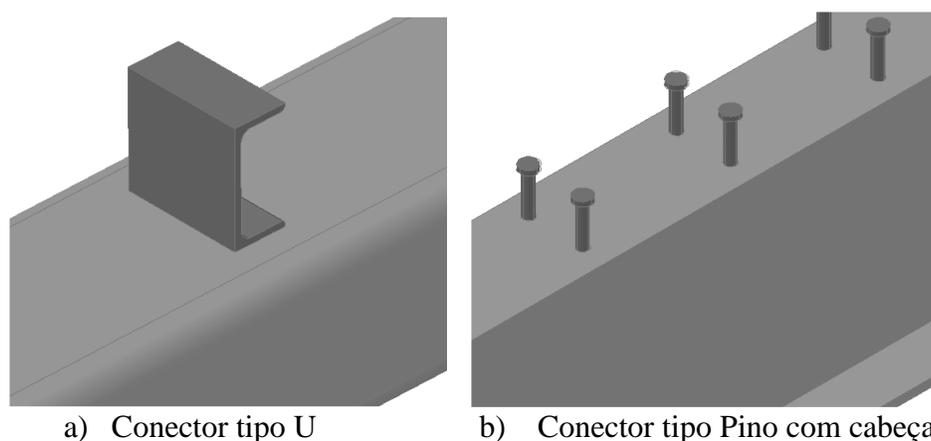


Figura 6 - Conectores de cisalhamento

Fonte: PEREIRA JUNIOR, 2011

Alguns requisitos para o dimensionamento dos conectores são prescritos na ABNT NBR 8800:2008 como:

- conectores do tipo pino com cabeça devem possuir um comprimento mínimo igual a 4 vezes o seu diâmetro e ainda atender à AWS D1.1, no que se diz respeito a dimensões e suas ligações com o elemento de aço;

- conectores em perfil U laminados ou formados a frio devem ser soldados à mesa superior do perfil de aço ao menos nas duas extremidades de sua mesa, devendo sua resistência mínima ser igual a 1,25 vez a força resistente de cálculo do conector;
- todos os conectores, pino com cabeça ou perfil U, devem estar totalmente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm.

No estudo a ser apresentado será utilizado o conector tipo pino com cabeça, este que terá aqui suas formulações e verificações apresentadas.

Em um conector tipo pino com cabeça podem ocorrer estados-limites últimos como a ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento, e a ruptura do conector por tração. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo atuante no conector será o menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ R_g R_p \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (2.3)$$

onde:

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25, para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado no item O.4.2.1.2 da ABNT NBR 8800:2008;

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado no item O.4.2.1.3 da ABNT NBR 8800:2008.

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector, igual a 415 Mpa.

A força horizontal que é desenvolvida pelo concreto e o perfil de aço, será a responsável por impedir o deslizamento e ainda garantir o trabalho interativo entre esses materiais. Essa força horizontal,  $F_{hd}$ , é um esforço que atua entre a região de momento máximo e cada seção adjacente

de momento nulo, sendo a região em que o deslizamento relativo é nulo e onde o deslizamento relativo é máximo, respectivamente. Esta força horizontal nunca terá valor superior ao menor dos esforços normais resistidos pelo aço ou concreto. Sendo assim, podemos determiná-la da seguinte forma: (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c \\ A_a f_{yd} \end{cases} \quad (2.4)$$

A distribuição dos conectores ao longo da viga é feita geralmente de forma uniforme ou conforme o diagrama de força cortante caso haja forças concentradas. As disposições para os conectores devem seguir às prescrições dos itens O.4.3 e O.4.4 da ABNT NBR 8800:2008.

### 2.3.1 Grau de interação

Na seção mista a interação entre os elementos de concreto e aço pode ser completa ou parcial. Define-se como interação completa aquela no qual a resistência dos conectores na região do momento positivo é igual ou superior à resistência de cálculo do elemento de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o menor valor entre os dois. E quando a resistência dos conectores é menor a esses dois valores citados, é definida como interação parcial. O grau de interação entre os dois materiais pode ser determinado por: (ABNT NBR 8800, 2008)

$$\alpha = \frac{n Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (2.5)$$

sendo  $n$  o número de conectores de cada lado da seção de momento fletor solicitante de cálculo máximo.

Considera-se ainda para dimensionamento que:

- $\alpha \geq 1,0$ : verificar como interação completa;
- $\alpha_{\min} \leq \alpha < 1,0$ : verificar como interação parcial;
- $\alpha < \alpha_{\min}$ : verificar como viga de aço.

Para vigas com mesas de áreas iguais (caso a ser estudado), têm-se:

$$\alpha_{min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) & \text{para } L_e \leq 25\text{m} \\ 0,40 & \end{cases} \quad (2.6)$$

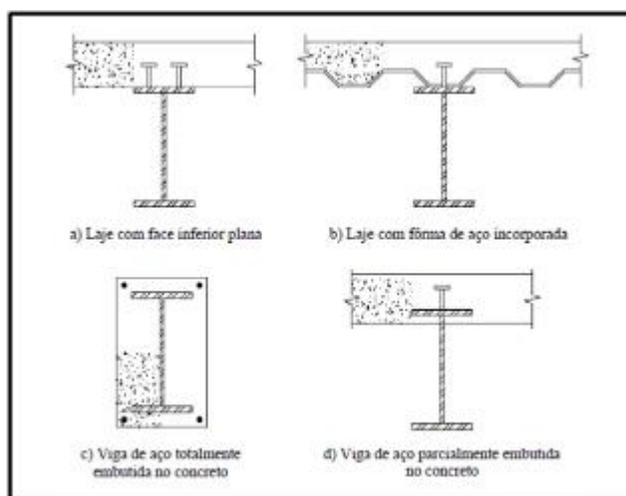
onde  $L_e$  é o comprimento do vão da viga biapoiada, em metros.

## 2.4 Vigas Mistas

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, uma viga mista de aço e concreto consistem em:

“Um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I (outros perfis, como caixão ou tubular retangular, podem ser usados, desde que sejam feitas as devidas adaptações nas prescrições apresentadas) ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior.”

Essa ligação entre o perfil de aço e a laje de concreto é feita com conectores de cisalhamento que pode ser soldado diretamente no perfil de aço ou na laje, no caso de laje com fôrma incorporada. Abaixo é apresentado os tipos mais usuais de seções deste tipo de sistema:



*Figura 7 - Tipos mais usuais de vigas mistas*

Fonte: <http://www.estruturas.ufpr.br/estudo-sobre-vigas-mistas-bi apoiadas-dimensionamento-a-flexao-e-analise-comparativa-com-vigas-metalicas-e-de-concreto-armado/>

As vigas mistas de alma cheia podem ser estabelecidas como biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. Quando as ligações nos apoios podem ser determinadas como rótulas, estas vigas serão consideradas biapoiadas. Já quando tanto o perfil de aço como a armadura da laje têm completa continuidade nos apoios, serão definidas como contínuas. E por fim, define-se como uma viga semicontínua aquela que não existe completa continuidade nos apoios internos, do perfil de aço, possuindo assim uma ligação com resistência parcial. (ABNT NBR 8800, 2008)

A utilização deste tipo de sistema pode ser bem vantajosa à estrutura, proporcionando aumento da rigidez e resistência graças ao trabalho conjunto do concreto e do aço. Esta associação ainda possibilita uma redução na proporção dos elementos estruturais, acarretando em uma construção mais econômica. (SISNIEGAS; MALITE, 2005)

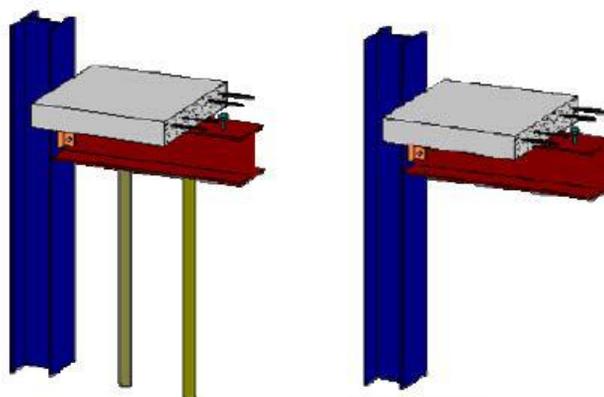
Para que essa viga possa ser dimensionada como uma viga mista, a relação entre a altura e a espessura da alma do perfil de aço ( $h/t_w$ ), deve ser inferior ou igual a  $5,7 \sqrt{E/f_y}$ . Outra consideração é com relação à altura do perfil ( $d$ ), usualmente determinada com valor entre 1/15 e 1/30 do vão. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

#### **2.4.1 Construção escorada e não-escorada**

As vigas mistas de aço e concreto podem em sua construção ser escoradas ou não-escoradas. A efeito da ABNT NBR 8800:2008, são consideradas vigas escoradas aquelas em que a seção do componente de aço praticamente não é solicitada até que seu escoramento seja retirado, devendo este ser retirado após a cura do concreto, ou seja, quando o concreto atingir 75% da sua resistência característica à compressão. Para este tipo de construção deve ser considerado todas as ações atuantes. (ABNT NBR 8800, 2008)

As vigas mistas não-escoradas somente trabalham como um sistema misto depois de ocorrida a cura do concreto, logo, as vigas de aço de forma isolada, devem resistir com eficiência à todas solicitações que atuam na fase de construção. A utilização do não-escoramento proporciona maior agilidade para a construção e redução dos prazos. Porém acarreta no aumento do perfil de aço, devido ao carregamento na viga durante fase de construção. (TRINDADE, 2015)

Na Figura 8 é possível observar esses dois tipos de considerações para a construção.



a) Construção escorada      b) Construção não-escorada

*Figura 8 - Tipos de construção*

Fonte: TRINDADE, 2015

## 2.4.2 Verificação à flexão

Para a verificação da viga mista quanto à flexão, deve-se primeiramente definir se será uma construção com escoramento ou não.

Para o caso de uma viga escorada, na verificação dos estados-limites últimos, o momento fletor está apenas associado à flambagem local da alma (FLA), já que devido à mesa superior do perfil de aço estar continuamente unida à laje através dos conectores de cisalhamento, não podendo ocorrer flambagem lateral com torção (FLT). E ainda, sua flambagem lateral da mesa (FLM) não caracteriza um estado-limite último, mesmo que a mesa superior do perfil esteja comprimida. Todavia, caso determinado que seja feita uma construção não-escorada, a análise desta estrutura deverá ser dividida em duas fases, inicial e final, conforme apresentado nos itens seguintes. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

### 2.4.2.1 Verificação na fase inicial

Em uma viga mista onde não há o escoramento na construção, na fase inicial é necessária a verificação para o estado-limite último para flambagem local da mesa (FLM), flambagem local

da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT), sendo que para este último, é bom que seja feita a consideração de um menor comprimento destravado ( $L_b$ ) possível, por razões econômicas. Este dimensionamento deve ser realizado conforme Anexo G da ABNT NBR 8800: 2008. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

#### 2.4.2.2 Verificação na fase final

O dimensionamento da viga mista poderá ser feito considerando as propriedades elásticas ou plásticas, dependendo se esta viga for compacta ou semi-esbelta. Essa determinação deve ser feita da seguinte forma:

- $(h/t_w) \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$  : dimensionamento usando propriedades plásticas;
- $3,76 \sqrt{E/f_y} < (h/t_w) \leq 5,70 \sqrt{E/f_y}$  : dimensionamento usando propriedades elásticas.

##### 2.4.2.2.1 Vigas mistas de alma cheia com $(h/t_w) \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$

O dimensionamento desta viga primeiramente dependerá da posição onde a linha neutra plástica (LNP) estará posicionada, medida a partir do topo do perfil de aço. A LNP pode estar posicionada:

- na laje, se  $0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$ ;
- no perfil de aço, se  $0,85 f_{cd} b t_c < A_a f_{yd}$ . Podendo ainda estar posicionada na alma do perfil, se  $C_{ad} > A_{fs} f_{yd}$ , ou na mesa superior do perfil, se  $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd}$ .

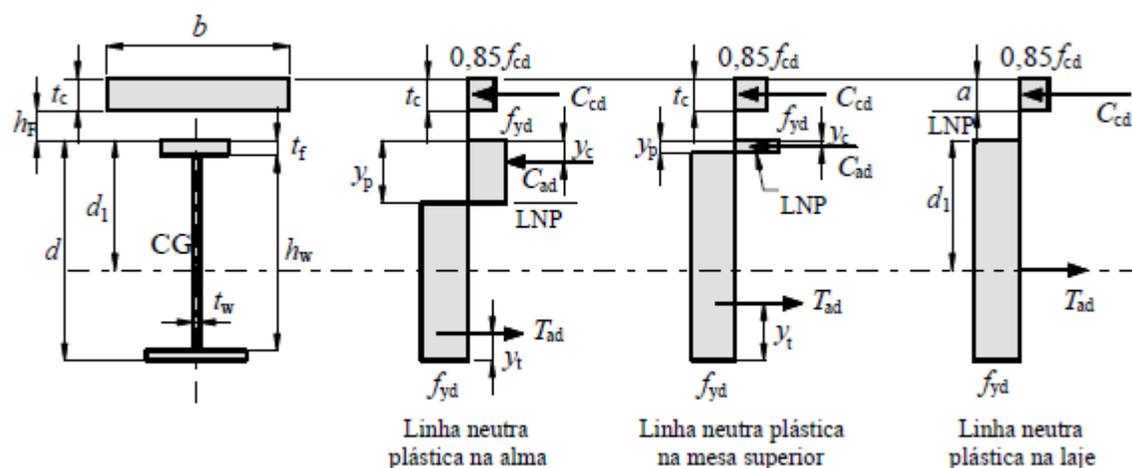


Figura 9 - Distribuição de tensões e posição da linha neutra plástica (LNP)

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Sendo assim, as condições para dimensionamento a serem seguidas previstas na ABNT NBR 8800:2008 são:

- a) Se LNP estiver posicionada na laje de concreto

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a f_{yd} \quad (2.7)$$

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (2.8)$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (2.9)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} \leq t_c \quad (2.10)$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo será:

$$M_{Rd} = T_{ad} \left( d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (2.11)$$

- b) Se LNP estiver posicionada no perfil de aço

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85 f_{cd} b t_c \quad (2.12)$$

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (2.13)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.14)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (2.15)$$

- para LNP na mesa superior:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_f \quad (2.16)$$

- para LNP na alma:

$$y_p = t_f + h_w \left( \frac{C_{ad} - A_{fs} f_{yd}}{(h_w t_w) f_{yd}} \right) \quad (2.17)$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo será:

$$M_{Rd} = C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \quad (2.18)$$

Nas expressões apresentadas temos que:

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais,  $Q_{Rd}$ , dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$A_a$  é a área de aço do perfil;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$b$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$a$  é a espessura da região comprimida da laje;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$d_I$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$h_F$  é a altura das nervuras da laje com fôrma incorporada (caso não haja fôrma incorporada,  $h_F = 0$ );

$t_c$  é a altura da laje de concreto (caso haja laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras);

$A_{fs}$  é a área da mesa superior do perfil de aço;

$t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil;

$h_w$  é a altura da alma do perfil;

$d$  é a altura total do perfil;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até sua face superior;

$y_c$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil.

#### 2.4.2.2.2 Vigas mistas de alma cheia com $3,76 \sqrt{E/f_y} < (h/t_w) \leq 5,70 \sqrt{E/f_y}$

Neste tipo de análise, a linha neutra da seção mista deverá ser determinada considerando a seção homogeneizada. A largura homogeneizada ( $b_{tr}$ ), é obtida pela expressão abaixo, desprezando a participação do concreto na região tracionada. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (2.19)$$

onde é  $b$  é a largura efetiva e  $\alpha_E$  é a razão modular ( $E_a/E_c$ ).

O dimensionamento desta viga primeiramente dependerá da posição onde a linha neutra elástica (LNE) estará posicionada, medida a partir do topo do perfil de aço. Esta pode passar pela laje de concreto ou pelo perfil de aço, como mostrado na Figura 10:

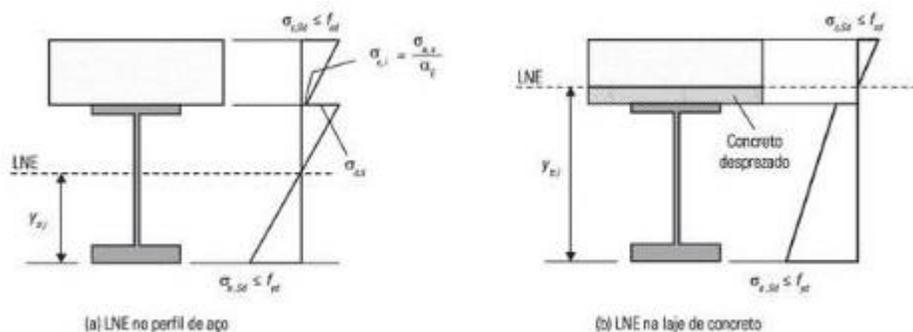


Figura 10 - Posição da LNE

Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016

A determinação da posição LNE,  $y_{tr,i}$ , é feita através da seguinte expressão:

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_a + b_{tr} t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c} \quad (2.20)$$

onde  $y_a$  é o centro geométrico do perfil de aço.

Se  $y_{tr,i} \leq d + h_F$ , a LNE estará posicionada no perfil de aço, caso contrário se encontrará na laje. Feita a determinação da posição da LNE, as condições para dimensionamento a seguir deverão ser seguidas conforme previstas na ABNT NBR 8800:2008: (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \quad (2.21)$$

Caso  $a > t_c$ , a deverá ser tomado com valor igual a  $t_c$ .

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} a^3}{12} + A_{c,tr} \left( d + h_F + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i} \right)^2 \quad (2.22)$$

Como últimos parâmetros a serem determinados para obtenção do momento fletor resistente, têm-se:

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}} \quad (2.23)$$

$$W_{tr,s} = \frac{I_{tr}}{(d + h_F + t_c) - y_{tr,i}} \quad (2.24)$$

onde  $W_{tr,i}$  é o módulo de resistência inferior e  $W_{tr,s}$  é o módulo de resistência superior.

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo é dado por: (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} W_{tr,i} f_{yd} \\ \alpha_E W_{tr,s} f_{cd} \end{cases} \quad (2.25)$$

### 2.4.3 Verificação à força cortante

Para verificação da viga mista quanto aos esforços cortantes, considera-se apenas a resistência do perfil de aço e seguir as prescrições previstas no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800:2008. Deve-se ter: (ABNT NBR 8800, 2008)

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (2.26)$$

sendo,  $V_{Sd}$  a força cortante solicitante de cálculo e  $V_{Rd}$  a força cortante resistente de cálculo.

### 2.4.4 Verificação ao estado-limite de serviço

A verificação do estado-limite de serviço para vigas mistas deve seguir as prescrições contidas nos Anexos C e O da ABNT NBR 8800:2008, onde é estabelecido que esta deve ser realizada considerando o regime elástico do elemento. Para que essa aplicação possa ser efetivada, é preciso a comprovação de que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não seja superior à resistência ao escoamento do aço do perfil. Esta tensão deve ser calculada levando-se em conta as fases inicial e final da cura do concreto, devendo ainda esta última verificação ser dividida para os efeitos de curta e longa duração. (ABNT NBR 8800.2008)

Deve-se ainda ter atenção para a limitação da flecha prevista no item C.3.4 do Anexo C desta mesma norma. No caso de construções não-escoradas, esta deformação pode apresentar valor bem elevado, sendo usualmente resolvido com a adoção de contraflecha, não podendo esta ser superior a soma dos deslocamentos causados pelas ações permanentes. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

#### **2.4.5 Verificação da limitação de tensões de serviço na viga de aço**

A verificação da limitação de tensões de serviço no perfil de aço deve seguir as prescrições contidas no item O.2.3.2 do Anexo O da ABNT NBR 8800:2008, onde prescreve que esta análise se faz necessária apenas em casos de vigas biapoiadas com  $3,76 \sqrt{E/f_y} < (h/t_w) \leq 5,70 \sqrt{E/f_y}$ . (ABNT NBR 8800.2008)

### **2.5 Perfis Tubulares**

Apesar da sua baixa utilização no Brasil, por razão às limitações na fabricação e conhecimentos técnicos por parte dos fabricantes e profissionais à cerca dos produtos e da tecnologia de utilização, os perfis tubulares apresentam inúmeras vantagens para a construção. Todavia, estes problemas vêm sendo solucionados conforme são produzidos e utilizados no mercado da construção, proporcionando uma evolução tecnológica por parte dos fabricantes de estruturas e da engenharia nacional. (GERKEN, 2003)

Suas características particulares os direcionam para sua melhor aplicação. A correta utilização deste tipo de elemento na estrutura, pode acarretar em resultados resistentes, leves e econômicos. Os perfis tubulares apresentam seções resistentes à esforços de compressão, tração, torção e solicitações combinadas, e utilizado em seções compostas e fechadas, apresentam boa resistência à flexão. Estas características conduzem a grande utilização desses elementos como barras axialmente comprimidas, contraventamentos, treliças, entre outras. Além destas vantagens, ainda podemos citar: (ARAÚJO et al., 2016)

- eficácia em situações de incêndio;
- possibilidade de vencer grandes vãos;

- menor área exposta para cobertura com materiais de proteção;
- redução do consumo de aço estrutural;
- redução do peso, em até 50% em barras comprimidas;
- maior resistência e raio de giração.

Uma boa forma de visualizar uma das vantagens desse tipo de elemento, é quando analisado sua resistência e raio de giração comparando a um outro perfil de mesma massa. Um perfil tubular circular, por exemplo, apresenta um momento de inércia de aproximadamente 1,8 vez maior e um raio de giração 1,4 vez maior, se comparado a um perfil H equivalente. Além disso possui uma homogênea distribuição de sua massa, o que proporciona iguais resistências com relação a quaisquer de seus eixos. Ainda, um perfil tubular quadrado apresenta momentos de inércia aproximadamente 2,0 vezes maior e um raio de giração de 1,4 vez maior, se comparado a um perfil H equivalente. (ARAÚJO et al., 2016)

Entretanto, uma desvantagem que pode ser citada para este tipo de elemento estrutural é o difícil dimensionamento das suas ligações e apoios, sobretudo os circulares, devido a geometria da sua seção transversal. Ainda, pode ocorrer o acúmulo de tensões por falha executiva em alguns pontos das ligações. (MONTAGNER, 2006)

Hoje o principal fabricante deste tipo de elemento estrutural é a Vallourec & Mannesmann do Brasil — VMB. Ela possui um amplo catálogo com opções de perfis circulares, quadrados ou retangulares com vasta variedade de espessuras, alturas e larguras. (GERKEN, 2003)



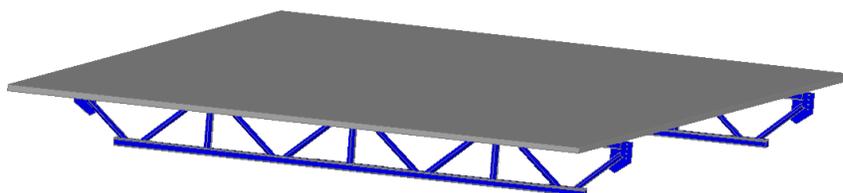
*Figura 11 - Perfis Tubulares Estruturais*

Fonte: ARAÚJO et al., 2016

O dimensionamento e verificações para esses tipos de perfis, devem seguir às exigências das normas vigentes ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.

## 2.6 Viga Mista Treliçada

A viga mista treliçada consiste no sistema formado por uma treliça plana, constituída de dois banzos ligados por diagonais e montantes, conforme o tipo da treliça, conectada a uma laje de concreto (maciça ou com fôrma incorporada) através de conectores de cisalhamento. (MARTINS, 2014) A Figura 12 mostra duas vigas treliçadas conectadas a uma laje maciça de concreto.



*Figura 12 - Vigas mistas treliçadas*

Fonte: PEREIRA JUNIOR, 2011

É por meio desta conexão entre esses dois materiais que a ação mista da estrutura será realizada, resistindo assim após a cura do concreto da laje, à todas as ações solicitantes. Os conectores de cisalhamento responsáveis por esta união, deverão fazer com que a treliça juntamente com a laje, tornem-se um elemento monolítico para que no instante de deformação desta estrutura, os elementos sejam dependentes e deformem em conjunto. Essa ação ocorrerá através da transmissão dos esforços cisalhantes por intermédio dos conectores, que devem ser locados no banzo superior da treliça. (PEREIRA JUNIOR, 2011)

A viga mista treliçada pode ser aplicada em vigamentos de piso tanto comerciais como residenciais, tabuleiros de pontes e passarelas. Quando se trata da aplicação em edifícios, a escolha entre uma viga treliçada ou uma viga mista de alma cheia, dependerá sobretudo dos carregamentos que irão atuar nesta estrutura, o vão a ser vencimento, bem como suas características arquitetônicas. Em geral, as vigas de alma cheia se apresentam como opções mais viáveis quando se diz respeito a vãos menores que 12 metros. No caso de vãos iguais ou

superiores a 18 metros, a viga mista treliçada já se destaca de forma mais vantajosa para aplicação. Em vãos intermediários a esses valores, o carregamento, pé-direito necessário e a disposição dos dutos, serão pontos determinantes para a escolha da melhor opção para emprego. (TRINDADE, 2015)

É recomendável que considere um espaço entre 150 e 250 mm abaixo do banzo inferior para comportar os desligamentos verticais da treliça mista, bem como proteção contra incêndio, iluminação e elementos constituintes do forro. (TRINDADE, 2015)

### **2.6.1 Vantagens**

A otimização e comparação da estrutura com um perfil I e uma treliça mista, é o alvo de estudo deste trabalho. As vantagens apresentadas abaixo são proporcionadas por este último tipo de sistema. (TRINDADE, 2015)

- Maior rigidez, proporcionando um maior desempenho a vibrações;
- Grande resistência ao esforço normal devido à geometria dos perfis tubulares;
- Menor peso próprio;
- Possibilidade de vencer vãos elevados sem a dependência de pilares;
- Possibilidade de passagens de dutos na área livre entre as barras da treliça.;
- Maior flexibilidade no projeto arquitetônico;
- Maior economia por apresentar maior momento de inércia.

### **2.6.2 Verificação de uma treliça mista**

Atualmente não há uma norma nacional específica para este tipo de sistema construtivo, devendo então seguir as prescrições previstas na ABNT NBR 8800:2008, para seu dimensionamento.

A viga deve ser considerada como biapoiada e com interação completa entre treliça e a laje, esta última, no qual a linha neutra da estrutura estará posicionada. Deve ainda ser ignorada na fase final a área do banzo superior para determinação do momento fletor resistente de cálculo e a

flecha, bem como a resistência dos conectores de cisalhamento deve ser embasada na resistência do banzo inferior. Por fim, na verificação da resistência aos esforços cortantes, a força cortante solicitante de cálculo deve ser estabelecida em função do banzo inferior, onde o somatório das forças resistentes de cálculo de cada conector deve ter valor igual ou superior à força resistente de cálculo do banzo inferior. (ABNT NBR 8800, 2008)

Por razões econômicas, é usual a consideração da construção como não-escorada, dividindo assim seu dimensionamento em duas fases, a fase inicial ou de construção, quando o concreto ainda não atingiu sua cura e onde irá apenas atuar os carregamentos como peso próprio e sobrecarga de construção, distribuídos de forma igualitária no banzo superior, e a fase final, quando o concreto já atingiu a cura,  $0,75f_{ck}$ , e onde todos os carregamentos previstos para atuar na estrutura devem ser considerados. (ARAÚJO et al., 2016)

Considerando a interação completa entre a laje e a treliça, será a laje de concreto a encarregada de suportar todos os esforços de compressão. A largura efetiva, conforme apresentado nas seções anteriores, é a região onde essas tensões serão absorvidas. Dessa forma, se faz necessário armaduras transversais para que a transmissão dos esforços entre as duas regiões seja garantida. (MARTINS, 2014)

O carregamento atuante na estrutura deverá ser disposto como um carregamento equivalente, onde as cargas deverão ser igualmente distribuídas nos “*panels points*” nos nós do banzo superior, como várias ações concentradas. No caso de haver cargas concentradas atuando ao longo da treliça plana, deve-se locá-las também nos nós da estrutura da treliça no banzo superior. (MONTAGNER, 2006)

Para análise das vigas mistas treliçadas, considera-se um modelo na fase inicial onde são consideradas barras fictícias. Essas barras são utilizadas como forma de simular a possível excentricidade que ocorrerá na estrutura, e devem ser consideradas com rigidez expressivamente maior que as outras barras, devendo seu valor estar compreendido entre 400 a 600 GPa. (ARAÚJO et al., 2016)

O banzo superior, é um elemento que por sua vez sempre haverá excentricidade, dependendo onde estará localizada a linha de trabalho. Se esta coincidir com o eixo do perfil de aço, sua excentricidade será em relação à laje de concreto na fase final, por sua vez se coincidir com a seção efetiva da laje, será em relação ao perfil de aço na fase inicial. É mais usual e recomendável que seja utilizada a segunda opção afim de facilitar o cálculo da laje. (ARAÚJO et al., 2016)

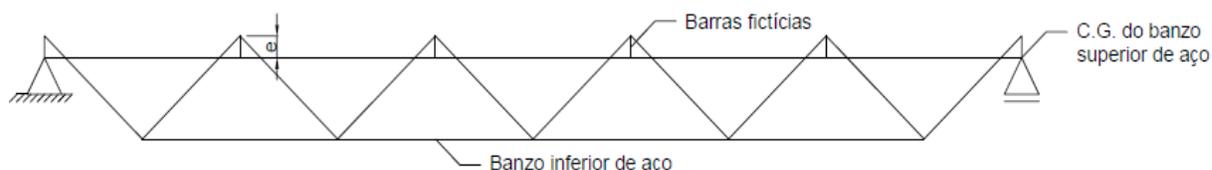


Figura 13 - Modelo de análise de uma viga mista treliçada

A excentricidade presente na treliça ocorre devido ao eixo das diagonais não encontrarem com o eixo central do banzo superior. Essa excentricidade pode apresentar-se nula, negativa ou positiva, como demonstrado na Figura 14. (MARTINS, 2014)

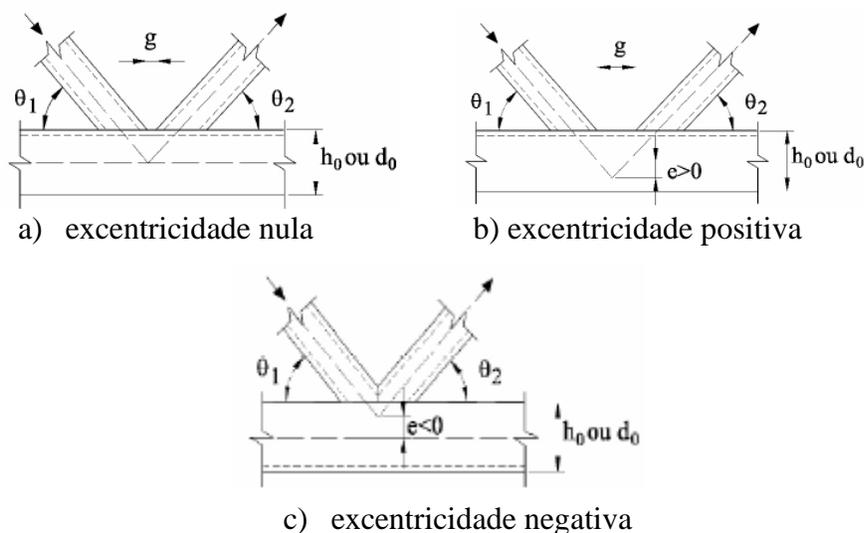


Figura 14: Excentricidades na treliça

Fonte: MARTINS, 2014

Conforme recomendações da ABNT NBR 16239:2013, as extremidades das diagonais podem ser estabelecidas como rotuladas desde que  $L/h_i$  ou  $L/d_i$  tenha valor superior a 6. Logo, pode-se considerar em seu dimensionamento apenas a ação das forças axiais, já que os momentos fletores desenvolvidos pelas diagonais com extremidades soldadas, são de inexpressiva

importância se comparado às forças axiais absorvidas por estes elementos. (ARAÚJO et al., 2016) Os banzos por sua vez, devem ser considerados como contínuos em seu modelo de análise e serem dimensionados considerando a combinação entre as forças axiais com momentos fletores. (ARAÚJO et al., 2016)

### **2.6.2.1 Fase inicial**

Nesta fase pode-se utilizar para a combinação de ações a combinação última de construção. Nesta, será verificado o banzo superior, elemento a qual tem a ação atuante de esforços de compressão. Este elemento deve ser dimensionado de forma que consiga resistir aos esforços que irão atuar na estrutura antes da cura do concreto. (TRINDADE, 2015) Deve ser considerado apenas a atuação do perfil de aço já que, após atingida a cura do concreto, o banzo superior é desprezado na capacidade resistente da estrutura, devido à localização da linha neutra do conjunto estar bem próxima à força resultante de tração deste elemento. (MARTINS, 2014)

A sua verificação deve ser realizada para esforços axiais de compressão e momento fletor. Para a verificação do momento fletor deve-se analisar a flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). A verificação aos esforços de compressão por sua vez, deve seguir o item 5.3 da ABNT NBR 8800:2008 observando as modificações para casos de estruturas com perfis tubulares previstos na ABNT NBR 16239:2013.

Em treliças onde todos seus elementos são formados por perfis tubulares e ligados por solda em todo seu comprimento, o valor de  $0,9L$  pode ser tomado para o comprimento de flambagem dos banzos, onde  $L$  é o comprimento da barra de nó a nó ou o comprimento entre duas contenções laterais fora do plano. (ARAÚJO et al., 2016)

O fator de redução  $\chi$  para casos com utilização de perfis tubulares é obtido de forma distinta à apresentada para perfis de alma cheia, e deve seguir conforme prescrito na ABNT NBR 16239:2013. Logo, deve ser determinado de acordo com a seguinte equação:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (2.27)$$

Outra diferenciação que deve ser considerada se refere ao fator de redução total  $Q$ , onde para casos com perfis tubulares retangulares,  $Q$  será igual a 1, bem como não ocorrerá a flambagem local se todos os elementos constituintes da seção tubular retangular, satisfizerem a seguinte condição:

$$\frac{b_p}{t} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (2.28)$$

onde  $b_p$  é a largura da parte plana do elemento, igual à largura total menos duas vezes o raio de canto externo e  $t$  sua espessura. Caso  $b_p/t$  ultrapassar este valor máximo, poderá ocorrer flambagem local.

Por sua vez, para situações em que o perfil tem seção circular,  $Q$  será igual a 1, bem como não ocorrerá a flambagem local, se a seção tubular circular, satisfizer a seguinte condição:

$$\frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E_a}{f_y} \quad (2.29)$$

onde  $d$  é o diâmetro externo da seção, igual à largura total menos duas vezes o raio de canto externo e  $t$  sua espessura. Caso  $d/t$  ultrapassar este valor máximo, mas não ultrapassar  $0,45E_a/f_y$ ,  $Q$  deverá ser adotado conforme expressão abaixo:

$$Q = \frac{0,0379}{\frac{d}{t}} \frac{E_a}{f_y} + \frac{2}{3} \quad (2.30)$$

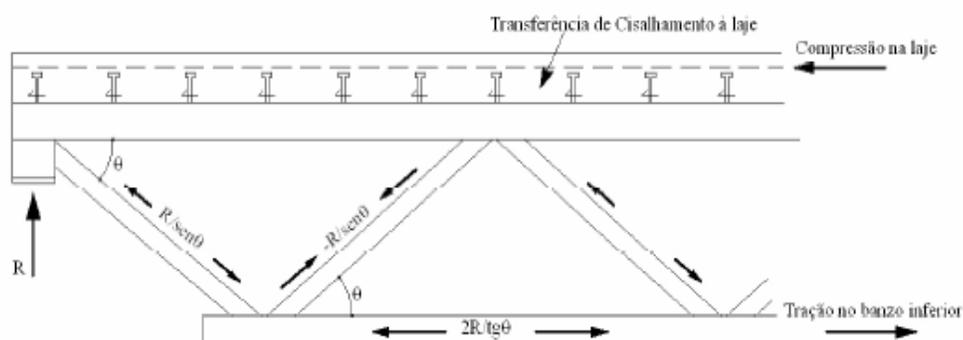
O banzo superior ainda será o agente responsável pela transferência da ação cisalhante horizontal ao concreto por meio dos conectores, além de servir como superfície para o posicionamento e soldagem dos mesmos. (TRINDADE, 2015)

### 2.6.2.2 Fase final

Nesta fase serão verificados o banzo inferior, diagonais e montantes (caso haja no modelo de treliça estabelecido). Estes elementos serão verificados após a cura do concreto e devem ser dimensionados para resistir a todos os esforços previstos para atuar na estrutura. O banzo superior deve ser considerado com seção igual à seção efetiva da laje de concreto. (ARAÚJO et al., 2016)

O banzo inferior tem como principal função resistir aos esforços de tração do momento resistente da treliça mista e é o elemento que de forma geral irá comandar o dimensionamento da treliça, portanto, o mesmo deve ser dimensionado de forma a proporcionar uma rigidez eficaz para auxiliar em sua montagem e transporte. Sua verificação deve ser realizada considerando apenas a atuação de esforços de momento fletor, e visto que, a ruína completa de uma treliça ocorre quando a tensão no banzo inferior excede o limite de escoamento, deve ser dimensionado de forma que o perfil atinja o escoamento antes que ocorra a ruína da laje de concreto, das diagonais e montantes, e dos conectores de cisalhamento. (TRINDADE, 2015)

As diagonais por sua vez devem ter seu dimensionamento considerando seus nós rotulados e voltado para resistir à totalidade dos esforços de cisalhamento vertical. (MARTINS, 2014) O modelo de análise deve ser tal que não seja possível a transmissão dos esforços cortantes pelo banzo superior na fase final. Com isso, é recomendável que a força cortante solicitante de cálculo não tenha valor inferior a 25% da maior força cortante solicitante de cálculo. (ARAÚJO et al., 2016) Seu dimensionamento deve ser executado realizando a verificação para os esforços axiais de tração e compressão conforme os itens 5.2 e 5.3 da ABNT NBR 8800:2008.



*Figura 14 - Esforços atuantes nos elementos de uma estrutura de treliça mista*

Fonte: MARTINS, 2014

A consideração de rotulação nos nós das diagonais pode ser estabelecida desde que os banzos e diagonais sejam flexíveis o suficiente e as excentricidades,  $e$ , atendam à Equação 2.31:

$$-0,55 \leq \frac{e}{h_0 \text{ ou } d_0} \leq 0,25 \quad (2.31)$$

onde  $h_0$  é a altura do banzo e  $d_0$  é o diâmetro do banzo. Ligações com excentricidades fora dos limites dessa equação, devem ter seu dimensionamento realizado considerando o momento fletor nos banzos.

É recomendado que o eixo das barras das diagonais intercepte a linha média da laje. Essa configuração irá diminuir o vão a ser vencido pelo banzo superior juntamente com o momento fletor oriundo do carregamento entre os nós da treliça aplicados pela laje. (TRINDADE, 2015)

A determinação do comprimento de flambagem KL para as diagonais, dependerá desta vez do parâmetro geométrico  $\beta$ , que deve ser calculado através da expressão abaixo, para casos com ligações K com afastamento, tipo este adotado para estudo neste trabalho. Se o parâmetro  $\beta$  for menor ou igual a 0,60, o comprimento de flambagem KL terá valor igual a 0,75, caso contrário, apresentará valor igual a 0,90. (ABNT NBR 16239, 2013)

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b_0} \quad (2.32)$$

onde:

$d_1$  é o diâmetro externo da seção transversal do tubo da diagonal comprimida;

$d_2$  é o diâmetro externo da seção transversal do tubo da diagonal tracionada;

$b_0$  é a largura do tubo do banzo, largura da mesa do banzo do perfil I.

### 2.6.2.3 Verificação à flexão

Primeiramente, para verificação do Estado Limite Último (ELU), a ABNT NBR 8800:2008 determina que o momento solicitante de cálculo ( $M_{Sd}$ ) atuante deve ser menor que o momento

resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) alcançado pela estrutura. Porém, verificações adicionais devem ser realizadas na fase construtiva.

Ainda, como requisitos estabelecidos, citados em seções anteriores, seu dimensionamento deve ser realizado considerando a interação completa, e a linha neutra plástica posicionada na laje de concreto. Para isso, a condição abaixo deve ser atendida: (ABNT NBR 8800, 2008)

$$0,85 f_{cd} b t_c \geq A_{bi} f_{yd} \quad (2.33)$$

Outra condição que deve ser atendida, diz respeito à transferência do cisalhamento horizontal na estrutura exercida pelos conectores entre a laje e o banzo superior. Sendo assim, a somatória das forças resistentes de cálculos individuais dos conectores ( $\sum Q_{Rd}$ ) deve atender a seguinte equação:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi} f_{yd} \quad (2.34)$$

Para a determinação do momento fletor depois da cura, considera-se que o concreto presente na laje, será o responsável por resistir à força de compressão ( $C_{cd}$ ), com o acréscimo do braço de alavanca do banzo superior para o local de compressão na laje. (TRINDADE, 2015)

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (2.35)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} \quad (2.36)$$

A força de tração ( $T_{ad}$ ) em grande parte dos casos apresenta menor valor que a força de compressão ( $C_{cd}$ ). Esta força é determinada por:

$$T_{ad} = A_{bi} f_{yd} \quad (2.37)$$

Logo, o momento fletor resistente do elemento da treliça mista ( $M_{Rd}$ ) depois da cura, será determinado através da seguinte equação:

$$M_{Rd} = T_{ad} d_2 \quad (2.38)$$

$$d_2 = d_1 + \frac{h \text{ ou } d}{2} + h_f + t_c - \frac{a}{2} \quad (2.39)$$

onde:

$A_{bi}$  é a área da seção transversal do banzo inferior da treliça de aço;

$b$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$d_1$  é distância entre os eixos dos banzos inferior e superior da treliça;

$d_2$  é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista.

Na Figura 16 é possível observar a distribuição das tensões atuantes na treliça mista.

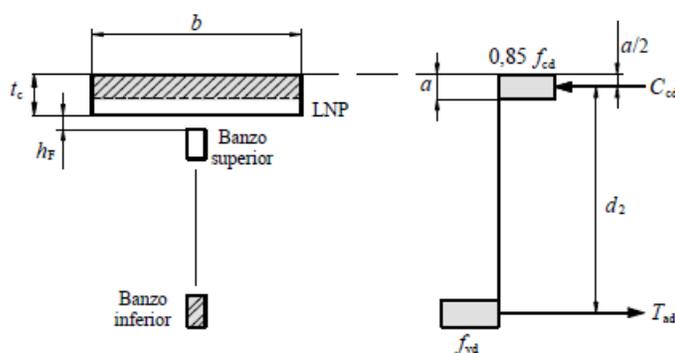


Figura 15 - Distribuição de tensões em uma treliça mista

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

#### 2.6.2.4 Condições de validade das equações

Conforme prescrito na ABNT NBR 16239:2013, algumas condições devem ser atendidas para que sejam válidas das equações de capacidade resistente de ligações tubulares utilizadas. As condições a serem analisadas decorrerá do tipo de ligação utilizado, bem como os elementos que serão ligados. Para ligações entre perfis tubulares circulares, deve-se atender às seguintes expressões:

- $0,2 \leq d_i/d_o \leq 1,0$ , para todas as ligações;
- $10,0 \leq d_o/t_o \leq 50,0$ , para todas as ligações, exceto tipo X;

- $10,0 \leq d_o/t_o \leq 40,0$ , para ligações tipo X;
- $10,0 \leq d_i/t_i \leq 50,0$ , para todas as ligações.

Já para os casos de ligações soldadas entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares, devem ser seguidas as condições apresentadas na Tabela 1 apresentada abaixo.

Perfil das diagonais ou montantes e tipo de ligação	Condições de validade				
	Compressão	Tração	Tração ou compressão		
Retangular T, Y ou X	$\frac{b_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,25$	$\frac{b_o}{t_o} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	—	
Retangular K e N com afastamento	$\frac{h_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{b_o} \geq \begin{cases} 0,35 \\ 0,1 + 0,01 \frac{b_o}{t_o} \end{cases}$	$\frac{b_o}{t_o} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{h_o}{t_o} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{g}{b_o} \leq 1,5(1-\beta)^a$ $\frac{g}{b_o} \geq 0,5(1-\beta)^a$ $0,5 \leq \frac{h_o}{b_o} \leq 2,0$ $0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$
Retangular K e N com sobreposição	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,25$	$\frac{b_o}{t_o} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{h_o}{t_o} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\lambda_{ov} \geq 25\%^{bc}$ $\lambda_{ov} \leq 100\%^{bc}$ $\frac{b_i}{b_j} \geq 0,75^d$	
Circular	$\frac{d_i}{t_i} \leq 0,05 \frac{E}{f_y}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} \leq 0,8$	$\frac{d_o}{t_o} \leq \begin{cases} 50 \\ 0,05 \frac{E}{f_y} \end{cases}$	Conforme acima, substituindo $b_i$ por $d_i$ e $b_j$ por $d_j$ , onde aplicável.

<sup>a</sup> Se  $\frac{g}{b_o} > 1,5(1-\beta)$  e  $g > t_1 + t_2$ , tratar a ligação como duas ligações T separadas ou como duas ligações Y separadas.

<sup>b</sup> A sobreposição pode ser aumentada para permitir que a extremidade da barra sobreposta seja soldada no banzo.

<sup>c</sup>  $\lambda_{ov}$  igual a  $100 \frac{g}{\rho}$  (ver Figura 5).

<sup>d</sup> Nas ligações com sobreposição,  $i$  = diagonais ou montantes subpostas,  $j$  = diagonais ou montantes sobrepostas.

Tabela 1 - Condições de validade para ligações entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares.

Fonte: ABNT NBR 16239:2013

### 2.6.2.5 Verificação ao estado-limite de serviço

Bem como a viga mista de perfil de alma cheia, a verificação do estado-limite de serviço para vigas mistas treliçadas deve seguir as prescrições contidas nos Anexos C e O da ABNT NBR 8800:2008, onde estabelece que esta verificação deve ser realizada considerando o regime elástico do elemento com pequenas diferenciações contidas no Subitem O.1.2.2.2. (ABNT NBR 8800, 2008)

Deve-se também ter atenção para a limitação para a flecha prevista no item C.3.4 do Anexo C desta mesma norma, fazendo a limitação da contraflecha à soma das flechas causadas pelas ações permanentes, no caso das construções não-escoradas. (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

## 3 ESTUDO COMPARATIVO

### 3.1 Materiais e Métodos

#### 3.1.1 Dimensionamento treliça mista

A viga de estudo utilizará perfis tubulares em todos seus componentes e será dimensionada utilizando todos os métodos e requisitos estabelecidos perante normas citadas. Seu dimensionamento será realizado considerando um vão de 18 metros de comprimento, laje mista Steel Deck MF-75 com espessura de 0,80 mm e altura total de 150 mm.

As ações atuantes a serem consideradas para cálculo serão as seguintes:

- $CP_1$  (Revestimento) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- $CP_2$  (Divisórias) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- $SC_1$  (Sobrecarga de utilização) = 5,0 kN/m<sup>2</sup>
- $SC_2$  (Sobrecarga de construção) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

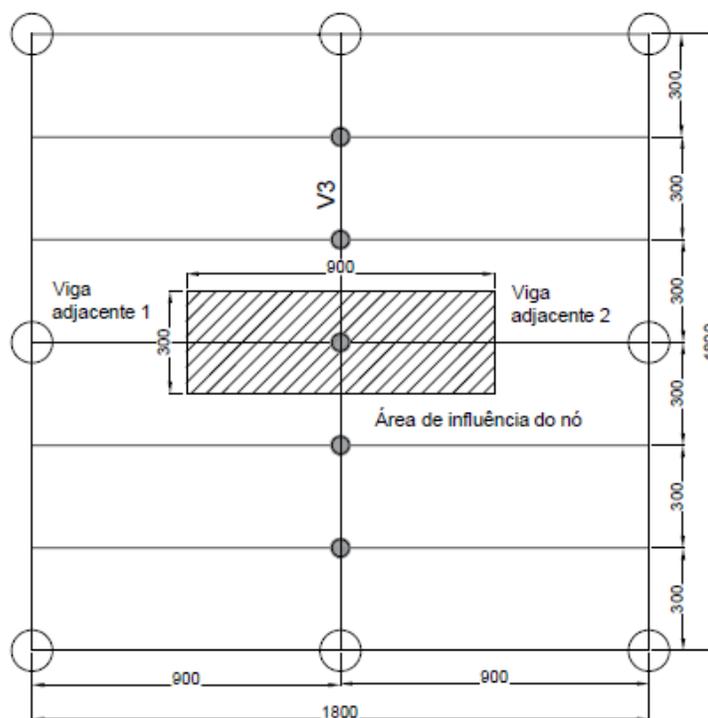
Será considerado ainda as seguintes propriedades dos materiais:

Perfil de aço	Concreto	Conectores de cisalhamento
$f_y = 350$ MPa	$f_{ck} = 20$ MPa	$f_{ucs} = 415$ MPa

$E_a = 200000 \text{ MPa}$	$* E_c = 21287 \text{ MPa}$	$\phi 19,0 \text{ mm } (A_{cs} = 2,85 \text{ cm}^2)$
----------------------------	-----------------------------	--

\* Para concreto de densidade normal:  $E_c = 0,85.5600(f_{ck})^{0,5}$

A disposição da estrutura da viga mista treliçada bem como sua área de influência serão como apresentadas abaixo.



Plano de vigas

Serão utilizados os seguintes perfis apresentados abaixo com suas respectivas propriedades.

### **Banzo Superior (Tubo Estrutural V&M 180x180x8,8 mm)**

Espessura ( $t_0$ ) = 8,8 mm

Altura ( $h_0$ ) = 180 mm

Largura ( $b_0$ ) = 180 mm

Massa por metro ( $m$ ) = 45,60 kg/m

Área ( $A$ ) = 58,1 cm<sup>2</sup>

Momento de Inércia ( $I_x=I_y$ ) = 2742 cm<sup>4</sup>

Raio de giração ( $r_x=r_y$ ) = 6,87 cm

Módulo Elástico a Flexão ( $W_x=W_y$ ) = 305 cm<sup>3</sup>

Módulo Plástico a Flexão ( $Z_x=Z_y$ ) = 364 cm<sup>3</sup>

Constante de Torção ( $J$ ) = 4551 cm<sup>4</sup>

**Banzo Inferior (Tubo Estrutural V&M 220x180x11 mm)**

Espessura ( $t_0$ ) = 11 mm

Altura ( $h_0$ ) = 220 mm

Largura ( $b_i$ ) = 180 mm

Massa por metro ( $m$ ) = 63,3 kg/m

Área ( $A$ ) = 80,7 cm<sup>2</sup>

Momento de Inércia ( $I_x$ ) = 5132 cm<sup>4</sup>

**Diagonais (Tubo Estrutural V&M 141,3x11 mm)**

Espessura ( $t$ ) = 11 mm

Diâmetro externo ( $d_i$ ) = 141,3 mm

Massa por metro ( $m$ ) = 35,3 kg/m

Área ( $A$ ) = 45 cm<sup>2</sup>

Momento de Inércia ( $I_x = I_y$ ) = 1059 cm<sup>4</sup>

**3.1.1.1 Cargas atuantes (estruturas convencionais de edifícios)**

- Antes da cura do concreto (Fase inicial)

-  $CP_3$  (Peso próprio da estrutura) =  $PP_{\text{laje concreto}} + PP_{\text{forma de aço}}$

Conforme tabela de fôrmas da Metform:  $PP_{\text{laje concreto}} + PP_{\text{forma de aço}} = 2,74 \text{ kN/m}^2$

$\therefore CP_3 = 2,74 \text{ kN/m}^2$

-  $SC_2$  (Sobrecarga de construção) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Considerando agrupadas as ações na combinação última de construção, como previsto na ABNT NBR 8800:2008, será utilizado o coeficiente de ponderação de 1,25 para as ações permanentes diretas e 1,30 para as ações variáveis, conforme estabelecido para ações variáveis do uso e ocupação atuando em pisos e coberturas superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>. Logo, teremos:

$$F_d = 1,25(CP_3) + 1,3(SC_2) = 4,73 \text{ kN/m}^2$$

- Após a cura do concreto (Fase final)

- $CP_1$  (Revestimento) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

- $CP_2$  (Divisórias) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

- $CP_3$  (Peso próprio da estrutura) = 2,74 kN/m<sup>2</sup>

- $SC_1$  (Sobrecarga de utilização) = 5,0 kN/m<sup>2</sup>

Considerando agrupadas as ações na combinação última normal, como previsto na ABNT NBR 8800:2008, será utilizado o coeficiente de ponderação de 1,35 para as ações permanentes diretas e 1,50 para as ações variáveis, conforme estabelecido para ações variáveis do uso e ocupação atuando em pisos e coberturas superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>. Logo, teremos:

$$F_d = 1,35(CP_1 + CP_2 + CP_3) + 1,5(SC_1) = 13,9 \text{ kN/m}^2$$

- Distribuição das cargas nos nós da treliça

- Antes da cura (Fase inicial)

$$S_d = F_d \times \text{Área de influência} = 4,73 (3.9) = 127,71 \text{ kN/m} \cong 128 \text{ kN/m}$$

- Depois da cura (Fase final)

$$S_d = F_d \times \text{Área de influência} = 13,9 (3.9) = 375,30 \text{ kN/m} \cong 375 \text{ kN/m}$$

### 3.1.1.2 Projeto inicial da treliça mista

- Altura da treliça (entre eixo dos banzos)

Sendo  $L = 1800$  cm, têm-se:

$$d_1 \cong \frac{L}{10} = 180 \text{ cm}$$

- Largura efetiva da laje de concreto ( $b'$ )

Sendo a distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ( $e_l$ ) igual a 900cm, têm-se:

$$b' \leq \begin{cases} \frac{1}{8} L = 225 \text{ cm} \\ \frac{e_l}{2} = 450 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_{ef} = 2b' = 450 \text{ cm}$$

### 3.1.1.3 Verificação do banzo inferior

Neste elemento da estrutura é feita análise apenas na fase final, após o concreto atingir  $0,75f_{ck}$ . Conforme calculado no item 3.1.1.1, têm-se a força solicitante de cálculo ( $S_d$ ) no valor de 375kN distribuído em cada um dos nós conforme representado abaixo.

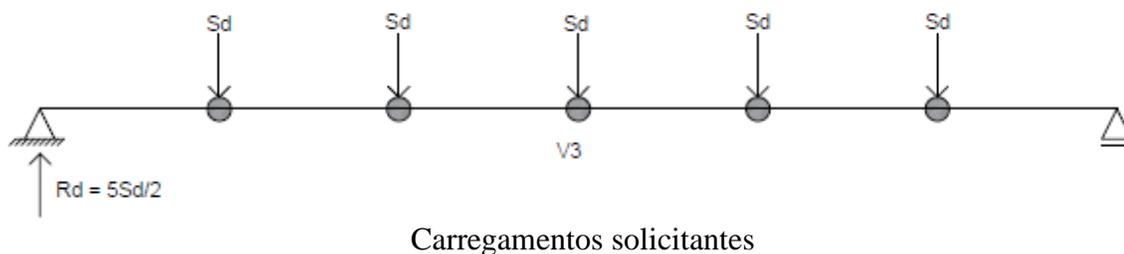


Figura 16 - Carregamentos solicitantes

- Reações de apoio ( $R_d$ ) e Momento fletor solicitante de cálculo ( $M_{Sd}$ )

As reações de apoio na viga terão o valor a seguir calculado:

$$R_d = \frac{5S_d}{2} = 937,5 \text{ kN}$$

O momento fletor solicitante de cálculo da viga mista será:

$$M_{Sd} = 9S_d - 6S_d - 3S_d \cong 5063 \text{ kN.m}$$

- Momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ )

$$T_{ad} = A_{bi} f_{yd} = 2567,73 \text{ kN}$$

Sendo  $f_{yd} = f_y / \gamma_{a1}$ , onde  $\gamma_{a1}$  possui valor igual a 1,10.

Afim de atender aos requisitos exigidos para o dimensionamento de treliças mistas, será considerado a interação completa entre o concreto e o aço, com a LNP passando na laje de concreto, ou seja,  $0,85 f_{cd} b t_c > T_{ad}$ . Têm-se então:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} = 4,70 \text{ cm}$$

Sendo  $f_{cd}$  igual a resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência do concreto ( $\gamma_{a2}$ ), no valor de 1,40.

$$d_2 = d_1 + \frac{h_0}{2} + h_F + t_c - \frac{a}{2} = 201,65 \text{ cm}$$

O momento fletor resistente de cálculo será:

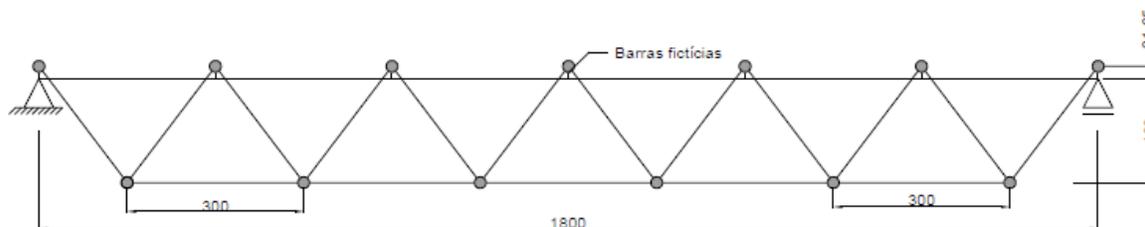
$$M_{Rd} = T_{ad} d_2 \cong 5178 \text{ kN.m}$$

$$\therefore M_{Sd} \cong 5063 \text{ kN.m} < M_{Rd} \cong 5178 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$M_{Sd} / M_{Rd} = 0,98$$

### 3.1.1.4 Verificação do banzo superior

Neste elemento da estrutura é feita análise apenas na fase inicial, antes do concreto atingir  $0,75 f_{ck}$ . O banzo estará sujeito à flexocompressão devido à presença de excentricidade na estrutura, conforme apresentado no modelo abaixo, gerado pelo estabelecimento da linha de trabalho na seção efetiva de concreto.



Viga mista treliçada V3

A excentricidade da estrutura deve ser calculada conforme a seguir:

$$e = \frac{h_0}{2} + h_F + t_c - \frac{a}{2} = 21,65 \text{ cm}$$

- Esforços solicitante de cálculo

Com auxílio do Software SAP 2000, foi lançada a estrutura em estudo e obtida o valor máximos dos esforços normais e do momento fletor no banzo superior, nos seguintes valores e apresentando respectivamente os seguintes diagramas.

-  $N_{Sd,máx} \cong 932 \text{ kN}$  (compressão)

-  $M_{Sd,máx} \cong 60 \text{ kN.m}$  (momento fletor devido à excentricidade)

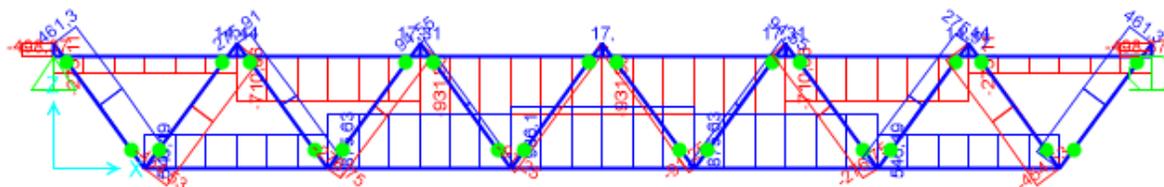


Diagrama de esforços normais solicitantes de cálculo

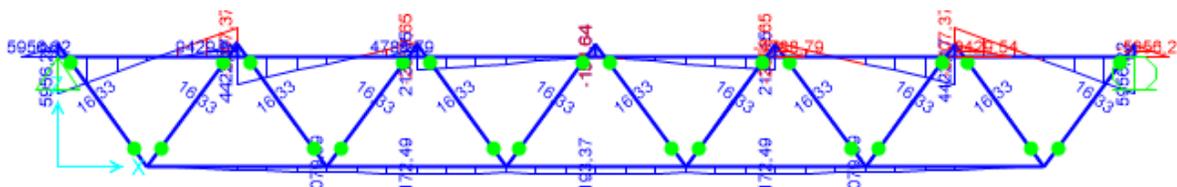


Diagrama de momento fletor solicitantes de cálculo

O comprimento ( $L$ ) que será considerado no comprimento de flambagem ( $KL$ ) será:

- $L_x = 300$  cm (travado pelas vigas secundárias fora do plano);
- $L_y = 300$  cm (travado pelas diagonais no plano);
- $L_b = 300$  cm (travado pelas vigas secundárias fora do plano).

- Força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ )

Sendo  $KL = 0,9L$  e  $L = 300$  cm, têm-se:

$$N_e = \frac{\pi^2 E_a I}{(KL)^2} \cong 7424,54 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{b_p}{t_0} = 14,45$$

onde  $b_p$  é igual a  $(b - 2.3.t)$ .

$$\lambda_{lim} = 1,4 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 33,47$$

Como  $\lambda < \lambda_{lim}$ , a flambagem local não ocorre e toma-se o fator de redução total ( $Q$ ) igual a 1,0.

Em sequência, o índice de esbeltez reduzido será obtido conforme a seguir.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = 0,523$$

Conforme a ABNT NBR 16239:2013, o fator  $\chi$  para perfis tubulares deve ser calculado de acordo à formulação abaixo:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 0,976$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{al}} \cong 1805 \text{ kN}$$

$$\therefore N_{c,Sd} = 932 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1805 \text{ kN} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$N_{c,Rd} / N_{c,Sd} = 0,52$$

- Momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ )

- Flambagem Lateral por Torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 43,67$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 E_a}{Z_x f_y} \sqrt{J A_g} = 104,94$$

$\therefore \lambda < \lambda_p \rightarrow$  Elemento compacto e com cálculo plástico

$$\therefore M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} = 115,82 \text{ kN.m}$$

- Flambagem Local da Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_p}{t_0} = 14,45$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 26,77$$

$\therefore \lambda < \lambda_p \rightarrow$  Elemento compacto e com cálculo plástico

$$\therefore M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} = 115,82 \text{ kN.m}$$

- Flambagem Local da Alma (FLA):

Em casos onde o elemento a ser verificado possui perfil tubular quadrado, como o caso analisado, não se faz necessária a verificação a flambagem local das almas, devendo apenas averiguar se o parâmetro de esbeltez desse elemento não é superior a  $\lambda_r$ . Esse fato ocorre em razão dos valores iguais de largura plana para a mesa comprimida e as almas, porém a mesa estará sujeita a uma sollicitação mais rigorosa.

$$\lambda = \frac{h_p}{t_0} = 14,45$$

onde  $h_p$  é a largura da parte plana das almas.

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 57,85$$

$\therefore \lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Elemento compacto e com cálculo plástico*

e  $\lambda < \lambda_r \rightarrow$  *Ok!*

Logo, o valor a ser adotado para o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) será 11582 kN.cm.

$\therefore M_{Sd} \cong 60 \text{ kN.m} < M_{Rd} \cong 116 \text{ kN.m} \rightarrow$  *Condição atendida!*

$$M_{Sd}/M_{Rd} = 0,51$$

- Inequação de Interação

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,516 \geq 0,2$$

Devido a ocorrência simultânea nesta barra de forças axiais e momentos fletores, deve ser verificada e obedecida a limitação determinada na expressão a seguir, conforme determinado para relação  $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$ .

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$0,98 \leq 1,0 \rightarrow$  o perfil adotado apresenta uma condição segura à estrutura e resiste aos esforços solicitantes de cálculo para a fase inicial!

### 3.1.1.5 Verificação das diagonais

Neste elemento da estrutura é feita análise apenas na fase final, após o concreto atingir  $0,75 f_{ck}$ .

Com auxílio do Software SAP 2000 pôde ser obtido o valor máximo dos esforços normais de tração e compressão nas diagonais, apresentado nos valores abaixo, respectivamente, e nos seguintes diagramas.

-  $N_{t,Sd} \cong 1283$  kN (tração)

-  $N_{c,Sd} \cong 1273$  kN (compressão)

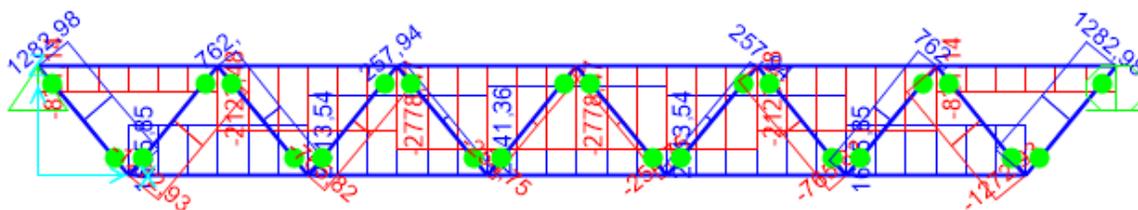


Diagrama de esforços axiais de tração e compressão

- Força axial de tração resistente de cálculo ( $N_{t,Rd}$ )

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{al}} \cong 1432 \text{ kN}$$

$N_{t,Sd} = 1283 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 1432 \text{ kN} \rightarrow$  Condição atendida!

$$N_{t,Sd} / N_{t,Rd} = 0,89$$

- Força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ )

Considerando ligações K com afastamento, têm-se:

- Banzo superior:

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b_o} = 0,785$$

- Banzo inferior:

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b_o} = 0,785$$

Sendo  $\beta = 0,785 > 0,60$ , o comprimento de flambagem a ser adotado será  $0,90L$ .

$$N_e = \frac{\pi^2 E_a I}{(KL)^2} \cong 2867 \text{ kN}$$

$$\frac{d_i}{t_i} = 12,85 \leq 0,11 \frac{E_a}{f_y} = 62,86 \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

Atendida a condição acima para perfis tubulares circulares, não ocorrerá flambagem local e o fator de redução ( $Q$ ) terá valor igual a 1,0.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = 0,741$$

Conforme a ABNT NBR 16239:2013, o fator  $\chi$  para perfis tubulares deve ser calculado conforme abaixo:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 0,902$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \cong 1291 \text{ kN}$$

$$\therefore N_{c,Sd} = 1273 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1291 \text{ kN} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$N_{c,Rd} / N_{c,Sd} = 0,99$$

### 3.1.1.6 Conectores de cisalhamento

- Força resistente de cálculo ( $Q_{Rd}$ )

-  $R_g = R_p = 1,0$  (Steel Deck paralelo ao perfil de aço)

- Conector:  $\phi_{cs} = 19,05 \text{ mm}$

$$A_{cs} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ Mpa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

- Concreto:  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa} = 2 \text{ kN/cm}^2$

$$E_c = 2128,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} F_{ucs}}{\gamma_{cs}} = 94,13 \text{ kN} \end{cases}$$

$\therefore Q_{Rd} = 74 \text{ kN}$  (esmagamento do concreto)

- Número de conectores necessários

Como previsto na ABNT NBR 8800:2008, as treliças mistas devem ser dimensionadas com interação completa, devendo então ser adotado o grau de interação ( $\alpha$ ) com valor igual a 1,0.

Logo, têm-se:

$$F_{hd} = A_{bi} f_{yd} \cong 2568 \text{ kN}$$

$$n = \frac{\alpha F_{hd}}{Q_{Rd}} \cong 35 \text{ conectores}$$

- Disposição construtiva

- Espaçamento mínimo entre linhas de centro:

$$e_{\min} = \begin{cases} \textit{longitudinal} = 4\phi_{cs} \cong 77 \text{ mm} \\ \textit{transversal} = 4\phi_{cs} \cong 77 \text{ mm} \end{cases}$$

- Espaçamento máximo entre linhas de centro:

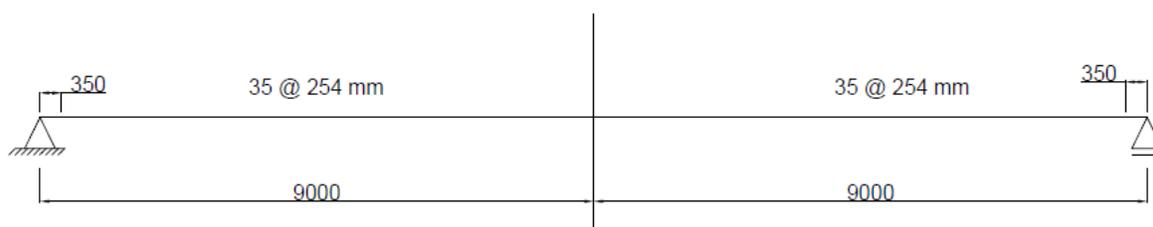
$$e_{\max} = 8(h_F + t_c) = 1200 \text{ mm (longitudinal)}$$

- Espaçamento disponível:

Considerando 350 mm como tamanho para o pilar de apoio, têm-se abaixo.

$$L_{disp} = 9000 - 350 = 8650 \text{ mm}$$

$$e_{disp} = \frac{L_{disp}}{(n-1)} \cong 254 \text{ mm}$$



Distribuição dos conectores de cisalhamento na treliça mista

### 3.1.1.7 Condições de validade para as ligações

Adotando o perfil tubular circular para as diagonais da treliça mista, as seguintes condições são previstas na ABNT NBR 19239:2013, devem ser atendidas.

- Diagonais:

$$\frac{d_i}{t_i} = 12,85 \leq 0,05 \frac{E_a}{f_y} = 28,57 \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$\frac{d_i}{t_i} = 12,85 \leq 50 \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} = 0,76 \leq 0,8 \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

- Banzo Superior:

$$\frac{h_o}{t_o} = 20,45 \leq \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 0,05 \frac{E_a}{f_y} = 28,57 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

- Banzo inferior:

$$\frac{h_o}{t_o} = 20 \leq \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 0,05 \frac{E_a}{f_y} = 28,57 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

### 3.1.1.8 Verificação do estado-limite de serviço

Considerando o método de análise de deformação elástica para vigas mistas de aço e concreto, foram simplificadaamente determinados os carregamentos para cada tipo de flecha e com o auxílio do Software SAP 2000, obtidos os valores de deformação para cada um deles. Por fim, realizada a soma de todas as flechas para obtenção da flecha máxima total, conforme apresentado abaixo.

- Flecha do perfil de aço isolado devido às ações permanentes atuantes antes da cura ( $\delta_{p,pa}$ )

$$q_{p,pa} = CP_3 \cdot \text{Área de influência} = 73,98 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,pa} = 2,27 \text{ cm}$$

- Flecha da seção mista devido às ações permanentes atuantes após a cura ( $\delta_{p,ld}$ )

$$q_{p,ld} = (CP_1 + CP_2) \cdot \text{Área de influência} = 54 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,ld} = 1,13 \text{ cm}$$

- Flecha devido às ações variáveis de curta duração ( $\delta_{v,cd}$ )

$$q_{v,cd} = (1 - \psi_2) \cdot q_{v,total} = 81 \text{ kN}$$

onde,  $q_{v,total} = SC_1 \cdot \text{Área de influência} = 135 \text{ kN}$ .

$$\delta_{v,cd} = 1,55 \text{ cm}$$

- Flecha devido às ações variáveis de longa duração ( $\delta_{v,ld}$ )

$$q_{v,ld} = \psi_2 \cdot q_{v,total} = 54 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,ld} = 1,13 \text{ cm}$$

Como será utilizada laje com fôrma incorporada, não haverá flecha devida à ação da fôrma da laje,  $\delta_{p,te}$ . Sendo assim, não havendo contraflecha no perfil de aço, se teria:

$$\delta_{máx,sem} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} = 6,08 \text{ cm}$$

A flecha máxima admissível ( $\delta_{adm}$ ) para uma viga de cobertura deve ser calculada conforme a expressão a seguir:

$$\delta_{adm} = L/350 = 1800/350 = 5,14 \text{ cm}$$

Devendo a condição  $\delta_{máx} < \delta_{adm}$  ser atendida, observa-se que o valor de 6,08 cm ultrapassa o limite estabelecido fazendo-se necessária a aplicação de contraflecha mínima ao perfil de aço

de 0,95 cm. O valor limite para esta aplicação deve ser igual à soma das flechas devidas às cargas permanentes, que no caso do cálculo em estudo é de 3,4 cm. Estabelecendo então uma contraflecha no valor de 0,95 cm, têm-se:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{m\acute{a}x,sem} - \delta_c = 5,13 \text{ cm}$$

$$\therefore \delta_{m\acute{a}x} = 5,13 \text{ cm} < \delta_{adm} = 5,14 \text{ cm} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

### 3.1.2 Dimensionamento viga de Perfil tipo I

A viga de estudo utilizará perfil tipo I e será dimensionada utilizando todos os métodos e requisitos estabelecidos perante normas citadas. Seu dimensionamento será realizado considerando um vão de 18 metros de comprimento, laje mista Steel Deck MF-75 com espessura de 0,80 mm e altura total de 150 mm.

As ações atuantes, propriedades dos materiais e a disposição da viga a serem consideradas para cálculo serão as mesmas utilizadas para o dimensionamento da viga mista treliçada. Simploriamente, será considerada apenas a ação das cargas na viga de forma distribuída.

Será utilizado o perfil de aço soldado VS 1300x237 mm com propriedades apresentadas abaixo.

#### Perfil VS 1300x237 mm

Comprimento ( $L$ ) = 18000 mm

Altura total ( $d$ ) = 1300 mm

Largura das mesas ( $b_f$ ) = 450 mm

Altura interna da alma ( $h$ ) = 1268 mm

Espessura da alma ( $t_w$ ) = 12,5 mm

Espessura das mesas ( $t_f$ ) = 16 mm

Área bruta ( $A_g$ ) = 302,50 cm<sup>2</sup>

Massa por metro ( $m$ ) = 237,46 kg/m

Momento de Inércia em relação ao eixo x ( $I_x$ ) = 805914 cm<sup>4</sup>

Raio de giração em relação ao eixo x ( $r_x$ ) = 51,62 cm

Módulo Elástico a Flexão em relação ao eixo x ( $W_x$ ) = 12399 cm<sup>3</sup>

Módulo Plástico a Flexão em relação ao eixo x ( $Z_x$ ) = 14269 cm<sup>3</sup>

Raio de giração em relação ao eixo y ( $r_y$ ) = 8,97 cm

Constante de Torção ( $J$ ) = 206,47cm<sup>4</sup>

Constante de empenamento ( $C_w$ ) = 100155852 cm<sup>6</sup>

### 3.1.2.1 Cargas atuantes e esforços solicitantes (estruturas convencionais de edifícios)

Conforme determinação de cargas utilizada no dimensionamento da viga mista treliçada, teremos para a viga mista de alma cheia em perfil I.

- Carga Permanente

\* Antes da cura do concreto (Fase inicial)

-  $CP_3$  (Peso próprio da estrutura) = 2,74 kN/m<sup>2</sup>

∴  $q_{CPa} = (CP_3)$ . Área de influência = 24,66 kN/m

\* Após a cura do concreto (Fase final)

-  $CP_1$  (Revestimento) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

-  $CP_2$  (Divisórias) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

-  $CP_3$  (Peso próprio da estrutura) = 2,74 kN/m<sup>2</sup>

∴  $q_{CPp} = (CP_1 + CP_2 + CP_3)$ . Área de influência = 42,66 kN/m

- Sobrecarga

\* Antes da cura do concreto (Fase inicial)

-  $SC_2$  (Sobrecarga de construção) = 1,0 kN/m<sup>2</sup>

∴  $q_{SCc} = (SC_2)$ . Área de influência = 9 kN/m

\* Após a cura do concreto (Fase final)

-  $SC_I$  (Sobrecarga de utilização) = 5,0 kN/m<sup>2</sup>

∴  $q_{SC} = (SC_I) \cdot \text{Área de influência} = 45 \text{ kN/m}$

- Esforços solicitantes

\* Combinação na fase de construção: ( $q_{SCc} > 5,0 \text{ kN/m}^2$ )

- Carga Permanente:

$$q_{CP,Sd} = 1,25q_{CPa} = 30,83 \text{ kN/m}$$

$$M_{CPc,Sd} = \frac{qL^2}{8} = 1248,41 \text{ kN.m} = 124841 \text{ kN.cm}$$

- Sobrecarga:

$$q_{SC,Sd} = 1,30q_{CPa} = 11,70 \text{ kN/m}$$

$$M_{SCc,Sd} = \frac{qL^2}{8} = 473,85 \text{ kN.m} = 47385 \text{ kN.cm}$$

O momento fletor de cálculo total na fase de construção será:

$$M_{c,Sd} = 172226,25 \text{ kN.cm}$$

\* Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura e  $q_{SCc} > 5,0 \text{ kN/m}^2$ )

- Carga Permanente:

$$q_{CP,Sd} = 1,35q_{CPa} = 57,59 \text{ kN/m}$$

$$M_{CP,Sd} = \frac{qL^2}{8} = 2332,44 \text{ kN.m} = 233244 \text{ kN.cm}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{qL}{2} = 518,32 \text{ kN}$$

- Sobrecarga

$$q_{SC,Sd} = 1,50q_{CPa} = 67,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{CP,Sd} = \frac{qL^2}{8} = 2733,75 \text{ kN.m} = 233375 \text{ kN.cm}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{qL}{2} = 607,50 \text{ kN}$$

O momento fletor de cálculo total na fase de final será:

$$M_{Sd} = 506618,55 \text{ kN.cm}$$

### 3.1.2.2 Verificação do momento fletor

Sendo considerada similarmente à treliça mista como construção não escorada, a verificação ao momento fletor deve ser realizada dividindo em duas etapas, antes e após o concreto atingir a cura ( $0,75f_{ck}$ ).

Primeiramente a deve ser verificada se a mesma poderá ser dimensionada como uma viga mista através da seguinte expressão:

$$\frac{h}{t_w} = 101,44 \leq 5,7 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 136,26 \rightarrow \text{A viga pode ser calculada como viga mista!}$$

- Largura efetiva da laje de concreto ( $b'$ )

Sendo a distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ( $e_l$ ) igual a 900cm, têm-se:

$$b' \leq \begin{cases} \frac{1}{8}L = 225 \text{ cm} \\ \frac{e_l}{2} = 450 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_{ef} = 2b' = 450 \text{ cm}$$

- Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

\* Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 101,44$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 89,88$$

Como  $\lambda_p \leq \lambda$ , deve ser efetuado o cálculo do parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ).

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 136,26$$

Como  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , a expressão a ser utilizada para cálculo do momento fletor resistente será:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

onde  $M_{pl}$  é o momento de plastificação e terá valor igual:

$$M_{pl} = Z_x f_y = 499415 \text{ kN.cm}$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) será igual a:

$$M_{Rd} = 439185,64 \text{ kN.cm}$$

\* Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 14,06$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 9,08$$

Como  $\lambda_p \leq \lambda$ , deve ser efetuado o cálculo do parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas para perfis soldados ( $\lambda_r$ ).

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E_a}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 17,11$$

onde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0,40, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76$$

Como  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , a expressão a ser utilizada para cálculo do momento fletor resistente será:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) será igual a:

$$M_{Rd} = 343592,94 \text{ kN.cm}$$

\* Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 33,46$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 42,07$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$ , não é necessário o cálculo do parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ), e a expressão a ser utilizada para cálculo do momento fletor resistente ( $M_{Rd}$ ) será:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{1,1} = 454021,59 \text{ kN.cm}$$

Considerando o pior caso dos valores obtidos, teremos como valor final para momento fletor resistente ( $M_{Rd}$ ) na fase inicial, 343592,94 kN.cm.

$$\therefore M_{Sd} = 172226,25 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 343592,94 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$M_{Sd}/M_{Rd} = 0,50$$

- Depois da Cura do Concreto (viga mista)

Primeiramente deve ser feita a verificação para qual tipo de dimensionamento será utilizado, podendo ser consideradas as propriedades plásticas ou elásticas do perfil como apresentado abaixo.

$$\frac{h}{t_w} = 101,44 > 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 89,88$$

Logo, a viga deverá ser dimensionada com propriedades elásticas conforme previsto na ABNT NBR 8800:2008.

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} = 9,40$$

Obtido a razão ( $\alpha_E$ ) entre os módulos de elasticidades do aço e do concreto, a largura transformada ( $b_{tr}$ ) deve ser obtida por meio da homogeneização teórica das seções de aço e a laje de concreto com sua largura efetiva, desprezando a participação do concreto na zona tracionada.

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = 47,90 \text{ cm}$$

Será ainda a posição da linha neutra elástica (LNE), o parâmetro determinante para a sequência do dimensionamento.

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_a + b_{tr} t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c} = 106,39 \text{ cm}$$

$\therefore y_{tr,i} = 106,39 \text{ cm} < (d + h_F) = 137,50 \text{ cm} \rightarrow$  LNE está posicionada na viga de aço!

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} = 38,61 \text{ cm}$$

Como  $a = 38,61 > t_c = 7,5 \text{ cm}$ , deve-se usar  $a = t_c$ .

Logo, a área de concreto transformada será:

$$A_{c,tr} = b_{tr} \cdot a = 359,25 \text{ cm}^2$$

$$I_{tr} = I_a + A_a \left( y_{tr,i} - y_{a,i} \right)^2 + \frac{b_{tr} a^3}{12} + A_{c,tr} \left( d + h_F + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i} \right)^2 = 1762356,39 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}} = 16564,57 \text{ cm}^3$$

$$W_{tr,s} = \frac{I_{tr}}{(d + h_F + t_c) - y_{tr,i}} = 45648,80 \text{ cm}^3$$

O momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) será determinado conforme:

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} W_{tr,i} f_{yd} = 527054,38 \text{ kN.cm} \\ \alpha_E W_{tr,s} f_{cd} = 612688,01 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) será igual a 527054,38 kN.cm.

$$\therefore M_{Sd} = 506618,55 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 527054,38 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

$$M_{Sd}/M_{Rd} = 0,96$$

### 3.1.2.3 Conectores de cisalhamento

- Força resistente de cálculo ( $Q_{Rd}$ )

-  $R_g = R_p = 1,0$  (Steel Deck paralelo ao perfil de aço)

- Conector:  $\phi_{cs} = 19,05 \text{ mm}$

$$A_{cs} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ Mpa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

- Concreto:  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa} = 2 \text{ kN/cm}^2$

$$E_c = 2128,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} F_{ucs}}{\gamma_{cs}} = 94,13 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 74 \text{ kN (esmagamento do concreto)}$$

- Número de conectores necessários

Considerando interação completa, e adotando assim o grau de interação ( $\alpha$ ) com valor igual a 1,0. Tem-se:

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c \cong 4098 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} \cong 9625 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore F_{hd} = 4098 \text{ kN}$$

$$n = \frac{\alpha F_{hd}}{Q_{Rd}} \cong 56 \text{ conectores}$$

- Disposição construtiva

- Espaçamento mínimo entre linhas de centro:

$$e_{\min} = \begin{cases} \textit{longitudinal} = 4\phi_{cs} \cong 77 \text{ mm} \\ \textit{transversal} = 4\phi_{cs} \cong 77 \text{ mm} \end{cases}$$

- Espaçamento máximo entre linhas de centro:

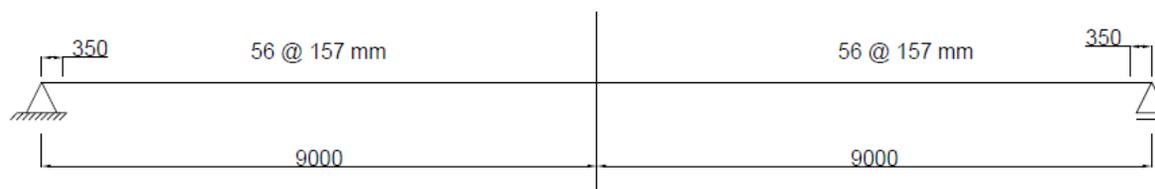
$$e_{\max} = 8(h_F + t_c) = 1200 \text{ mm (longitudinal)}$$

- Espaçamento disponível:

Considerando 350 mm como tamanho para o pilar de apoio, têm-se abaixo.

$$L_{disp} = 9000 - 350 = 8650 \text{ mm}$$

$$e_{disp} = \frac{L_{disp}}{(n - 1)} \cong 157 \text{ mm}$$



Distribuição dos conectores de cisalhamento na viga mista de alma cheia

### 3.1.2.4 Verificação aos esforços cortantes

Considerando uma viga sem enrijecedor intermediário,  $a/h > 3$  o valor do coeficiente  $k_v$  será igual a 5,0.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 101,44$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 58,80$$

Como  $\lambda > \lambda_p$ , deve ser realizado o cálculo do parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ).

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 73,23$$

$\therefore \lambda > \lambda_r$ , logo, o esforço cortante resistente de cálculo ( $V_{Rd}$ ) será:

$$V_{Rd} = 1,24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{af}} = 1292,41 \text{ kN}$$

$\therefore V_{Sd} = 1125,82 \text{ kN} > V_{Rd} = 1292,41 \text{ kN} \rightarrow \text{Condição atendida!}$

$$V_{Sd}/V_{Rd} = 0,85$$

### 3.1.2.5 Verificação ao estado-limite de serviço

Simplificadamente, foi considerado a atuação de cargas distribuídas atuando sob a viga mista treliçada conforme será apresentada nos cálculos a seguir.

- Flecha do perfil de aço isolado devido às ações permanentes atuantes antes da cura ( $\delta_{p,pa}$ )

Sendo o valor da carga devido às ações permanentes antes da cura,  $q_{p,pa}$ , no valor de 0,2466 kN/cm, a deformação será de:

$$\delta_{p,pa} = \frac{5 q_{p,pa} L^4}{384 E_a I_a} = 2,09 \text{ cm}$$

- Flecha da seção mista devido às ações permanentes atuantes após a cura ( $\delta_{p,ld}$ )

$$q_{p,ld} = CP_1 + CP_2 = 18 \text{ kN/m} = 0,18 \text{ kN/cm}$$

$$\alpha_{E,ld} = \frac{3E_a}{E_c} = 28,18$$

Obtido a razão ( $\alpha_E$ ) entre os módulos de elasticidades do aço e do concreto, a largura transformada ( $b_{tr}$ ) deve ser obtida por meio da homogeneização teórica das seções de aço e a laje de concreto com sua largura efetiva, desprezando a participação do concreto na zona tracionada.

$$b_{tr,ld} = \frac{b}{\alpha_{E,ld}} = 15,97 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i,ld} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr,ld} t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr,ld} t_c} = 86,63 \text{ cm}$$

$\therefore y_{tr,i,ld} = 86,63 \text{ cm} < (d + h_F) = 137,50 \text{ cm} \rightarrow LNE \text{ está posicionada na viga de aço!}$

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i,ld} = 58,37 \text{ cm}$$

Como  $a = 58,37 > t_c = 7,5 \text{ cm}$ , deve-se usar  $a = t_c$ .

Logo, a área de concreto transformada será:

$$A_{c,tr,ld} = b_{tr,ld} \cdot a = 119,78 \text{ cm}^2$$

$$I_{tr,ld} = I_a + A_a \left( y_{tr,i,ld} - y_{a,i} \right)^2 + \frac{b_{tr,ld} a^3}{12} + A_{c,tr,ld} \left( d + h_f + \frac{a}{2} - y_{tr,i,ld} \right)^2 = 1305347,14 \text{ cm}^4$$

Considerando o coeficiente de grau de interação ( $\alpha$ ) igual a 1,0, valor adotado para interações completas, a inércia efetiva de longa duração ( $I_{ef,ld}$ ) será igual a:

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,ld} - I_a) = 1305347,14 \text{ cm}^4$$

Por fim, tem-se:

$$\delta_{p,ld} = \frac{5 q_{p,ld} L^4}{384 E_a I_{ef,ld}} = 0,94 \text{ cm}$$

- Flecha devido às ações variáveis de curta duração ( $\delta_{v,cd}$ )

$$q_{v,cd} = (1 - \psi_2) q_{v,total} = 27 \text{ kN/m} = 0,27 \text{ kN/cm}$$

onde,  $q_{v,total} = SC_1 \cdot \text{Área de influência} = 45 \text{ kN/m}$

$$\alpha_{E,cd} = \frac{E_a}{E_c} = 9,39$$

Obtido a razão ( $\alpha_E$ ) entre os módulos de elasticidades do aço e do concreto, a largura transformada ( $b_{tr}$ ) deve ser obtida por meio da homogeneização teórica das seções de aço e a

laje de concreto com sua largura efetiva, desprezando a participação do concreto na zona tracionada.

$$b_{tr,cd} = \frac{b}{\alpha_{E,cd}} = 47,92 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i,cd} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr,cd} t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr,cd} t_c} = 106,40 \text{ cm}$$

$\therefore y_{tr,i,cd} = 106,40 \text{ cm} < (d + h_F) = 137,50 \text{ cm} \rightarrow$  LNE está posicionada na viga de aço!

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i,cd} = 38,60 \text{ cm}$$

Como  $a = 38,60 > t_c = 7,5 \text{ cm}$ , deve-se usar  $a = t_c$ .

Logo, a área de concreto transformada será:

$$A_{c,tr,cd} = b_{tr,cd} \cdot a = 359,4 \text{ cm}^2$$

$$I_{tr,cd} = I_a + A_a \left( y_{tr,i,cd} - y_{a,i} \right)^2 + \frac{b_{tr,cd} a^3}{12} + A_{c,tr,cd} \left( d + h_f + \frac{a}{2} - y_{tr,i,cd} \right)^2 = 1762570,98 \text{ cm}^4$$

Considerando o coeficiente de grau de interação ( $\alpha$ ) igual a 1,0, valor adotado para interações completas, a inércia efetiva de longa duração ( $I_{ef,ld}$ ) será igual a:

$$I_{ef,cd} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,cd} - I_a) = 1762570,98 \text{ cm}^4$$

Por fim, tem-se:

$$\delta_{v,cd} = \frac{5 q_{v,cd} L^4}{384 E_a I_{ef,cd}} = 1,04 \text{ cm}$$

- Flecha devido às ações variáveis de longa duração ( $\delta_{v,ld}$ )

$$q_{v,ld} = \psi_2 \cdot q_{v,total} = 18 \text{ kN/m} = 0,18 \text{ kN/cm}$$

Tendo calculado anteriormente o valor a ser utilizado da inércia efetiva de longa duração,  $I_{ef,ld}$ , com o valor de  $1305347,14 \text{ cm}^4$ , têm-se:

$$\delta_{v,ld} = \frac{5 q_{v,ld} L^4}{384 E_a I_{ef,ld}} = 0,94 \text{ cm}$$

Como será utilizada laje com fôrma incorporada, não haverá flecha devida à ação da fôrma da laje,  $\delta_{p,te}$ . Sendo assim, não havendo contraflecha no perfil de aço, se teria:

$$\delta_{máx,sem} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} = 5,02 \text{ cm}$$

A flecha máxima admissível ( $\delta_{adm}$ ) para uma viga de cobertura deve ser calculada conforme a expressão a seguir:

$$\delta_{adm} = L/350 = 1800/350 = 5,14 \text{ cm}$$

$$\therefore \delta_{máx} = 5,02 \text{ cm} < \delta_{adm} = 5,14 \text{ cm} \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

Sendo assim, não se faz necessária a aplicação de contraflecha no perfil de aço.

### 3.1.2.6 Verificação da limitação de tensões de serviço na viga de aço

Para aplicação da análise elástica no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão prevista na ABNT NBR 8800:2008, seja atendida. Para isso teremos os seguintes parâmetros a serem considerados:

$$- q_{Ga,Sk} = 0,25 \text{ kN/cm} \rightarrow M_{Ga,Sk} = 99873 \text{ kN.cm}$$

$$- q_{L,Sk} = 0,88 \text{ kN/cm} \rightarrow M_{L,Sk} = 355023 \text{ kN.cm}$$

$$- W_a = 12399 \text{ cm}$$

O módulo de resistência inferior,  $W_{tr,i}$ , deve ser calculado através da expressão a seguir:

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr,CD}}{y_{tr,CD}} = 16564,57 \text{ cm}^3$$

E o módulo de resistência efetiva,  $W_{ef,i}$ , conforme abaixo, onde foi considerado para o grau de interação ( $\alpha$ ) valor adotado para interação completa, igual a 1,0.

$$W_{ef,i} = W_a + \sqrt{\alpha} (W_{tr,i} - W_a) = 16564,57 \text{ cm}^3$$

Por fim, faz-se a verificação da tensão de serviço da viga mista.

$$\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} + \frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} = 29,49 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{yd} = 31,82 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Condição atendida!}$$

### 3.2 Análise de Resultados

Para dimensionamento e posterior análise da Viga Mista Treliçada e da Viga Mista de Alma Cheia, apresentados na Seção 3.1, foram consideradas ambas estruturas como vigas mistas biapoiadas, com um vão a ser vencido de 18 metros, sob mesma atuação de cargas e conectadas à laje de Steel Deck MF-75, de 150 mm de altura e 8 mm de espessura, por conectores tipo pino com cabeça sob interação completa. Para a Viga Mista Treliçada foi adotado perfil tubular quadrado VSM 180x180x8,8 mm para o banzo superior, perfil tubular retangular VSM 220x180x11mm para o banzo inferior e perfil tubular circular VSM 141,3x11 mm para as diagonais, este último elemento considerado como articulado em sua modelagem via Software SAP 2000. Por sua vez, para a Viga Mista de alma cheia foi adotado um perfil Tipo I Soldado VS 1300x237 mm.

A determinação dos esforços solicitantes de ambas estruturas, bem como a determinação parcial do deslocamento máximo da Viga Treliçada Mista, foi obtida com auxílio do Software SAP 2000. O pré-dimensionamento e verificação dos esforços de ambas estruturas, foram

previamente determinados com auxílio de uma planilha de cálculo criada no Software Microsoft Excel. Para representação gráfica da disposição da estrutura e dos conectores, foi utilizado o Software AutoCad.

A Viga Mista Treliçada foi verificada para os esforços axiais e momento fletor, sendo analisados separadamente por elementos constituintes da estrutura. As verificações de resistências dos perfis aos esforços foram atendidas, apresentando resultados superiores aos esforços solicitantes, conforme exigido em norma. A Viga Mista de alma cheia foi verificada para os esforços cortantes e momentos fletores, onde as resistências do perfil aos esforços foram também atendidas, apresentando resultados superiores aos esforços solicitantes, conforme exigido em norma.

A comparação entre ambas estruturas será baseada na altura necessária, peso total da estrutura, quantificação de materiais (conectores de cisalhamento) e seu deslocamento máximo. A altura obtida para a treliça foi de 1,8 m, e para o perfil I de 1,3 m. Em contrapartida à diferença de altura entre ambas, a Viga Mista Treliçada apresentou um peso final expressivamente inferior ao da Viga mista de Alma Cheia no valor de 2951,42 e 4274,28, respectivamente. No que diz respeito à quantidade de conectores necessários para a conexão do perfil de aço com a laje de concreto, a Treliça Mista apresentou novamente valor inferior comparado à Viga Mista de Alma Cheia com a quantidade de 35 e 56 conectores, respectivamente. Por sua vez, na verificação do deslocamento máximo vertical das estruturas, a treliça mista apresentou deslocamento máximo de 5,13 cm após execução de contraflecha de 0,95 cm, e a Viga Mista de Alma Cheia apresentou deslocamento máximo de 5,02 cm sem a necessidade de execução de contraflecha.

## 4 CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente estudo permitiu uma análise comparativa das estruturas de viga mista treliçada com perfis tubulares e com perfil de alma cheia tipo I, de forma teórica e numérica, observando desde sua composição, comportamento estrutural, dimensionamento e verificações aos esforços solicitantes, possibilitando previamente observar a distinção entre ambas estruturas.

O dimensionamento de ambas vigas foi realizado de forma a se obter um melhor perfil possível por meio de tentativas de otimização realizadas através de uma planilha criada no programa computacional Microsoft Excel baseada nas prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 e NBR 16239:2013. Após a obtenção dos perfis otimizados, com auxílio do Software SAP 2000, foi feita a modelagem das estruturas para determinação dos presentes esforços solicitantes de cálculo e posterior verificação dos perfis estabelecidos quanto sua resistência.

Na treliça mista, pôde então ser constatado a presença de esforços axiais e de flexão, sendo o banzo inferior o elemento mais solicitado da estrutura por esforços, seguido do banzo superior e por fim as diagonais como elemento com menor valor de solicitação, como previsto na análise teórica, comprovando que será o banzo inferior o mandante do dimensionamento da estrutura. Já na viga de alma cheia, pôde ser constatado esforços cisalhantes e de flexão, sendo a solicitação à flexão obtida com um valor expressivamente maior que os esforços devido ao cisalhamento.

Na verificação do ELU de ambas, foi possível chegar a um resultado final de perfis resistentes às solicitações previstas de forma otimizada e atendendo todas os requisitos e prescrições de forma segura. Para o ELS, a viga mista treliçada apresentou um deslocamento vertical máximo superior ao da viga mista de alma cheia, e também superior ao limite estabelecido em norma, o que se fez necessária a execução de contraflecha nos limites permitidos.

Por sua vez, a estrutura de treliça mista ainda apresentou peso próprio inferior à viga em perfil I, na ordem de 1,3 toneladas, conforme previsto em teoria para esta proporção de vão a ser vencido, porém se fazendo necessária a adoção de uma altura da estrutura maior. Constatou-se

ainda a economia quanto ao uso de material na adoção da treliça mista, visto que foi necessária uma quantidade de conectores de cisalhamento aproximadamente 36% menor. Sendo assim, como esperado, o estudo mostrou uma grande economia no que se diz respeito a quantidade de materiais, dependendo do custo de fabricação de onde for adotado o sistema. Resulta-se ainda a uma economia nos outros elementos constituintes da construção, como pilares e fundações, já que chegará um valor menor de carga nos mesmos. Diante de tais resultados, os objetivos conseguiram ser alcançados.

Visto que o estudo foi direcionado para a comparação da análise estrutural, dimensionamento e peso final de ambas estruturas, faz-se aqui esta uma sugestão para possíveis trabalhos futuros de uma análise de custos finais de ambas estruturas para determinação de qual seria o melhor e mais econômico sistema para adoção em uma construção.

## 5 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, Afonso Henrique Mascarenhas de et al. **Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço**. Belo Horizonte: Rona Editora Ltda, 2016. 598 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto armado**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2008. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. 1 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2013. 83 p.

FAKURY, Ricardo H.; SILVA, Ana Lydia R. Castro e; CALDAS, Rodrigo B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2016. 475 p

GERKEN, Fernanda de Sousa. **Perfis tubulares: Aspectos arquitetônicos e estruturais**. 2003. 385 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

MARTINS, Joel Donizete. **Estudo teórico, numérico e experimental de treliças mistas em perfis tubulares**. 2014. 179 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

MONTAGNER, Sérgio Luiz. **Estudo teórico sobre dimensionamento e automação do projeto de vigas mistas treliçadas planas, compostas por barras tubulares de aço associadas a uma mesa de concreto armado para pisos**. 2006. 365 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006

PEREIRA JUNIOR, Sineval Esteves. **Análise experimental de treliças mistas com perfis tubulares**. 2011. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval José; MARTINS, Alexander Galvão. **Manual de construção em aço: Estruturas mistas** - Vol. 2. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012. 75 p.

SISNIEGAS, Gerson Moacyr; MALITE, Maximiliano. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2005. 128 p

TRINDADE, Luiz Gustavo Cruz. **Análise estrutural de vigas treliçadas de aço com mesa de concreto**. 2015. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia