UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA

ANALISE ESTRUTURAL DE VIGAS TRELIÇADAS DE AÇO COM MESA DE CONCRETO

LUIZ GUSTAVO CRUZ TRINDADE

ILHA SOLTEIRA-SP
2015

ANALISE ESTRUTURAL DE VIGAS TRELIÇADAS DE AÇO COM MESA DE CONCRETO

LUIZ GUSTAVO CRUZ TRINDADE

Este exemplar corresponde a Versão Final da Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha Solteira – UNESP, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.
Área de Conhecimento: Estruturas

Profª. Drª. GABRIELA REZENDE FERNANDES
Orientadora
Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JÚNIOR
Co-orientador

ILHA SOLTEIRA
2015

FICHA CATALOGRÁFICA
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

T833a

Trindade, Luiz Gustavo Cruz.
Analise estrutural de vigas treliçadas de aço com mesa de concreto / Luiz Gustavo Cruz Trindade. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2015
176 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2015

Orientador: Gabriela Rezende Fernandes
Co-orientador: Renato Bertolino Júnior
Inclui bibliografia

1. Estruturas metálicas. 2. Estruturas mistas. 3. Treliças mistas. 4. Vigas treliçadas. 5. Análise estrutural.

unesp UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: Analise estrutural de vigas treliçadas de aço com mesa de concreto

AUTOR: LUIZ GUSTAVO CRUZ TRINDADE
ORIENTADORA: Profa. Dra. GABRIELA REZENDE FERNANDES
CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JUNIOR

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL , Área: ESTRUTURAS, pela Comissão Examinadora:

Profa. Dra. GABRIELA REZENDE FERNANDES
Curso de Engenharia Civil - Campus Catalão / Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. JOSE LUIZ PINHEIRO MELGES
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. CARLOS HUMBERTO MARTINS
Departamento de Engenharia Civil - Centro de Tecnologia / Universidade Estadual de Maringá

Data da realização: 27 de janeiro de 2015.

DEDICO
Ao meu pai Hélio Silva Trindade
e à minha mãe Santa Ferreira da Cruz Trindade,
que me educaram e me possibilitaram mais
essa conquista, exemplos de vida fundamentais
para a minha vida pessoal e profissional.

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai Hélio e à minha mãe Santa.

Aos colegas do mestrado: Vinício Doro, Leandro Contadini, Pierre Soudais, Arnaldo Poleto, Gabriela Cassol, Larissa Queiroz e Carlos Joventino.

Aos colegas de república: Abner, Jefferson, Rafael, Katriel e Guilherme.

Aos doutores Augusto Otoni Bueno e Rodrigo Cubeiros, pela imensa atenção e prestatividade no apoio ao trabalho.

A orientadora Dra. Gabriela Rezende Fernandes e ao co-orientador Renato Bertolino Júnior, que me auxiliaram e me guiaram durante todo o trabalho, contribuindo para minha formação como mestre. Agradeço sobretudo pela amizade.

Aos professores Dr. Fagner França, Dra Luzenira Brasileiro, Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues, Dr. Haroldo de Mayo Bernardes, Dra. Gabriela Rezende Fernandes, Dr. Renato Bertolino Júnior, que ministraram todas as disciplinas que cursei em que cada um soube transmitir o conhecimento teórico e a base para a minha formação acadêmica.

“O saber, a gente aprende com os mestres e com os livros. A sabedoria se aprende com a vida e com os humildes”.

“Cora Coralina”

RESUMO

As treliças mistas em aço-concreto, alternativas bastante eficientes para vencer grandes vãos, são geralmente empregadas em edifícios comerciais e industriais, e, em pontes ferroviárias e rodoviárias. Em muitos casos, para que se possibilite a passagem de dutos, são construídas vigas treliçadas do tipo *steel-joist*, para satisfazer o uso que se pretende na construção. Neste sentido, o objetivo foi, neste trabalho, determinar através de um procedimento de cálculo analítico e modelagens elástica bi-dimensional e plástica tri-dimensional, a capacidade resistente e o modo de ruptura de uma treliça *steel*-joist, do tipo warren modificada, bi-apoiada com 13,6 metros de vão. O estudo, que foi desenvolvido para ações permanentes e variáveis, teve os resultados avaliados tendo como premissa as prescrições das normas técnicas brasileiras e análises comparativas com resultados obtidos por análises numéricas. O estudo mostrou que nas treliças steel-joist mista e isolada, as diagonais e montantes foram pouco solicitadas e em alguns trechos dos apoios escoaram e mesmo assim ocorreu a ação mista na treliça mista. Além disso, foi verificado o estado limite de serviço, que foi aprovado tanto por análises analíticas e numéricas computacionais sendo que os deslocamentos maiores foram obtidos pela análise numérica.

Palavras – chave: Estruturas metálicas. Treliças. Steel – joist. Estrutura mista.

ABSTRACT

Mixed steel-concrete trusses, very efficient alternatives to overcome large spans, are generally used in commercial and industrial buildings, and railway and road bridges. In many cases, in order to enable the passage of ducts, truss beam type steel-joist must be considered. In this work, the failure capacity and the rupture mode of a simply supported steel-joist truss with 13,6 meters wide, modified warren type, has been determined by an analytical procedure as well as numerical modeling considering both a bi-dimensional linear analysis and a three-dimensional elasto-plastic analysis. In the study, permanent and variable actions have been considered as well as the prescriptions of the Brazilian code, being the results compared to the numerical analysis. It has been verified that for mixed and isolated steel-joist trusses, the diagonal and amounts have presented small values for internal forces and regions next to the support have reached the yielding limit. Despite of that, the mixed action for the mixed trusses has been observed. Besides, the load resistance force design has been verified for both the analytical and numerical analysis, being the bigger displacements computed with the numerical modeling.

Key-words: Steel structures. Trusses. Steel – joist. Mixed structure.

LISTA DE FIGURAS

Página

Figura 1 Vigas.....9
Figura 2 Laje mista (steel deck).....9
Figura 3 Edifício com pilares mistos parcialmente revestidos.....10
Figura 4 Detalhe de um pilar misto parcialmente resvestido.....10
Figura 5 Ligação mista viga/pilar.....11
Figura 6 Pilar misto totalmente revestido.....11
Figura 7 Treliça mista com painel Vierendeel central e único.....14
Figura 8 Desenhos Esquemáticos.....16
Figura 9 Viga mista típica e seus elementos.....18
Figura 10 Laje mista de aço e concreto.....19
Figura 11 Laje mista apoiada sobre viga metálica.....20
Figura 12 Comparação de vigas fletidas sem e com ação mista.....21
Figura 13 Sistema misto – variação de deformação na viga.....23
Figura 14 Deslocamentos verticais de uma viga mista.....24
Figura 15 Conector tipo pino com cabeça.....25
Figura 16 Conector tipo U.....26
Figura 17 Diagrama força x deslocamento relativo aço-concreto.....26
Figura 18 Interação Conector – Concreto Envolvente, considerando suas zonas comprimidas.....27
Figura 19 Exemplo de construção escorada (a) e não-escorada (b).....28
Figura 20 Exemplo de viga mista com abertura na alma.....29
Figura 21 Representação das condições de abertura.....31
Figura 22 Ilustração esquemática de uma *steel-joist* mista. (a) conectores de cisalhamento são soldados através da fôrma de aço à corda superior da treliça; (b) as *steel-joists* mistas permitem a passagem de tubulações através da alma da treliça.....33
Figura 23 A treliça mista ou viga mista treliçada.....34
Figura 24 Treliças de banzos paralelos tipo (a) Pratt, (b) Warren e (c) Warren modificada.....35
Figura 25 Arranjo estrutural do banzo inferior.....36

Figura 26 Arranjo Estrutural das Treliças.....37
Figura 27 Treliça com proteção contra incêndio.....39
Figura 28 Passadiço em treliça mista tridimensional construído na Madeira.....41
Figura 29 Ponte rodo-ferroviária de Öresund entre a Dinamarca e a Suécia.....41
Figura 30 Flambagem das diagonais comprimidas.....47
Figura 31 Momento fletor local induzido, devido ao carregamento da estrutura agindo no banzo superior, provocado pela existência de painéis de tamanhos diferentes.....48
Figura 32 Momento fletor local induzido, devido à ligação excêntrica, no plano da treliça, das barras da alma com o banzo.....48
Figura 33 Momento fletor local induzido, devido à ligação excêntrica, no plano da treliça, das barras da alma com o banzo.....48
Figura 34 Momento fletor local induzido em diagonal comprimida devido ao efeito localizado de retorno de esforços.....49
Figura 35 Distribuição de tensões em treliças mistas.....53
Figura 36 Esforços nas diagonais de uma treliça mista.....55
Figura 37 Binário resistente em uma treliça isolada.....56
Figura 38 Desenho da estrutura.....63
Figura 39 Nome e numeração das barras.....63
Figura 40 Detalhe do apoio da treliça no pilar.....65
Figura 41 Vista isométrica das treliças mistas.....65
Figura 42 Largura efetiva das ações.....67
Figura 43 Dimensões da fôrma MF-50.....68
Figura 44 Dimensões para determinação do esforço Fbi, medidas em milímetros.....70
Figura 45 Posição mais favorável para os conectores, medidas em milímetros.....71
Figura 46 Dimensões da fôrma, laje e conector de cisalhamento.....71
Figura 47 Espaçamento entre conectores de cisalhamento.....72
Figura 48 Dimensões para determinação do esforço F_{bs}.....74
Figura 49 Treliça mista representada como uma viga bi-apoiada.....76

Figura 50 Diagrama de esforço cortante ao longo da viga treliçada.....76
Figura 51 Esforço cortante no apoio, tração na diagonal mais solicitada e compressão no montante mais solicitado.....76
Figura 52 Esquema estático para modelagem da treliça isolada via SAP2000.....78
Figura 53 Esquema estático para modelagem da treliça mista via SAP2000.....79
Figura 54 Detalhe do esquema estático na extremidade do apoio fixo, para modelagem da treliça mista via SAP2000.....79
Figura 55 Esforços no banzo inferior e nos conectores para o caso da viga mista obtidos pelo SAP2000.....81
Figura 56 Diagrama de esforço normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) o caso da viga isolada obtidos pelo SAP2000.....88
Figura 57 Diagramas de força normal nas diagonais e nas montantes, para o caso da viga mista obtidos pelo SAP2000.....91
Figura 58 Posição do centro de gravidade na viga isolada na seção do meio do vão.....94
Figura 59 Deslocamento vertical máximo na viga isolada via software SAP2000.....95
Figura 60 Posição do centro de gravidade na viga mista na seção no meio do vão, considerando o banzo superior.....97
Figura 61 Posição do centro de gravidade na viga mista na seção no meio do vão, desconsiderando o banzo superior.....98
Figura 62 Deslocamento vertical máximo na viga mista via software SAP2000.....100
Figura 63 Posição do centro de gravidade para o cálculo do deslocamento vertical devido à retração.....102
Figura 64 Posição do centro de gravidade para o cálculo do momento de inércia da treliça mista visando a determinação da frequência natural da estrutura.....104
Figura 65 Período máximo determinado por análise modal via software SAP2000.....106

Figura 66 Carregamento e posição dos cabos de aço para içamento da treliça de aço.....107
Figura 67 Forças normais atuantes nas barras da treliça de aço durante o içamento.....108
Figura 68 Características do elemento SOLID185.....112
Figura 69 Características do elemento BEAM188.....113
Figura 70 Gráfico Tensão-Deformação para cálculo do módulo de elasticidade tangente.....114
Figura 71 Curva Tensão x deformação do concreto.....115
Figura 72 Visão geral da Malha da Treliça Isolada.....116
Figura 73 Vista ampliada da região do apoio da Treliça Isolada.....117
Figura 74 Vista inferior da região do apoio da Treliça Isolada.....117
Figura 75 Vista geral da Treliça Mista.....118
Figura 76 Vista ampliada do apoio da Treliça Mista.....119
Figura 77 Vista inferior ampliada do apoio da Treliça Mista.....119
Figura 78 Vista transversal da Treliça Mista.....120
Figura 79 Vista Geral das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada.....122
Figura 80 Vista Ampliada das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada.....122
Figura 81 Vista Ampliada das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada na Região dos apoios.....123
Figura 82 Deslocamento vertical máximo na Treliça Isolada.....124
Figura 83 Vista Geral das Tensões de Von Mises na Treliça Mista.....126
Figura 84 Vista Geral Longitudinal da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.....126
Figura 85 Detalhe da Vista Geral Longitudinal da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.....127
Figura 86 Vista tridimensional da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.....127
Figura 87 Detalhe da Vista dos apoios e sua distribuição de Von Mises na Treliça Mista.....128
Figura 88 Deslocamento vertical máximo na treliça mista de acordo com o software Ansys.....129

Figura 89 Seção transversal típica para os banzos com perfis U laminados.....140
Figura 90 Seção transversal típica para os banzos com perfis cantoneira....142
Figura 91 Seção transversal típica para os banzos com perfis U formado a frio.....143
Figura 92 Seção transversal típica para os banzos com perfis tubulares.....144
Figura 93 Geometria de Joists Padrão Tipo 1.....146
Figura 94 Geometria de Joists Padrão Tipo 2.....146
Figura 95 Tipos Genéricos de Apoios.....147
Figura 96 Detalhes construtivos dos apoios I.....148
Figura 97 Detalhes construtivos dos apoios II.....149
Figura 98 Detalhes construtivos dos apoios III.....150
Figura 99 Detalhes construtivos dos apoios IV.....151
Figura 100 Detalhes construtivos dos apoios V.....152
Figura 101 Dimensões para passagem de dutos.....153
Figura 102 Indicação das dimensões e eixos da seção U simples.....161
Figura 103 Dimensões de conectores pino com cabeça.....166
Figura 104 Critério de seleção do banzo superior para facilitar a instalação do conector tipo pino com cabeça.....169
Figura 105 Definição de e_{mh}.....171
Figura 106 Conectores em lajes mistas.....173

LISTA DE TABELAS

Página

Tabela 1 Ações de cálculo para cargas utilizando combinação especial ou de construção.....74
Tabela 2 Perfis confirmados pelo pré-dimensionamento.....77
Tabela 3 Propriedades das barras para modelagem via SAP2000.....78
Tabela 4 Casos de carregamento e ações para cada caso.....79
Tabela 5 Perfis confirmados no dimensionamento.....92
Tabela 6 Carga total e distribuída atuante sobre a viga isolada.....92
Tabela 7 Carga total e distribuída atuante sobre a viga mista.....93
Tabela 8 Dados do banzo superior e inferior.....94
Tabela 9 Dados para cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista considerando o banzo superior.....96
Tabela 10 Dados para cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista desconsiderando o banzo superior.....97
Tabela 11 Dados para cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista devido à retração do concreto.....102
Tabela 12 Dados para cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista devido à vibração.....103
Tabela 13 Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software SAP2000 referentes aos estados limites últimos na viga mista.....125
Tabela 14 Tipos de aço utilizados na fabricação de steel-joists.....139
Tabela 15 Características geométricas dos perfis U laminados.....141
Tabela 16 Características geométricas dos perfis cantoneira simples.....142
Tabela 17 Características geométricas dos perfis cantoneira simples.....143
Tabela 18 Características geométricas dos perfis tubulares circulares.....144
Tabela 19 Características geométricas dos perfis tubulares quadrados.....145
Tabela 20 Tabela de Dimensões para passagem de dutos.....153
Tabela 21 Dimensões e tolerâncias de conectores pino com cabeça.....167
Tabela 22 Propriedades mecânicas dos aços de conectores.....167

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Enginneers
CSA	Canadian Standards Association
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
LNP	Linha Neutra Plástica
SCI	The Steel Construction Institute

LISTA DE SIMBOLOS

Minúsculos Romanos

a – espessura da região comprimida da laje

b - largura (total) da seção transversal do perfil metálico

b’ - largura da mesa, tomada igual ao comprimento da parte plana nas seções dos perfis metálicos

b_e - largura efetiva da laje de concreto

d_2 - distância entre forças de tração e compressão na treliça mista do centro geométrico do perfil do banzo inferior ao centro de resistência do concreto à compressão

e_{mh} - distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço

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

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão

f_n - frequência natural da treliça mista

f_u - resistência última do perfil de aço

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

f_y - resistência característica ao escoamento do perfil de aço que também pode ser representado por f_{yk}

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

f_w - resistência da solda

h - altura (total) da seção transversal do perfil de aço

h_{cs} - altura do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça

h_f - altura da nervura da fôrma de aço (*steel deck*)

k - fração da conexão de cisalhamento completa, indicado pela norma CSA para o cálculo do momento de inércia efetivo de uma treliça mista

n - número de conectores de cisalhamento entre as seções de momento fletor máximo e núlo

r - raio de giração da seção transversal do perfil de aço

t - espessura dos perfis de aço

t_{bs} - espessura do perfil metálico do banzo superior

t_c - altura (espessura) da laje de concreto

t_t - altura (espessura) total da laje de concreto ($t_t = t_c + h_f$)

x_{bi} - distância da face inferior do banzo inferior até o centro geométrico do banzo inferior

x_{bs} - distância da face inferior do banzo superior até o centro geométrico do banzo superior

Maiúsculos Romanos

A_{bs} - área da seção transversal de aço do banzo superior

A_{bi} - área da seção transversal de aço do banzo inferior

A_c - área de concreto da laje (calculada com sua largura efetiva)

A_{cs} - área da seção transversal do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça

A_g - área bruta da seção transversal do perfil

A_t - área de concreto da laje utilizada no cálculo das propriedades daseção transformada (deslocamento vertical devido à retração do concreto)

C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

C_{cd} - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

D - diâmetro do conector tipo pino com cabeça

E - módulo de elasticidade longitudinal do perfil de aço

E_{cd} - módulo de elasticidade dinâmico do concreto

E_{ci} - módulo de deformação tangente inicial

E_{ct} - módulo efetivo do concreto na tração

E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto

E_s - módulo de elasticidade transversal do aço

H - fluxo cisalhante ou força de cisalhamento horizontal nos conectores

H_t - altura da treliça isolada, medida da face externa superior do banzo superior à face externa inferior do banzo inferior

I - momento de inércia (à flexão) da seção transversal do perfil de aço

I_t - momento de inércia torsor (ou, à torção) da seção transversal do perfil de aço (ou constante de torção)

$I_{e,ti}$ - momento de inércia efetivo da treliça isolada

$I_{e,tm}$ - momento de inércia efetivo da treliça mista

I_{ti} - momento de inércia da treliça isolada

I_{tm} - momento de inércia da seção mista homogeneizada (treliça mista), formada pelo banzo inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva

K - coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

L - vão, distância

L_b - distância entro duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)

M - momento fletor

$M_{R,ti}$ - momento fletor resistente da treliça isolada

$M_{R,tm}$ - momento fletor resistente da treliça mista

M_{Sd} - momento fletor solicitante de cálculo

N - força axial

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

N_e - força axial de flambagem elástica do perfil de aço

N_{Rd} - força axial resistente de cálculo

N_{Sd} - força axial solicitante de cálculo

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

Q_u - resistência nominal de um conector de cisalhamento

Q_{Rd} - força resistênte de cálculo de um conector de cisalhamento

R_{bi} - força resistente do banzo inferior

R_{bs} - força resistente do banzo superior

R_c - força resistente de compressão no concreto

R_f - fator de redução

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

R_p - coeficiente para consideração da posição do conector de cisalhamento

R_t - força resistente de tração no aço

T_{ad} - força axial de tração resistente de cálculo do perfil de aço no banzo inferior da treliça ($T_{ad} = N_{t,Rd}$)

V - força cortante

V_{Rd} - força cortante resistente de cálculo

W - módulo de resistência elástico da seção transversal do perfil de aço

Minúsculos Gregos

α_e - razão entre módulos de elasticidade do aço e do concreto

γ_{a1} - coeficiente de ponderação da resistência do aço do perfil de aço

$\gamma_{aço}$ - peso específico do aço

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_{ca} - peso específico do concreto armado

γ_{cs} - coeficiente de ponderação da resistência do conector de cisalhamento

γ_g - coeficiente de ponderação de ação permanente

γ_q - coeficiente de ponderação de ação variável

γ_s - coeficiente de ponderação das barras de aço da armadura da laje

δ_{cs} - deslocamento vertical devido somente à retração do concreto

δ_{fn} - deslocamento vertical instantâneo para o cálculo da frequência natural da treliça mista

δ_{max} - deslocamento vertical máximo

ε_{cs} - deformação no concreto devido à retração

λ - índice de esbeltez ou parâmetro de esbeltez do perfil de aço

λ_o - índice de esbeltez reduzido do perfil de aço

$\vartheta_{aço}$ - coeficiente de Poisson do aço dos perfis de aço

χ - fator de redução associado à resistência à compressão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 5
1.1 Generalidades 5
1.2 Vantagens e Desvantagens 6
1.3 Utilização de estruturas mistas 8
1.4 Possibilidades do Sistema Viga Mista de Aço-Concreto 12
1.5 Objetivos e Metodologia da Pesquisa 12
1.6 Justificativa para a Realização do Trabalho 14
1.7 Estruturação do Trabalho 15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 16
2.1 As Vigas Mistas 17
2.2 As Lajes Mistas 18
2.3 Sistemas de Conexão 21
2.4 Conectores de Cisalhamento 25
2.5 Construções Escoradas e Não-escoradas 28
2.6 Viga Mista com Abertura na Alma 29
2.7 Treliças do tipo steel-joist 32
2.8 A Treliça Mista 34
2.8.1 Tipos de Treliças 34
2.8.2 Vantagens e Desvantagens da Treliça Mista *38*
2.8.3 Aplicabilidade da Treliça Mista *39*
2.9 Diretrizes e Formulações para o Cálculo de uma Treliça Mista 42
2.9.1 Considerações para o Cálculo da Resistência *42*
2.9.2 Banzo Superior da Treliça *43*
2.9.3 Banzo Inferior da Treliça *44*
2.9.4 Conectores de Cisalhamento *45*
2.9.5 Diagonais e Montantes *46*
2.9.6 Laje de Concreto *49*
2.9.7 ***Dimensionamento de Treliças Mistas no Estado Limite Último (ELU) com o uso de Conectores de Cisalhamento*** 50
2.9.7.1 Considerações sobre a Geometria da Treliça e as Dimensões dos Perfis *51*
2.9.7.2 Resistência a Flexão *51*
2.9.7.3 Transferência do Cisalhamento Horizontal *53*

2.9.7.4 Resistência ao Cisalhamento *54*
2.9.7.5 Combinação de Construção – Resistência à Flexão da Treliça Isolada *56*
2.9.8 ***Estados Limites de Serviço da Treliça Mista*** *57*
2.9.8.1 Estados Limite de Serviço: Deslocamento Vertical Máximo por Neal e Equipe (NEAL et al., 1992) *57*
2.9.8.2 Considerações da American Society of Civil Engineers (ASCE, 1996)..... *58*
2.9.8.3 Considerações da Canadian Standards Association (CSA, 2001)..... *59*
2.9.8.4 Considerações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2008) *60*
2.9.8.5 Estado Limite de Serviço: Vibração do Piso Misto..... *61*
3 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO 63
3.1 Pré-dimensionamento 66
3.2 Passos do pré-dimensionamento 67
4 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS E VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES, DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E IÇAMENTO 78
4.1 Passos do Dimensionamento..... 80
4.2 Verificações dos Estados Limites de Serviço referentes ao Deslocamento Vertical Máximo e à Vibração 92
4.2.1 ***Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Isolada*** *94*
4.2.1.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992) *95*
4.2.1.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme as Normas CAN/CSA-S16-01 (CSA,2001) e NBR 8800 (ABNT, 2008) *95*
4.2.1.3 Deslocamento Vertical Máximo via software SAP2000 ..... *95*
4.2.2 ***Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Mista***..... *96*
4.2.2.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992) *98*
4.2.2.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme a ASCE (1996)..... *98*
4.2.2.3 Deslocamento Vertical Máximo conforme a Norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) *99*
4.2.2.4 Deslocamento Vertical Máximo conforme a norma NBR 8800 (ABNT,2008).. *99*
4.2.2.5 Deslocamento Vertical Máximo via software SAP2000 ..... *100*
4.2.3 Acréscimos no Deslocamento Vertical da Viga Mista devidos aos Efeitos de Fluência e Retração do Concreto..... *100*
4.2.4 ***Vibração***..... *103*
4.2.4.1 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-083 ..... *105*
4.2.4.2 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-355 ..... *105*
4.2.4.3 Determinação da vibração por Análise Modal via software SAP2000 ..... *106*
4.3 Verificação do Içamento..... 106

4.3.1 ***Determinação dos Esforços Atuantes*** *107*
4.3.2 ***Determinação do Esforço Resistente Nc,Rd:*** *108*
5 ANÁLISE DO PROJETO 111
5.1 Tipo de Elementos e Propriedades dos Materiais 111
5.2 Volumes e Malhas na Treliça Steel-joist Isolada 115
5.3 Volumes e Malhas na Treliça Steel-Joist Mista 118
5.4 Condições de Contorno 120
5.5 Análise do Comportamento da Treliça Steel-Joist Isolada 121
5.5.1 ***Análise das tensões na Treliça Steel-Joist Isolada Carregada ao Longo de Todo o Vão*** *121*
5.5.2 ***Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Treliça Steel-Joist Isolada (ELS)*** *123*
5.6 Análise do Comportamento da Treliça Steel-Joist Mista 124
5.6.1 ***Treliça Steel-Joist Mista Carregada ao Longo de Todo o Vão*** *124*
5.6.2 ***Deslocamentos Verticais na Treliça Steel-Joist Mista (ELS)*** *128*
5.6.3 ***Vibração (ELS)*** *129*
6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS 131
6.1 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça Steel-Joist Isolada 131
6.2 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça Steel-Joist Mista 132
6.3 Conclusões sobre os Deslocamentos Verticais Máximos Iniciais nas Treliças Steel-Joist Isolada e Mista 134
6.4 Sugestões para Novos Trabalhos 134
REFERÊNCIAS 136
ANEXOS 139
ANEXO A: PROPIEDADES GEOMÉTRICAS E CONSTRUTIVAS DAS TRELIÇAS STEEL-JOIST 139
A.1 Propriedades do Aço e perfis que são utilizados 139
A.2 Perfis Utilizados 140
A.2.1 Perfil Duplo U laminado *140*
A.2.2 Perfis Duplas Cantoneiras *141*
A.2.3 Perfis formados a frio tipo U *142*
A.2.4 Tubos Circulares e quadrados *144*
A.3 Premissas de Projeto e detalhes construtivos 145
A.3.1 Geometria dos joists 145
A.3.2 Detalhes Construtivos 147
A.3.2.1 Detalhe Construtivo dos Apoios em Pilares 147

A.3.2.2 Abertura para dutos 153

ANEXO B: DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO SUBMETIDOS A FORÇA AXIAL, FORÇA CORTANTE E MOMENTO FLETOR 154

B.1 Força Axial de Tração Resistente de Cálculo ($N_{t,Rd}$) 154

B.2 Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo, $N_{c,Rd}$ 155

B.2.1 Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão, χ 155

B.2.2 Índice de Esbeltez Reduzido, λo 156

B.2.3 Flambagem local de um perfil – método da Largura Efetiva 157

B.3 Momento Fletor Resistente de Cálculo, M_{Rd} e Força Cortante Resistente de Cálculo V_{Rd} 158

B.3.1 Início do Escoamento da Seção Efetiva..... 159

B.3.2 Estado Limite Ùltimo por Flambagem Lateral por Torção 159

B.3.2.1. Flexão em torno do eixo de simetria 159

B.3.2.2. Flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria 160

B.3.3 Força Cortante Resistente de Cálculo, V_{Rd} 162

B.3.4 Momento Fletor e Força Cortante Combinados 162

B.4 Barras submetidas à Flexão Composta 163

B.5 Efeitos de Segunda Ordem e Imperfeições Geométricas dos Momentos Fletores Solicitantes de Cálculo 164

ANEXO C – CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA 166

C.1 Generalidades 166

C.2 Relações Geométricas entre o Diâmetro dos Conectores e o Perfil Utilizado para o Banzo Superior 168

C.3 Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento Tipo Pino com Cabeça 169

C.3.1 Força Resistente de Cálculo dos Conectores 169

C.3.2 Disposições Construtivas para os Conectores de Cisalhamento 171

C.3.3 Quantidade Necessária de Conectores Instalados em Perfis de Aço 173

ANEXO D: COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO 175

D.1 Coeficientes Relativos ao Estado Limite Último 175

D.2 Coeficientes Relativos ao Estado Limite de Serviço 176

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O termo misto em estruturas traz uma dupla informação: a presença de dois ou mais materiais, e a intensidade de ligação entre ambos. Assim, existe a composição nula (ausência de conectores), a composição total (conexão infinitamente rígida, isto é, não havendo deslizamento entre as partes), e a composição parcial (as infinitas situações que existem entre os dois extremos anteriores, e que ocorrem quando se utiliza uma ligação semi-rígida) entre os dois materiais, Taticiano (2000). De um modo geral, peças com seções mistas em concreto-madeira, madeira-aço ou concreto-aço, convenientemente unidas, podem adequadamente desempenhar função estrutural, desde que as suas propriedades de elasticidade e de resistência sejam aproveitadas de forma racional, Soriano (2001).

Denomina-se sistema misto aço-concreto àquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos, etc), por atrito (no caso de fôrmas de aço com cantos reentrantes) ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas a forças normais de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos e é normalmente empregada na construção de edifícios e pontes, Cbca (2010).

Neste tipo de estrutura mista, para se obtiver uma estrutura eficiente, o concreto deve atuar basicamente resistindo às solicitações de compressão e a madeira aos esforços de tração, comportamento este assegurado por meio de um dispositivo de ligação convenientemente instalado na estrutura, Soriano (2001).

A utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço. Para exemplificar, têm-se as vigas mistas, onde perfis metálicos de alma cheia podem ser interligados a uma laje apoiada sobre eles, aumentando consideravelmente a sua resistência e rigidez. Também nesse caso, diferentes tipos de perfil de aço e de aço estrutural podem ser usados.

Com a utilização de ligações mistas, tira-se partido de armaduras já existentes na laje – para controle de fissuração, por exemplo – alterando, se for o caso, a quantidade e o comprimento das barras. Nas lajes mistas, dispensa-se a etapa de desforma e reduz-se a quantidade de armadura, Cbca (2010).

O uso eficiente dos materiais, especialmente do concreto e do aço, que são os materiais mais utilizados em todo mundo, é a chave para o desenvolvimento da construção civil. Um tipo de associação desses dois materiais, concreto e barras de aço, já produziu o concreto armado, de uso eficiente e consagrado em grande parte das aplicações estruturais. Outras associações entre perfis de aço e concreto estrutural, que produzem as denominadas estruturas mistas aço-concreto, trazem novas perspectivas para estes importantes materiais e vantagens significativas para a área da construção, Silva (2013).

Em obras de grande porte é mais comum a associação mista do tipo aço-concreto, com aplicações em prédios residenciais e comerciais, construções industriais e esportivas e pontes, possibilitando, entre outras vantagens, a redução de formas e cimbramentos temporários para o lançamento do concreto, Soriano (2001).

Assim, pode-se dizer que as estruturas mistas aço-concreto são formadas pela associação de perfis de aço e concreto estrutural de forma que os materiais trabalhem conjuntamente para resistir aos esforços solicitantes. Desta forma é possível explorar as melhores características de cada material tanto em elementos lineares, como vigas e pilares, quanto em elementos laminares, nas lajes e superfícies, Silva (2013).

1.2 Vantagens e Desvantagens

Pode-se dizer que ao serem utilizadas estruturas de aço, algumas vantagens estão intrinsecamente ligadas a esse sistema como flexibilidade e liberdade no projeto arquitetônico, alívio de cargas nas fundações e obras mais rápidas e limpas. Dentre algumas vantagens da utilização do aço como estrutura, destaca-se a velocidade de execução da obra, a capacidade de vencer maiores vãos e redução

das dimensões das peças estruturais. O planejamento da obra é beneficiado pela precisão de orçamentos, já que a construção passa a ser regida com um sistema industrial de alta precisão, eliminando desperdícios provenientes de improvisações, correções e adequações, comum nos métodos convencionais de construção, Cbca (2013).

Por outro lado, a utilização do concreto apresenta vantagens como resistência ao incêndio e boa trabalhabilidade, adaptando-se às várias formas, dando maior liberdade ao projetista, permitindo obter estruturas monolíticas e duráveis. Além disso, possui resistência à corrosão e à maioria das solicitações, já que a maior inércia da seção contribui para a estabilidade de edificação, Cbca (2010).

A utilização de elementos mistos como aço-concreto, amplia consideravelmente o conjunto de soluções em concreto armado e em aço. Além da variedade de opções disponíveis e a possibilidade de obtenção de benefícios arquitetônicos e econômicos, os sistemas mistos apresentam outras vantagens, devido aos seguintes fatores:

a) Dispensa de formas e escoramentos, redução do prazo da execução da obra, redução do peso próprio e do volume da estrutura, com consequente redução dos custos de fundação e aumento da precisão dimensional da construção.

b) Pela necessidade de grandes áreas livres por pavimento o que resulta em grandes vãos para vigas, acréscimo de força vertical nos pilares e maior espaçamento entre eles. Com a utilização da estrutura mista, há uma redução considerável do consumo de aço estrutural, redução das proteções contra incêndio e corrosão e aumento da rigidez da estrutura.

c) Diminuição da altura entre pisos em prédios de muitos pavimentos, pela melhor acomodação de dutos de serviços.

d) Os avanços tecnológicos nos processos de obtenção de perfis tubulares e de conectores metálicos tornaram mais fáceis o acesso a estes materiais, diminuindo os custos de produção.

O engenheiro estrutural, de posse da tecnologia já agregada nestes dois materiais busca, com criatividade, construir com rapidez, qualidade e segurança. Os sistemas estruturais mistos, por serem constituídos por materiais de diferentes propriedades mecânicas de elasticidade e de resistência, podem então ser colocados como uma solução alternativa às estruturas de uso corrente na

construção civil, na medida em que se procure manter a segurança estrutural, de um lado, e por outro busque obter redução de custos de construção, com desempenho arquitetônico e ambiental vantajoso, Silva (2013).

1.3 Utilização de estruturas mistas.

O uso de estruturas mistas vem ganhando corpo no mercado da construção civil no Brasil. Mesmo em edifícios cuja estrutura seja construída primordialmente com aço, pode-se afirmar que, em sua quase totalidade, as vigas são projetadas e executadas como vigas mistas. As vigas mistas já são previstas em normas brasileiras desde 1986, na primeira edição em estados limites da NBR 8800, Cbca (2013).

Dada sua grande resistência ao fogo, os sistemas pilar misto e laje mista de aço e concreto, tanto em temperatura elevada como em temperatura ambiente, foram contemplados na NBR 14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio”. Posteriormente, esse sistema, em temperatura ambiente, foi incorporado à presente edição da NBR 8800, que passou a incorporar também, pela primeira vez em nosso país, as ligações mistas, Cbca (2013).

Nas Figuras 1 a 6, apresentam-se imagens de algumas construções nas quais foram utilizadas estruturas mistas; os aspectos de interesse das estruturas são descritos a seguir.

Na Figura 11, se apresentam vigas mistas com perfis I soldados no topo, por meio de conectores em U.

Figura 1 – Vigas mistas

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas, p 11 (2010)

Na Figura 2, se apresenta uma laje mista com forma metálica incorporada (a forma possui mossas que propiciam a interligação com o concreto), antes da concretagem; a laje mista é interligada, por meio de conectores, com o perfil de aço da viga, formando uma viga também mista.

Figura 2 – Laje mista (steel deck)

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas vol1, p 11 (2010).

Nas Figuras 3 e 4 se apresentam pilares mistos formados por um perfil I soldados, preenchidos com concreto entre mesas; o concreto tem armaduras longitudinal e transversal, que contribuem para a resistência do pilar. Há conectores de cisalhamento ao longo do comprimento do pilar para manter a integridade entre o concreto armado e o perfil de aço. Há um acréscimo de conectores nas regiões de ligação para garantir a distribuição das reações das vigas entre o perfil de aço e o concreto armado.

Figura 3 – Edifício com pilares mistos parcialmente revestidos.

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas vol1, p 12 (2010).

Figura 4 – Detalhe de um pilar misto parcialmente revestido.

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas vol1, p 12 (2010)

Na Figura 5, se apresenta uma ligação mista entre uma viga mista e um pilar de aço, onde a ligação metálica da viga com o pilar e a armadura paralela à viga respondem, em conjunto, pelo momento negativo que a viga aplica no pilar. Na foto da direita vê-se a parte superior da ligação (armadura adicional da laje) e na foto da esquerda a parte inferior (ligação metálica).

Figura 1.5 – Ligação mista viga/pilar.

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas vol1, p 11 (2010)

A Figura 6 mostra um pilar misto totalmente revestido com concreto armado, com conectores de cisalhamento apenas na região de introdução de cargas. No fundo, podem-se observar alguns pilares antes da concretagem, com a armadura já posicionada. A laje, as vigas e suas ligações também são mistas neste edifício.

Figura 6 – Pilar misto totalmente revestido.

Fonte: Manual CBCA, Estruturas Mistas vol1, p 11 (2010)

Com o emprego de um sistema misto de aço e concreto, a gama de soluções em concreto armado e em aço é ampliada consideravelmente. Todavia, a competitividade de um modelo estrutural está ligada a características próprias de cada sistema e também à configuração correta deste. O desenvolvimento de estudos relacionados a estruturas mistas de aço e concreto armado incentiva a aplicação dessa tecnologia, pois simplifica e desmitifica o seu uso.

1.4 Possibilidades do Sistema Viga Mista de Aço-Concreto

As vigas mistas de aço e concreto eram inicialmente compostas por uma viga metálica de perfil I de alma cheia que trabalhava em conjunto com uma mesa de concreto delimitada pela largura efetiva da laje, contendo ou não forma de aço nervurada incorporada, Silva (2013).

Entretanto, existe a necessidade de vencer vãos maiores; limitações de altura frequentemente impostas a edificações de múltiplos pavimentos, aspectos econômicos e considerações estéticas. Normalmente um pé-direito alto é requerido para se permitir a passagem de tubulações e dutos de grandes diâmetros através de vigas de aço, conduzindo muitas vezes a alturas inaceitáveis entre pavimentos de edificações. Por este motivo, novos sistemas de vigas mistas foram surgindo, dentre eles: as vigas mistas com inércia variável, as vigas mistas com aberturas na alma, as vigas celulares mistas, as *stubgirders*, as *steel-joists* mistas e, por fim, as treliças mistas, Silva (2013).

1.5 Objetivos e Metodologia da Pesquisa

Pretende-se analisar uma configuração estrutural de uma treliça steel-joist e desenvolver uma rotina de cálculo que garanta a interação completa entre laje e banzo superior e faça com que o estado limite último seja atingido com o

escoamento do banzo inferior, tal como desejado para o caso das treliças mistas. Busca-se ainda determinar a maior eficiência entre os perfis utilizados, discutindo as formas de ruptura esperadas nos vários casos.

O projeto desenvolvido deve manter o cisalhamento horizontal nos conectores, e, as resistências da laje, das barras de aço e das ligações entre barras dentro de limites seguros, evitando assim o surgimento de estados limites últimos indesejáveis, que levem a estrutura mista a uma ruptura brusca.

Para os objetivos a serem alcançados foram estabelecidos os seguintes passos:

a) Revisão bibliográfica acerca das informações publicadas em meios técnico-científicos, de tal maneira que este trabalho possa estar inserido num contexto de continuidade de pesquisa;

b) Estudo sobre a geometria e apoios da estrutura definindo as premissas de cálculo como o carregamento, condição de apoio, tipo de treliça a ser analisada como *pratt*, *warren* ou *warren* modificada e o pré-dimensionamento da mesma;

c) Proposição de uma marcha de cálculo de pré-dimensionamento para uma estrutura com 13,6 metros de vão com o intuito de realizar uma adequada escolha de perfis que será utilizada como dados de entrada para modelagens com elementos lineares de barra via SAP2000 da estrutura mista;

d) Verificação das barras à tração e compressão entre as barras a partir dos esforços determinados e flexão e força cortante e na região dos apoios e;

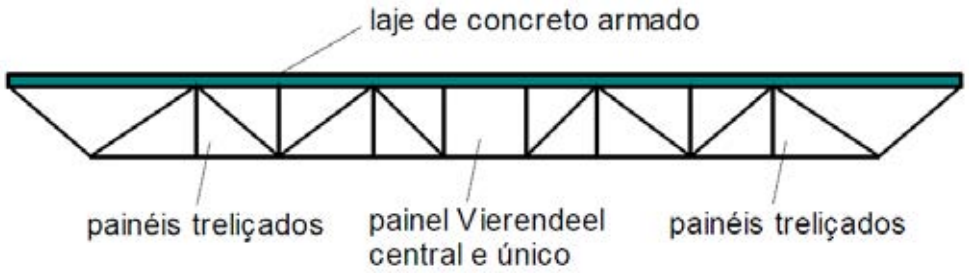
e) Verificação dos estados limites de serviço relativos a deslocamentos verticais e vibração; e,

f) Confronto de resultados entre o processo proposto e o obtido em modelagem estrutural via método dos elementos finitos sólidos com o uso do software Ansys.

1.6 Justificativa para a Realização do Trabalho

As treliças mistas são uma alternativa bastante eficiente para vencer grandes vãos. Geralmente são construídas com perfis tipo cantoneira, e, em grande parte dos casos, possui um painel Vierendeel central, como mostra a Figura 7. Este tipo de painel tem como objetivo principal possibilitar a passagem de dutos, dificultada nos quadros com presença de diagonais.

Figura 7 – Treliça mista com painel Vierendeel central e único.



Fonte: SILVA (2013)

A principal motivação deste trabalho consiste em determinar a melhor configuração geométrica para uma treliça *steel-joist* mista, com sistemas triangulares do tipo *warren* e perfis formados a frio, permitindo várias aberturas para passagem de tubulações e dutos de grandes diâmetros.

Além disso, diversificar o esquema de composição de uma viga mista; por apresentar perspectivas de uma eficiente solução estrutural, aliando resistência e rapidez construtiva. Além disso, contribuir para a pesquisa na área dos *steel-joists*, considerando o fato deste sistema não ser descrito em normas e em literatura relacionada ao assunto, pretende-se aqui avaliar e descrever o comportamento deste sistema estrutural.

1.7 Estruturação do Trabalho

Esta dissertação foi dividida em seis capítulos e quatro anexos.

O primeiro capítulo contextualiza, justifica e aponta a importância do tema escolhido. A seguir, apresenta o objetivo e a metodologia do estudo, e, por fim a estruturação do texto.

O segundo capítulo faz uma revisão bibliográfica a respeito das vigas mistas de aço e concreto. Destacam-se aspectos como o comportamento da seção mista, a ligação total e parcial e os critérios de cálculo para o dimensionamento utilizando-se conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, dando especial atenção às vigas mistas “I” com abertura na alma e às treliças mistas.

O terceiro capítulo apresenta a configuração geométrica da treliça steel-joist a ser analisada, definindo as premissas de cálculo como o carregamento, condição de apoio, tipo de treliça a ser analisada como pratt, warren ou warren modificada e o pré-dimensionamento da mesma.

O quarto capítulo propõe, em forma de um exemplo prático, uma metodologia de dimensionamento de uma treliça *steel-joist* mista de 13,6 metros de comprimento. Em seguida disserta sobre as verificações nos apoios, dos estados limite último, de serviço e içamento de uma estrutura metálica.

O quinto capítulo faz uma discussão sobre os estados limites últimos apontados no capítulo quatro, embasada nos resultados apresentados em modelagem computacional das treliças *steel-joist* mista.

O sexto capítulo trata das conclusões finais e apresenta sugestões para novas pesquisas sobre o assunto.

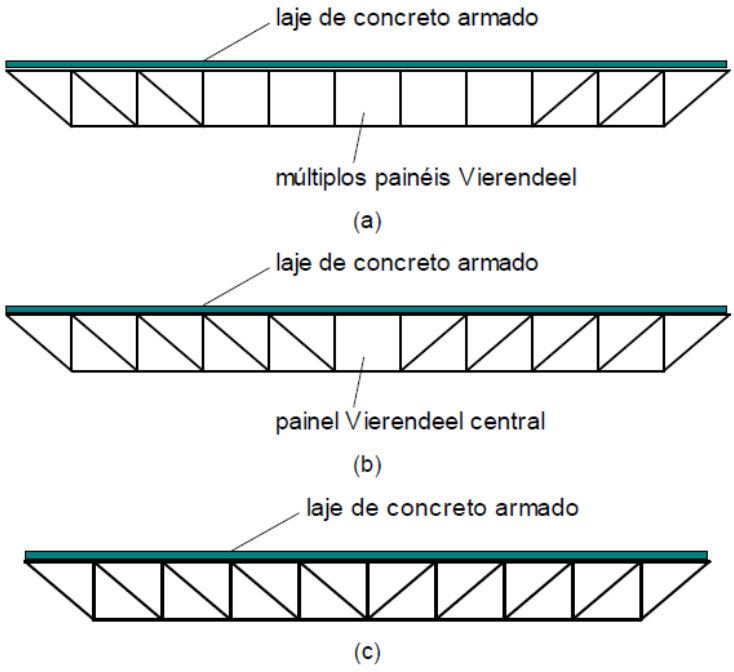
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o desenvolvimento do projeto de uma treliça *steel-joist* mista, cujo desenho esquemático é ilustrado na Figura 8c, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os tipos de sistemas em vigas mistas existentes.

Com este intuito, foram apresentados inicialmente, os conceitos fundamentais do sistema estrutural do tipo viga I mista e logo após, viga mista com aberturas na alma, treliça mista e treliça steel-joist mista.

A Figura 8 mostra desenhos esquemáticos onde o item “a” mostra uma treliça-Vierendeel mista; o item “b” apresenta uma treliça mista com a presença de painel Vierendeel central; e o item “c” uma treliça mista sem a presença de painel Vierendeel central.

Figura 8 – Desenhos esquemáticos



Fonte: SILVA (2013)

2.1 As Vigas Mistas

A viga mista de aço e concreto, consiste de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, caixão, tubular retangular ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje normalmente previstos são a maciça moldada no local, a mista ou a pré-laje de concreto pré-moldado. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir aos esforços de flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço, Silva (2013).

No caso do componente de aço da viga mista ser um perfil I, esta recebe a denominação de viga mista de aço e concreto de alma cheia (Figura 9), e no caso de ser uma treliça, de treliça mista de aço e concreto.

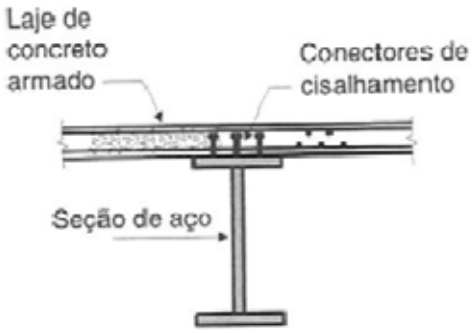
As vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser bi-apoiadas, continuas ou semi-continuas. As bi-apoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semi-continuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial, Silva (2013).

As vigas mistas podem ser escoradas ou não-escoradas durante a construção. São consideradas escoradas as vigas mistas nas quais o componente de aço permanece praticamente sem solicitação até a retirada do escoramento, que deve ser feita após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada, Abnt (2008).

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com a sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular α_E = E/E_C, sendo E e E_C os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, ignorando-se a participação do concreto na zona

tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada, Abnt (2008).

Figura 9 – Viga mista típica e seus elementos.



Fonte: PPEIL e PPEIL (2009),p. 264.

A interação entre o aço e o concreto é completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas, Abnt (2008).

2.2 As Lajes Mistas

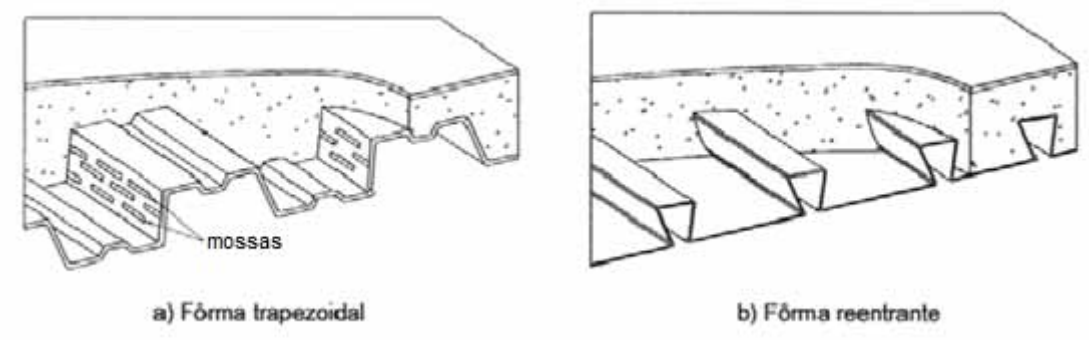
Laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando esta como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção, Abnt (2008)

Nas lajes mistas, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser garantido pela Figura 10:

a) Ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;

b) Ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

Figura 10 – Laje mista de aço e concreto.



Fonte: ABNT (2008).

As mossas e ranhuras são confeccionadas a partir da conformação da chapa que gera a fôrma e consistem de pequenas saliências que promovem a aderência com o concreto impedindo deslocamentos relativos entre aço e concreto. As fôrmas reentrantes, além de propiciarem aderência entre os dois materiais por meio do atrito gerado pelo confinamento na região inferior da fôrma favorecida pela sua geometria, também restringem a tendência de separação entre a forma metálica e o concreto, Silva (2013).

Em edificações, um sistema utilizado correntemente é o da laje mista aço-concreto apoiada sobre viga metálica, conforme ilustrado na Figura 11.

Figura 11 – Laje mista apoiada sobre viga metálica.

Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p.264

Não é permitido que a aderência química natural entre o aço e o concreto seja considerada na transmissão do cisalhamento longitudinal. Outros meios para garantir o comportamento misto, podem ser usados. Dentre esses meios, pode-se citar a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, compartilhados com a viga mista suporte da laje, Cbca (2010).

São previstas lajes bi-apoiadas ou contínuas. No caso de sistemas contínuos, o dimensionamento da laje ao momento negativo deve ser realizado conforme os procedimentos usuais de concreto armado. O cálculo de lajes mistas envolve a análise do sistema tanto na fase de construção, que nesse caso significa a verificação da fôrma trabalhando isoladamente para sustentar o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção, quanto na fase final ou mista, após a resistência do concreto ter atingido $0{,}75f_{ck}$. O cálculo da fôrma de aço na fase de construção não envolve considerações de seções mistas, envolve basicamente o dimensionamento de seções de aço formadas a frio e deve obedecer às prescrições da Norma Brasileira NBR 14762. Usualmente, os fabricantes fornecem, sob a forma de tabelas, a capacidade de carga da fôrma para um dado vão ou, o que é mais comum, o vão máximo admissível da fôrma para um dado carregamento, Cbca (2010).

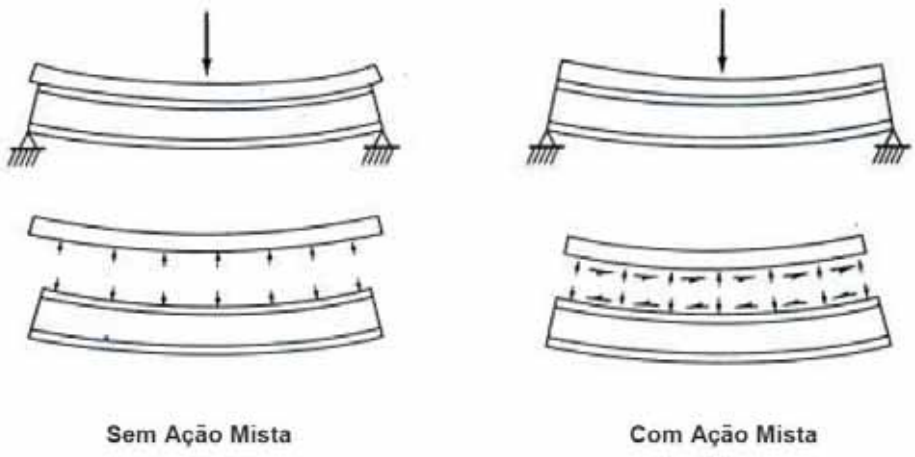
A chapa de aço galvanizado conformada a frio que funciona como fôrma para o concreto durante a etapa de construção e como armadura positiva da laje após o endurecimento do mesmo também é conhecida como *steel deck*. Segundo a ABNT (2008) a espessura de concreto sobre a fôrma deve ser de no mínimo 50mm, Silva (2013).

Entre as vantagens que fazem com que o sistema se destaque, atualmente, na construção civil, pode-se citar a facilidade de instalação e maior rapidez construtiva, além da redução de gastos com desperdícios de material e dispensa de escoramento. A geometria da fôrma de aço facilita, ainda, a passagem de dutos das diversas instalações e a fixação de forros. Atualmente, com o uso de agregados leves na confecção do concreto da laje, têm-se obtido bons resultados, apresentando-se, portanto, como uma ótima opção devido às suas várias vantagens, tanto para a fase construtiva da laje quanto para a sua utilização CALIXTO et al, 2005; SILVA, 2013.

2.3 Sistemas de Conexão

O comportamento misto é desenvolvido quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como um único elemento, como mostra a figura 12, formado por uma viga de aço bi-apoiada, suportando uma laje de concreto em sua face superior.

Figura 12 – Comparação de vigas fletidas sem e com ação mista.



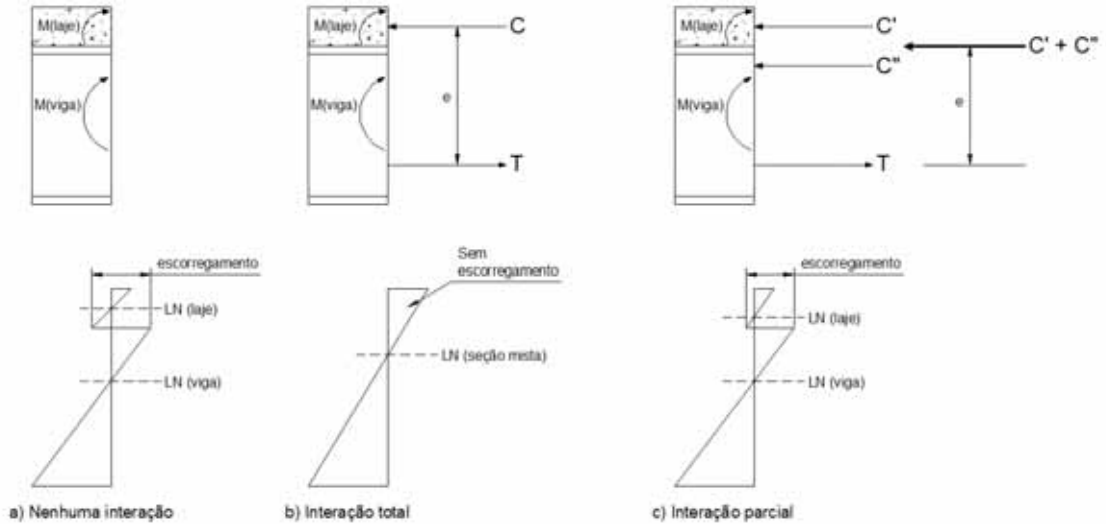
Fonte: GIRHAMMAR e GOPU (1993).

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o de concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. A aderência natural entre os dois materiais, embora possa atingir valores bastante elevados, não é normalmente levada em conta no cálculo, devido à baixa ductilidade e a pouca confiabilidade desse tipo de conexão, Cbca (2010).

Esse sistema de ligação que caracteriza o comportamento de toda a estrutura pode ser denominado como *rígido* ou *semi-rígido (flexível)*. O sistema de ligação é o responsável pelo sucesso da peça estrutural em atuar dentro de padrões de segurança, conforme relatam diversos pesquisadores Soriano (2001).

Não existindo qualquer ligação ou atrito na interface, os dois elementos se deformarão independentemente, cada qual suportando um quinhão da carga imposta. Ao se deformar, cada superfície de interface estará submetida a diferentes tensões: enquanto a superfície superior da viga apresenta tensões de compressão e, portanto se encurta a superfície inferior da laje, por outro lado, está sujeita a tensões de tração e se alonga; haverá desta forma um deslizamento relativo entre as superfícies na região de contato. Nota-se a formação de dois eixos neutros independentes, um no centro de gravidade do perfil de aço e outro no centro de gravidade da laje de concreto, como está mostrado na Figura 13. O momento total resistente é dado pela soma das resistências individuais:

Figura 13 – Sistema misto – variação de deformação na viga.



Fonte: Manual CBCA.

Considere-se agora que os dois elementos estejam interligados por conectores de rigidez e resistência infinitas para que possam deformar-se como um único elemento. Desenvolvem-se forças horizontais que tendem a encurtar a face inferior da laje e simultaneamente a alongar a face superior da viga, de tal forma que não haja deslizamento relativo significativo entre o aço e o concreto. Pode-se assumir que as seções planas permanecem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra. O momento resistente torna-se igual ao da Figura 13(b):

$$\sum M_{mis} = Te = Ce > \sum M_{isol} \qquad (2.01)$$

Esta situação é conhecida como interação completa ou ação mista total.

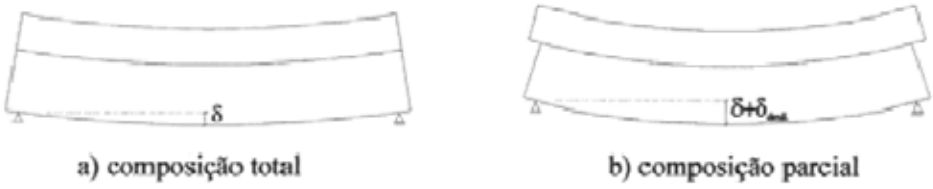
Quando a interligação não for suficientemente rígida ou resistente, ter-se-á um caso intermediário onde haverá ainda duas linhas neutras, porém não independentes; sua posição dependerá do grau de interação entre os dois sistemas, como mostra a Figura 2.06 (c). Haverá um deslizamento relativo entre as superfícies, menor que o ocorrido na situação não-mista. Esse caso é

denominado interação parcial ou ação mista parcial e é o mais utilizado na prática em vigas mistas, por razões de ordem econômica.

De maneira geral, o monolitismo da seção através de um sistema de ligação rígido entre os materiais estruturais garante que seja válida a hipótese Bernoulli-Navier para qualquer seção, havendo sobre a mesma apenas uma linha neutra. Já, para seções transversais com dois materiais, quando a ligação for flexível, caracterizadas pelo deslizamento na interface de conexão, ocorrerá uma redução no momento de inércia teórico da seção supostamente plena, Soriano (2001).

Wright (1990) esclarece que em uma estrutura mista em concreto-aço, a solicitação última que a seção pode resistir depende basicamente da capacidade dos conectores absorverem esforços longitudinais, e não da resistência de escoamento da viga de aço. As vigas mistas com interações parciais apresentam flechas adicionais oriundas da deformação dos conectores, conforme ilustra a Figura 14. Para as vigas mistas é de grande importância considerar a sua rigidez efetiva, especialmente quando o sistema de conectores é do tipo flexível, Soriano (2001).

Figura 14 – Deslocamentos verticais de uma viga mista.



Fonte: WRIGHT (1990), p.51.

O EUROCODE 4 (ECS, 1992) já definia que o sistema de conexão de cisalhamento pode ser total ou parcial. No caso da conexão total, é considerada a existência de um número suficiente de conectores para transmitir toda a força de cisalhamento entre mesa e alma que constituem o elemento estrutural, Silva (2013).

Na conexão completa ou total não ocorre a ruptura da conexão, pois a ruína caracterizar-se-á em razão da seção mais solicitada alcançar a

capacidade máxima de flexão. Na situação de conexão parcial, o número de conectores será menor que o correspondente para a conexão completa. A conexão parcial é possível quando a composição da estrutura mista tem função de reduzir flechas e não a de aumentar a resistência, a qual é assegurada inteiramente pela viga de aço, SILVA (apud, CRISINEL,1990).

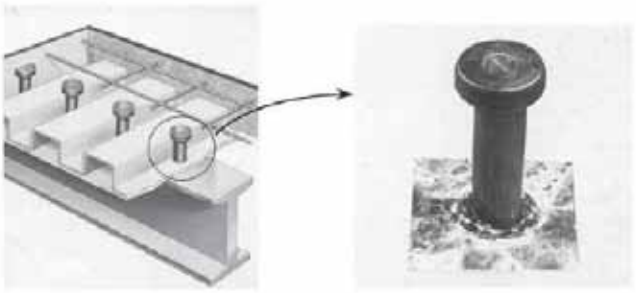
A distribuição do fluxo de cisalhamento horizontal depende da rigidez do sistema de ligação. Conforme Wright (1990), em vigas com sistema de ligação por conectores metálicos, o fluxo é maior nos extremos da viga onde os pinos estão sujeitos a maiores esforços e deformações que aqueles na região central da viga, Silva (2013).

2.4 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos destinados a garantir o trabalho conjunto da seção de aço com a laje de concreto. O conector absorve os esforços cisalhantes que se desenvolvem na direção longitudinal na interface da laje com a mesa superior da seção de aço e ainda impede a separação física desses componentes, Silva (2013).

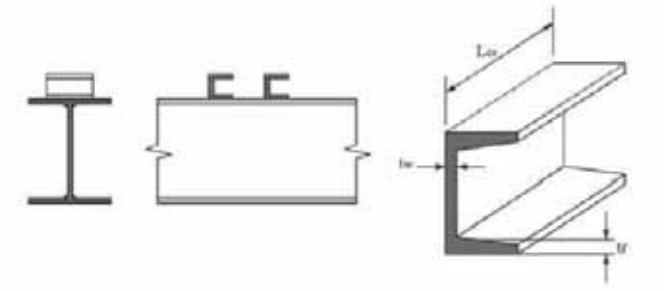
Os tipos mais usuais de conectores previstos na NBR 8800 são os pinos com cabeça (Figura 15) e os perfis U laminados ou formados a frio (Figura 16).

Figura 15 – Conector tipo pino com cabeça.



Fonte: Manual CBCA.

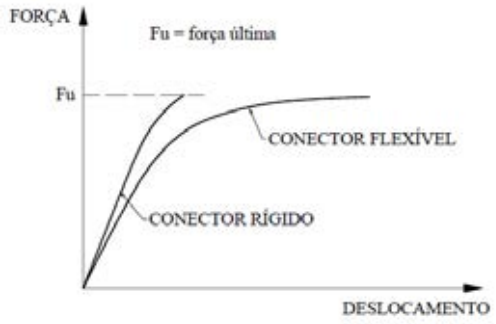
Figura 16 – Conector tipo U.



Fonte: Manual CBCA.

Os conectores de cisalhamento são classificados em flexíveis e rígidos. A flexibilidade dos conectores depende da relação entre força e deslocamento, a qual surge em resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de força entre a laje de concreto e a viga de aço. O comportamento flexível é representado pela ductilidade da relação-força deslocamento no conector, conforme mostra a figura 17 (MUNAIAR; TRISTÃO, 2005).

Figura 17 – Diagrama força x deslocamento relativo aço-concreto.



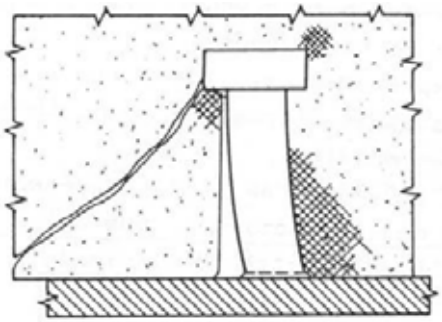
Fonte: TRISTÃO; MUNAIAR (2005), p. 123.

O comportamento dúctil dos conectores flexíveis caracteriza-se pela redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal, de modo que, sob carregamento crescente e monotônico, o conector continua a se deformar, sem romper, mesmo quando próximo de atingir a sua resistência máxima, permitindo que os demais conectores, pertencentes à mesma viga mista, atinjam também suas resistências máximas (MUNAIAR; TRISTÃO, 2005).

Para Queiroz et al. (2001) os conectores dúcteis são aqueles com capacidade de deformação suficiente para justificar a suposição de comportamento plástico ideal da ligação ao cisalhamento longitudinal do elemento misto considerado, ou seja, se os conectores são considerados dúcteis estes podem ser distribuídos de forma uniforme ao longo da viga mista. Por consequência, são os únicos tipos de conectores previstos na NBR 8800 (ABNT, 2008), AISC-LRFD (AISC, 1999) e CISC (2008). Assim pode-se dizer que um conector dúctil é também conhecido como flexível e um conector não-dúctil como rígido.

Para Malite (1990), um conector flexível, após atingir a sua resistência máxima, pode continuar a se deformar, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam maior força e atinjam também a sua capacidade total, num processo de uniformização da resistência da conexão e, assim, de melhor exploração de sua eficiência. Isto, segundo Malite (1990), permite espaçar igualmente este tipo de conector sem diminuir a resistência máxima da conexão. Além disso, Malite (1990), refere-se à flexibilidade dos studs como sendo garantida pelas dimensões da haste, altura e diâmetro, tendo a cabeça dupla função, a de impedir o afastamento vertical entre o aço e o concreto e melhorar a resistência do conector, estabelecendo um certo “engastamento” da cabeça do concreto circundante. Ambos efeitos são demonstrados na Figura 18.

Figura 18 – Interação Conector – Concreto Envolvente, considerando suas zonas comprimidas.



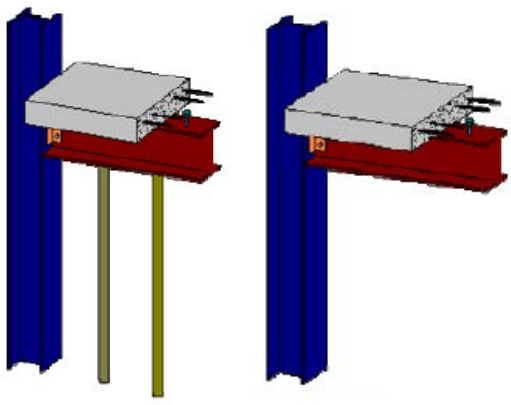
Fonte: MALITE, M. (1990) p. 13.

Devido a estas razões apresentadas acima, as normas em geral descrevem a necessidade dos conectores serem distribuídos uniformemente entre a seção de momento nulo à seção de momento máximo da viga.

2.5 Construções Escoradas e Não-escoradas

As vigas mistas podem ser construídas com ou sem escoramento como mostra a figura 19. Nas vigas construídas com escoramento, a seção de aço não é solicitada durante o endurecimento do concreto Silva (2013). A construção não-escorada pode ser definida como duas fases. A primeira fase antes da cura do concreto ($0{,}75f_{ck}$), a viga de aço deverá suportar todas as solicitações, como: peso próprio da viga, peso da laje, e das fôrmas incorporadas, além das cargas de montagem. A segunda fase, após a cura do concreto, a seção mista se desenvolve devendo suportar as ações posteriores. O não escoramento da laje implica em redução dos prazos e velocidade de construção. O fato de carregar a viga na fase de construção implica na verificação do perfil para ações construtivas e consequentemente o aumento do perfil, SANTOS (apud, BELLEI, 2008).

Figura 19 – Exemplo de construção escorada (a) e não-escorada (b).



a b

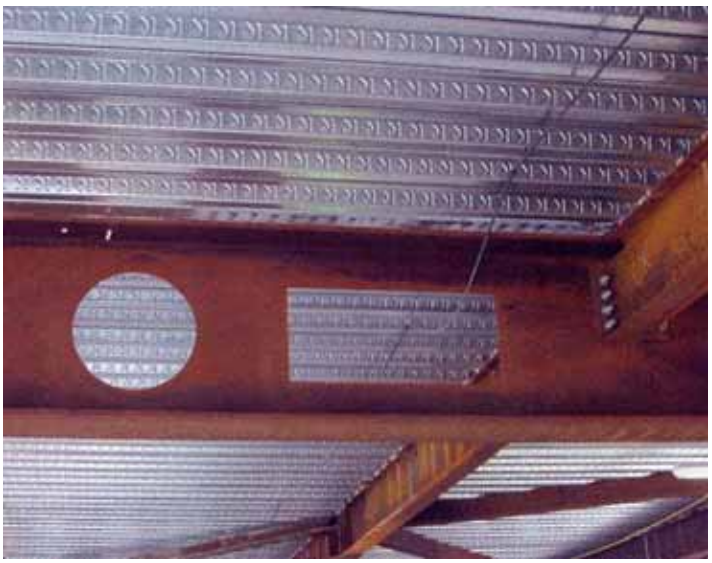
Fonte: PIZZO, L.M.F.P. Apostila Didática: Dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. p.8.

A construção escorada ocorre quando a construção é feita com escoramento da viga de aço, que permanece praticamente sem solicitação até a retirada das escoras, após a cura do concreto. A importância deste método de construção está na necessidade de limitar os esforços e os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva. A viga entra em serviço com a ação mista já desenvolvida para o total de cargas. Os valores de carregamento para dimensionamento são combinados como sistema comum em que se somam o carregamento permanente G e sobrecargas Q, Santos (2011).

2.6 Viga Mista com Abertura na Alma

Cada vez mais solicitadas, as aberturas em vigas para a passagem dos dutos de serviço podem ser facilmente realizadas. Contudo, demandam projeto que considere a perda de resistência provocada pela retirada de material. Diante da necessidade de projetar aberturas na alma de uma viga de aço ou mista, o projetista deve atentar para o tamanho, a forma e a posição da abertura a fim de obter a solução mais racional possível, Cbca (2013).

Figura 20 – Exemplo de viga mista com abertura na alma.



Fonte: site: http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-ultimas-ler.php?cod=5937

Nos últimos anos, os sistemas de instalações prediais (hidráulica, elétrica, ar condicionado e redes de dados) vem se sofisticando, exigindo o uso de dutos e tubulações de dimensões maiores como mostra a Figura 20. Ao mesmo tempo, valoriza-se cada vez mais o aproveitamento do espaço vertical nos edifícios. Compatibilizar essas necessidades requer sintonia fina entre o projeto de instalações e o de estruturas para obter soluções racionais, econômicas e eficazes, Cbca (2013).

Em sua grande maioria, as vigas de aço utilizadas nas estruturas de edifícios são constituídas por perfis I. Nesses perfis, as mesas são responsáveis pela resistência à maior parte das tensões normais de flexão e a alma é responsável pela resistência à maior parte das tensões de cisalhamento, decorrente da força cortante. Portanto, a execução de uma abertura na alma afeta com mais intensidade a resistência à força cortante do que ao momento fletor, Cbca (2013).

A geometria ideal para uma abertura na alma de uma viga de aço é a circular, forma que causa menor perturbação na distribuição das tensões na viga. Mas nada impede que sejam feitas aberturas quadradas ou retangulares, se necessário. Aberturas retangulares, contudo, tendem a comprometer mais a resistência da viga do que as aberturas circulares, Cbca (2013).

Com relação à posição da abertura, deve-se sempre preferir fazê-la próxima do eixo longitudinal da viga. Além disso, deve-se procurar localizar as aberturas longe dos pontos sujeitos a valores altos de força cortante, como apoios e pontos de atuação de cargas concentradas, Cbca (2013)

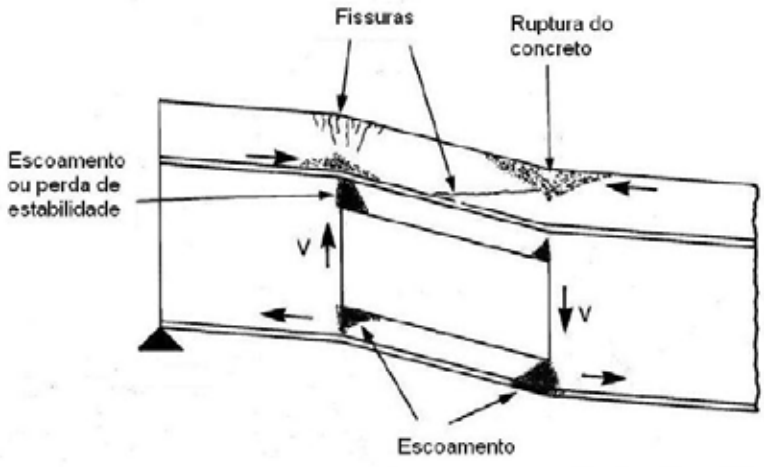
As aberturas devem ser projetadas, preferencialmente, centradas em relação à altura do perfil de aço. Mas há situações em que isso pode não ser possível. É o caso, por exemplo, das aberturas realizadas para acomodar tubulações utilizadas para condução de fluidos. Segundo Verissimo, a recomendação para esses casos é fazer aberturas excêntricas, sempre procurando situá-las o mais próximo possível do eixo da viga, Cbca (2013).

As vigas mistas com aberturas na alma, que utilizam a ação combinada do concreto da laje com a viga I de suporte, já eram utilizadas e estudadas desde a década de 1980 (LAWSON, 1987). Ensaios realizados na América do Norte com lajes maciças (CLAWSON e DARWIN, 1982) e com lajes mistas

(REDWOOD e POUMBOURAS, 1983; DONAHEY 1986) indicam que, conforme previsto pelas análises elásticas, existe uma considerável reserva de resistência após o início do escoamento, e, portanto, os princípios da análise plástica podem ser empregados. Entretanto, os métodos de análise propostos, de acordo com DONAHEY (1986) para prever o comportamento preciso destas estruturas são invariavelmente complexos, e não são adequados como diretrizes para projetos de estruturas correntes, Silva (2013).

Na ruptura, todos os elementos ao redor da abertura estão sujeitos a elevadas combinações de tensões geradas pelas forças axiais advindas da ação global de flexão e pelas forças cortantes e momentos locais devidos a ação de Vierendeel, conforme mostrado na Figura 21. A magnitude de cada um desses esforços depende da localização da abertura ou das aberturas ao longo do vão. A viga com ação mista com a laje é responsável por um considerável aumento das resistências ao redor da abertura, “protegendo” melhor o furo em comparação com a viga I isolada, Silva (2013).

Figura 21 – Representação das condições de abertura.



Fonte: LAWSON (1987)

2.7 Treliças do tipo steel-joist

Steel-Joists são treliças metálicas bi-apoiadas de baixo peso, com banzos paralelos ou ligeiramente inclinados e diagonais formando sistemas triangulares. Elas foram desenvolvidas por razões econômicas, como uma alternativa às vigas de alma cheia, e com a função, inicialmente de propiciar suporte para sistemas de cobertura, Silva (2013).

Esta tecnologia é utilizada há muito tempo em todo o mundo, porém foi normalizada sob a forma de código técnico pela 1ª vez no ano de 1928, quando foi constituído o Steel Joist Institute (SJI). Essa organização é composta por fabricantes de estruturas de aço, tem como principal função, padronizar produtos e qualificar fabricantes de treliças através do desenvolvimento de tecnologia de cálculo, projeto, fabricação e montagem, Cbca (2007).

No Brasil, o cálculo das steel-joists é baseado nas versões mais atualizadas da norma americana (AISC, 2005) e norma brasileira NBR 14762:2001 (ABNT, 2001), sendo o seu uso incentivado e difundido pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço, Silva (2013).

As principais aplicações das *steel-joists* na construção civil são: coberturas de supermercados, coberturas de galpões industriais, coberturas de estabelecimentos comerciais, coberturas para estádios e ginásios, fechamentos laterais e vigas de piso para apoio de laje. As treliças *steel-joists* para coberturas leves podem ter vão livre variando de 6 a 12 metros e altura de 20 a 60 centímetros, Silva (2013).

As treliças do tipo joist apresentam as seguintes vantagens, de acordo com D’ALAMBERT e PINHEIRO (2007):

a) Eficiência do aço de alta resistência;

b) baixo peso das treliças fruto de uma eficiente relação entre peso próprio x sobrecarga, o que possibilita pilares mais esbeltos e fundações com menores cargas;

c) rapidez e facilidade de montagem;

d) otimização do pé-direito da edificação, conseguida pela passagem de dutos através do sistema treliçado;

e) maior flexibilidade do *lay-out* da edificação;

f) em pisos de concreto armado, quando combinados com *steel deck*, ou laje com fôrma de aço incorporada, eliminam completamente a utilização de escoramento; e,

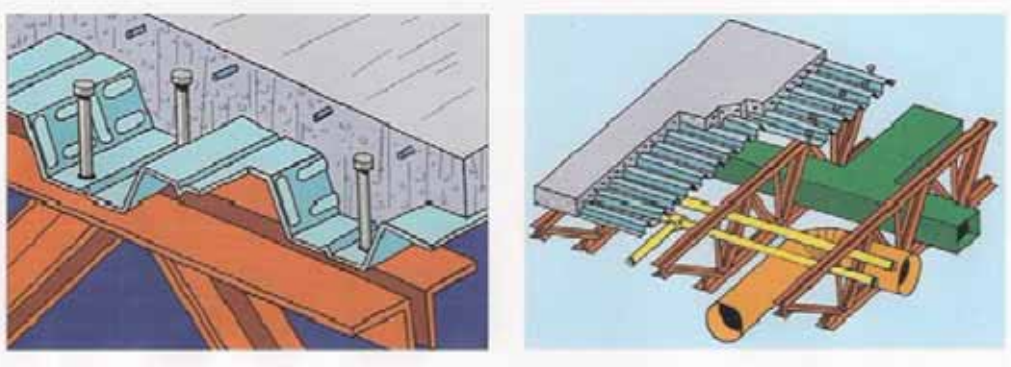
g) podem ser aplicadas nos mais variados sistemas estruturais sejam metálicos ou mistos de concreto ou alvenaria.

Os perfis utilizados podem ser laminados, soldados, eletro-soldados, formados a frio ou tubulares de seção circular ou quadrada, Silva (2013).

Segundo Silva (2013), quando são utilizadas como suporte de lajes, tesouras principais ou vigas mestras, além das diagonais, possuem montantes e podem ter vão livre variando de 12 a 30 metros e altura de 60 a 180 centímetros (Figura 7).

A Figura 22 apresenta uma Ilustração esquemática de uma treliça steel-joist mista onde o item “a” mostra conectores de cisalhamento são soldados através da fôrma de aço à corda superior da treliça; e o item “b” mostra as treliças *steel joists* mistas permitem a passagem de tubulações através da alma da treliça.

Figura 22 – Ilustração esquemática de uma *steel-joist* mista



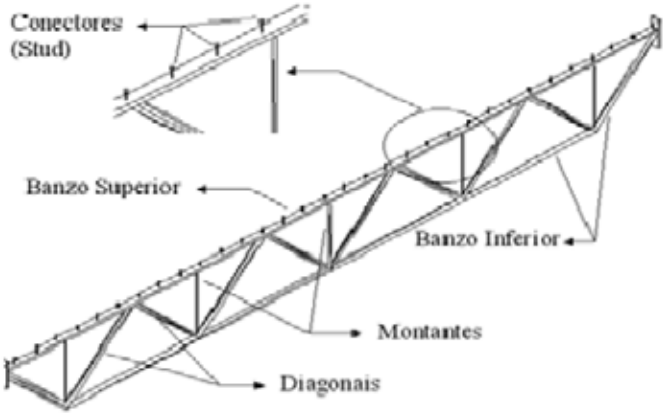
FONTE: SAMUELSON (2007).

2.8 A Treliça Mista

As treliças mistas, diferentemente da joists mistas, que são construídas utilizando-se apenas treliças de aço disponíveis comercialmente (pré-fabricadas), são estruturas projetadas para atender a projetos específicos, Silva (2013).

A treliça mista, também conhecida como viga mista treliçada, é uma treliça plana de banzos paralela composta por barras de aço associadas a uma mesa de concreto armado maciça ou mista, por meio de conectores de cisalhamento (Figura 23), Silva (2013).

Figura 23 – A treliça mista ou viga mista treliçada.



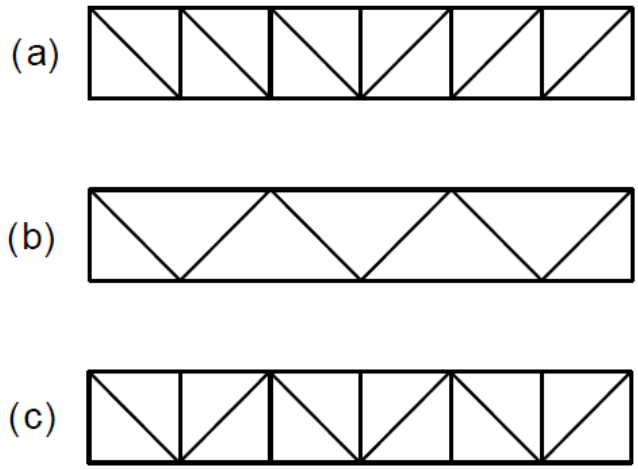
Fonte: MONTAGNER (2006).

2.8.1 Tipos de Treliças

De acordo com o SCI (NEAL et al., 1992), um grande número de configurações para as barras de uma treliça é digno de consideração, entretanto, as configurações *Pratt* e *Warren* são as mais comuns. Apesar de ser teoricamente a mais eficiente, a treliça *Pratt* (Figura 24a) é pouco útil para a aplicação mista com pisos. O maior número de barras aumenta os custos de

fabricação e as relativamente pequenas áreas entre as diagonais e montantes reduzem as opções para o traçado das redes de serviço. Já a treliça Warren (Figura 24b) permite um melhor arranjo das tubulações e dutos, sendo que as barras verticais (montantes) podem ser introduzidas com o intuito de reduzir o comprimento de flambagem da corda superior e consequentemente minimizar o tamanho do perfil (Figura 24c).

Figura 24 – Treliças de banzos paralelos tipo (a) Pratt, (b) Warren e (c) Warren modificada.



Fonte: DA SILVA (2013).

Sobre a geometria do banzo inferior o SCI (NEAL et al., 1992) expõe a possibilidade de este apresentar-se de duas formas, podem terminar no último módulo da treliça (Figura 25b) ou ainda se estenda até o apoio da estrutura (Figura 25a).

A Figura 25 apresenta exemplos de arranjos estruturais do banzo inferior, sendo o item “a” uma treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior até o apoio e o item “b” uma treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior terminando no último módulo, antes do apoio.

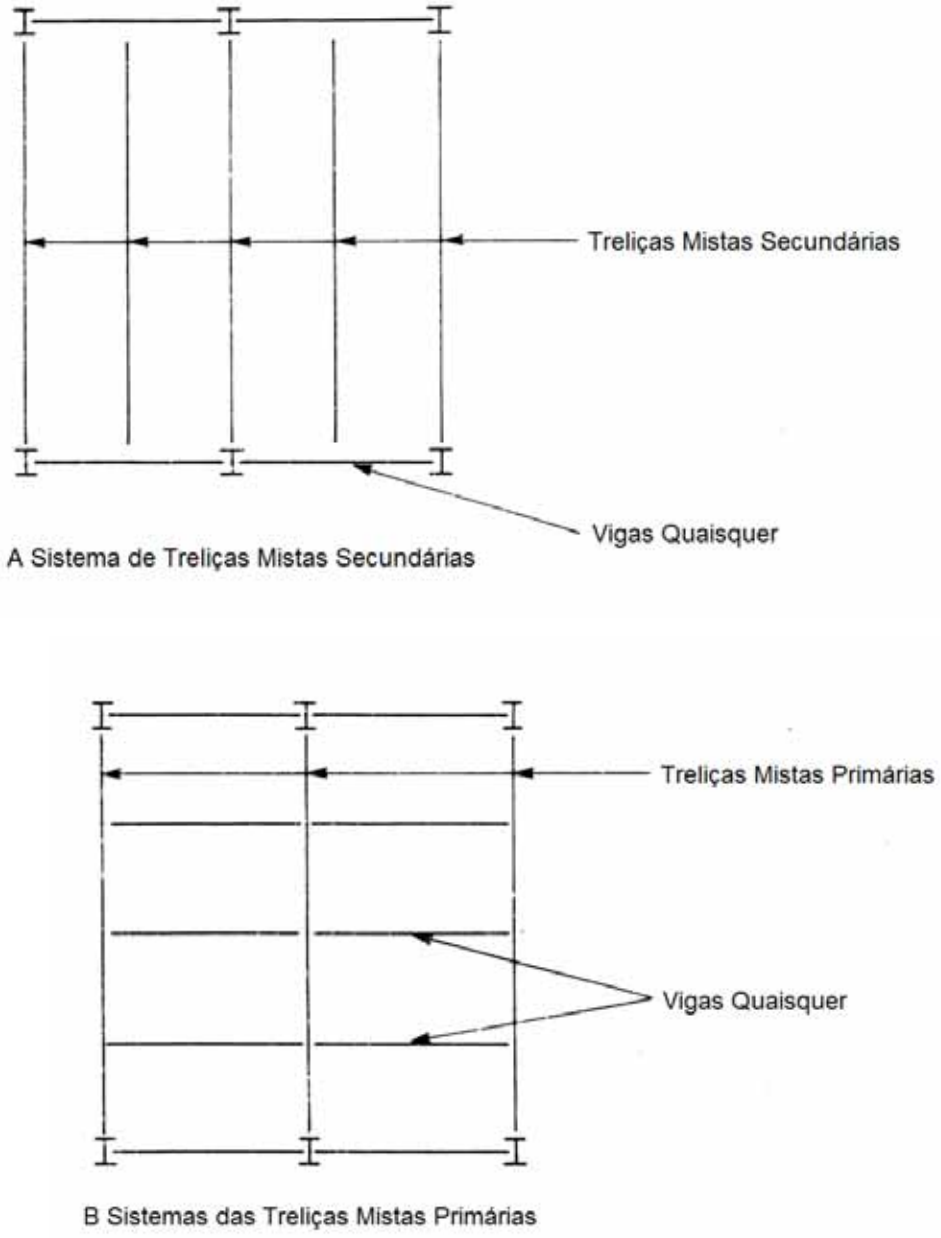
Figura 25 – Arranjos estruturais do banzo inferior.

Fonte: NEAL et al. (1992), p. 06.

Sobre o arranjo estrutural, o SCI (NEAL et al., 1992) descreve dois tipos de treliças mistas a serem localizadas na edificação. De um lado tem-se as chamadas treliças secundárias, responsáveis pelo suporte direto da laje/cobertura as quais podem estar apoiadas diretamente nos pilares, vigas de alma cheia ou ainda em outras treliças. De outro as treliças primárias, responsáveis pelo suporte das vigas ou treliças secundárias as quais por sua vez suportam as lajes/coberturas, conforme mostra a Figura 26.

Segundo ainda o SCI (NEAL et al., 1992), há um grande número possível de variação no arranjo destas treliças. Um exemplo citado é quando da ocorrência de grandes vãos, em ambas direções, treliças mistas podem ser utilizadas para suportar tanto a laje/cobertura, agindo como estrutura secundária, quanto outras treliças, agora como primária, podendo ainda ser utilizado outros tipos de vigas em conjunto como, por exemplo, vigas mistas de perfil de alma cheia em arranjo com as treliças como vigas primárias ou secundárias.

Figura 26 – Arranjo Estrutural das Treliças.



Fonte: SCI (NEAL et al., 1992)

Segundo o SCI, geralmente quando a treliça mista é usada como membro secundário da estrutura, o banzo inferior pode terminar antes do apoio, ou seja, no último módulo. Já quando a treliça age como primária, ou ainda quando suporta grandes cargas concentradas, é recomendado que o banzo se estenda até o apoio a fim de aumentar a resistência da estrutura à flambagem lateral por distorção Silva (2013).

2.8.2 Vantagens e Desvantagens da Treliça Mista

A substituição do perfil I de alma cheia por uma treliça plana busca, de acordo com Montagner (2006), otimizar a capacidade resistente, concentrando material nas regiões mais eficientes. As vigas mistas treliçadas combinam a eficiência da forma treliçada com a rapidez e economia das estruturas mistas Silva (2013).

Dentre as qualidades da treliça mista para uso em edifícios pode-se citar:

a) eficiência para grandes vãos, onde são ultrapassados os limites normalmente aceitos como econômicos para os sistemas que utilizam perfis metálicos, possibilitando a máxima flexibilidade no layout das plantas. Neste caso apresentam os menores pesos próprios de estrutura portante (relação massa/ vão vencido) através da otimização da resistência dos materiais envolvidos diminuindo o custo final da estrutura;

b) habilidade em acomodar a passagem de dutos de sistemas prediais. Em situações de projeto com restrições severas de altura entre pavimentos, a disponibilidade em locar e realocar a passagem de dutos de ventilação, ar condicionado, água, esgoto, gás e incêndio, entre outros, na área livre entre as barras da treliça e nos painéis Vierendeel torna a treliça mista uma opção bastante atrativa;

c) simplificação na elevação da edificação e execução de conexões proporcionando rapidez construtiva; e,

d) melhor desempenho frente a vibrações se comparada a uma viga I com seção equivalente devido à maior rigidez da treliça.

Em contrapartida, as treliças mistas apresentam algumas possíveis desvantagens que, dependendo das necessidades e exigências do projeto, podem inviabilizar sua escolha, Silva (2013):

a) especialização para sua fabricação, sendo requerido um sistema industrial e preciso de montagem;

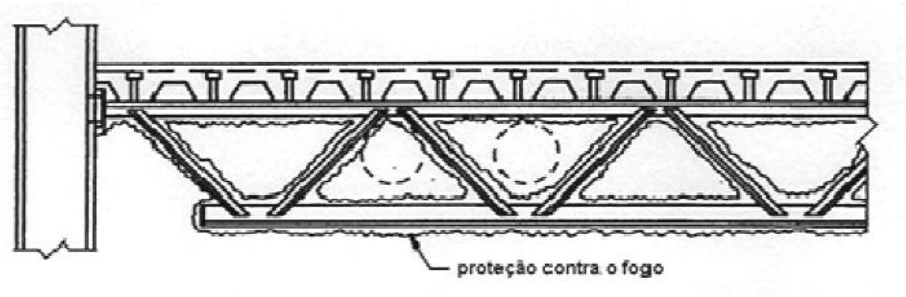
b) dificuldade de dimensionamento de seus detalhes construtivos, como apoios e ligações;

c) possibilidade de acúmulo excessivo de tensões nas ligações por falha de execução na sua construção;

d) dificuldade nos trabalhos de manutenção, como pinturas anti-corrosão e de acabamento, e, verificação de possíveis danos; e,

e) maior custo da proteção necessária contra o fogo se comparada às estruturas convencionais mistas. O envolvimento das barras necessita várias horas de trabalho, sendo que a proteção via spray pode acabar impregnando as tubulações que passam pela treliça ou, por outro lado, as tubulações, por sua vez, podem dificultar ainda mais os trabalhos de proteção da treliça (Figura 27).

Figura 27 – Treliça com proteção contra incêndio.



Fonte: WAI-FAH (1999).

2.8.3 Aplicabilidade da Treliça Mista

A treliça mista pode ser utilizada em estruturas de pisos de edifícios comerciais e residenciais, bem como tabuleiro de pontes e passarelas.

2.8.3.1 Treliça Mista em Edifícios

A escolha entre treliças e vigas mistas, de acordo com o SCI (NEAL et al., 1992), está condicionada principalmente aos carregamentos atuantes, aos

vãos de projeto e as características arquitetônicas e funcionais. Geralmente, para vãos menores que 12 metros, a solução em vigas de alma cheia apresenta-se economicamente mais viável. Além disso, para esses vãos, a altura estrutural do conjunto formado pela viga metálica e pela laje de concreto não acarreta em grandes prejuízos de pé-direito. Para vãos superiores a 18 metros, as treliças mistas apresentam-se economicamente mais vantajosas. Para vãos intermediários, a escolha é dependente do carregamento atuante, do pé-direito requerido e da configuração dos dutos de instalação, Silva (2013).

Devido ao número infindável de combinações possíveis e existentes para o arranjo geométrico da treliça, a análise foi restringida a três variações das quais se acredita englobar grande parte dos projetos existentes:

a) variação do ângulo das diagonais;
b) variação da altura da treliça (distância entre banzos superior e inferior); e,
c) composição final da treliça, ou seja, contendo ou não montantes limitando os banzos superior e ou inferior.

Montagner (2006) concluiu que para um vão de 48 metros a composição ideal de projeto é quando se adota angulação de diagonais de 45 graus, treliça sem montantes no banzo inferior, com montantes no banzo superior, sem Vierendeel, e por fim, altura da treliça de 4,80 metros, ou seja 10% do vão. Para esta situação encontra-se em comparação com uma viga mista I convencional, uma treliça mista com peso metálico de apenas 27,46% do peso da viga I e com 498 conectores a menos, demonstrando uma real economia de material para grandes vãos.

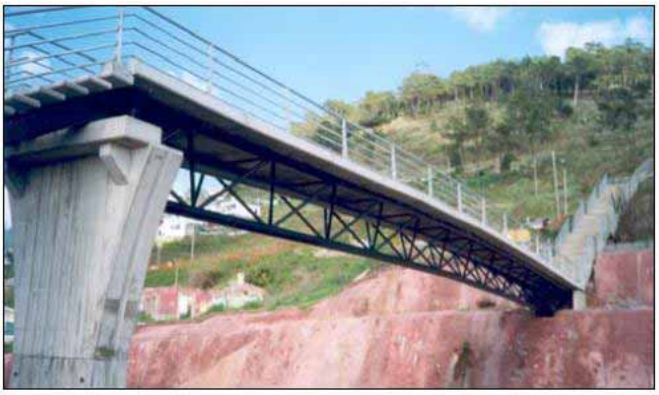
2.8.3.2 Tabuleiros em Treliça Mista

A treliça mista é utilizada em passarelas para pedestres e pontes rodoviárias, ferroviárias e rodo-ferroviárias como mostra a Figura 28.

Segundo Braz (2008), os tabuleiros em treliça mista, ocupam um lugar de destaque no mercado das obras-de-arte, devido às suas inegáveis

qualidades estéticas e concepção inovadora. A leveza e transparência inerentes a este tipo de solução permitem a passagem do vento e uma redução do impacto visual, tornando-a competitiva face às soluções tradicionais em concreto armado e protendido.

Figura 28 – Passadiço em treliça mista tridimensional construído na Madeira.



Fonte: BRAZ (2008).

Os tabuleiros em treliça mista demonstram também uma boa adaptabilidade a condições funcionais mais complexas, nomeadamente a tráfegos rodo-ferroviários, Braz (2008). A ponte de Öresund, entre a Dinamarca (Ilha de Zelândia) e Suécia (Malmö) é um bom exemplo das importantes realizações no domínio das treliças mistas. Com um comprimento total de 7,8 km, todos os vão “correntes” com cerca de 140m são constituídos por uma treliça mista aço-concreto do tipo Warren, como pode ser observado na Figura 29.

Figura 29 – Ponte rodo-ferroviária de Öresund entre a Dinamarca e a Suécia.

Fonte: BRAZ (2008).

2.9 Diretrizes e Formulações para o Cálculo de uma Treliça Mista

São poucas as literaturas específicas sobre treliças mistas. Importantes normas como a americana (AISC,1999) e a europeia (ECS, 2005 a,b,c) não trazem em seu escopo o tratamento focado neste tipo de estrutura, deixando a critério do engenheiro projetista tomar as decisões e hipóteses necessárias para o dimensionamento, baseando-se nos parâmetros apresentados nestas normas para outros casos de estruturas mistas. A seguir são apresentados os principais trabalhos científicos publicados sobre o assunto, bem como as diretrizes e formulações para o cálculo desta estrutura mista.

2.9.1 Considerações para o Cálculo da Resistência

Uma treliça mista precisa possuir resistência de cálculo adequada contra o colapso sob as condições de carregamento atuantes durante a construção e ocupação do sistema, Silva (2013).

A resistência de cálculo contra o colapso de uma treliça mista depende da resistência de cálculo à ruptura de cada componente individualmente. Durante os estágios de construção, primeiramente antes da colocação do concreto e depois, antes do mesmo atingir a cura completa, a resistência do banzo superior de aço precisa ser avaliada. Sob a condição de carregamentos em serviço, o concreto da laje participa estruturalmente da resistência à compressão do sistema misto, tomando a posição que era inicialmente do banzo superior da treliça, Silva (2013).

O Estado Limite Último (ELU) da treliça mista é definido pelo escoamento do banzo inferior, o que é garantido determinando-se a quantidade necessária de conectores de cisalhamento a serem instalados no banzo superior, Silva (2013).

Assim, para que possa ser compreendido o estado limite último de uma treliça mista, a seguir são detalhados os comportamentos do banzo superior, do banzo inferior, dos conectores de cisalhamento, as diagonais e montantes e da laje de concreto, Silva (2013).

2.9.2 Banzo Superior da Treliça

O banzo superior da treliça é, a princípio, projetado para suportar as cargas de construção que atuam anteriormente à ação mista (CHIEN e RITCHIE, 1984; NEAL et al., 1992; CSA, 2001). Segundo a norma canadense CAN/CSA-S16-01 Csa (2001) cada barra do banzo superior precisa ser projetada, frente às combinações das ações, para suportar os efeitos das cargas axiais e momentos fletores locais de acordo com as restrições de apoio.

Samuelson (2007), baseado em ensaios laboratoriais executados por alguns pesquisadores, disserta sobre o ganho reduzido da capacidade portante da estrutura (momento fletor resistente) quando da consideração do banzo superior da treliça nos cálculos dos esforços resistentes da treliça mista. Como o centro geométrico do banzo superior está próximo do centro do bloco que representa as tensões de compressão na laje de concreto, o banzo superior desenvolve um pequeno binário que pouco contribui na resistência. Conforme relata FRUCHTENGARTEN (2003) a laje de concreto absorve, para as cargas de serviço, quase a totalidade da parcela de compressão proveniente do binário de flexão. Então o banzo superior apresenta força de compressão relativamente baixa, com valor máximo junto aos apoios, onde se encontra a diagonal mais solicitada.

Segundo a Asce (1996) há três funções importantes desenvolvidas pelo banzo superior, ou corda comprimida, na treliça mista. Primeira: o banzo superior deve ser tratado como um meio de transferência do cisalhamento horizontal, que coleta as componentes horizontais das diagonais para encaminhá-las ao concreto através dos conectores de cisalhamento. Segunda: ele deve fornecer uma superfície plana para o posicionamento e soldagem dos

conectores de cisalhamento na barra de aço. E terceira: ele deve resistir aos esforços da corda superior nos módulos extremos da treliça mista, como um membro não misto durante a vida útil da estrutura, depois da cura do concreto. Assim o banzo superior deve ser projetado para suportar uma força de compressão que equilibre a componente horizontal da primeira diagonal e que transfira a força cortante para o suporte.

Quando os seguimentos do banzo superior entre os conectores são esbeltos, é interessante que o projetista verifique a resistência à flambagem dos segmentos do banzo superior entre os conectores de cisalhamento na condição de carregamento de concreto fresco, conforme alerta Chien e Ritchie (1984).

De acordo com a Asce (1996) a máxima esbeltez no banzo superior deve ser de 120 nos painéis externos e 90 nos painéis internos.

2.9.3 Banzo Inferior da Treliça

A principal função do banzo inferior é resistir à componente de tração do momento resistente da treliça mista em serviço. Além disso, durante a escolha desta peça, a mesma deve propiciar rigidez adequada para facilitar o transporte e a montagem, Csa (2001).

Brattland e Kennedy (1992) conduziram estudos sobre diversos graus de interação treliça-laje em *steel-joists* mistas de 15 metros de vão. Os ensaios realizados mostraram que a ruína total da treliça ocorre para tensões do banzo inferior excedendo o limite de escoamento, e alcançando a resistência última, desde que os outros elementos da treliça estejam projetados adequadamente. Nesses casos, as deformações plásticas do banzo e os deslocamentos verticais da treliça passam a ser significativos. Em vista disso, sugeriu, para projeto, a limitação da tensão no banzo inferior à tensão de escoamento. Ou seja, não se deseja que a tensão no banzo inferior supere o limite de escoamento sob pena de levar a estrutura ao colapso, o que obviamente não é o desejado.

A ASCE (1996) considera que o banzo inferior está apenas tracionado e permite desprezar o efeito dos momentos fletores secundários na resistência última, a menos que o banzo inferior esteja submetido a cargas concentradas entre os nós. Assim, o SCI alerta sobre a possibilidade de que o banzo inferior deva ser dimensionado à flexão composta (flexo-tração), mesmo que, segundo o autor, para alguns casos os momentos fletores sejam baixos.

O banzo inferior (ASCE, 1996; NEAL et al., 1992; CSA, 2001) deve então ser dimensionado para que entre em escoamento antes da ruína da laje de concreto, das diagonais e montantes, e dos conectores de cisalhamento.

De acordo com a Asce (1996) o banzo inferior deve possuir esbeltez máxima igual a 240.

2.9.4 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são os elementos usados para possibilitar a transferência da força cortante na interface entre o banzo superior de aço da treliça e o concreto da laje. Essa força cortante é produzida pelas componentes horizontais das forças nas diagonais, sendo transmitida para a laje através do banzo superior, Silva (2013).

Tide e Galambos (1970) apresentaram um estudo, baseado nos resultados obtidos de ensaios laboratoriais, sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento tipo *stud* em *steel-joists* mistas. As duas principais conclusões foram:

a) é necessário um número mínimo de conectores para se alcançar a interação completa, e,

b) o escorregamento entre a laje de concreto e o banzo superior da treliça era mais elevado próximo às extremidades, indicando que, nessa região, os conectores resistiam a uma parcela maior de força cortante horizontal.

Conforme explica a Asce (1996), e se verificou nos ensaios de vários pesquisadores, não deve ser considerada a existência de forças de colagem, advindas da combinação de forças de adesão e fricção, para transferir o

cisalhamento entre a treliça metálica e o concreto da laje, devido aos seguintes motivos:

a) características dos materiais como retração e deformação lenta;

b) sobrecargas e vibrações; e,

c) diferentes proporções no traço do concreto, que podem afetar substancialmente a capacidade de colagem.

2.9.5 Diagonais e Montantes

Segundo Brattland e Kennedy (1986) e o SCI (NEAL et al., 1992) a configuração mais apropriada da treliça é aquela em que o eixo das diagonais intercepta a linha média da laje. Apesar das excentricidades introduzidas na fase construtiva, essa proposta está mais consistente com o comportamento misto, em virtude da laje de concreto passar a constituir, após a cura do concreto, a maior parte, senão a totalidade do banzo comprimido da treliça. Além disso, essa configuração reduz o vão a ser vencido pelo banzo superior da treliça e, consequentemente, os momentos fletores provenientes do carregamento introduzido pela laje entre os nós da treliça.

Sabe-se que uma barra de treliça raramente possui verdadeiros nós articulados, e os momentos fletores que ocorrem na junção entre a alma e banzos podem ser redistribuídos para as diagonais e montantes. Assim, a resistência e a estabilidade das peças da alma comprimidas podem ser afetadas (Figura 30), sendo prudente para um calculista incluir estes momentos durante a seleção das peças para se evitar problemas de flambagem como os ocorridos nos ensaios de Braz (2008).

Figura 30 – Flambagem das diagonais comprimidas.

Fonte: BRAZ (2008).

Além destes momentos que surgem pelo fato das ligações não serem perfeitamente articuladas, segundo Chien e Ritchie (1984) existem outras quatro causas principais para o surgimento de momentos locais nos elementos da alma:

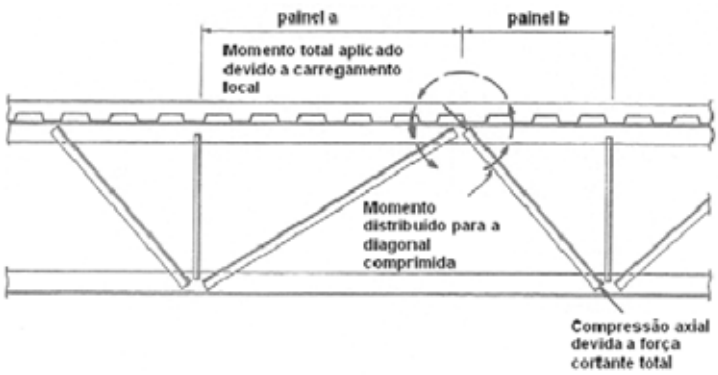
a) carregamentos agindo em painéis superiores iguais ou desiguais (Figura 31);

b) ligação excêntrica no plano da treliça das barras da alma com o banzo (Figura 32);

c) ligação excêntrica, perpendicular ao plano da treliça, das barras da alma com o banzo (Figura 33); e,

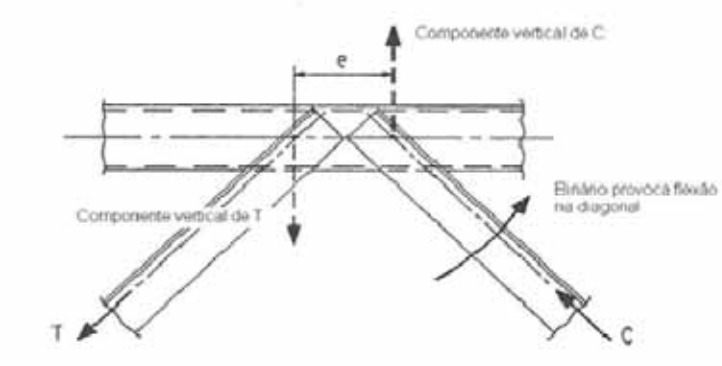
d) efeito localizado de retorno de esforços devido à ação dos conectores de cisalhamento na ligação da laje com o banzo superior (Figura 34).

Figura 31 – Momento fletor local induzido, devido ao carregamento da estrutura agindo no banzo superior, provocado pela existência de painéis de tamanhos diferentes.



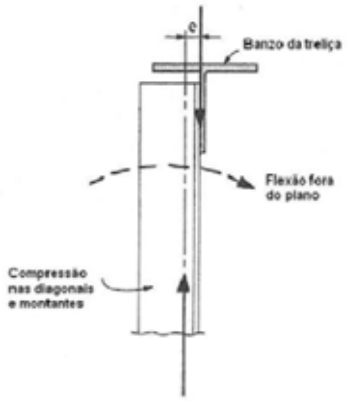
Fonte: Chien e Ritchie (1984). P.178.

Figura 32 – Momento fletor local induzido, devido à ligação excêntrica, no plano da treliça, das barras da alma com o banzo.



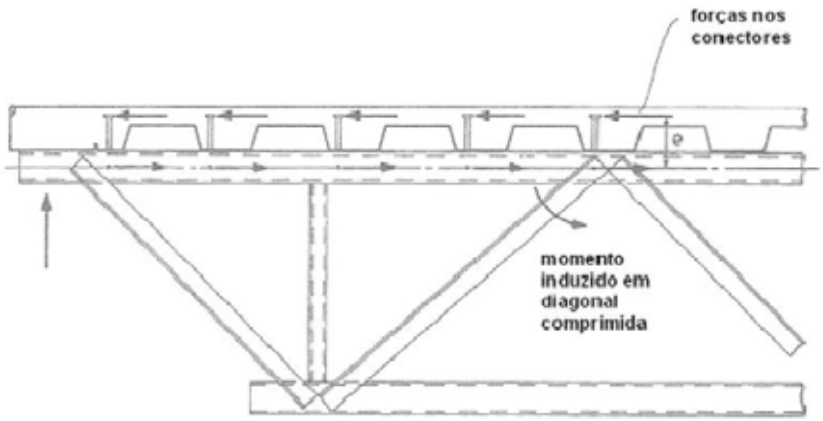
Fonte: Chien e Ritchie (1984). P.179.

Figura 33 – Momento fletor local induzido, devido à ligação excêntrica, perpendicular ao plano da treliça, das barras da alma com o banzo.



Fonte: Chien e Ritchie (1984). P.179.

Figura 34 – Momento fletor local induzido em diagonal comprimida devido ao efeito localizado de retorno de esforços.



Fonte: Chien e Ritchie (1984). P.180.

Os efeitos de flexão local são geralmente descartados no projeto das peças tracionadas da alma, pois são frequentemente muito pequenos para afetar os seus dimensionamentos, Silva (2013).

Chien e Ritchie (1984) propõem que as peças tracionadas da alma respeitem um limite de esbeltez de 300 para facilitar o transporte e a montagem, enquanto que a Asce (1996) incida o valor 240 para os elementos tracionados e 200 para os comprimidos.

2.9.6 Laje de Concreto

Sobre a laje de concreto a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) destaca os seguintes tópicos em seu conjunto de especificações:

a) a laje de concreto deve ser armada para suportar todo o carregamento atuante e impedir a fissuração tanto transversal quanto longitudinal;

b) as armaduras não devem ser menores que as requeridas em especificações de dimensionamento contra o fogo;

c) em regiões de momento negativo deve ser prevista armadura paralela ao vão e ancorada no concreto em compressão;

d) para se evitar fissuração longitudinal causada pela ação mista diretamente sobre a treliça, em lajes sem forma de aço incorporada, deve-se prever uma armadura adicional a ser locada na parte inferior da laje, distribuída uniformemente e de forma transversal à treliça, com área total das barras maior ou igual a 0,2% da área total da seção de concreto que está sendo armada. A fissuração devido ao cisalhamento longitudinal tende a ter início na parte inferior da laje;

e) a fissuração devido aos esforços de flexão tende a ter início na parte superior da laje; e,

f) devem ser previstas ainda armaduras, quando necessárias, para combater efeitos de temperatura e retração do concreto.

2.9.7 Dimensionamento de Treliças Mistas no Estado Limite Último (ELU) com o uso de Conectores de Cisalhamento

Sobre o ELU, SCI (NEAL et al., 1992), a ASCE (1996), a CSA (2001) e a ABNT (2008) descrevem uma lista de possíveis ruínas para as treliças mistas:

a) escoamento do banzo inferior;

b) esmagamento da laje de concreto;

c) ruína dos conectores de cisalhamento;

d) escoamento ou instabilidades (flambagens e torções) das diagonais ou montantes, ocorridas durante ou depois da construção;

e) flambagem do banzo superior durante a fase construtiva; e,

f) falhas em ligações e soldas.

As instituições citadas expõem ainda que para evitar frágeis e potencialmente catastróficos colapsos na estrutura, deve-se dimensioná-la para ter como ruína o escoamento dúctil do banzo inferior. Todos os outros tipos de ruptura, descritos de b a f são considerados prematuros e inaceitáveis. Assim, nos itens 2.9.7.1 a 2.9.7.5 são descritos os procedimentos fundamentais para o dimensionamento de uma treliça mista *steel-joist*.

2.9.7.1 Considerações sobre a Geometria da Treliça e as Dimensões dos Perfis

A altura da treliça metálica, H_t, medida da face externa superior do banzo superior à face externa inferior do banzo inferior, segundo CHIEN e RITCHIE (1984), deve ser escolhida entre vão/17 até vão/11. Já o SCI (NEAL et al., 1992), indica H_t entre vão/15 até vão/20 para o caso de estrutura bi-apoiada, atentando-se ainda para a distância que se deve deixar para acomodar a estrutura que irá compor o teto. Sugere-se que seja resguardada uma distância de 150 a 250mm abaixo da corda inferior para acomodar os deslocamentos verticais da treliça, proteção contra o fogo, iluminação e as estruturas que comporão o forro.

A altura muitas vezes é governada pela área livre necessária para a passagem de tubulações e dutos de serviço. Para maximizar este espaço, as inclinações das diagonais devem ser igual ou menor que 45^o, com relação à horizontal. Uma inclinação de cerca de 30^o criando a *relação largura do painel/altura da treliça* de 3:1, tem demonstrado ser a proporção mais eficiente. Os painéis mais largos acarretam, mesmo que ligeiramente mais pesados, menos diagonais, minimizando custos de fabricação e proteção ao fogo (NEAL et al., 1992).

2.9.7.2 Resistência a Flexão

No ELU o momento resistente de cálculo da treliça mista (M_{Rd}) deve ser maior que o momento atuante de cálculo (M_{Sd}) aplicado à viga. Entretanto, verificações adicionais são necessárias na treliça de aço na etapa construtiva, geralmente no que concerne ao dimensionamento da corda superior e da treliça *steel-joist*.

A resistência à flexão de uma treliça metálica no ponto de momento máximo é determinada pela compressão na corda superior e pela tração na corda inferior. Em uma treliça mista, a força de compressão (C_{Cd}) pode ser

considerada como resistida pelo concreto ou pela laje mista, conforme Equação 2.02, com um consequente incremento no braço de alavanca do banzo superior para o ponto de compressão na laje (Figura 35). A norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008) utiliza para a força de tração, $N_{t,Rd}$, especificamente neste caso, a notação T_{ad}, cujo cálculo é feito conforme equação 2.03.

$$C_{cd} = 0{,}85 * f_{cd} * b_e * a \tag{2.02}$$

$$T_{ad} = A_{bi} * f_{yd} \tag{2.03}$$

Na maioria dos casos, $T_{ad} \leq C_{cd}$ e então, o momento resistente à flexão M_{Rd} da treliça mista é dado pela multiplicação da força de tração atuante no banzo inferior pelo braço de alavanca formado entre os pontos de aplicação da força de tração no banzo inferior e de compressão da laje, conforme Equação 2.05, sendo a posição *a* da linha neutra dada pela equação 2.04. Esta situação é dita de interação completa e com linha neutra da seção plastificada na laje de concreto.

$$a = \frac{T_{ad}}{0{,}85 * f_{cd} * b_e} \tag{2.04}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} * d_2 \tag{2.05}$$

Sendo:

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

f_{yd} a tensão de escoamento de cálculo dos perfis de aço

f_{cd} a resistência à compressão de cálculo do concreto da laje

b_e a largura efetiva da laje de concreto, calculada de acordo com a norma brasileira NBR 8800 (ABNT,2008)

t_c a altura da laje de concreto

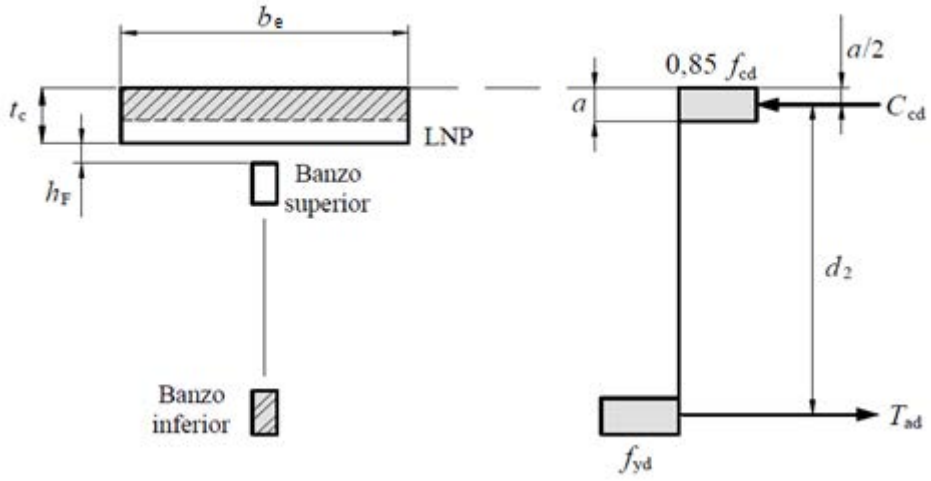
C_{cd} a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

a a espessura da região comprimida da laje

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

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

Figura 35 – Distribuição de tensões em treliças mistas.



Fonte: ABNT (2008). P.179.

2.9.7.3 Transferência do Cisalhamento Horizontal

De acordo com o Anexo O da norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008), para construção escorada, interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, a transferência do cisalhamento horizontal do banzo superior – conector – laje é garantida observando-se as inequações 2.06 e 2.07, sendo Q_{Rd} a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento. A Equação 2.06 diz que a somatória do esforço resistente de todos os conectores de cisalhamento tem que ser maior que o esforço de tração máximo resistente do banzo inferior. Já a Equação 2.07 é uma condição importante para verificar se a linha neutra plástica está contida na seção da laje de concreto.

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi} * f_{yd} \tag{2.06}$$

$$0{,}85 * f_{cd} * b * a \geq A_{bi} * f_{yd} \quad (2.07)$$

É usual distribuir os conetores de cisalhamento uniformemente ao longo da viga, ou em proporção ao diagrama de força cortante quando da presença de forças concentradas. A interação parcial, que não é permitida pela norma brasileira, pode ser utilizada para reduzir o número de conectores de cisalhamento, mas, de acordo com SCI (NEAL et al., 1992) deve ser utilizada apenas para vãos menores que 16 metros.

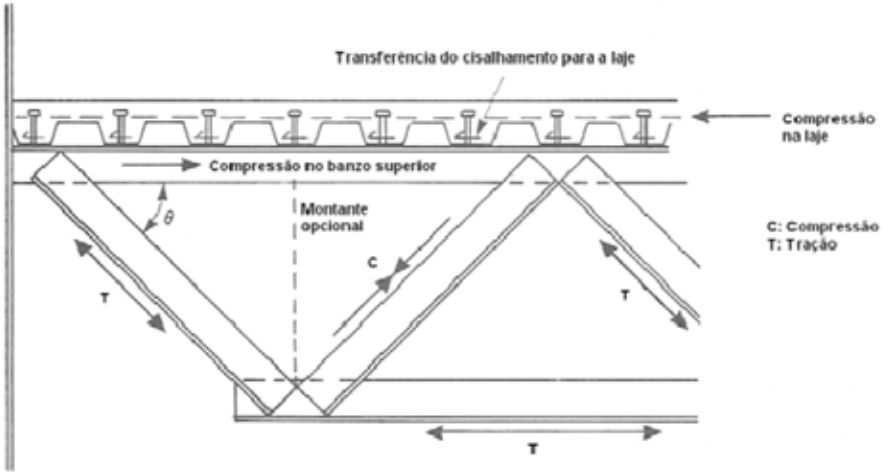
Ao chegar aos conectores, o cisalhamento horizontal precisa ser suavemente transferido para o concreto, assim, sugere-se a disposição de armadura transversal (perpendicular ao eixo da treliça) na laje.

2.9.7.4 Resistência ao Cisalhamento

Segundo a norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008), nas treliças mistas a força cortante deve ser resistida por diagonais e montantes, que devem ser dimensionadas de acordo com a teoria de barras prismáticas submetidas à força axial de tração ou compressão, o que for aplicável.

A resistência ao cisalhamento de uma treliça pode ser avaliada a princípio considerando as forças componentes das diagonais, sendo todas as conexões assumidas como articuladas neste estágio. Em uma treliça Warren (Figura 36) as diagonais nas extremidades estão tracionadas. Se as diagonais são orientadas num ângulo θ em relação à horizontal, a força máxima de tração é dada pela Equação (2.09), onde T_D é o esforço de tração na diagonal e R é a reação de apoio da viga treliçada.

Figura 36 - Esforços nas diagonais de uma treliça mista.



Fonte: NEAL et al (1992).

$$T_D = \frac{R}{sen\ \theta} \tag{2.08}$$

A força de tração é resistida por uma força de compressão na diagonal seguinte. Se não existe uma montante entre as diagonais, então as forças de tração e compressão são iguais. Se existe uma montante, a força de compressão na diagonal é reduzida como resultado da transferência de uma força local de compressão vinda da laje através da montante, Silva (2013).

A resistência à tração das diagonais pode ser totalmente aproveitada, exceto em construções parafusadas, onde devem ser consideradas aberturas dos furos. Estruturas parafusadas não são recomendadas para treliças de grandes vãos devido aos efeitos acumulativos de escorregamento e deflexões. Já à resistência à compressão depende fundamentalmente da esbeltez da barra entre os nós, Silva (2013).

2.9.7.5 Combinação de Construção – Resistência à Flexão da Treliça Isolada

Na condição de construção a treliça de aço é projetada para resistir aos pesos próprios dela mesma e do concreto fresco. O momento máximo é utilizado para o dimensionamento do banzo superior. Como muitas vezes a seção transversal do banzo superior é menor que a do banzo inferior utiliza-se a força resistente no perfil do banzo superior, R_{bs}, (Figura 37) para calcular o momento resistente da treliça isolada, $M_{R,ti}$ (Equação 2.09)

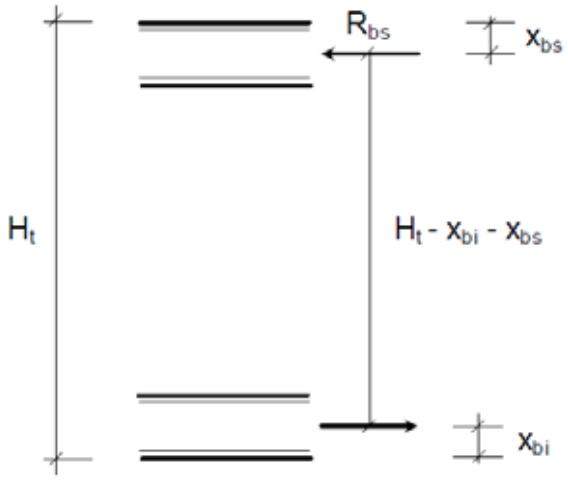
$$M_{R,ti} = R_{bs}(H_t - x_{bi} - x_{bs}) \quad (2.09)$$

Sendo:

x_{bi} a distância da face inferior do banzo inferior até o centro de gravidade do banzo inferior

x_{bs} a distância da face superior do banzo superior até o centro de gravidade do banzo superior

Figura 37 – Binário resistente em uma treliça isolada.



Fonte: Silva (2013).

O momento resistente da treliça isolada deve ser maior que o momento de cálculo atuante devido à condição de construção. Não há necessidade de se

verificar a resistência das diagonais e montantes neste estágio, pois o dimensionamento destas peças é controlado pela condição última de carregamento (Neal et al., 1992).

2.9.8 Estados Limites de Serviço da Treliça Mista

Os estados limites de serviço incluem os estudos dos deslocamentos verticais máximos e da vibração do piso. O cálculo analítico correspondente ao deslocamento vertical máximo esta descrito nos itens 2.9.8.1 a 2.9.8.4 e o cálculo analítico referente à vibração do piso está descrito no item 2.9.8.5

2.9.8.1 Estados Limite de Serviço: Deslocamento Vertical Máximo por Neal e Equipe (NEAL et al., 1992)

Segundo o SCI, o deslocamento vertical máximo de uma treliça mista isostática bi-apoiada sujeita a um carregamento distribuído uniforme p (carga por unidade de comprimento) pode ser calculado através da Equação 2.10, determinada pela teoria básica de resistência dos materiais, desde que se assuma que os efeitos dominantes são devidos aos momentos fletores.

$$\delta_{máx} = \frac{5 * P_d * L^4}{384 * E * I_{tm}} \tag{2.10}$$

Sendo:
L o vão entre apoios da treliça mista;
E o módulo de elasticidade do aço; e,
I_{tm} o momento de inércia da treliça mista
P_d é uma combinação de cargas atuantes

O momento de inércia de uma treliça mista, I_{tm}, pode ser avaliado reduzindo a área de concreto a uma área equivalente de aço. Assim, a treliça mista se torna equivalente a dois blocos concentrados de aço de área separada pela distância entre a profundidade média da laje e o banzo inferior. Conservativamente, a área do banzo superior é desprezada por ser pequena em comparação com A_c/α_e, sendo A_c a área de concreto da laje (calculada com sua largura efetiva) e α_e a razão entre módulos de elasticidade do aço e do concreto, Silva (2013). Para as dimensões de treliça normalmente utilizadas (vãos maiores ou iguais a 15 metros) costuma-se estimar esta deflexão adicional como 10% da deflexão inicialmente encontrada.

O cálculo da deflexão máxima da treliça isolada, durante a fase construtiva (carregamento de construção), também é feito através da Equação 2.08, substituindo o momento de inércia da treliça mista, I_{tm}, pelo momento de inércia da treliça isolada, I_{ti}, que só trabalha com as áreas do banzo inferior e banzo superior e que acabada tendo valor menor que I_{tm}.

2.9.8.2 Considerações da American Society of Civil Engineers (ASCE, 1996)

Da mesma maneira que a SCI, a Asce (1996) determina que os deslocamentos verticais possam ser calculados utilizando um momento de inércia da estrutura mista baseado no banzo inferior de aço e em uma seção transformada de concreto na laje. O deslocamento imediato elástico encontrado por este método deve ser multiplicado por 1,15 para se levar em conta a maior flexibilidade da estrutura por tratar-se de treliça, Silva (2013).

2.9.8.3 Considerações da Canadian Standards Association (CSA, 2001)

A norma canadense CAN/CSA-S16-01, Csa, 2001) em seu item 17.3 informa a necessidade de se levar em consideração os efeitos de deformação lenta na viga e da retração do concreto. Para o cálculo dos deslocamentos verticais e simulação de interação parcial nas conexões de cisalhamento, devem-se calcular as flechas imediatas utilizando um momento de inércia efetivo dado pela Equação 2.11.

$$I_{e,tm} = I_{e,ti} + 0{,}85 * k^{0{,}25} * \left(I_{tm} - I_{e,ti}\right) \quad (2.11)$$

Sendo:

$I_{e,ti}$ o momento de inércia da treliça de aço isolada, ajustado para incluir os efeitos das deformações por cisalhamento. Estes efeitos podem ser levados em consideração reduzindo-se o momento de inércia baseado nas seções transversais das áreas de banzo inferior e superior em 15% (Equação 2.09), conforme prescreve também a norma brasileira, Abnt, 2008);

I_{tm} o momento de inércia da treliça baseado na razão entre os módulos de deformação do aço e do concreto $(\alpha_e = E_s/E_c)$, conforme já explicitado no item 2.9.8.1.

k a fração da conexão de cisalhamento completa (devendo-se utilizar k=1 para interação completa).

A deformação lenta da estrutura ocorre devido a cargas de longa duração, promovendo acréscimos no deslocamento vertical máximo à medida que o tempo avança. Para a simulação da fluência majora-se em 15% a flecha elástica imediata, causada pelo peso-próprio e pelas cargas acidentais de longa duração. Este é considerado um valor arbitrário, mas, segundo a norma, razoável, Silva (2013).

A norma canadense, baseando-se nestes estudos, avalia o deslocamento vertical de uma treliça mista devida somente à retração do concreto, através da Equação 2.12.

$$\delta_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_t * L^2 * y}{8 * \alpha_e * I_{tm}} \quad (2.12)$$

Sendo:

ε_{cs} a deformação no concreto devido à retração;

A_t a área de concreto da laje utilizada no cálculo das propriedades da seção transformada;

L o vão da viga;

y a distância do centroide da área efetiva de concreto da laje e a linha neutra;

α_e a razão entre E/E_{ct}, sendo E_{ct} o módulo efetivo do concreto na tração; e,

I_{tm} o momento de inércia da seção mista, porém com o cálculo da área transformada da laje feito utilizando-se a razão α_e.

2.9.8.4 Considerações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2008)

A norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008) informa que é necessário calcular o momento de inércia efetivo para determinação do deslocamento vertical máximo. Para as ações atuantes antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada (concreto fresco), deve-se tomar o momento de inércia da seção formada pelos banzos inferior e superior da treliça de aço (I_{ti}), reduzido em 15% para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, de acordo com a Equação 2.13.

$$I_{e,ti} = 0{,}85 I_{ti} \quad (2.13)$$

Para as ações atuantes após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada (concreto endurecido), tomar o

momento de inércia da seção homogeneizada, formada pelo banzo inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva (I_{tm}), reduzido em 15% do momento de inércia da seção formada pelos banzos inferiores e superiores da treliça de aço (I_{ti}), para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, de acordo com a Equação 2.14.

$$I_{e,tm} = I_{tm} - 0{,}15 * I_{ti} \tag{2.14}$$

2.9.8.5 Estado Limite de Serviço: Vibração do Piso Misto

Conforme a norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008), sistemas de pisos suscetíveis de vibrações, tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes.

Primeiramente, a frequência da vibração aplicada não deve ser próxima da frequência natural do piso, pois pode acentuar as vibrações aplicadas a um grau inaceitável. A frequência natural de peças estruturais longas reduz à medida que os vãos se tornam maiores, assim, de acordo com a NBR 8800, Abnt (2008), em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz, Silva (2013).

Como existe uma estreita relação entre o deslocamento vertical da estrutura e os limites aceitáveis de vibração, Neal et al. (1992) propõe como sugestão de pré-dimensionamento que a frequência natural de uma treliça mista seja calculada conforme a Equação 2.15, sendo δ_{fn} o deslocamento vertical instantâneo, em milímetros.

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} \tag{2.15}$$

Para se calcular δ_{fn}, a razão modular, α_e, utilizada na determinação da área de laje transformada em aço, deve ser calculada com o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, E_{cd}.

De acordo com Silva (2013), nos ensaios dinâmicos não-destrutivos para determinação do E_{cd}, considera-se que este está relacionado ao comportamento elástico do concreto e que o mesmo não é afetado pela fluência, já que os níveis de vibração aplicados implicam em tensões muito baixas. Por essa razão, o módulo de elasticidade dinâmico é aproximadamente igual ao módulo tangente à origem da curva tensão x deformação determinado no ensaio estático, e, portanto, maior do que o módulo secante estático, E_{cs} (Mehta e Monteiro, 1994). E_{cd} é geralmente de 20, 30 e 40 por cento maior do que o módulo estático de deformação para concretos de alta, média e baixa resistências, respectivamente. Dentre algumas expressões empíricas que relacionam os módulos estático e dinâmico a norma britânica BS 8110-2 (Bsi, 1985) especifica a Equação 2.16 para concretos com teor de cimento inferior a 500kg/m^3 e agregados de peso normal, sendo E_{ci} o módulo de deformação tangente inicial, dado pela Equação 2.17, de acordo com a norma brasileira NBR 6118, Abnt (2003b).

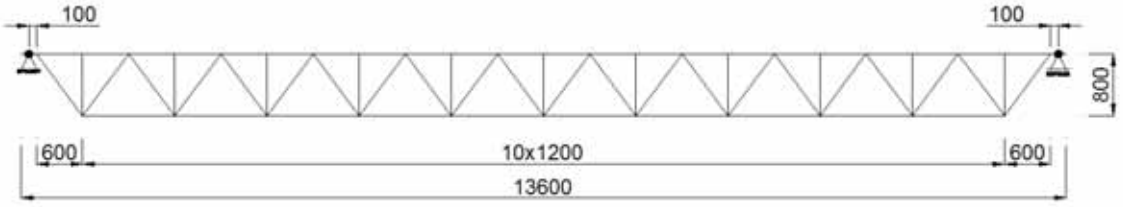
$$E_{ci} = 1{,}25 * E_{cd} - 19, \text{ com valores em GPa} \tag{2.16}$$

$$E_{ci} = 5600 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \tag{2.17}$$

3 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

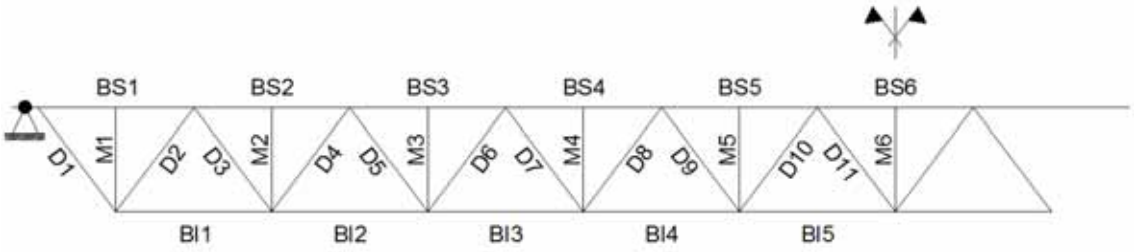
Neste capítulo é apresentada a geometria da estrutura a ser analisada e uma metodologia de pré-dimensionamento de uma treliça steel-joist mista, bi-apoiada com 13,6m de vão, admitindo estado limite último por escoamento do banzo inferior sob flexo-tração. A distância entre os centros de gravidade foi fixada em 80 centímetros, o que respeita a altura H_t indicada por Chien e Ritchie (1984), que deve estar compreendida no intervalo vão/11 e vão/17 e por SCI neal et al (1992), que deve estar compreendida no intervalo vão/20 e vão/15. A geometria dos painéis triangulares segue conforme as especificações para aberturas de dutos das treliças. A figura 38 ilustra a geometria do joist a ser analisada e a figura 39 mostra a numeração das barras:

Figura 38 – Desenho da estrutura. Unidade em milímetros



Fonte: Do Próprio Autor.

Figura 39 – Nome e numeração das barras.



Fonte: Do Próprio Autor.

Pela dimensão do vão desta treliça, pode-se caracterizá-la como do Tipo 2, que é mais adequada para coberturas e apoios de laje como é explicado no anexo A.3. A geometria dos perfis a serem verificados é para os banzos

superior e inferior do tipo U simples formado a frio e as diagonais e montantes do tipo 2L (duas cantoneiras frente a frente).

A viga treliçada foi admitida como tendo o carregamento distribuído uniformemente ao longo de todo o vão e estima-se que o estado limite ocorra simultaneamente em duas posições:

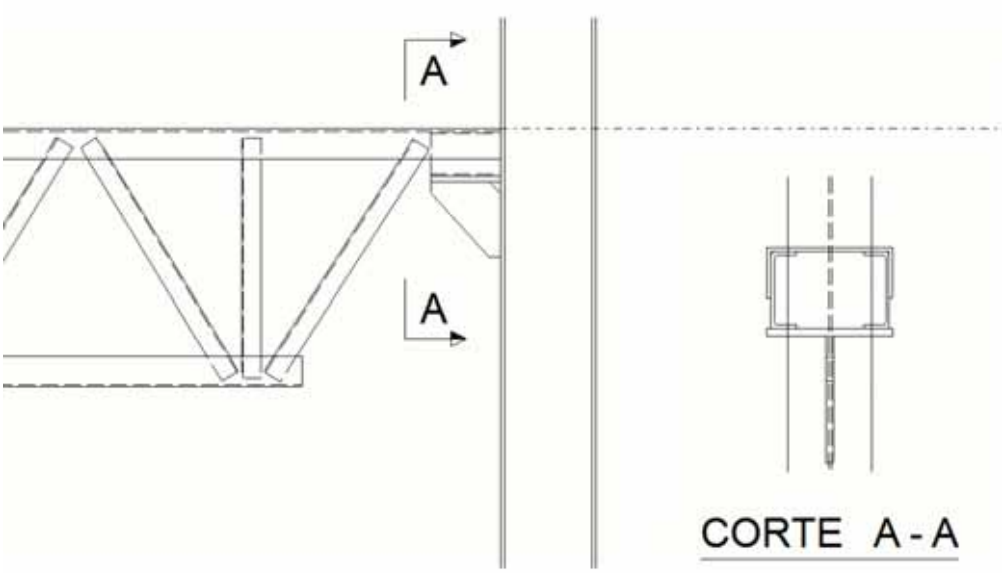
a) Pela tração do banzo inferior e das diagonais próximas aos apoios.

b) Pela flexo-compressão do banzo superior, que para diminuir o comprimento de flambagem no plano e fora do plano da treliça é inserido montantes alternados apenas entre os nós do banzo inferior, o que permite abertura para dutos e tubulações.

Para facilitar o entendimento foram escritos anexos. As propriedades geométricas dos perfis estão explicitadas no Anexo A.2.3. No anexo A.3.1 é apresentado a geometria das seções dos perfis comumente utilizado em projetos de steel-joists na construção civil. No anexo A.3, é apresentado às premissas de projetos e os tipos de geometrias de joists e os seus apoios. As barras são dimensionadas respeitando-se as teorias de tração, compressão e flexão composta, apresentadas pela norma brasileira NBR 14762, Abnt (2010) e descritas no Anexo B.

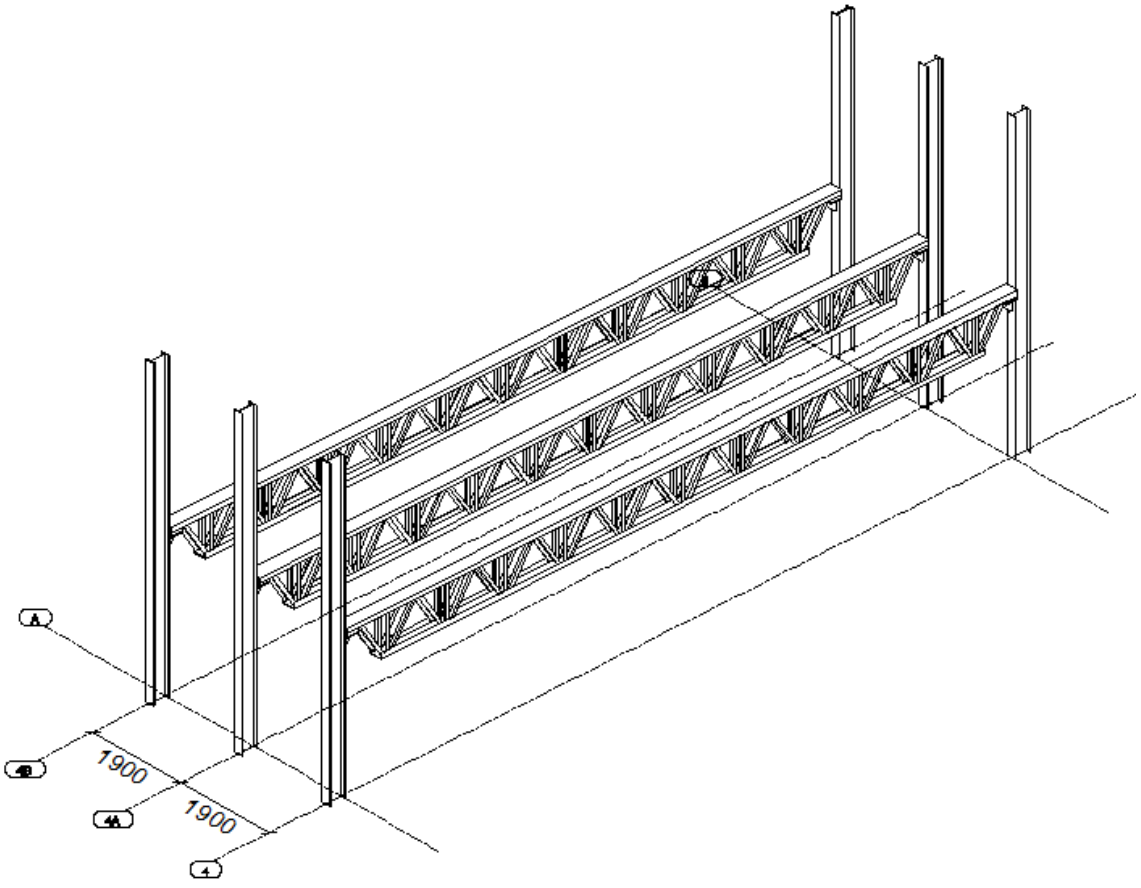
As ligações entre os perfis são soldadas entre os nós da treliça. Como a resistência das soldas (f_w = 415MPa) é maior que a dos perfis (f_y = 250MPa) e supondo-se que as soldas são bem executadas, com espessura e cordão de solda bem definidos e bem projetadas, foi considerada a hipótese de que a solda não seria um estado limite. Os apoios são do tipo A15 – Joist x Coluna, como é apresentado no anexo A.3.2.1 e como mostra as Figura 40 e 41. Estes apoios foram verificados considerando uma flexão localizada devido ao fato da linha de centro da diagonal da extremidade não coincidir com o centro do apoio. O anexo C, trata da marcha de cálculo para o dimensionamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, e, finalmente o anexo D define os coeficientes de ponderação das ações e das resistências utilizados no trabalho.

Figura 40 – Detalhe do apoio da treliça no pilar.



Fonte: Do Próprio Autor.

Figura 41 – Vista isométrica das treliças mistas. Medidas em milímetros.



Fonte: Do Próprio Autor.

3.1 Pré-dimensionamento

As características da estrutura metálica são as seguintes:

- Resistência ao escoamento do aço f_y = 250MPa
- Resistência última do aço f_u = 400MPa
- Módulo de elasticidade longitudinal E = 200GPa
- Módulo de elasticidade transversal G = 77GPa
- Coeficiente de Poisson $\nu_{aço}$ = 0,3
- Peso específico das barras de aço $\gamma_{aço}$ = 78,5kN/m^3

A laje, suposta para piso, e com altura total de 120mm foi dimensionada para:

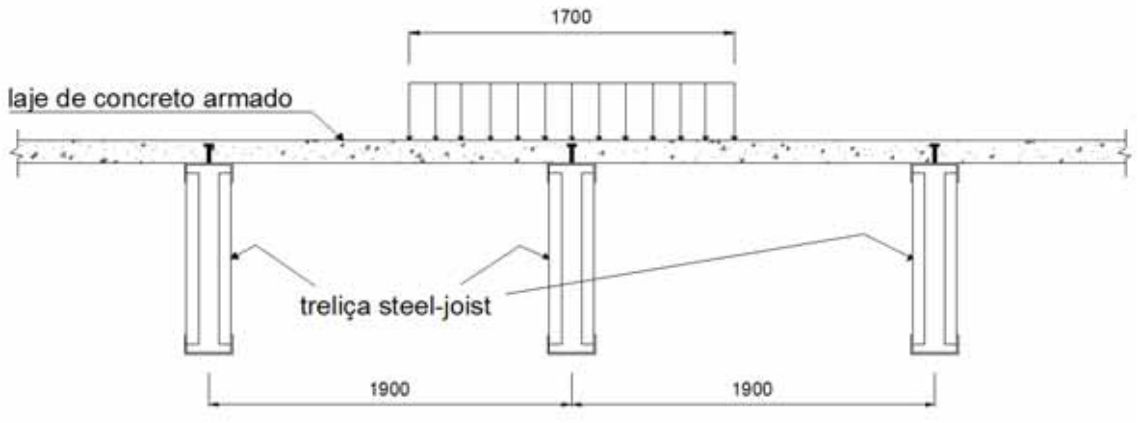
- Forma de aço Metform MF50
- Peso específico do concreto armado γ_{ca} = 25kN/m^3
- Resistência característica do concreto à compressão f_{ck} = 25MPa

A distância entre as vigas é de 1,9m como mostra a Figura 41. Segundo a norma brasileira NBR 8800, Abnt (2008) a largura efetiva da mesa de concreto é determinada como sendo o menor valor entre:

- 1/8 do vão da viga mista: $b_e = \frac{1}{8} * 13600 = 1700mm$
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a viga adjacente, considerando metade do espaçamento entre as treliças como sendo $b_{e1} = 0{,}85m$. Então tem-se: $b_e = 2 * b_{e1} = 2 * 0{,}85 = 1{,}90m$.
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje de concreto em balanço. Este caso não se aplica.

  Das três situações tem-se que a largura efetiva das ações é igual a 1700mm como mostra a Figura 42.

Figura 42 – Largura efetiva das ações (medidas em milímetros).



Fonte: Do Próprio Autor.

Os passos da marcha de cálculo estão identificados por número e precedidos pela letra P. Então, por exemplo, P1 será entendido como passo 1 do pré-dimensionamento/dimensionamento.

3.2 Passos do pré-dimensionamento

P1 – Pré-dimensionamento do banzo inferior

1.1 – Determinação da área da seção transversal mínima para o banzo inferior supondo tração simples devido ao momento fletor – face inferior da barra BI5.

De acordo com o Anexo D, conforme NBR 8800, Abnt (2008), foram utilizadas combinações normais de ações para o Estado Limite Último. As ações aplicadas foram consideradas com seus respectivos coeficientes de ponderação. O peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco (treliça de aço, fôrma de aço, armadura em tela soldada e laje de concreto) foi considerado com coeficiente γ_g = 1,4. O peso próprio adicional (pisos elevados, tetos e luminárias) equivalente a peso próprio de elementos construtivos em geral teve seu coeficiente γ_g = 1,5 e para carga acidental de ocupação foi utilizado coeficiente γ_q = 1,5.

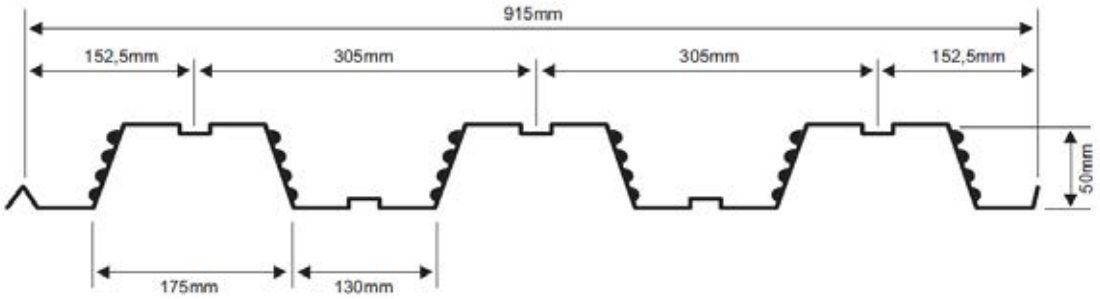
A partir do catálogo da Metform e da norma NBR 6120, é possível estimar as cargas permanentes, aplicando seus respectivos coeficientes de ponderação para cada ação de cálculo P_d.

O Peso próprio da treliça de aço foi calculado como sendo: (6,5kN:13,6m) x 1,4 = 0,70kN/m

Para a Fôrma de aço foi utilizada a MF-50 (Figura 43) para laje de piso (t_f = 120mm) com espessura nominal de 0,80mm própria para vão máximo simples sem escoramento de 1650mm. Com estes dados, consultando o catálogo da Metform, chega-se a um peso da forma de 8,39kgf/m^2.

Assim, encontra-se o peso da forma majorado com o coeficiente de ponderação e multiplicando pela largura efetiva da laje, temos: (8,39kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,4 = 0,2KN/m

Figura 43 – Dimensões da fôrma MF-50.



Fonte: METFORM (2010).

O peso da armadura em tela soldada foi determinado pelo catálogo Metform com o valor de 1,21kgf/m^2. Multiplicando este valor pela largura efetiva da laje e pelo seu coeficiente de ponderação, temos: (1,21kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,4 = 0,03KN/m.

A Laje de concreto foi calculada seguindo o catálogo Metform, utilizando 0,095m^3 de concreto por m^2 de laje. O volume de concreto é calculado como: 0,095*1,7m*13,6m = 2,20m^3. Então, multiplicando o volume de concreto pelo peso específico do concreto fresco e dividindo pelo comprimento do vão temos, o esforço distribuído na viga treliçada: (2,20m^3 x 24kN/m^3)/13,6m = 4,0kN/m. Majorando: (4,0kN/m) x 1,4 = 5,6kN/m

Os pesos próprios adicionais, que são cargas comumente presentes quando toda a obra já está pronta e em funcionamento (forros de gesso, tubulações de água, esgoto e ar-condicionado). Então se determina o ação de cálculo como sendo: 0,45kN/m^2 x 1,7 x 1,5 = 1,2kN/m

A carga acidental de ocupação (escritórios) foi determinada pela norma NBR 6120, que denominada “cargas para o cálculo de estruturas de edificações” (ABNT, 1980) e especifica como valor mínimo de carga vertical para escritórios (salas de uso geral e banheiro) o valor 2kN/m^2. Porém, em seu item 2.2.1.1 ela informa que nos compartimentos destinados a carregamentos especiais, como os devidos a arquivos, depósitos de materiais, máquinas leves e caixas fortes, pode-se considerar um acréscimo de 3kN/m^2 no valor da carga acidental. Assim, tem-se que a carga acidental majorada com seu coeficiente de ponderação e multiplicada pela largura efetiva da laje, chega-se a um valor de: 5kN/m^2 x 1,7 x 1,5 = 13kN/m

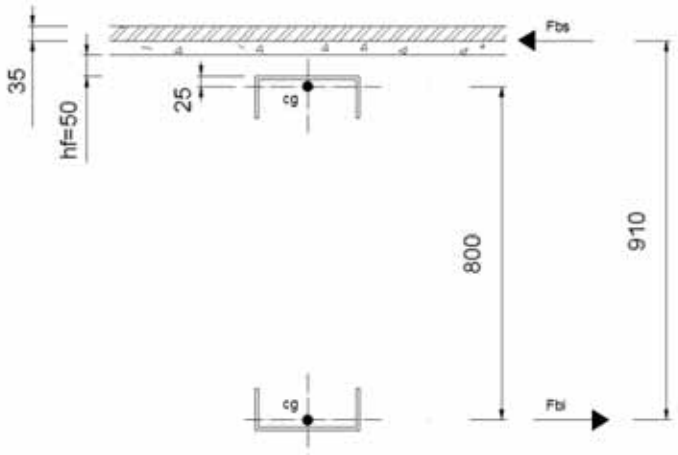
Somando-se todas as cargas determinadas acima chegamos a um esforço de cálculo P_d = 21kN/m e se determina o momento fletor de cálculo para a treliça mista:

$$M_{Sd,tm} = \frac{21 * 13{,}6^2}{8} = 485{,}5kN * m$$

$$M_{Rd,tm} = F_{bi} * d_2 \geq M_{Sd,tm} = 48550kN * cm$$

Supondo como banzo superior o perfil de chapa dobrada US250*100*6,35 que tem como características geométricas: b_w = 250mm; b_f = 100mm, t = 6,35mm. Da Figura 44 temos que d_2 = 91cm.

Figura 44 – Dimensões para determinação do esforço F_{bi}, medidas em milímetros.



Fonte: Próprio Autor.

Desta forma, é possível determinar a área mínima da seção transversal para determinar a seção transversal:

$$F_{bi} \geq \frac{48550kN * cm}{91cm} = 533{,}5kN \Rightarrow A_{bi} \geq \frac{533{,}5}{\frac{25}{1{,}1}} = 23{,}5cm^2 \Rightarrow A_{bi,mín} = 23{,}5cm^2$$

A partir do catálogo de perfis formados a frio, anexo da NBR 14762 (ABNT, 2010) adota-se o perfil US250*100*6,35: b_w = 250mm; b_f = 100mm, t = 6,35mm; A_g = 26,96cm^2; I_y = 253,608cm^4; P = 21,165kgf/m.

1.2 Verificação da quantidade e espaçamento entre conectores de cisalhamento

Supondo conector D = 19 mm, a Equação C.02 e a Equação C.03 foram utilizadas para determinar a resistência ao cisalhamento dos conectores, buscando o menor valor entre Q_{Rd1} e Q_{Rd2}.

$$Q_{Rd1} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{0{,}5 * A_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{0{,}5 * 283{,}53 * \sqrt{25 * 23800}}{1{,}25} = 87481{,}76N$$

$$Q_{Rd2} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 * 1{,}0 * 283{,}53 * 415}{1{,}25} = 94131{,}96N$$

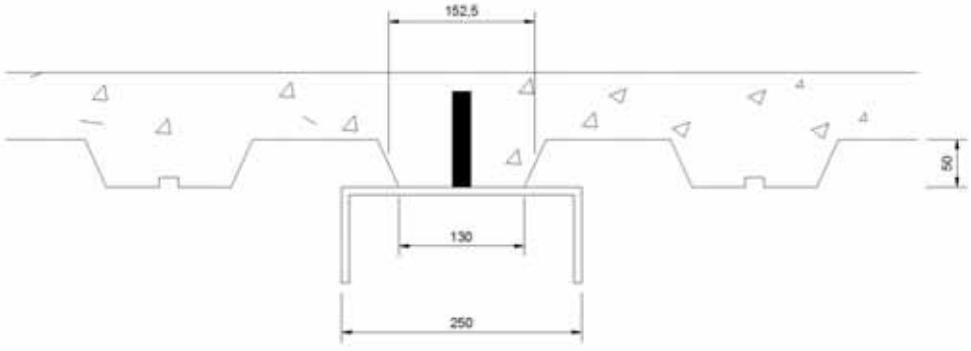
O coeficiente R_g foi considerado igual a 1,0, pois é um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço paralela ao eixo da viga treliçada.

$$\frac{b_f}{h_f} = \frac{152{,}5}{50} = 3{,}05 \geq 1{,}5 \Rightarrow R_g = 1{,}0$$

O coeficiente R_g foi considerado igual a 1,0, pois pelo menos 50% de b_w está em contato direto com o concreto (Figuras 45)

Entre os menores valores de Q_{Rd1} e Q_{Rd2}, se determina o valor de $Q_{Rd,mín}$ como sendo igual a 87,5kN.

Figura 45 – Posição mais favorável para os conectores, medida em milímetros.

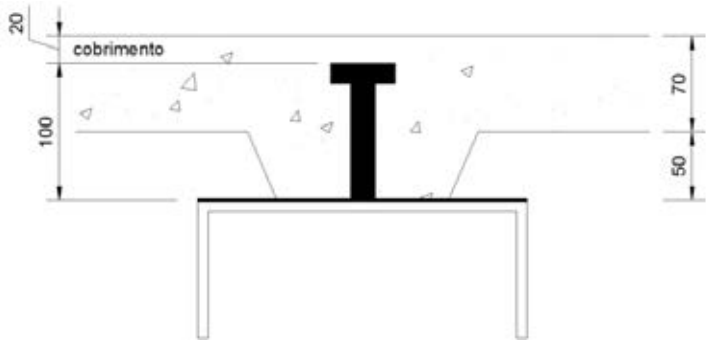


Fonte: Próprio Autor.

Conforme item C.2 e Figuras 45 e 46, o comprimento mínimo do conector igual a 4 vezes o seu diâmetro, para conector de 19mm tem-se que: 4 x 19mm = 76mm <h_{cs} = 50mm + 50mm = 100mm.

O cobrimento superior deve ser considerado como de no mínimo 1cm. Como a altura da laje é 12cm (laje de piso) e o conector tem comprimento de 10cm, tem-se cobrimento do conector de 2cm.

Figura 46 – Dimensões da fôrma, laje e conector de cisalhamento, medidas em milímetros.



Fonte: Próprio Autor.

Conforme Equação C.05 e C.06, se verifica se a linha neutra está na laje de concreto:

$$R_{cd} = 0{,}85 * f_{cd} * b_e * t_c = 0{,}85 * \frac{2{,}5}{1{,}4} * 170 * 7 = 1806{,}25kN$$

$$R_{td} = A_{bi} * f_{yd} = 26{,}96 * \frac{25}{1{,}1} = 612{,}73kN$$

Como R_{cd}>R_{td} a linha neutra está na laje de concreto.

Pela Equação C.07, se faz o cálculo do número mínimo de conectores:

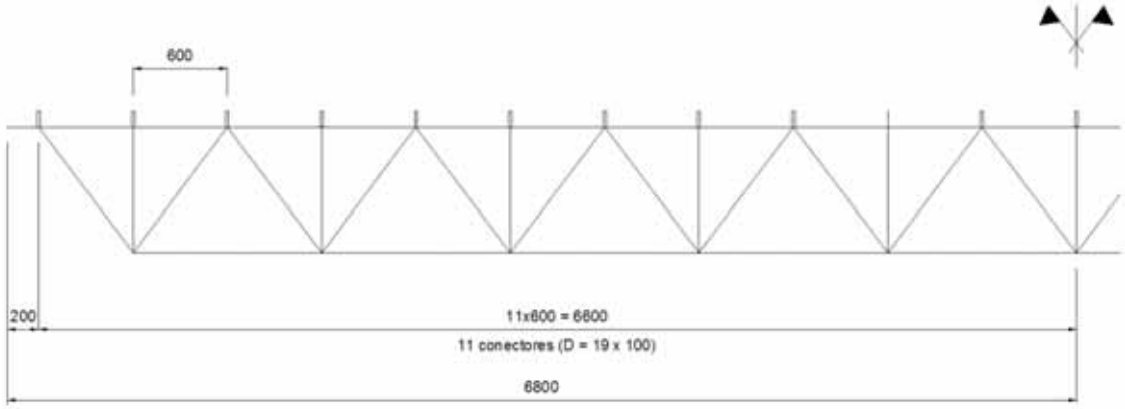
$$n * Q_{Rd,mín} \geq A_{bi} * f_{yd}$$

$$n * 87{,}5 \geq 26{,}96 * \frac{25}{1{,}1} \Rightarrow n \geq 7$$

Conforme item C.3.2, o espaçamento máximo entre conectores = 8 x t_t = 8 x 12 = 96cm e o espaçamento mínimo = 6 x 1,9cm = 11,4cm. Portanto, devem ser utilizados, no mínimo, 7 conectores de cada lado, para satisfazer o espaçamento máximo e uniformidade entre os espaçamentos, posicionando-os em cada nó do banzo superior, utilizou-se 11 conectores de cada lado da viga.

O espaçamento fica determinado como 60cm como mostra a Figura 47. Este valor satisfaz o espaçamento mínimo de 11,4 e o espaçamento máximo de 96 cm.

Figura 47 – Espaçamento entre conectores de cisalhamento, medidas em milímetros.



Fonte: Próprio Autor.

Foi testada, a possibilidade de se utilizar conectores com diâmetros de 12,7mm e 15,9mm. Todos eles passaram na verificação. Devido às

especificações da METFORM, usualmente se utilizam conectores com diâmetro de 19 mm na fabricação de vigas mistas. Por este motivo, para a análise estrutural, optou-se utilizar o diâmetro de 19mm.

1.3 Determinação da área da seção transversal máxima para o banzo inferior

Para que o cisalhamento horizontal entre a laje e o banzo superior seja garantido pelos conectores, como já visto no passo 1.2:

$$n * Q_{Rd} \geq A_{bi} * f_{yd} \Rightarrow 11 * 87{,}5 \geq A_{bi} * \frac{25}{1{,}1} \Rightarrow A_{bi} \leq 42{,}35 cm^2$$

Como a área da seção transversal do perfil é igual 26,96cm^2, então essa área pode ser adotada. Portanto, um perfil para o banzo inferior com área da seção transversal maior que 42,35cm^2, causaria o colapso dos conectores, sendo indesejável para a estrutura.

P2 – Pré-dimensionamento do banzo superior

Este passo visa definir um perfil para o banzo superior, solicitado durante a ação mista durante o processo construtivo não-escorado da estrutura.

2.1 – Determinação da área da seção transversal mínima para o banzo superior supondo compressão simples devido ao momento fletor.

A combinação de cálculo utilizada foi considerada como combinação especial ou de construção, conforme o Anexo D de acordo com a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008). O coeficiente de ponderação relativo à treliça de aço, fôrma de aço, armadura em tela soldada e laje de concreto foi considerado como peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco $\gamma_g = 1{,}3$; e para a carga acidental construtiva $\gamma_q = 1{,}3$, assim:

Tabela 1 – Ações de cálculo para cargas utilizando combinação especial ou de construção

Ações	Ações de Cálculo
Treliça de aço	(6,5kN:13,6m) x 1,3 = 0,62kN/m
Fôrma de aço	(8,39kgf/m^{2}x 1,9m) x 1,3 = 0,21kN/m
Armadura em tela soldada	(1,21kgf/m^{2}x 1,9m) x 1,3 = 0,03kN/m
Laje de concreto	(2,20m^3 x 24kN/m^3)/13,6m = 4,0kN/m Majorando: (4,0kN/m) x 1,3 = 5,2kN/m
Carga acidental construtiva	0,5kN/m^2 x 1,7 x 1,3 = 1,11kN/m

Fonte: Do próprio Autor.

Somando-se todas as cargas determinadas pela tabela 1 se determina um esforço de cálculo P_d = 7,2kN/m e se determina o momento fletor de cálculo para a treliça mista:

$$M_{Sd,ti} = \frac{7{,}2 * 13{,}6^2}{8} = 166{,}5kN.m = 16650kN.cm$$

$$M_{Rd,ti} = F_{bs} * d_2 \geq M_{Sd,ti} = 16650kN * cm$$

Assim, é possível determinar a área mínima da seção transversal para determinar a seção transversal, como mostra a Figura 48:

Figura 48 – Dimensões para determinação do esforço F_{bs}, medidas em milímetros.

Fonte: Próprio Autor.

$$F_{bs} \geq \frac{16650kN * cm}{80cm} = 208kN \Rightarrow A_{bs} \geq \frac{208}{\frac{25}{1{,}1}} = 9{,}15cm^2 \Rightarrow A_{bs,mín} = 9{,}15cm^2$$

2.2 Verificação do perfil do banzo superior analisando-se b'_{min}, t_{bs} e $Q_{Rd,mín}$

Quando se utiliza pinos com cabeça, a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura do perfil do banzo, conforme explicitado no item C.2.

Na primeira tentativa, adota-se o perfil US250*100*6,35: b_w = 250mm; b_f = 100mm, t = 6,35mm; A_g = 26,96cm^2. De acordo com CSA (2001): b'_{min} = 1,4 x 19 + 20 = 46,6mm, r_e = 2,5t = 2,5 x 6,35 = 15,88mm, b' = b – 2 x r_e = 250 – 2 x 15,88 = 218,24mm > 46,6mm (OK)

$$\frac{D}{2{,}5} = \frac{19}{2{,}5} < t_{bs} \rightarrow t_{bs} > 7{,}6mm$$

Para espessuras menores que 7,6mm a resistência do conector deve ser reduzida. Como t = 6,35mm < 7,6mm, então Q_{Rd} deverá ser reduzido.

$$\frac{D}{t_{bs}} = \frac{19}{6{,}35} = 2{,}99 < 4$$

A redução R_f deve ser calculada conforme Equação C.01:

$$R_f = 2{,}67 - 0{,}67 * \frac{D}{t_{bs}} = 2{,}67 - 0{,}67 * \frac{19}{6{,}35} = 0{,}66$$

$$Q_{Rd} = 0{,}66 * 87{,}5 = 57{,}75kN$$

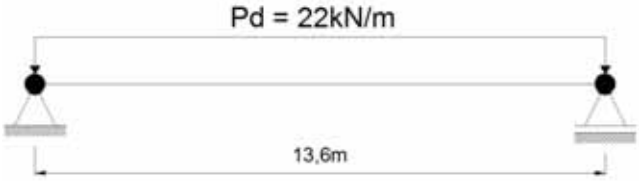
Pela Equação C.08, se verifica que a somatória de esforços resistentes nos pinos é maior que o esforço de tração máxima no banzo inferior.

$$\sum Q_{Rd} = 11 * 57{,}75 = 635{,}25 \geq R_{td} = 26{,}96 * \frac{25}{1{,}1} = 612{,}73kN\ (OK)$$

P3 – Pré-dimensionamento das diagonais

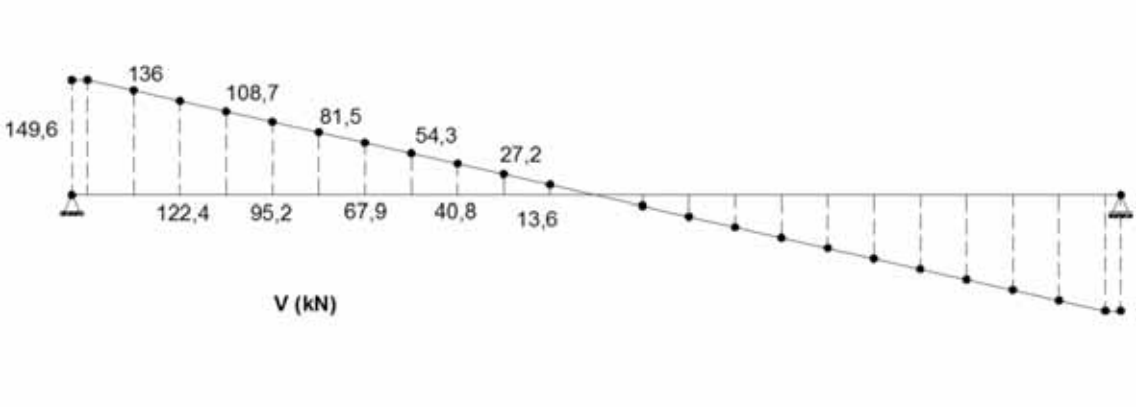
A diagonal mais solicitada é a denominada D1 (Figura 39). Como a estrutura é hiperestática internamente não se consegue obter os esforços axiais nas barras pelo método do equilíbrio dos nós. No entanto, pode-se calcular o esforço de tração nas diagonais e montantes nas extremidades próximas aos apoios, através de uma analogia do cálculo do esforço cortante de uma viga mista bi apoiada com carregamento aplicado em todo vão, como mostra as Figuras 49, 50 e 51.

Figura 49 – Treliça mista representada como uma viga bi-apoiada.



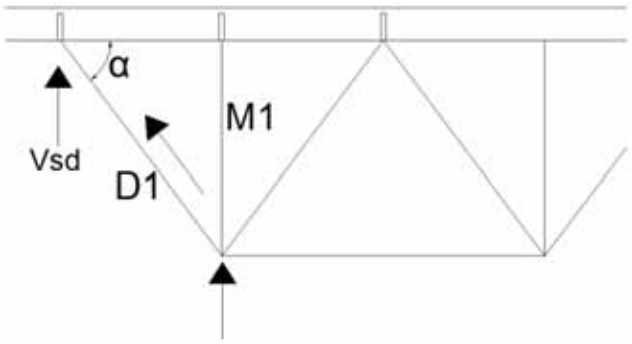
Fonte: Próprio Autor

Figura 50 – Diagrama de esforço cortante ao longo da viga treliçada.



Fonte: Próprio Autor

Figura 51 – Esforço cortante no apoio, tração na diagonal mais solicitada e compressão no montante mais solicitado.



Fonte: Próprio Autor.

Com o equilíbrio apenas do nó mais próximo do apoio, onde se encontra a diagonal D1, encontra-se uma força axial de tração:

$$V_{sd} = \frac{22 * 13{,}6}{2} = 149{,}6kN$$

$$T_{sd,D1} = \frac{149{,}6}{\cos \propto} = \frac{149{,}6}{0{,}8} = 187kN$$

Então: $A_g * f_{yd} \geq 187kN \Rightarrow A_g \geq 8{,}23cm^2$

Para sustentação dos banzos, o perfil mais leve que satisfaz será uma dupla cantoneira de abas iguais, frente a frente L51*51*4,75, b_f = 51mm, t = 4,75mm, A_g = 8,79cm^2.

P4 – Pré-dimensionamento das montantes

O pré-dimensionamento é feito utilizando-se a força cortante a 80cm do apoio na situação de carregamento ao longo de todo o vão da viga mista (Figura 51). Isso leva ao valor de força axial de compressão na montante M1 (Figura 39) de 136kN.

Então: $A_g * f_{yd} \geq 136kN \Rightarrow A_g \geq 6cm^2$

Da mesma forma que as diagonais, para auxiliar na sustentação dos banzos além das diagonais, para facilitar a fabricação da treliça, adota-se o mesmo perfil da diagonal: 2L51*51*4,75, b_f = 51mm, t = 4,75mm, A_g = 8,79cm^2.

P5 – Perfis determinados pelo pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento foi finalizado com os perfis mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Perfis confirmados pelo pré-dimensionamento.

Componentes da treliça	Perfis dimensionados
Banzo inferior	US250*100*6,35
Banzo superior	US250*100*6,35
Diagonais	2L51*51*4,75
Montantes	2L51*51*4,75

Fonte: Do Próprio Autor.

4 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS E VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES, DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E IÇAMENTO

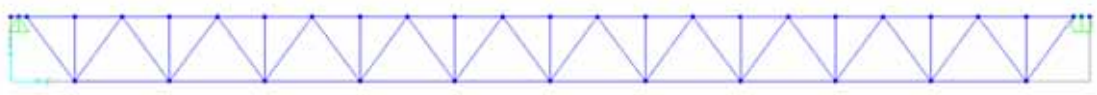
Na Tabela 3 estão apresentadas as propriedades das barras para a modelagem via SAP2000. Para a análise da treliça isolada, o esquema estático da treliça foi considerado como uma viga treliçada, tendo suas barras articuladas, com apoio fixo na extremidade esquerda e com apoio móvel na extremidade direita. Para a análise da treliça mista, o esquema estático foi mantido com as mesmas características do esquema estático da treliça isolada, porém com um elemento de ligação entre o banzo superior e a laje, que foi considerado como sendo de concreto, um elemento de barra, engastado na laje e no banzo superior, com seção retangular com largura igual ao espaçamento entre conectores e altura igual ao diâmetro do conector stud bolt porém transformado em concreto, multiplicando o diâmetro pelo parâmetro α_e. A figura 52 mostra o esquema estático para a análise da treliça isolada. As figuras 53 e 54 mostram o esquema estático da análise da treliça mista via SAP2000.

Tabela 3 – Propriedades das barras para modelagem via SAP2000.

Barra	Seção (mm)	A_g (cm^2)	I (cm^4)	Material
Banzo Superior	US250*100*6,35	26,96	253,61	aço
Banzo Inferior	US250*100*6,35	26,96	253,61	aço
Montantes	2L51*51*4,75	8,79	22,20	aço
Diagonais	2L51*51*4,75	8,79	22,20	aço
Conector	160*600	900	0,64	concreto
Laje	1700*70	11900	4859,17	concreto

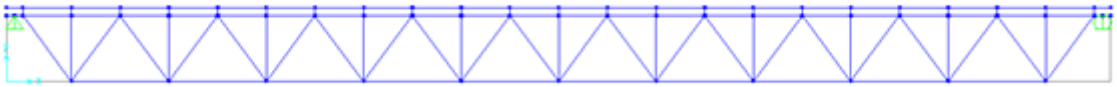
Fonte: Próprio Autor.

Figura 52 – Esquema estático para modelagem da treliça isolada via SAP2000.



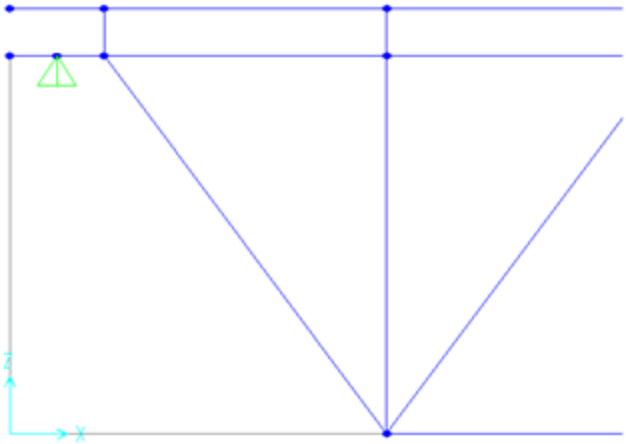
Fonte: Próprio Autor

Figura 53 – Esquema estático para modelagem da treliça mista via SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

Figura 54 – Detalhe do esquema estático na extremidade do apoio fixo, para modelagem da treliça mista via SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

Foram criados 3 casos de carregamento para o ELU sem a aplicação dos coeficientes de ponderação das ações, como mostra a Tabela 4.

Tabela 4 – Casos de Carregamento e ações para cada caso.

Casos de Carregamentos	**Ações para cada caso de carregamento**
Carregamento 1	Treliça de aço + fôrma de aço + malha em tela soldada + laje de concreto = 4,65kN/m
Carregamento 2	Peso próprio adicional + carga acidental de ocupação = 9,30kN/m.
Carregamento 3	Carga acidental construtiva = 0,85kN/m

Fonte: Do Próprio Autor.

4.1 Passos do Dimensionamento

P1 – Dimensionamento do banzo inferior

Para o dimensionamento do banzo inferior foi utilizada a seguinte combinação: (esforços devido ao carregamento 1) x 1,4 + (esforços devidos ao carregamento 2) x 1,5. Os resultados estão apresentados na Figura 55.

No pré-dimensionamento a barra BI5 foi verificada para os esforços N = +533,5kN, valores próximos aos obtidos via modelagem (N = +494kN). A seguir apresenta-se a verificação a tração para a barra BI5 utilizando as equações B.01 e B.02.

1) Força Normal de Tração Resistente de Cálculo: "$N_{t,Rd}$":

1.1) Início do escoamento:

$$N_{t,Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}1$$

$$N_{t,Rd} = 26{,}96 * \frac{25}{1{,}1} = 612{,}7kN$$

1.2) Ruptura na região da Ligação:

Adota-se $C_t = 1{,}0$, Todos os elementos conectados por soldas longitudinais ou por uma combinação de soldas longitudinais e transversais, chegando-se a:

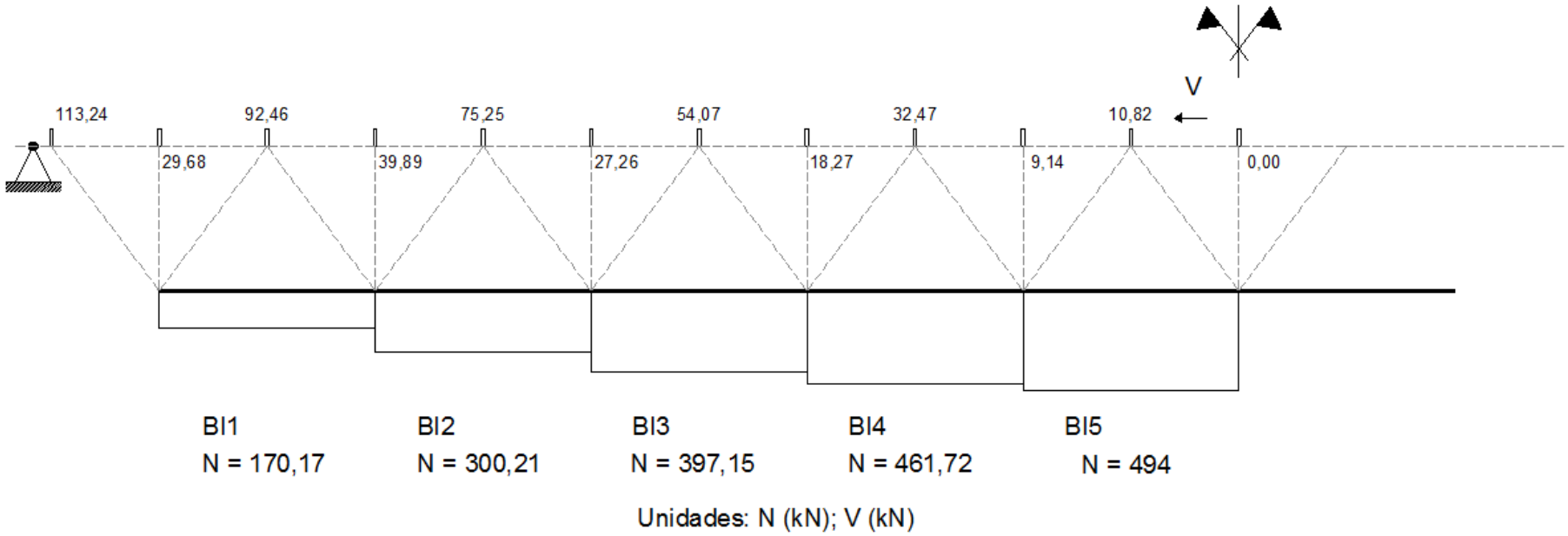
$$N_{t,Rd} = C_t * A_n * \frac{f_u}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}65$$

$$N_{t,Rd} = 1{,}0 * 26{,}96 * \frac{40}{1{,}65} = 653{,}6kN$$

Portanto, obtém-se $N_{t,Rd} = 612{,}7kN$, ou seja:

$$\frac{N_{S,Rd}}{N_{t,Rd}} = \frac{494}{612{,}7} = 0{,}806 < 1{,}0 \rightarrow Perfil\ Aprovado!$$

Figura 55 – Esforços no banzo inferior e nos conectores para o caso da viga mista obtidos pelo SAP2000.



Fonte: Próprio Autor.

P2 – Dimensionamento do banzo superior

Para o dimensionamento do banzo superior foi utilizada uma combinação envolvendo dois carregamentos.

Para o dimensionamento do banzo superior foi utilizada a seguinte combinação: (esforços devido ao carregamento 1) x 1,3 + (esforços devidos ao carregamento 2) x 1,3. Os resultados estão apresentados na Figura 56.

No pré-dimensionamento a barra BS5 foi verificada para os esforços N = +208kN, valores bem próximos aos obtidos via modelagem (N = +199,85kN). Porém, deve-se verificar os esforços locais nos apoios (V = 47,9kN, M = 4,72kN.m). A seguir apresenta-se a verificação a compressão para a barra BS6 utilizando as expressões B.03 a B.12 e a verificação a flexão simples e flexão composta pelas expressões B.13 a B.21.

1) Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo: "$N_{c,Rd}$":

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 2472{,}67}{(1{,}0 * 60)^2} = 135579{,}23kN$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 253{,}61}{(1{,}0 * 60)^2} = 13905{,}72kN$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r^2} * \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right] = \frac{1}{11{,}54^2} * \left[\frac{\pi^2 * 20000 * 26896{,}67}{(1{,}0 * 60)^2} + 7692{,}3 * 3{,}73\right]$$

$$= 11392{,}93kN$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2} = 0{,}77$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2H} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * N_{ex} * N_{ez} * H}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right]$$

$$= \frac{135579{,}23 + 11392{,}93}{2 * 0{,}77}$$

$$* \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 135579{,}23 * 11392{,}93 * 0{,}77}{(135579{,}23 + 11392{,}93)^2}}\right] = 11158{,}94kN$$

$N_e = 11158{,}94kN$

$\lambda_o = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{26{,}96 * 25}{11158{,}94}} = 0{,}25$

$\lambda_o \leq 1{,}5 \Rightarrow \chi = 0{,}658^{(0{,}25)^2} = 0{,}978$

Cálculo da Área Efetiva pelo MLE (Método da Largura Efetiva):

$\sigma = 0{,}978 * 25 = 24{,}45kN/cm^2$

Elementos AL:

$\frac{b}{t} = \frac{10 - 2 * 0{,}635}{0{,}635} = \frac{8{,}73}{0{,}635} = 13{,}75$

$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} = \frac{13{,}75}{0{,}95 * \sqrt{\frac{0{,}43 * 20000}{24{,}45}}} = 0{,}772 > 0{,}673$

$b_{ef} = \frac{b}{\lambda_p} * \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) = \frac{8{,}73}{0{,}772} * \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}772}\right) = 8{,}08cm$

Elemento AA:

$\frac{b}{t} = \frac{25 - 4 * 0{,}635}{0{,}635} = \frac{22{,}46}{0{,}635} = 35{,}37$

$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} = \frac{35{,}37}{0{,}95 * \sqrt{\frac{4 * 20000}{24{,}45}}} = 0{,}65 < 0{,}673$

Toda a alma é efetiva.

$A_{ef} = A - \sum \left(b - b_{ef}\right)t = 26{,}96 - 2 * (8{,}73 - 8{,}08) * 0{,}635 = 26{,}13cm^2$

$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A_{ef} * f_y}{1{,}2} = \frac{0{,}978 * 26{,}13 * 25}{1{,}2} = 532{,}4kN$

$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{199{,}85}{532{,}4} = 0{,}38 \leq 1{,}0 \Rightarrow$ Perfil aprovado.

2) Momento Fletor Resistente de Cálculo: "$M_{y,Rd}$":

2.1) Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral por Torção:

$$C_s = -1{,}00 \rightarrow porque\ se\ tem\ tração\ no\ lado\ de\ coordenadas\ de\ X\ negativo$$

$$C_m = 1{,}00 \rightarrow já\ que\ M_1 = M_2$$

$$x_m = \frac{b_m^2}{a_m + 2b_m} = \frac{9{,}68^2}{24{,}365 + 2 * 9{,}68} = 2{,}14cm$$

$$x_g = x_m + \frac{t}{2} = 2{,}46cm$$

$$\beta_w = -\left[\frac{t * x_m * a_m^3}{12} + t * x_m^3 * a_m\right]$$

$$= -\left[\frac{0{,}635 * 2{,}14 * 24{,}365^3}{12} + 0{,}635 * 2{,}14^3 * 24{,}365\right]$$

$$\beta_w = -1789{,}6cm^5$$

$$\beta_f = \frac{t}{2} * [(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{t * a_m^2}{4} * [(b_m - x_m)^2 - x_m^2]$$

$$\beta_f = \frac{0{,}635}{2} * [(9{,}68 - 2{,}14)^4 - 2{,}14^4] + \frac{0{,}635 * 24{,}365^2}{4} * [(9{,}68 - 2{,}14)^2 - 2{,}14^2]$$

$$\beta_f = 5945{,}77cm^5$$

$$j = \frac{1}{2I_y}\left(\beta_w + \beta_f + \beta_l\right) + x_0; Para\ perfis\ U \rightarrow \beta_l = 0$$

$$j = \frac{1}{2 * 253{,}61}(-1789{,}6 + 5945{,}77 + 0) + 5{,}55 = 13{,}74cm$$

$$M_e = \frac{C_s * N_{ex}}{C_m} * \left[j + C_s * \sqrt{j^2 + r_0^2 * \left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}}\right)}\right]$$

$$M_e = \frac{1 * 135579{,}23}{1} * \left[13{,}74 + 1 * \sqrt{13{,}74^2 + 11{,}48^2 * \left(\frac{11392{,}93}{135579{,}23}\right)}\right]$$

$$= 3779577{,}58kN.cm$$

$$W_c = \frac{253{,}61}{2{,}52} = 103{,}64cm^3$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c * f_y}{M_e}} = \sqrt{\frac{103{,}64 * 25}{3777726{,}64}} = 0{,}03 < 0{,}6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}0$$

$$M_{y,Rd} = \frac{\chi_{FLT} * W_{c,ef} * f_y}{1{,}1} = \frac{1{,}0 * 103{,}64 * 25}{1{,}1} = 2.355{,}45kN * cm$$

2.2) Início do escoamento da seção efetiva:

$$\sigma_1 = f_y$$

$$\frac{\sigma_1}{75} = \frac{\sigma_2}{12} \rightarrow \Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0{,}16$$

$$k = 0{,}57 - 0{,}21\Psi + 0{,}07\Psi^2 = 0{,}605$$

$$\frac{b}{t} = \frac{10 - 2 * 0{,}635}{0{,}635} = \frac{8{,}73}{0{,}635} = 13{,}75$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} = \frac{13{,}75}{0{,}95 * \sqrt{\frac{0{,}605*20000}{25}}} = 0{,}658 < 0{,}673 \rightarrow A_{ef} = A$$

$$A_{ef} = 26{,}96cm^2$$

$$I_{y,ef} = 253{,}61cm^4$$

$$x_{máx} = 10 - 2{,}52 = 7{,}48cm$$

$$x_{gfinal} = 7{,}48 + d = 7{,}48cm$$

$$W_{ef} = \frac{I_{y,ef}}{x_{gfinal}} = 33{,}905cm^3$$

Portanto,

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{ef} * f_y}{1{,}1} = 770{,}57kN.cm > M_{Sd} = 472kN.cm \rightarrow OK!$$

3) Cálculo da Resistência a cortante:

$$h = 100 - 2 * 6{,}35 = 87{,}3mm$$

$$\frac{h}{t} = \frac{87{,}3}{6{,}35} = 13{,}75$$

$$k_V = 5 \rightarrow (a\ viga\ não\ tem\ enrijecedores\ transversais)$$

$$1{,}08\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} = 1{,}08 * \sqrt{\frac{20000 * 5}{25}} = 68{,}305$$

$$1{,}40\sqrt{\frac{E*k_V}{f_y}} = 1{,}40*\sqrt{\frac{20000*5}{25}} = 88{,}544$$

$$\frac{h}{t} < 1{,}08\sqrt{\frac{E*k_V}{f_y}} \rightarrow V_{Rd} = 0{,}6*h*t*\frac{f_y}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = 2*0{,}6*8{,}73*0{,}635*\frac{25}{1{,}1} = 151{,}18kN > 48{,}6kN \rightarrow OK!$$

4) Equações de Interação:

4.1) Momento fletor e força cortante combinados na região dos apoios:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1{,}0$$

$$\left(\frac{472}{770{,}57}\right)^2 + \left(\frac{48{,}6}{151{,}18}\right)^2 = 0{,}48 \leq 1{,}00$$

4.2) Flexão Composta na região central da viga treliçada:

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

$$\left(\frac{60{,}5}{770{,}57}\right) + \left(\frac{199{,}85}{532{,}4}\right) = 0{,}45 \leq 1{,}0 \rightarrow OK!$$

4.3) Cálculo de B_1 utilizando a expressão B.24:

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{N_{Sd}}{N_e}} = \frac{1}{1-\frac{199{,}85}{11158{,}94}} = 1{,}018 \geq 1{,}0 \Rightarrow OK!$$

5) Verificação dos apoios:

Os apoios foram verificados para dois perfis US150*50*6.35 utilizando as expressões B.13 a B.20:

5.1) Início do escoamento da seção efetiva:

$A_{ef} = A = 28{,}52cm^2$

$I_{ef} = I_x = 846{,}26cm^2$

$$y_{g\,final} = y_g + d = 7{,}50cm$$

$$W_{ef} = \frac{I_{ef}}{y_{g\,final}} = 112{,}84cm^3$$

5.2) Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral por Torção

Admitindo C_b = 1,0:

$$M_e = C_b * r_o * \sqrt{N_{ey} * N_{et}} = 10991504{,}05kN.cm$$

$$W_c = 112{,}84cm^3$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c * f_y}{M_e}} = 0{,}02 \rightarrow \lambda_o \leq 0{,}6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}0$$

$$M_{x,Rd} = \frac{\chi_{FLT} * W_{c,ef} * f_y}{1{,}1} = 2564{,}44kN * cm$$

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} = 0{,}37 < 1{,}00$$

5.3) Verificação do esforço cortante nos apoios:

$$h = 150 - 2 * 6{,}35 = 124{,}6mm$$

$$\frac{h}{t} = \frac{124{,}6}{6{,}35} = 19{,}62$$

$$k_V = 5 \rightarrow (a\ viga\ não\ tem\ enrijecedores\ transversais)$$

$$1{,}08\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} = 1{,}08 * \sqrt{\frac{20000 * 5}{25}} = 68{,}305$$

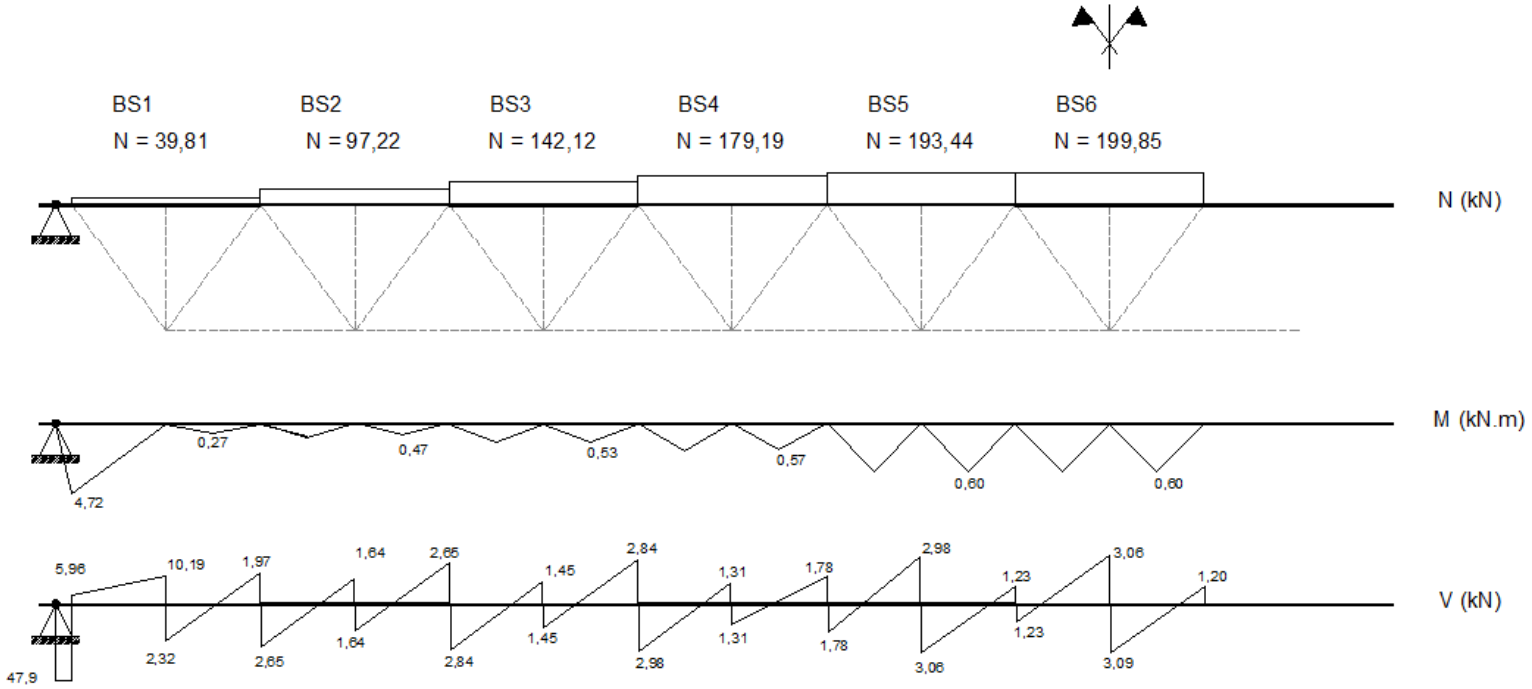
$$1{,}40\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} = 1{,}40 * \sqrt{\frac{20000 * 5}{25}} = 88{,}544$$

$$\frac{h}{t} < 1{,}08\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} \rightarrow V_{Rd} = 0{,}6 * h * t * \frac{f_y}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = 2 * 0{,}6 * 12{,}46 * 0{,}635 * \frac{25}{1{,}1} = 215{,}8kN > 48{,}6kN \rightarrow OK!$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0{,}23 < 1{,}00$$

Figura 56 – Diagrama de esforço normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) o caso da viga isolada obtidos pelo SAP2000.



Fonte: Próprio Autor.

P3 – Dimensionamento das diagonais

Para o dimensionamento das diagonais foi utilizada a mesma combinação descrita para o banzo inferior (viga mista carregada ao longo de todo o vão). Os resultados estão apresentados na Figura 57.

No pré-dimensionamento a barra D1 foi verificada para a força de tração N = + 187kN, valor próximo ao obtido via modelagem (N = 192,74kN). A seguir apresenta-se a verificação da diagonal D1 a tração utilizando as expressões B.01 e B.02.

1) Força Normal de Tração Resistente de Cálculo: "$N_{t,Rd}$":

1.1) No Início do escoamento:

$$N_{t,Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}1$$

$$N_{t,Rd} = 8{,}79 * \frac{25}{1{,}1} = 199{,}77kN$$

1.2) Na ruptura na região da ligação:

Adota-se $C_t = 1{,}0$, todos os elementos conectados por soldas longitudinais ou por uma combinação de soldas longitudinais e transversais, chegando-se a:

$$N_{t,Rd} = C_t * A_n * \frac{f_u}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}65$$

$$N_{t,Rd} = 1{,}0 * 8{,}79 * \frac{40}{1{,}65} = 213{,}09kN$$

Portanto, obtém-se $N_{t,Rd} = 199{,}77kN$, ou seja:

$$\frac{N_{S,Rd}}{N_{t,Rd}} = \frac{192{,}74}{199{,}77} = 0{,}96 < 1{,}0 \rightarrow Perfil\ Aprovado!$$

P4 – Dimensionamento das montantes

Para o dimensionamento das montantes foi utilizada a mesma combinação descrita para o banzo inferior (viga mista carregada ao longo de todo o vão). Os resultados estão apresentados na Figura 57.

No pré-dimensionamento a barra M1 foi verificada para a força de compressão N = -136kN, valor não próximo ao obtido via modelagem (N = -34,62kN). A seguir apresenta-se a verificação da montante M1 a compressão. O valor do esforço de compressão obtido pela modelagem está bem diferente do obtido pelo pré-dimensionamento, porque na modelagem se utiliza o método dos elementos finitos e o equilíbrio dos nós. O método para obtenção de esforço na montante M1 pelo pré-dimensionamento, onde se fez uma analogia de uma viga bi-apoiada seria mais próximo via modelagem se a treliça fosse do tipo Pratt, onde todas as diagonais trabalham a tração. Como no caso se trata de uma treliça do tipo Warrem modificada, a montante M1 transfere parte do esforço de compressão para a próxima diagonal comprimida D2. O que permitiu que o esforço obtido via modelagem se tornasse diferente do esperado.

1) Verificação da montante a compressão usando as expressões B.03 a B.12:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 164{,}8}{(1{,}0 * 80)^2} = 5082{,}85kN$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 22{,}2}{(1{,}0 * 80)^2} = 684{,}70kN$$

$$N_e = 684{,}70kN$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{8{,}79 * 25}{684{,}70}} = 0{,}566$$

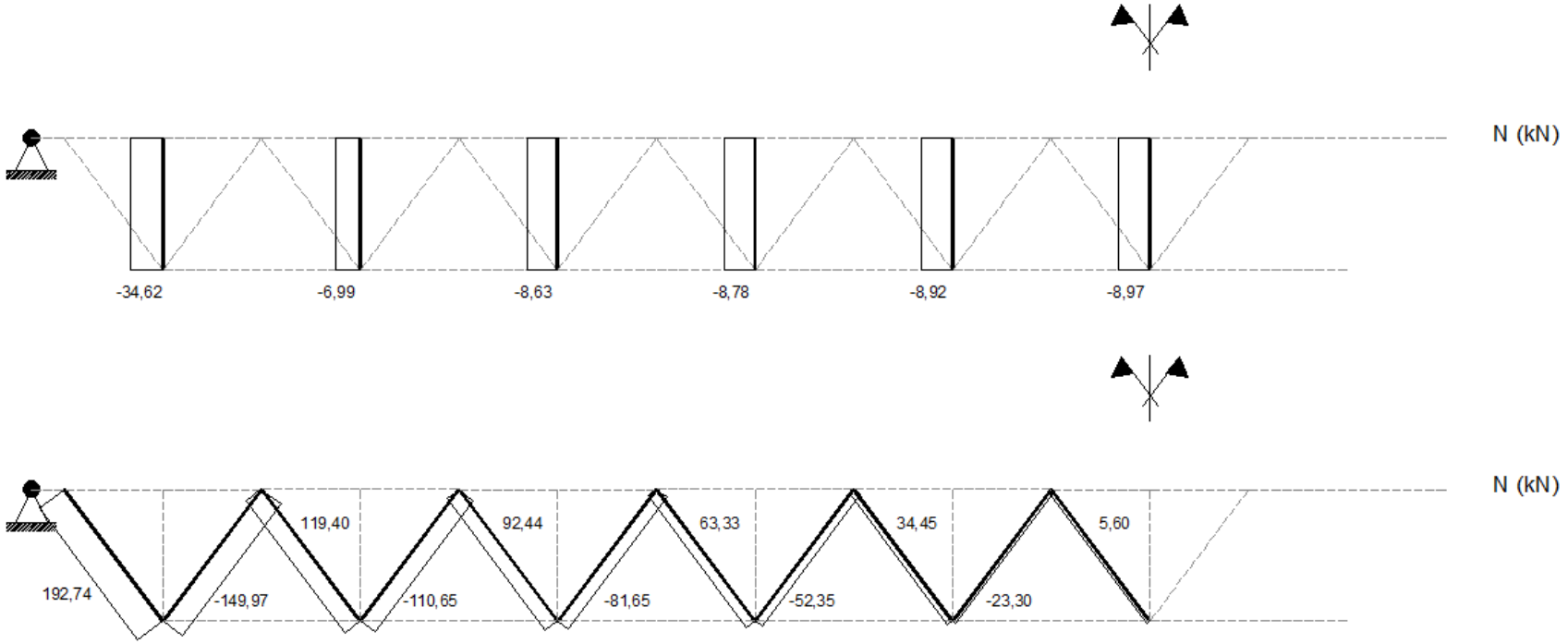
$$\lambda_o \leq 1{,}5 \Rightarrow \chi = 0{,}658^{(0{,}566)^2} = 0{,}875$$

$$A_{ef} = 11{,}26cm^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A_{ef} * f_y}{1{,}2} = \frac{0{,}875 * 8{,}79 * 25}{1{,}2} = 160{,}15kN$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{34{,}62}{160{,}15} = 0{,}22 \leq 1{,}0 \Rightarrow \text{Perfil aprovado.}$$

Figura 57 – Diagramas de força normal nas diagonais e nas montantes, para o caso da viga mista obtidos pelo SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

P4 – Perfis determinados pelo dimensionamento

O dimensionamento foi finalizado com os perfis mostrados na Tabela 5:

Tabela 5 – Perfis confirmados no dimensionamento

Componentes da Treliça	Perfis Dimensionados
Banzo inferior	US250*100*6,35
Banzo superior	US250*100*6,35
Diagonais	2L51*51*4,75
Montantes	2L51*51*4,75

Fonte: Do Próprio Autor.

4.2 Verificações dos Estados Limites de Serviço referentes ao Deslocamento Vertical Máximo e à Vibração

De acordo com o que apresentado no Anexo D.2, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) o coeficiente de ponderação das ações permanentes para o estado-limite de serviço vale $\gamma = 1{,}0$. A carga de construção foi considerada como combinação frequente para a viga isolada $(\Psi_1 = 0{,}6)$ e como quase permanente para a viga mista $(\Psi_2 = 0{,}4)$. Considerando o peso próprio da treliça calculado de acordo com o peso real dos perfis determinados pelo dimensionamento, as cargas distribuídas atuantes sobre a viga isolada e mista estão discriminadas a seguir.

A Tabela 6 mostra as cargas atuantes sobre a viga isolada enquanto que a Tabela 7 mostra as cargas atuantes sobre a viga mista.

Tabela 6 - Carga total e distribuída atuante sobre a viga isolada.

Ações	Ações de Cálculo
Peso Próprio da Treliça de aço	6,5kN:13,6m x 1,0 = 0,50kN/m
Fôrma de aço	(8,39kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,0 = 0,15kN/m
Armadura em tela soldada	(1,21kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,0 = 0,02kN/m
Laje de concreto	(4,0kN/m) x 1,0 = 4,0kN/m
Carga acidental construtiva	0,5kN/m^2 x 1,7 x 0,6 = 0,50kN/m
Carga total distribuída	5,20kN/m

Fonte: Do Próprio Autor.

Tabela 7 - Carga total e distribuída atuante sobre a viga mista.

Ações	Ações de Cálculo
Treliça de aço	6,5kN:13,6m x 1,0 = 0,50kN/m
Fôrma de aço	(8,39kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,0 = 0,15kN/m
Armadura em tela soldada	(1,21kgf/m^{2}x 1,7m) x 1,0 = 0,02kN/m
Laje de concreto	(4,0kN/m) x 1,0 = 4,0kN/m
Pesos próprios adicionais	0,45kN/m^2 x 1,7 x 1,0 = 0,80kN/m
Carga acidental de ocupação	5kN/m^2 x 1,7 x 0,4 = 3,40kN/m
Carga total distribuída	8,90kN/m

Fonte: Do Próprio Autor.

É importante relembrar que as formulações apresentadas no capítulo 2 e que foram utilizadas aqui foram prescritas para treliças mistas, e serão aqui utilizadas para uma treliça steel-joist, portanto mais deformável. No capítulo 5 será feita uma análise sobre a viabilidade em se utilizar as referidas equações.

Para a determinação do deslocamento vertical máximo via software SAP2000, as propriedades das barras foram mantidas conforme Tabela 4.01. Foram criados mais dois casos de carregamento a partir das cargas distribuídas acima para atuarem sobre a treliça:

Carregamento 4 – carga distribuída de 5,20kN/m ao longo de toda a viga isolada.
Carregamento 5 – carga distribuída de 8,90kN/m ao longo de toda a viga mista.

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), Anexo C, o deslocamento máximo permitido para vigas de piso é dado pelo valor do vão dividido por 350, o que leva a 1360cm / 350 = 3,88cm

4.2.1 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Isolada

O momento de inércia da viga isolada, I_{ti}, formada somente pelos banzos superior e inferior, é calculado após a determinação do centro de gravidade da seção composta, conforme Figura 58. Para os Banzos superior e inferior, mostrados na tabela 8, tem-se que.

Tabela 8 – Dados do Banzo superior e inferior.

Componentes	Características Geométricas
Banzo superior e inferior	**US250*100*6,35**
	A_g = 26,96cm^2
	I_y = 253,61cm^4

Fonte: Do Próprio Autor.

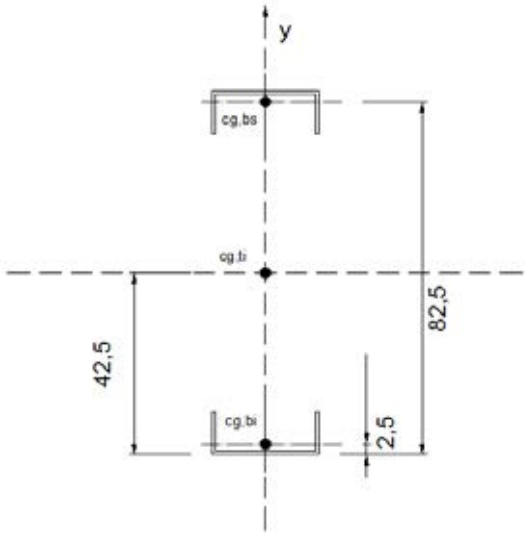
$$y_{g,ti} = \frac{y_{bi} * A_{bi} + y_{bs} * A_{bs}}{A_{bi} + A_{bs}} = \frac{2{,}5 * 26{,}96 + 82{,}5 * 26{,}96}{26{,}96 + 26{,}96} = 42{,}5cm$$

$$I_{ti} = I_{y,bi} + A_{bi} * d_{y,bi}^2 + I_{y,bs} + A_{bs} * d_{y,bs}^2$$

$$I_{ti} = [253{,}61 + 26{,}96(42{,}5 - 2{,}5)^2] + [253{,}61 + 26{,}96(42{,}5 - 82{,}5)^2]$$

$$I_{ti} = 86.779{,}22cm^4$$

Figura 58 – Posição do centro de gravidade na viga isolada na seção do meio do vão (medidas em centímetros).



Fonte: Próprio Autor

4.2.1.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)

Conforme equação 2.10 da revisão bibliográfica o SCI calcula o deslocamento vertical máximo da treliça isolada conforme equação abaixo:

$$\delta_{máx} = \frac{5PL^4}{384EI_{ti}} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}052 * 1360^4}{20000 * 86779{,}22} = 1{,}33cm$$

4.2.1.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme as Normas CAN/CSA-S16-01 (CSA,2001) e NBR 8800 (ABNT, 2008)

Conforme equações 2.11 e 2.13 da revisão bibliográfica, o CSA e a ABNT calculam o deslocamento vertical máximo da treliça isolada conforme equação abaixo:

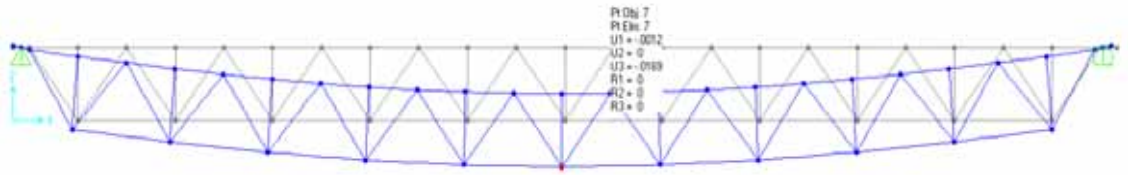
$$I_{e,ti} = 0{,}85I_{ti}$$

$$\delta_{máx} = \frac{5PL^4}{384 * EI_{e,ti}} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}052 * 1360^4}{20000 * 0{,}85 * 86779{,}22} = 1{,}57cm$$

4.2.1.3 Deslocamento Vertical Máximo via software SAP2000

O deslocamento vertical máximo encontrado para a viga isolada via software SAP2000 foi 1,69cm, conforme Figura 59.

Figura 59 – Deslocamento vertical máximo na viga isolada via software SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

4.2.2 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Mista

As formulações determinadas por Neal et al. (1992), pela Asce (1996) e pela Abnt (2008) indicam que se deve desprezar o banzo superior na determinação do momento de inércia da treliça mista, devendo os cálculos de posição do centro de gravidade e momento de inércia ser tomados conforme Figura 61 e Tabela 10. Já a norma Can/Csa-S16-01 (Csa, 2001) não traz em seu texto nenhuma determinação neste sentido, portanto, o momento de inércia da seção composta é calculado conforme Figura 60 e Tabela 9. Para o cálculo da razão modular, α_e, deve-se utilizar o módulo de elasticidade secante do concreto, $E_{cs} = 0{,}85 * 5600 * f_{ck}^{1/2}$, Abnt (2003b).

Tabela 9 – Dados para cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista considerando o banzo superior.

Componentes	Características Geométricas
Banzo superior e inferior	**US250*100*6,35**
	A_g = 26,96cm^2
	I_y = 253,61cm^4
Laje (transformada em aço):	$\boldsymbol{A_{laje} = \frac{170}{8,4} * 7 = 141,67 cm^2}$
	$\boldsymbol{I_{laje} = \frac{\frac{170}{8,4} * 7^3}{12} = 578,47 cm^4}$

Fonte: Do Próprio Autor.

$$y_{g,tm} = \frac{y_{laje} * A_{laje} + y_{bi} * A_{bi} + y_{bs} * A_{bs}}{A_{laje} + A_{bi} + A_{bs}} = \frac{93{,}5 * 141{,}67 + 2{,}5 * 26{,}96 + 82{,}5 * 26{,}96}{141{,}67 + 26{,}96 + 26{,}96}$$

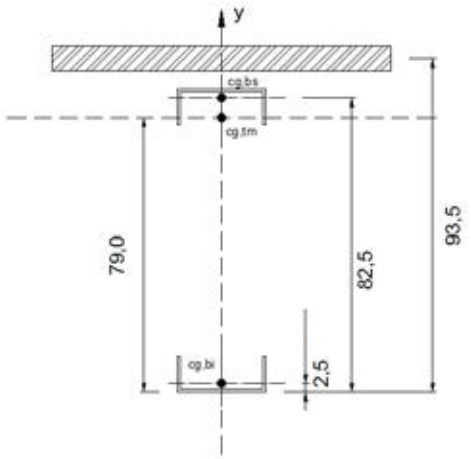
$$= 79cm$$

$$I_{tm} = I_{laje} + A_{laje} * d_{laje}^2 + I_{y,bi} + A_{bi} * d_{y,bi}^2 + I_{y,bs} + A_{bs} * d_{y,bs}^2$$

$$I_{tm} = [578{,}47 + 141{,}67(79 - 93{,}5)^2] + [253{,}61 + 26{,}96(79 - 2{,}5)^2] + [253{,}61 + 26{,}96(79 - 82{,}5)^2]$$

$$I_{tm} = 188.978{,}72cm^4$$

Figura 60 – Posição do centro de gravidade na viga mista na seção no meio do vão, considerando o banzo superior.



Fonte: Próprio Autor

Tabela 10 – Dados para o cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista desconsiderando o banzo superior.

Componentes	Características Geométricas
Banzo inferior	**US250*100*6,35**
	A_g = 26,96cm^2
	I_y = 253,61cm^4
Laje (transformada em aço):	$\boldsymbol{A_{laje} = 141,67cm^2}$
	$\boldsymbol{I_{laje} = 578,47cm^4}$

Fonte: Do Próprio Autor.

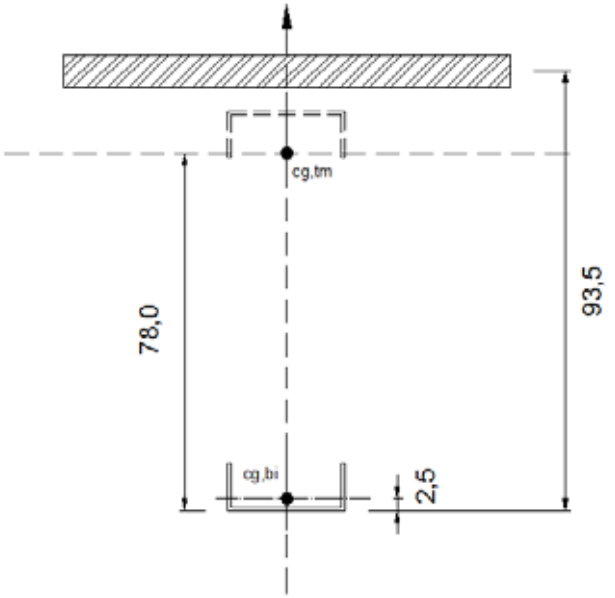
$$y_{g,tm} = \frac{y_{laje} * A_{laje} + y_{bi} * A_{bi}}{A_{laje} + A_{bi}} = \frac{93,5 * 141,67 + 2,5 * 26,96}{141,67 + 26,96} = 78cm$$

$$I_{tm} = I_{laje} + A_{laje} * d_{laje}^2 + I_{y,bi} + A_{bi} * d_{y,bi}^2$$

$$I_{tm} = [578,47 + 141,67(78 - 93,5)^2] + [253,61 + 26,96(78 - 2,5)^2]$$

$$I_{tm} = 188.547,04cm^4$$

Figura 61 – Posição do centro de gravidade na viga mista na seção no meio do vão, desconsiderando o banzo superior.



Fonte: Próprio Autor

4.2.2.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)

Conforme item 2.9.8.1 da revisão bibliográfica Neal determina que, para vão maior ou igual a 15 metros, o deslocamento vertical máximo deve ser majorado em 10%. Como a treliça tem 13,6 metros então não se faz essa majoração.

$$\delta_{máx} = \frac{5PL^4}{384EI_{tm}} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}089 * 1360^4}{20000 * 188.574{,}04} = 1{,}05cm$$

4.2.2.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme a ASCE (1996)

Conforme item 2.9.8.2 da revisão bibliográfica o ASCE determina que, por tratar-se de treliça, o deslocamento vertical máximo deve ser majorado em 15%.

$$\delta_{máx} = 1{,}15 * \frac{5PL^4}{384EI_{tm}} = 1{,}15 * \frac{5}{384} * \frac{0{,}089 * 1360^4}{20000 * 188.574{,}04} = 1{,}21cm$$

4.2.2.3 Deslocamento Vertical Máximo conforme a Norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001)

Conforme item 2.9.8.3 da revisão bibliográfica e Equação 2.11, determina-se inicialmente o momento de inércia efetivo da treliça mista, $I_{e,tm}$ e em seguida o deslocamento vertical máximo.

$$I_{e,tm} = I_{e,ti} + 0{,}85 * k^{0{,}25} * \left(I_{tm} - I_{e,ti}\right)$$
$$I_{e,tm} = 0{,}85 * 86779{,}22 + 0{,}85 * 1^{0{,}25} * (188.978{,}72 - 0{,}85 * 86779{,}22)$$
$$I_{e,tm} = 171.696{,}26cm^4$$
$$\delta_{máx} = \frac{5PL^4}{384EI_{e,tm}} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}089 * 1360^4}{20000 * 171.696{,}26} = 1{,}15cm$$

4.2.2.4 Deslocamento Vertical Máximo conforme a norma NBR 8800 (ABNT,2008)

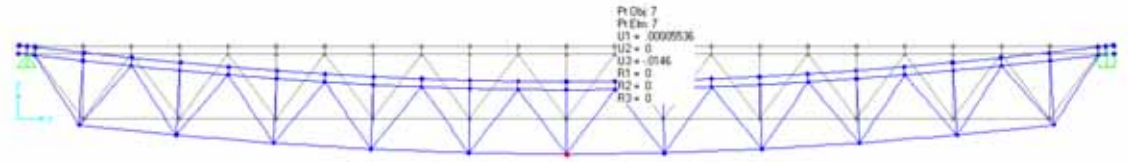
Conforme item 2.9.8.4 da revisão bibliográfica e Equação 2.14, determina-se inicialmente o momento de inércia efetivo da treliça mista, $I_{e,tm}$, e em seguida o deslocamento vertical máximo.

$$I_{e,tm} = I_{tm} - 0{,}15I_{ti}$$
$$I_{e,tm} = 188.574{,}04 - 0{,}15 * 86779{,}22 = 175.557{,}16cm^4$$
$$\delta_{máx} = \frac{5PL^4}{384EI_{e,tm}} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}089 * 1360^4}{20000 * 175.557{,}16} = 1{,}13cm$$

4.2.2.5 Deslocamento Vertical Máximo via software SAP2000

O deslocamento vertical máximo para a viga mista, encontrado via software SAP2000 foi 1,46cm, conforme Figura 62:

Figura 62 - Deslocamento vertical máximo na viga mista via software SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

4.2.3 Acréscimos no Deslocamento Vertical da Viga Mista devidos aos Efeitos de Fluência e Retração do Concreto

O acréscimo no deslocamento vertical devido à fluência pode ser considerado multiplicando o deslocamento imediato por 0,15, conforme prescreve a ASCE (1996) e a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001), de acordo com os itens 2.9.8.2 e 2.9.8.3 da revisão bibliográfica, respectivamente. Utilizando o valor obtido pela metodologia da CSA, encontra-se $\delta_f = \delta_{i,tm} * 0{,}15 = 0{,}96 * 0{,}15 = 0{,}14cm$.

O acréscimo devido à retração do concreto, δ_{cs}, é obtido através de metodologia proposta também pela CSA, de acordo com a Equação 2.12.

$$\delta_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_t * L^2 * y}{8 * \alpha_e * I_{tm}}$$

ε_{cs}: o deslocamento vertical devido à retração do concreto, δ_{cs}, é diretamente proporcional à deformação no concreto devido à retração, ε_{cs}, e esta, por sua vez, depende de propriedades como relação água/cimento, porcentagem de finos, teor de cimento, incorporação de ar e condições de cura. Caso não seja possível determinar ε_{cs} avaliando-se todos estes parâmetros a norma

canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e a norma americana ACI Standard 209R-92 (ACI, 1992) informam que se pode utilizar o valor $800\mu\varepsilon = 0{,}0008$.

$A_t = 170 * 7 = 1190cm^2$

$L = 1360cm$

$$a = \frac{T_{ad}}{0{,}85 * f_{cd} * b_e} = \frac{33{,}44 * \frac{25}{1{,}1}}{0{,}85 * \frac{2{,}5}{1{,}4} * 170} = 2{,}94cm$$

$y = 3{,}5 - a = 3{,}5 - 2{,}94 = 0{,}56cm$

α_e: de acordo com Kennedy e Brattland (1992) e confirmado no Apêndice H da norma canadense Can/Csa-S16-01 (Csa, 2001), o deslocamento à retração não é sensível à razão entre os módulos do aço e do concreto na compressão. O módulo efetivo do concreto na tração, E_{ct}, decresce com o aumento da deformação à tração na fibra mais inferior da laje, devendo então este módulo ser levado em consideração. Uma relação aproximada, determinada para concretos com resistência à compressão entre 30 e 40MPa, leva à seguinte equação para a determinação de E_{ct}: $8300 - 4800 * \sigma_{ct}$, com 0,3MPa < σ_{ct} < 1,2MPa

Com a máxima tensão de tração de 1,2MPa, alcançada antes do início da fissuração E_{ct} vale aproximadamente 2500MPa, ou cerca de 1/9 do módulo na compressão aos 28 dias, e resulta em $\alpha_e = 80$. Supondo, por outro lado, que a laje já esteja bastante fissurada, E_{ct} vale aproximadamente 7000MPa, resultando em $\alpha_e = 30$. Assim, sugere-se que seja utilizado o valor intermediário $\alpha_e = 60$.

I_{tm}: é calculado da mesma maneira que prescrito acima, porém, utilizando-se $\alpha_e = 60$. Isso leva ao valor da largura da laje em aço de 2,83cm, resultando em $I_{tm} = 146.793{,}18cm^4$ como mostram os cálculos abaixo e a Figura 63 e a Tabela 11:

Tabela 11 – Dados para o cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista devido a retração do concreto.

Componentes	Características Geométricas
Banzo superior e inferior	**US250*100*6,35**
	A_g = 26,96cm^2
	I_y = 253,61cm^4
Laje (transformada em aço)	$\boldsymbol{A_{laje} = \frac{170}{60} * 7 = 19,83cm^2}$
	$\boldsymbol{I_{laje} = \frac{2,83 * 7^3}{12} = 80,99cm^4}$

Fonte: Do Próprio Autor.

$$y_{g,tm} = \frac{y_{laje} * A_{laje} + y_{bi} * A_{bi} + y_{bs} * A_{bs}}{A_{laje} + A_{bi} + A_{bs}} = \frac{93,5 * 19,83 + 2,5 * 26,96 + 82,5 * 26,96}{19,83 + 26,96 + 26,96}$$

$$= 56cm$$

$$I_{tm} = I_{laje} + A_{laje} * d_{laje}^2 + I_{y,bi} + A_{bi} * d_{y,bi}^2 + I_{y,bs} + A_{bs} * d_{y,bs}^2$$

$$I_{tm} = [80,99 + 19,83(56 - 93,5)^2] + [253,61 + 26,96(56 - 2,5)^2]$$

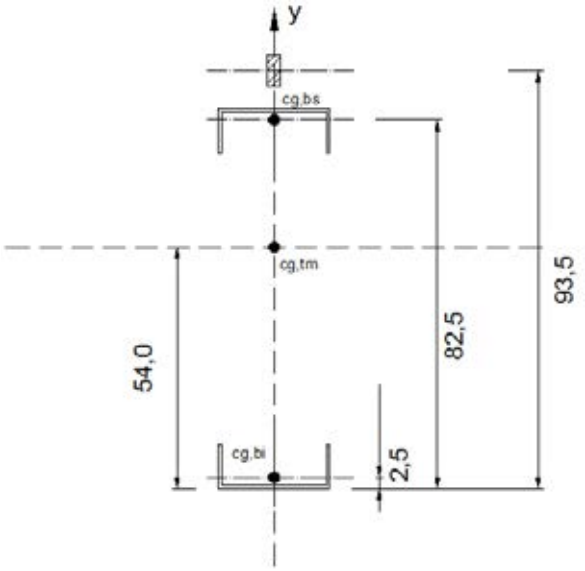
$$+ [253,61 + 26,96(54 - 82,5)^2]$$

$$I_{tm} = 127.538,67cm^4$$

Então:

$$\delta_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_t * L^2 * y}{8 * \alpha_e * I_{tm}} = \frac{0,0008 * 1190 * 1360^2 * 0,56}{8 * 60 * 127.538,67} = 0,016cm$$

Figura 63 – Posição do centro de gravidade para o cálculo do deslocamento vertical devido à retração.



Fonte: Próprio Autor

4.2.4 Vibração

Conforme item 2.9.8.5 da revisão bibliográfica a razão modular, α_e, deve ser determinada utilizando-se o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, E_{cd} (Equação 2.16), sendo E_{ci} obtido conforme Equação 2.17. O momento de inércia da treliça mista (I_{tm} = 199864,76cm^4) é obtido após posicionamento do centro de gravidade da seção composta (Figura 64). Portanto, chega-se a:

$$E_{ci} = 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 5600 * \sqrt{25} = 28000MPa = 28GPa$$
$$E_{ci} = 1{,}25E_{cd} - 19 \rightarrow 28 = 1{,}25E_{cd} - 19 \rightarrow E_{cd} = 37{,}6GPa$$
$$\alpha_e = \frac{E}{E_{cd}} = \frac{200000}{37600} = 5{,}45$$

De acordo com a tabela 12, tem-se os valores das características geométricas da seção da laje transformada em aço e do banzo inferior da treliça.

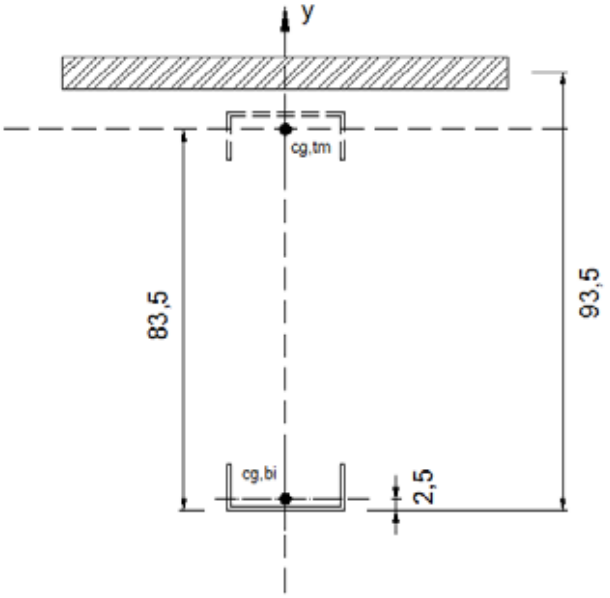
Tabela 12 – Dados para o cálculo da posição do centro de gravidade na viga mista devido à vibração.

Componentes	Características Geométricas
Banzo inferior	**US250*100*6,35**
	A_g = 26,96cm^2
	I_y = 253,61cm^4
Laje (transformada em aço)	$\boldsymbol{A_{laje} = \frac{170}{5,45} * 7 = 218,35cm^2}$
	$\boldsymbol{I_{laje} = \frac{\frac{170}{5,45} * 7^3}{12} = 891,59cm^4}$

Fonte: Do Próprio Autor.

$$y_{g,tm} = \frac{y_{laje} * A_{laje} + y_{bi} * A_{bi}}{A_{laje} + A_{bi}} = \frac{93{,}5 * 218{,}35 + 2{,}5 * 26{,}96}{218{,}35 + 26{,}96} = 83{,}5cm$$
$$I_{tm} = I_{laje} + A_{laje} * d_{laje}^2 + I_{y,bi} + A_{bi} * d_{y,bi}^2$$
$$I_{tm} = [891{,}59 + 218{,}35(83{,}5 - 93{,}5)^2] + [253{,}61 + 26{,}96(83{,}5 - 2{,}5)^2]$$
$$I_{tm} = 199.864{,}76cm^4$$

Figura 64 – Posição do centro de gravidade para o cálculo do momento de inércia da treliça mista visando à determinação da frequência natural da estrutura.



Fonte: Próprio Autor

O deslocamento vertical, δ_{fn}, depende ainda do carregamento distribuído que será utilizado na Equação 2.15. De acordo com a publicação Sci-P-083 (Neal et al., 1992), referente a treliças mistas, deve-se considerar apenas 10% da carga acidental de ocupação, sendo que o valor do momento de inércia da treliça mista ainda pode ser utilizado com 10% de acréscimo devido aos efeitos dinâmicos. Já a publicação Sci-P-355 (Lawson e Hicks, 2011), referente a vigas mistas com grandes aberturas na alma, especifica que se deve utilizar a combinação frequente de cálculo. Então, neste caso, de acordo com a norma brasileira NBR 8800 (Abnt, 2008), a carga acidental de ocupação deve ser reduzida pelo coeficiente $\Psi_1 = 0{,}6$. Em ambas as hipóteses, as cargas permanentes não são modificadas por nenhum coeficiente ponderador.

4.2.4.1 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-083

As cargas permanentes somam o valor de 5,12kN/m (treliça e fôrma de aço, armadura em tela soldada, laje de concreto e pesos próprios adicionais) e a carga acidental de ocupação vale 8,5kN/m. Desta maneira, de acordo com a publicação Sci-P-083 (Neal et al., 1992), a carga distribuída, p, o deslocamento, δ_{fn}, e a frequência natural, f_n, são calculados conforme especificado abaixo.

$$\mathrm{P} = 5{,}12\mathrm{kN/m} + 0{,}1 * 8{,}5\mathrm{kN/m} = 5{,}97\mathrm{kN/m}$$

$$\delta_{fn} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}0597 * 1360^4}{20000 * 199.864{,}76} = 0{,}66cm = 6{,}6mm$$

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} = \frac{18}{\sqrt{6{,}6}} = 7{,}00Hz > 4{,}0$$

4.2.4.2 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-355

De acordo com a publicação Sci-P-355 (Lawson e Hicks, 2011) a carga distribuída, p, o deslocamento, δ_{fn}, e a frequência natural, f_n, são calculados conforme especificado abaixo.

$$\mathrm{P} = 5{,}12\mathrm{kN/m} + 0{,}6 * 8{,}5\mathrm{kN/m} = 10{,}22\mathrm{kN/m}$$

$$\delta_{fn} = \frac{5}{384} * \frac{0{,}1022 * 1360^4}{20000 * 199.864{,}76} = 1{,}14cm = 11{,}4mm$$

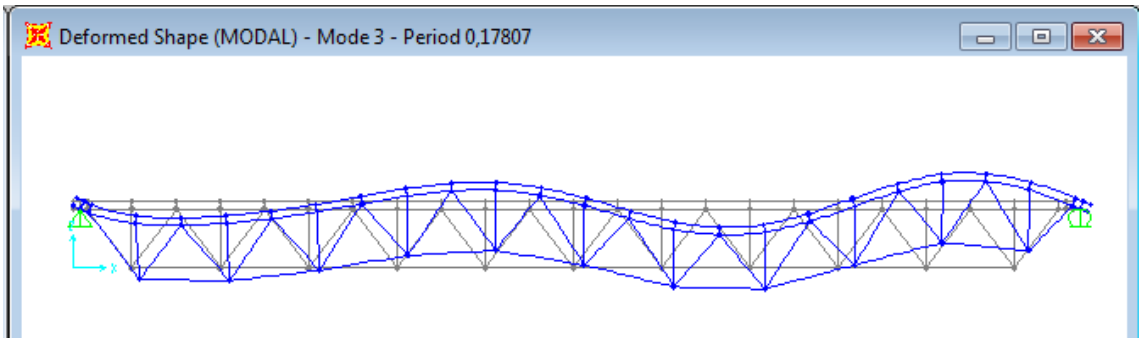
$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} = \frac{18}{\sqrt{11{,}4}} = 5{,}33Hz > 4{,}0$$

4.2.4.3 Determinação da vibração por Análise Modal via software SAP2000

A frequência da viga mista foi encontrada via software SAP2000, por análise modal onde se determinou os modos de vibração da estrutura devido ao seu próprio peso. O software fornece o valor do período da treliça e como este valor é inversamente proporcional à frequência, o valor máximo encontrado foi de 5,6Hz. A Figura 65 mostra o menor período encontrado, para determinação da maior frequência.

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{1}{0{,}17807} = 5{,}6Hz$$

Figura 65 – Período máximo determinado por análise modal via software SAP2000.



Fonte: Próprio Autor

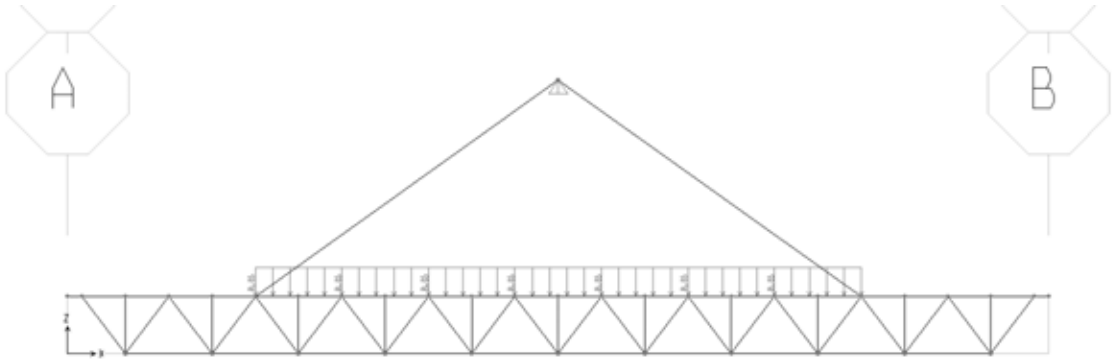
4.3 Verificação do Içamento

O banzo superior deve ser verificado à flexo-compressão durante o içamento da treliça. Os esforços atuantes na barra central do banzo superior (BS8) foram determinados analiticamente e depois checados via software SAP2000. Em seguida foi calculada a resistência à compressão ($N_{c,Rd}$) e assim verificada a segurança da treliça.

4.3.1 Determinação dos Esforços Atuantes

O peso total da treliça de aço é de 6,5kN. Este valor foi majorado pelo coeficiente $\gamma_g = 1{,}1$ obtido da Tabela 1 da norma NBR 8800, Abnt (2008) relativo a ação permanente – combinação excepcional – peso próprio de estruturas metálicas. Então a carga (majorada) passou para 7,15kN. O ângulo dos cabos de aço deve estar entre 30º e 45º. Posicionando o içamento a 3 metros de altura (cateto oposto), formando um cateto adjacente de 4,2 metros, o ângulo de inclinação do cabo de aço vale 35,54º (Figura 66). A carga de 7,15kN, distribuída a favor da segurança entre os pontos de içamento, levam a uma carga linearmente distribuída de p = 7,15kN/ 8,4m = 0,85kN/m.

Figura 66 – Carregamento e posição dos cabos de aço para içamento da treliça de aço.



Fonte: Próprio Autor.

A força normal de compressão e o momento fletor atuantes na barra BS6, supondo guincho estacionado, foram determinados analiticamente como mostra os cálculos abaixo.

1) Parcela da força de compressão advinda do equilíbrio dos cabos de aço, $N_{Sd,1}$:

$$N_{Sd,1} = 7{,}15kN * \cos 35{,}54º = 5{,}8kN$$

2) Parcela da força de compressão advinda do binário formado pelos banzos frente à carga distribuída sobre o banzo superior, $N_{Sd,2}$:

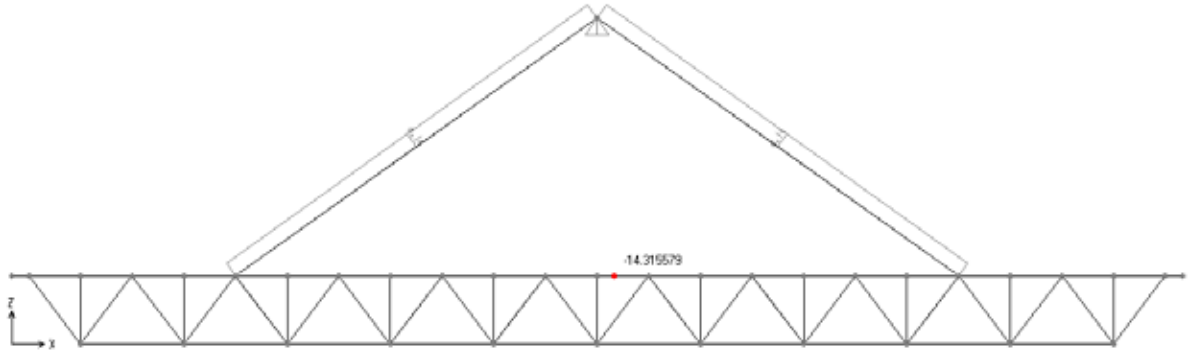
$$M_{BS6} = \frac{0{,}85 * 8{,}4^2}{8} = 7{,}5kN.m$$

$$N_{Sd,2} = \frac{7{,}5kN.m}{0{,}8m} = 9{,}4kN$$

$$N_{Sd} = N_{Sd,1} + N_{Sd,2} = 15{,}2kN$$

O valor obtido analiticamente (N_{Sd} = 15,2kN) foi próximo ao calculado via software SAP2000 (N_{Sd} = 14,32kN), como mostra a Figura 67.

Figura 67 – Forças normais atuantes nas barras da treliça de aço durante o içamento.



Fonte: Próprio Autor.

4.3.2 Determinação do Esforço Resistente $N_{c,Rd}$:

Como o banzo superior pode flambar fora do plano da treliça, o comprimento não travado é de 8,4 metros. O cálculo foi feito utilizando as equações B.03 a B.12. Portanto, chega-se a:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 2472{,}67}{(1{,}0 * 60)^2} = 135579{,}23kN$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 253{,}61}{(1{,}0 * 60)^2} = 13905{,}72kN$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r^2} * \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right] = \frac{1}{11{,}54^2} * \left[\frac{\pi^2 * 20000 * 26896{,}67}{(1{,}0 * 60)^2} + 7692{,}3 * 3{,}73\right]$$

$$= 11392{,}93kN$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2} = 0{,}77$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2H} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * N_{ex} * N_{ez} * H}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right]$$

$$= \frac{135579{,}23 + 11392{,}93}{2 * 0{,}77}$$

$$* \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 135579{,}23 * 11392{,}93 * 0{,}77}{(135579{,}23 + 11392{,}93)^2}}\right] = 11158{,}94kN$$

$$N_e = 11158{,}94kN$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{26{,}96 * 25}{11158{,}94}} = 0{,}25$$

$$\lambda_o \leq 1{,}5 \Rightarrow \chi = 0{,}658^{(0{,}25)^2} = 0{,}978$$

Cálculo da Área Efetiva pelo MLE (Método da Largura Efetiva):

$$\sigma = 0{,}978 * 25 = 24{,}45kN/cm^2$$

Elementos AL:

$$\frac{b}{t} = \frac{10 - 2 * 0{,}635}{0{,}635} = \frac{8{,}73}{0{,}635} = 13{,}75$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} = \frac{13{,}75}{0{,}95 * \sqrt{\frac{0{,}43 * 20000}{24{,}45}}} = 0{,}772 > 0{,}673$$

$$b_{ef} = \frac{b}{\lambda_p} * \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) = \frac{8{,}73}{0{,}772} * \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}772}\right) = 8{,}08cm$$

Elemento AA:

$$\frac{b}{t} = \frac{25 - 4 * 0{,}635}{0{,}635} = \frac{22{,}46}{0{,}635} = 35{,}37$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} = \frac{35{,}37}{0{,}95 * \sqrt{\frac{4*20000}{24{,}45}}} = 0{,}65 < 0{,}673$$

Toda a alma é efetiva.

$$A_{ef} = A - \sum (b - b_{ef})t = 26{,}96 - 2 * (8{,}73 - 8{,}08) * 0{,}635 = 26{,}13 cm^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A_{ef} * f_y}{1{,}2} = \frac{0{,}978 * 26{,}13 * 25}{1{,}2} = 532{,}4 kN$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{15{,}2}{532{,}4} = 0{,}03 \leq 1{,}0 \Rightarrow \text{Perfil aprovado.}$$

5 ANÁLISE DO PROJETO

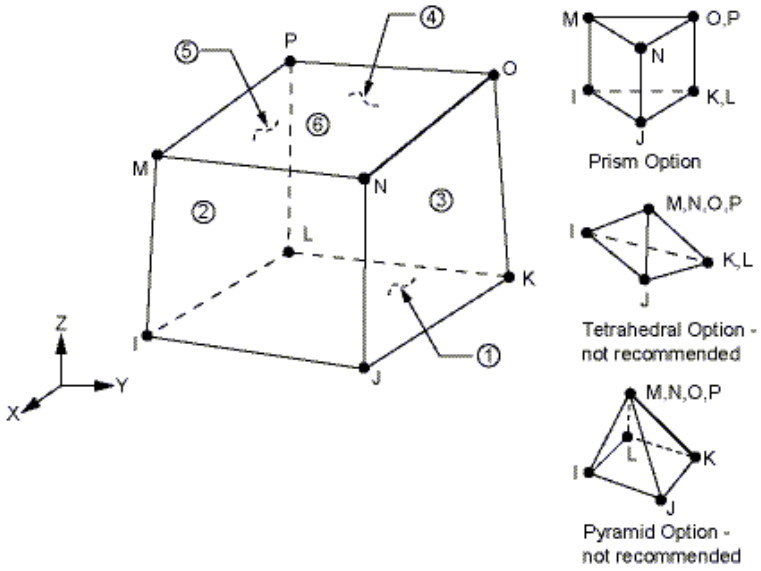
Para a análise da treliça dimensionada no capítulo 4 foram gerados dois modelos numéricos, um relativo à treliça *steel-joist* isolada, onde se estudou o comportamento do banzo superior, e o outro relativo à treliça *steel-joist* mista, onde foram analisados os comportamentos do banzo inferior, montantes, diagonais, laje e nervuras. Nos dois casos também foram checados os estado limite de serviço referente aos deslocamentos verticais máximos iniciais.

Para a modelagem foi utilizado o software ANSYS v12, que apresenta procedimentos relativamente simples para criação das áreas e geração das malhas, podendo ser utilizado em micro computador de médio porte. A criação das malhas foi feita de forma a se obter aproximadamente 80 mil elementos por modelagem para que o tempo de processamento médio fosse de 5 minutos.

5.1 Tipo de Elementos e Propriedades dos Materiais

A modelagem numérica foi realizada utilizando o elemento SOLID185 para modelar a treliça e a laje, e o elemento BEAM188 para modelar os conectores. O elemento SOLID185 é utilizado para modelagem tridimensional de estruturas sólidas. Ele é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó: transladações nas direções nodais x, y e z. O elemento tem como característica: a plasticidade, hiperelasticidade, a deformação, a grande deflexão, e grande capacidade de deformação como mostra a figura 68.

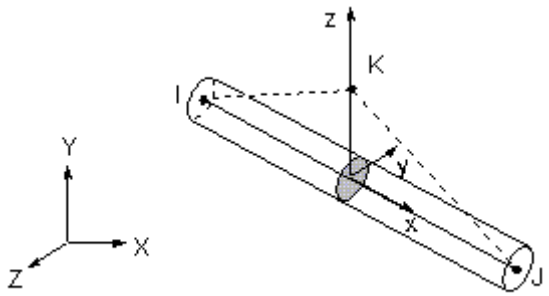
Figura 68 – Características do elemento SOLID185.



Fonte: ANSYS INC.

O elemento BEAM188 é apropriado para analisar desde estruturas delgadas a estruturas com relação largura/espessura moderada. O elemento é baseado na teoria da viga de Timoshenko, que inclui efeitos de cisalhamento e deformação. Ele é um elemento de barra linear, quadrático ou cúbico de dois nós. Ele tem 6 graus de liberdade em cada nós. Estes incluem transladações nas direções X, Y e Z e rotações sobre as direções X, Y e Z como mostra a Figura 69. Este elemento é adequada para análise linear e não-linear com grande rotação e ou grandes deformações. Para a análise ser feita, uma seção transversal tem que ser associada a este tipo de elemento e ela pode ser referenciada a mais de um material. Para a análise este elemento foi utilizado para modelar os conectores e teve como seção transversal uma seção circular com 19mm de diâmetro.

Figura 69 – Características do elemento BEAM188.



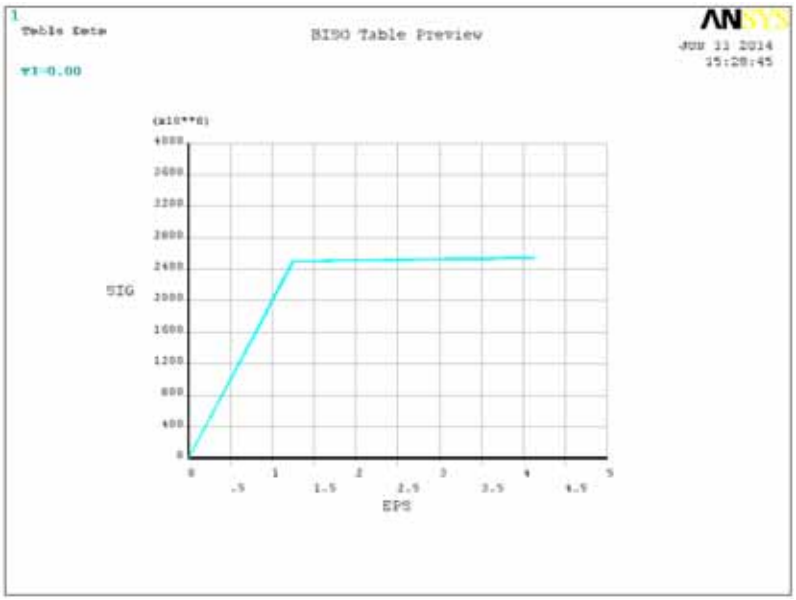
Fonte: ANSYS INC.

O efeito da não linearidade física dos materiais foi considerado através da construção dos diagramas de tensão-deformação do aço das barras da treliça e do concreto da laje.

O diagrama do aço utilizado nas barras da treliça (Figura 70) foi incorporado através do modelo *Ansys bilinear*, com material do tipo *bilinear isotropic hardening* (BISO), onde se fornecem as propriedades como módulo de elasticidade (20000kN/cm^2), coeficiente de Poisson (0,3), tensão de escoamento (25kN/cm^2) e módulo de elasticidade tangente, tomando o cuidado de se estabelecerem valores de cálculo para possibilitar a comparação com os resultados obtidos no dimensionamento. Abaixo, segue o cálculo do módulo de elasticidade tangente e a curva tensão-deformação das barras de aço gerada pelo ANSYS:

$$E_t = \frac{400 - 250}{0{,}1 - 0{,}002} = 1530{,}61MPa = 1{,}53 * 10^9 N/m^2$$

Figura 70 – Gráfico Tensão-Deformação para cálculo do módulo de elasticidade tangente.



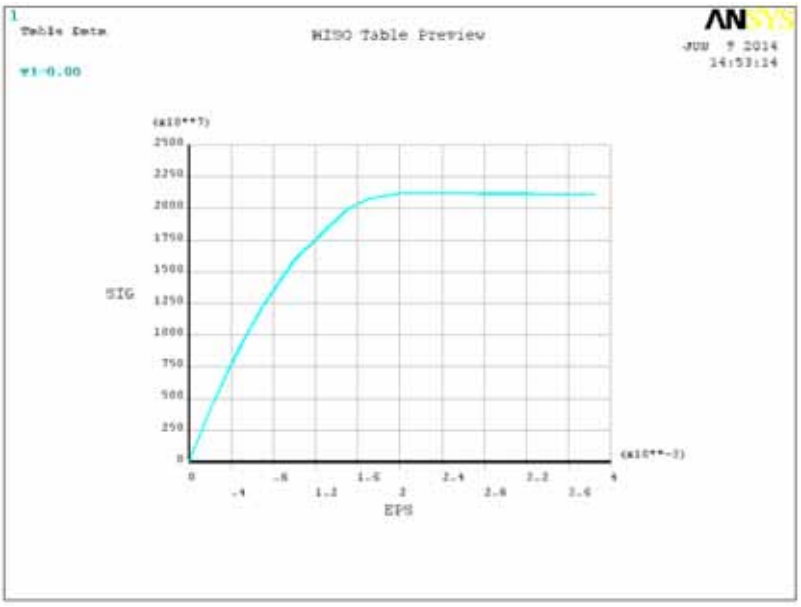
Fonte: ANSYS INC

Apesar do concreto da laje estar submetido a tensões de compressão menores que $0{,}5f_{ck}$, quando se pode admitir, segundo a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003) uma relação linear entre tensões e deformações, é mais adequado que se defina a curva do concreto como não-linear, conforme o que se adota para análises no estado limite último, o que torna a definição do material concreto mais próxima da realidade. Assim, adotou-se o diagrama parábola-retângulo proposto no item 8.2.10.1 da referida norma. Conforme prescrito na norma o trecho parabólico foi construído utilizando-se a Equação 5.01:

$$\sigma_c = 0{,}85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0{,}2\%} \right)^2 \right] \qquad (5.01)$$

O diagrama do concreto (Figura 71) foi aplicado então através do modelo *Ansys multilinear*, com material do tipo *multilinear isotropic hardening* (MISO), onde se deve fornecer as propriedades como: módulo de elasticidade (1440kN/cm^2, referente a inclinação da origem), coeficiente de Poisson (0,2 e os pontos de tensão e deformação para a plotagem do diagrama.

Figura 71 – Curva Tensão x deformação do concreto.



Fonte: ANSYS INC.

As opções BISO e MISO usam o critério de escoamento de von Mieses (*Mises plasticity*) em conjunto com um trecho de endurecimento isotrópico. Assim, no pós-processamento, as tensões foram analisadas de acordo com o critério de von Mises, muito utilizado no estudo de materiais dúcteis, portando, adequado para o estudo das tensões limites na viga de aço. O critério da tensão de von Mises máxima é baseado na teoria de Mises-Hencky, também conhecida como teoria de energia de cisalhamento, teoria de distorção máxima ou teoria da máxima energia de distorção. Segundo esta teoria, o material dúctil começa a ceder em um local onde a tensão de von Mises se torna igual ao limite de tensão. Para materiais dúcteis, na maioria dos casos, este limite de tensão é o limite de escoamento do material.

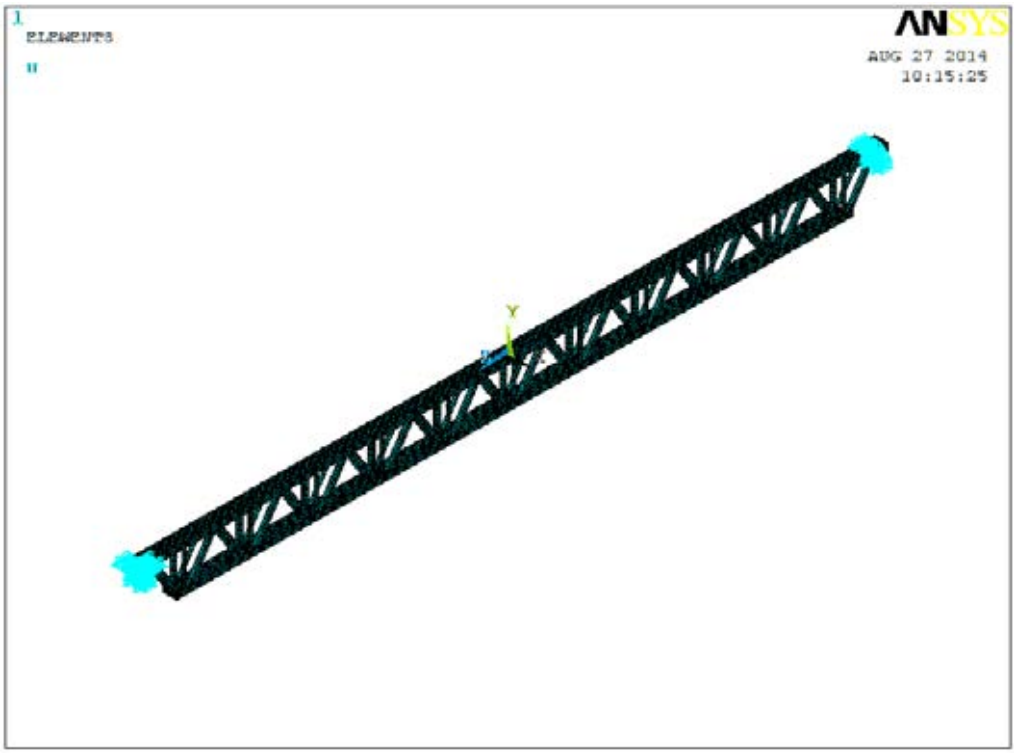
5.2 Volumes e Malhas na Treliça Steel-joist Isolada

No Ansys, a malha pode ser gerada com elementos tetaédricos ou cúbicos, de forma mapeada ou livre. Os tipos de elementos utilizados foram de forma livre para a treliça isolada (Figuras 72 a 74). Contudo, devido à análise

da não-linearidade geométrica, alguns desses elementos apresentaram ângulo de canto máximo não permitido. Nesses casos, optou-se pela geração livre da malha, obtendo-se elementos tetaédricos para as formas do modelo como: banzos superiores, diagonais, montantes (Figuras 72 a 74).

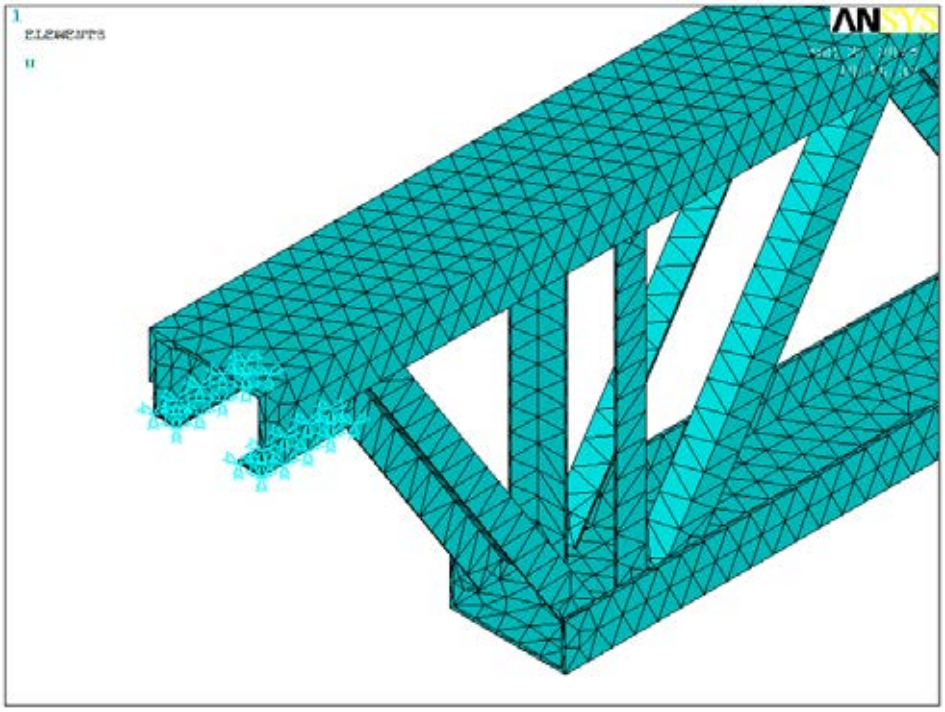
Foram utilizados um único volume para a construção da treliça isolada, sendo que ela foi importada, modelada em outro software INVENTOR (Autodesk). Além disso, foram criados 51384 elementos durante o processo de geração das malhas. O tempo de processamento da estrutura carregada foi de aproximadamente 3 minutos.

Figura 72 – Visão geral da Malha da Treliça Isolada.



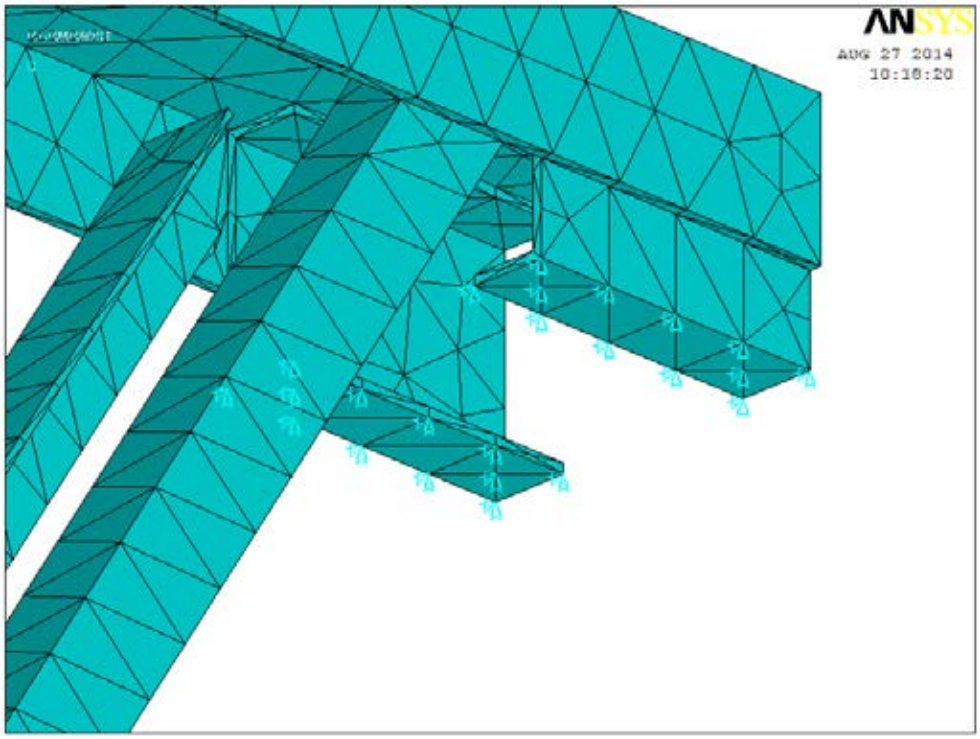
Fonte: ANSYS INC

Figura 73 – Vista ampliada da região do apoio da Treliça Isolada.



Fonte: ANSYS INC

Figura 74 – Vista inferior da região do apoio da Treliça Isolada.

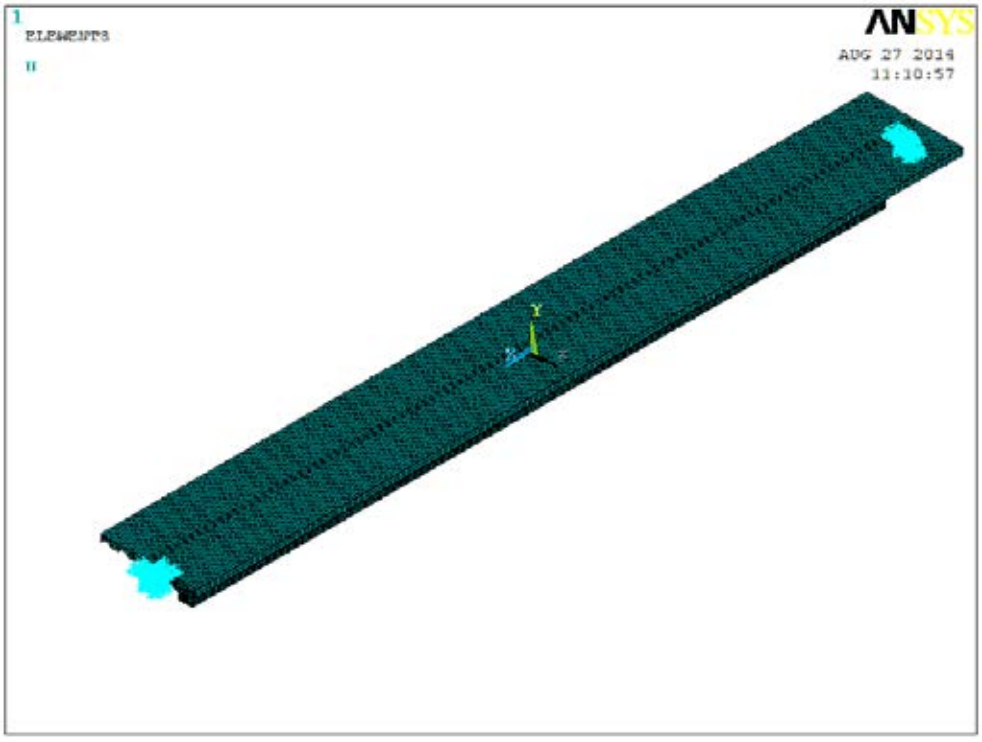


Fonte: ANSYS INC.

5.3 Volumes e Malhas na Treliça Steel-Joist Mista

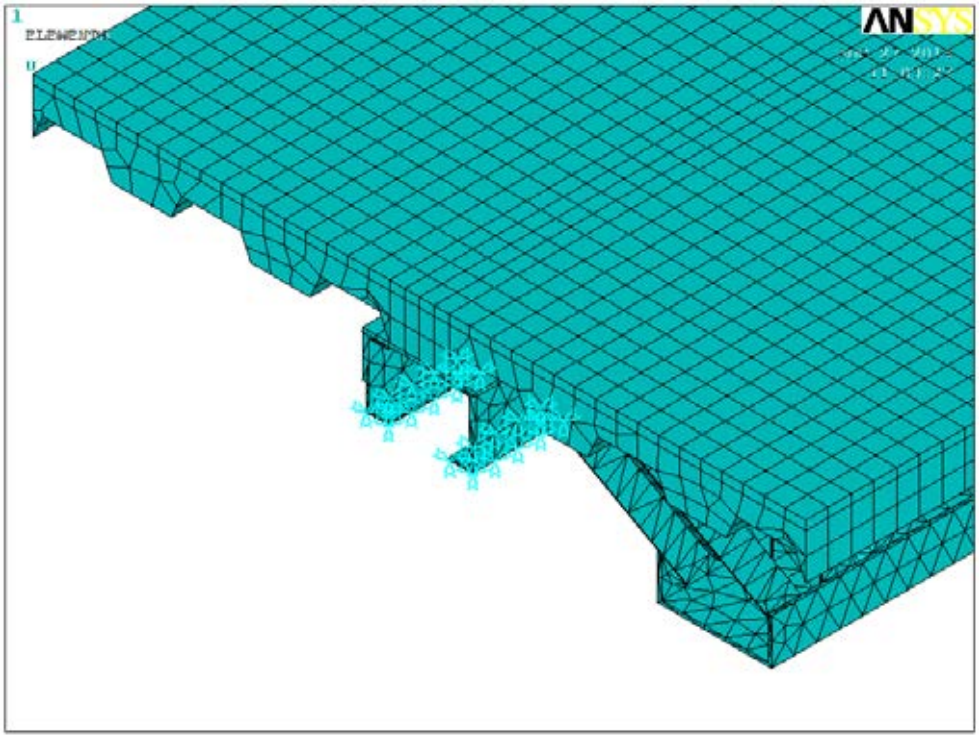
Foram utilizados no total 27 volumes para a construção da geometria da treliça mista. Para a treliça, a malha foi gerada de forma livre enquanto a laje teve a sua malha mapeada. A treliça teve o seu banzo superior repartido em 3 partes: uma na região central e outras duas na região dos apoios. A laje foi repartida em 24 volumes, 12 na parte central e o restante nas extremidades, tomando o cuidado para que os pontos nodais da região inferior da laje de coincidissem com os pontos nodais do banzo superior. As malhas foram geradas totalizando 80 mil elementos (Figuras 75 a 78), com um tempo de processamento da estrutura carregada de 5 minutos.

Figura 75 – Vista geral da Treliça Mista.



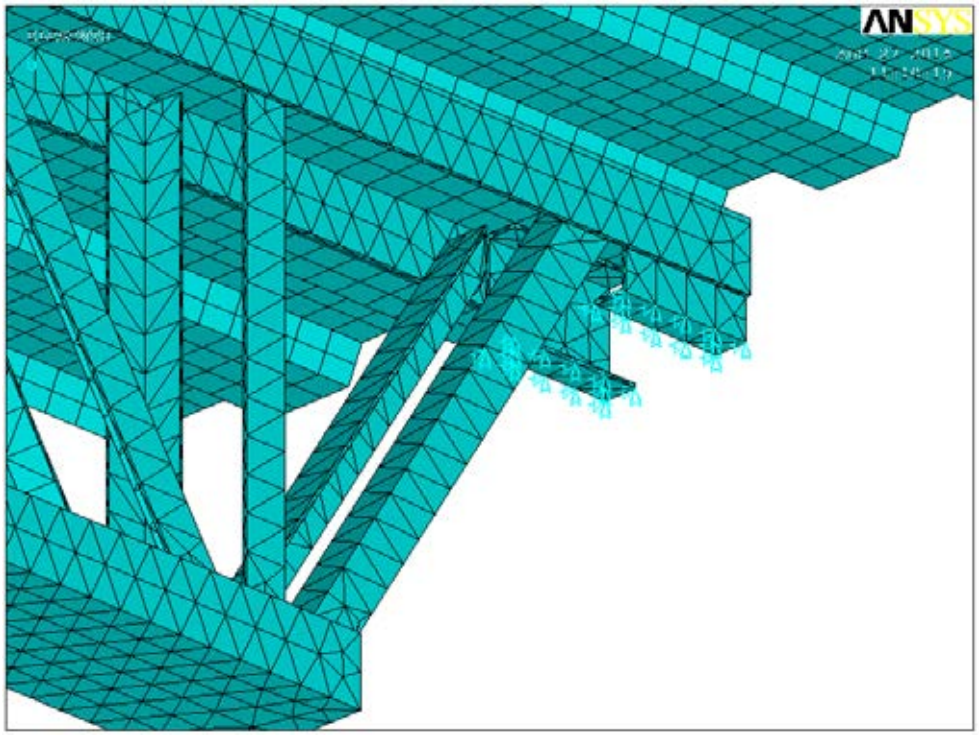
Fonte: ANSYS INC

Figura 76 – Vista ampliada do apoio da Treliça Mista.



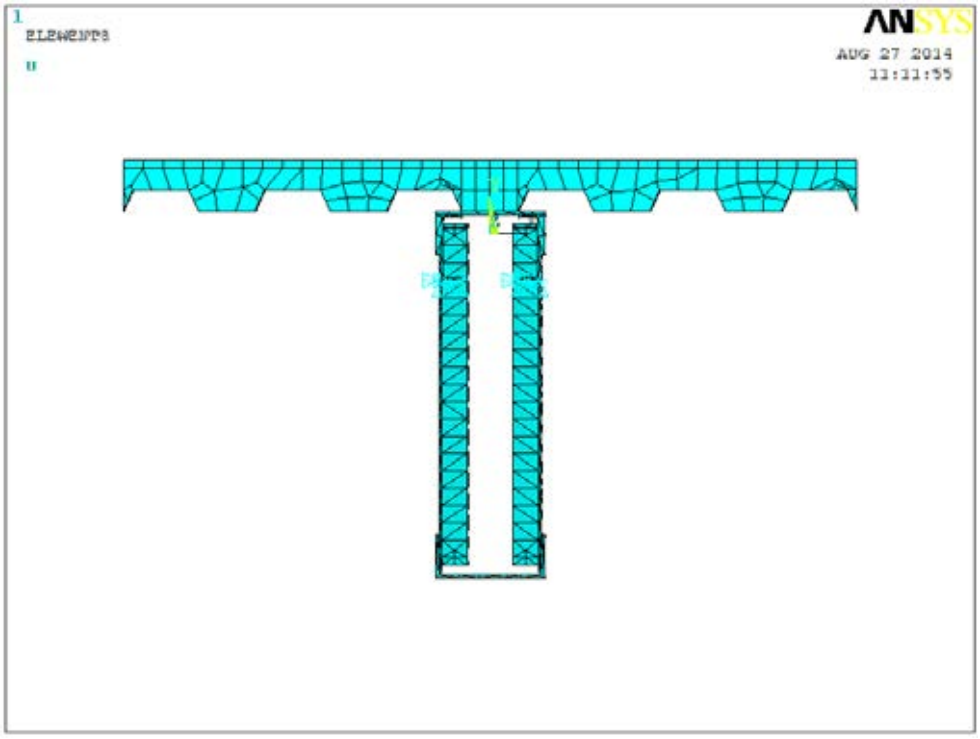
Fonte: ANSYS INC.

Figura 77 – Vista inferior ampliada do apoio da Treliça Mista.



Fonte: ANSYS INC.

Figura 78 – Vista transversal da Treliça Mista.



Fonte: ANSYS INC.

5.4 Condições de Contorno

As condições de apoio, ou restrições de deslocamento, foram aplicadas no modelo de elementos finitos, mais especificamente na face inferior dos apoios que simulam os dois perfis U simples. Nestes apoios foram criados 12 apoios fixos em cada U simples, paralelos ao eixo X global, permitindo que a estrutura girasse em torno de X. Assim, nestes nós foram impostas restrições de deslocamento em Z (ao longo do comprimento da estrutura) e em Y. Nos apoios do lado direito da treliça (Figura 5.10), também foi criada de forma similar 12 apoios móveis em cada apoio, também paralelos ao eixo X global, permitindo que a estrutura girasse em torno de X e transladasse ao longo de Z. Nestes nós foram impostas restrições de deslocamento em Y.

5.5 Análise do Comportamento da Treliça Steel-Joist Isolada

O passo 2 do pré-dimensionamento visou definir um perfil para o banzo superior, que é bastante solicitado durante o processo construtivo não-escorado da estrutura. Neste passo determinou-se a área da seção transversal mínima para o banzo superior supondo compressão simples e carregamento distribuído ao longo de todo o vão da viga isolada.

Quando se utiliza pinos com cabeça, a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura do perfil do banzo, conforme explicitado no passo 2.2. Essas considerações levaram a escolha inicial do perfil US250*100*6,35.

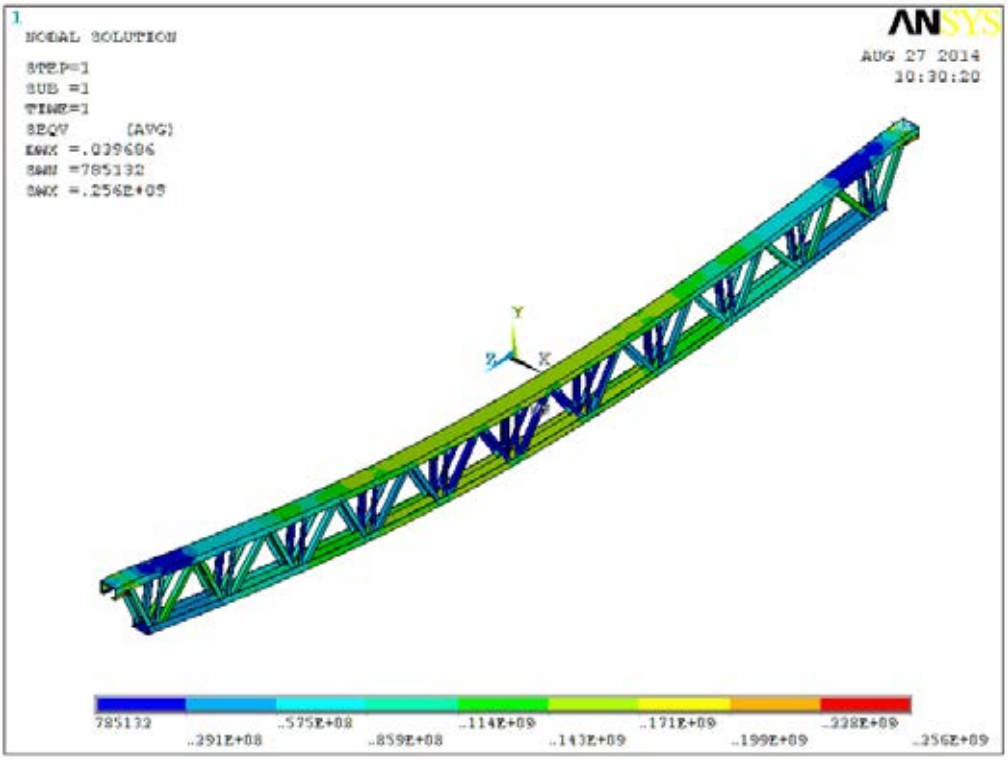
O processo do dimensionamento deu-se início então com o perfil definido no passo P5 do pré-dimensionamento. Verificou-se que os esforços nos apoios geraram um momento localizado devido à excentricidade das diagonais que chegam um pouco antes nos apoios.

As imagens das figuras 79 a 81 mostram que nas regiões dos apoios entram em escoamento durante a fase construtiva não escorada.

5.5.1 Análise das tensões na Treliça Steel-Joist Isolada Carregada ao Longo de Todo o Vão

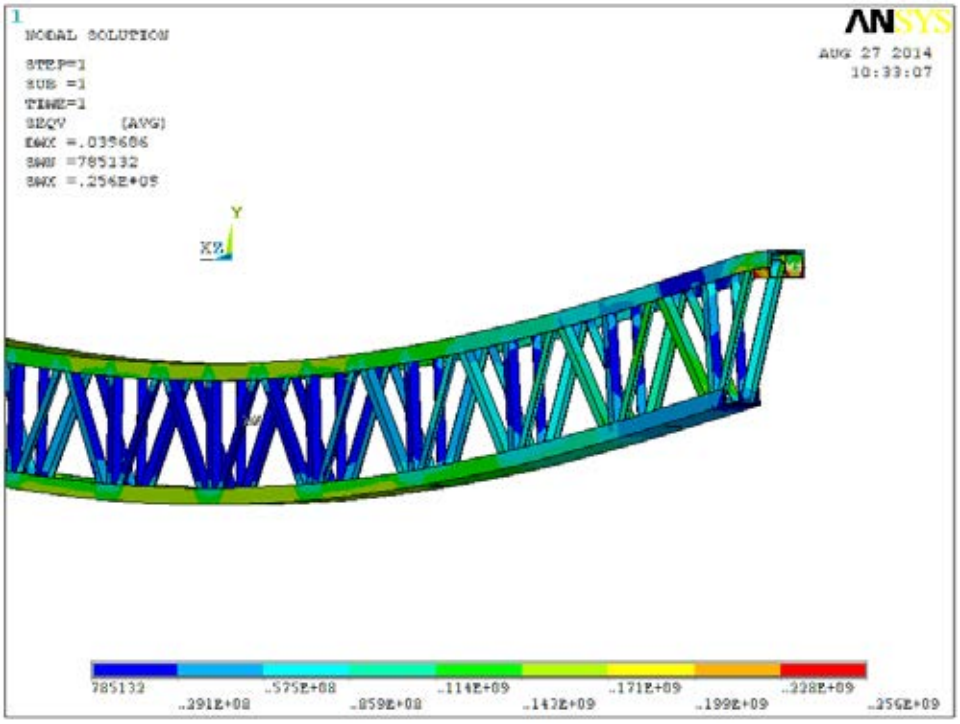
Para a viga isolada, o banzo inferior nas barras BI5 e o banzo superior barra BS6 encontram-se tensões entre 11,4kN/cm^2 e 14,3kN/cm^2 e que ele está tracionado. Verifica-se que na região dos apoios, trecho bastante solicitado, está submetido a tensões da ordem de 22,8kN/cm^2 a 25,6kN/cm^2 (Figuras 79 a 81), mesmo que alguns elementos escoaram outros estiveram bem próximo do limite de escoamento.

Figura 79 – Vista Geral das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada.



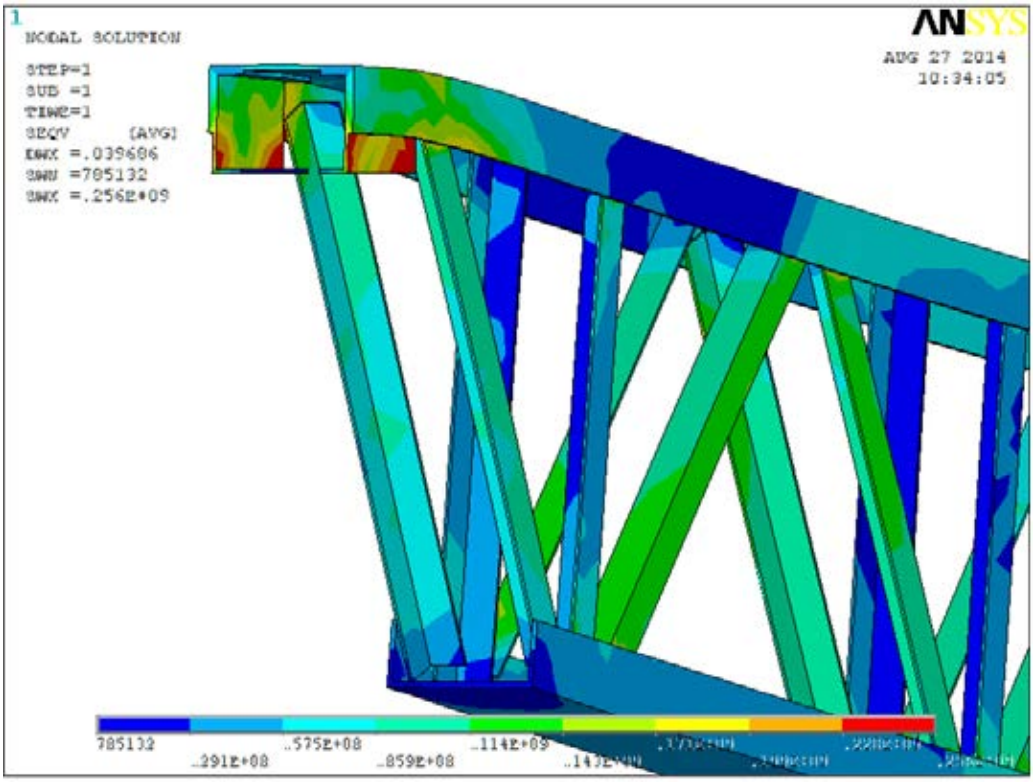
Fonte: ANSYS INC

Figura 80 – Vista Ampliada das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada.



Fonte: ANSYS INC

Figura 81 – Vista Ampliada das Tensões de Von Mises na Treliça Isolada na Região dos apoios.

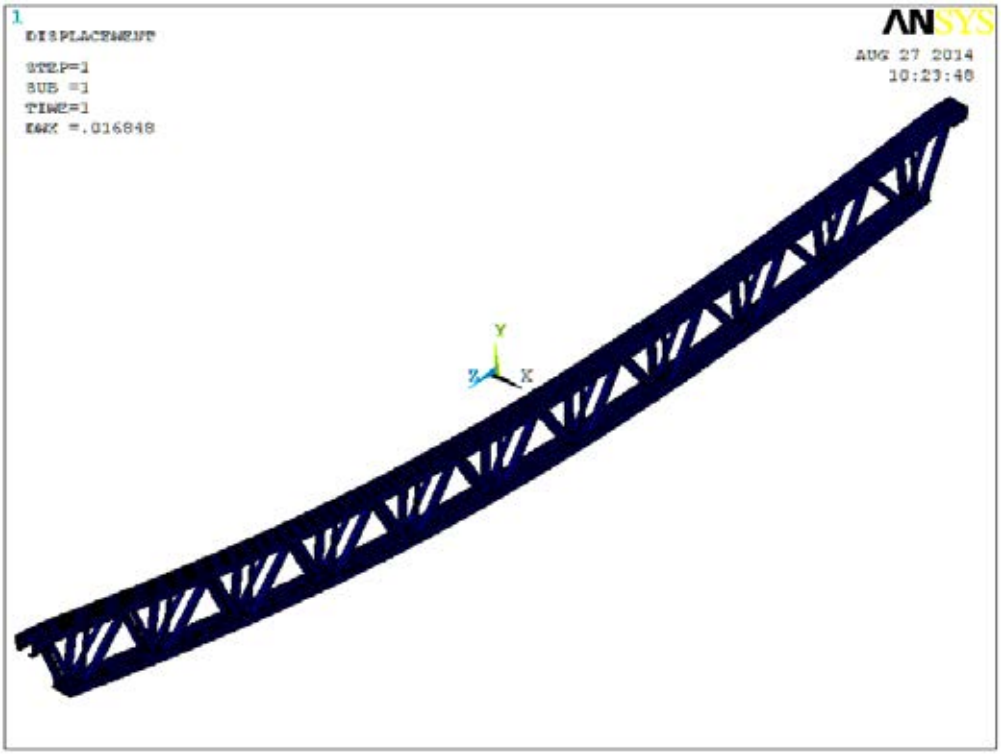


Fonte: ANSYS INC.

5.5.2 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Treliça Steel-Joist Isolada (ELS)

Os valores de deslocamento vertical máximo imediato para a viga isolada obtidos através de metodologias prescritas para treliças mistas (item 4.2.1.2: 1,57cm), são menores que os encontrados via softwares SAP2000 (item 4.2.1.2: 1,86cm) e Ansys (Figura 82: 1,685cm). O que mostra que cálculo analítico prescrito pelas metodologias é mais conservador.

Figura 82 – Deslocamento vertical máximo na Treliça Isolada.



Fonte: ANSYS INC.

5.6 Análise do Comportamento da Treliça Steel-Joist Mista

5.6.1 Treliça Steel-Joist Mista Carregada ao Longo de Todo o Vão

No modelo criado via SAP2000, a laje e a estrutura em aço foram conectadas para simular a interação total entre as partes. A rigidez desta ligação foi tomada considerando-se a nervura de concreto sob flexão ao longo da espessura da laje, o que levou a resultados satisfatórios, visto que a somatória das forças cisalhantes horizontais $\sum Q_{Rd}$ calculadas e determinadas via SAP2000 são maiores que o esforço de tração do banzo inferior na treliça mista como mostra a Tabela 13.

Tabela 13 – Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software SAP2000 referentes aos estados limites últimos na viga mista.

Barra	Cálculo Analítico	Software SAP2000
Conectores	$\sum Q_{Rd} = 962{,}5kN$	$\sum Q_{Sd} = 497kN$
	$Q_{Rd,máx} = 87{,}5kN$	$Q_{Sd,máx} = 92{,}46kN$
BI5	612,73KN	494KN

Fonte: Do Próprio Autor.

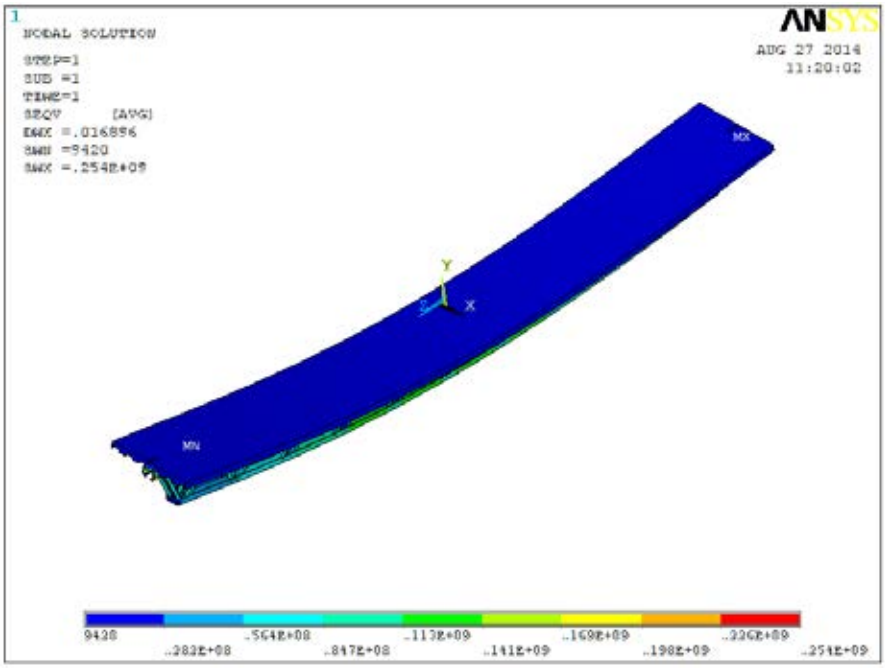
A utilização de uma ligação com rigidez infinita (elevados e indiscriminados valores de momento de inércia e área de seção transversal) como sugere Chien e Ritchie (1984) geram momentos que não podem ser resistidos pelo sistema conector/laje, e, ainda, ao se modelar o conector como aço e com suas dimensões reais a ligação se torna muito flexível para propiciar a transferência de cisalhamento e garantir a efetiva ação mista; por estes motivos duas metodologias foram descartadas, em prol da ligação via nervura de concreto.

No pré-dimensionamento das diagonais e montantes foram estimados apenas valores de tração e compressão, admitindo que os mesmos estão articulados. Para o dimensionamento da diagonal, ela satisfez o modelo proposto pelo pré-dimensionamento, supondo que ela estaria tracionada, transmitindo o esforço cortante de uma viga treliçada e os esforços estiveram com os seus valores próximos. Já o dimensionamento da montante, mesmo no pré-dimensionamento e no dimensionamento ela estando comprimida, os valores de esforços ficaram muito diferentes um do outro devido a disposição da treliça, que no modelo numérico via SAP2000 os esforços ficaram muito menores já que era uma treliça do tipo Warren. Portanto, no pré-dimensionamento e o no dimensionamento não foi necessário trocar a seção transversal e manteve-se o mesmo perfil.

As Figuras 83 a 87 mostram as tensões de Von Mises para a treliça mista, onde se percebe a contribuição da laje para a diminuição de tensões no banzo superior da treliça e garantindo a ação mista do sistema. Da mesma forma que a treliça isolada, os apoios acabaram ficando muito carregados atingindo as tensões de escoamento do material. Este comportamento já era previsto já que no dimensionamento, os apoios foram dimensionados para

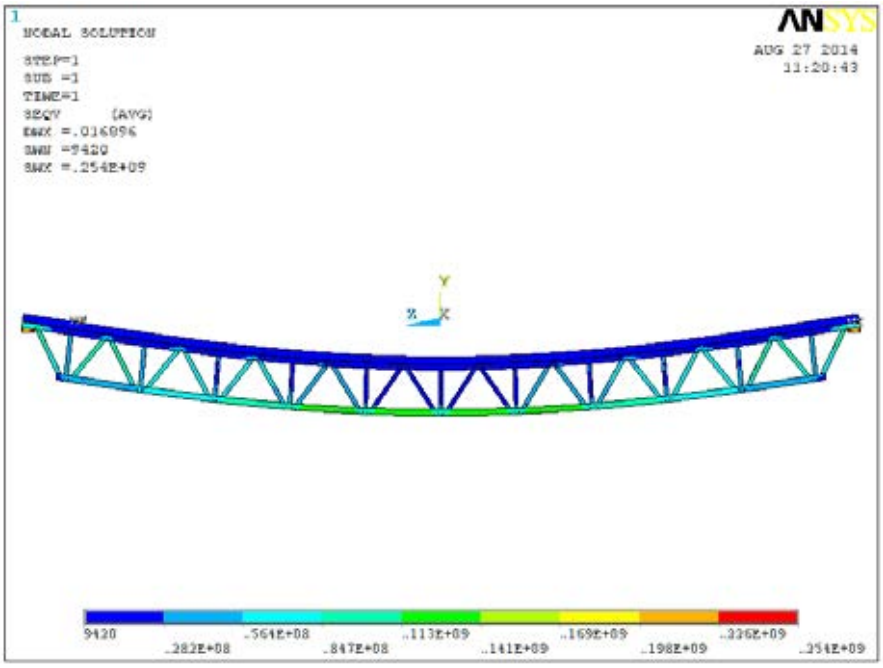
resistir aos momentos localizados devido à excentricidade da última diagonal e os apoios.

Figura 83 – Vista Geral das Tensões de Von Mises na Treliça Mista.



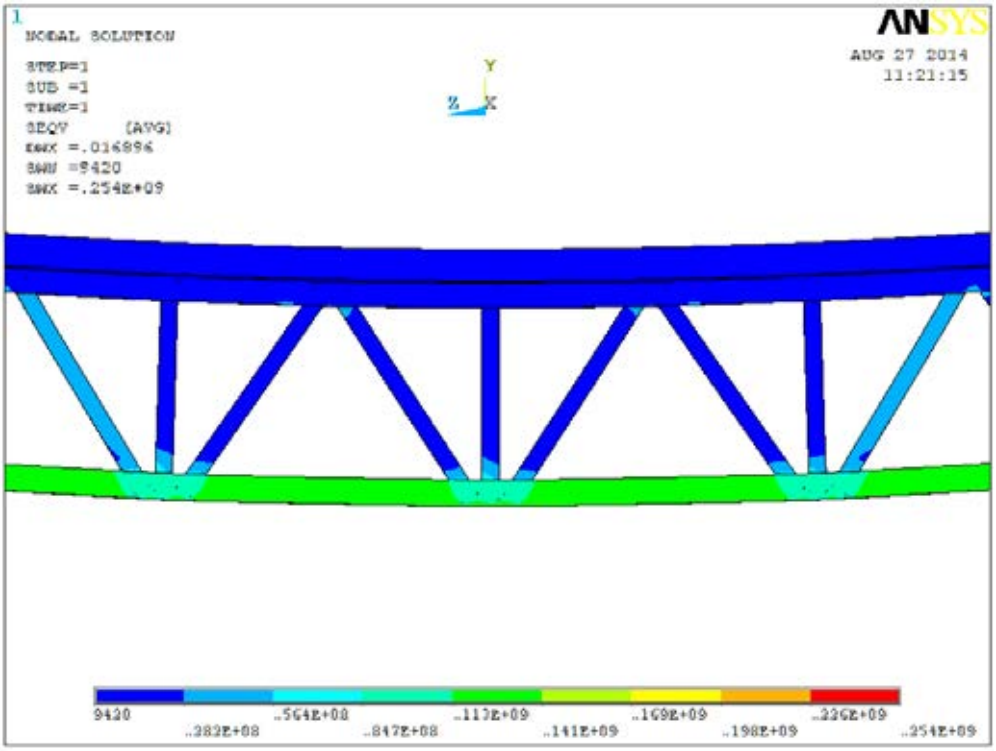
Fonte: ANSYS INC.

Figura 84 – Vista Geral Longitudinal da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.



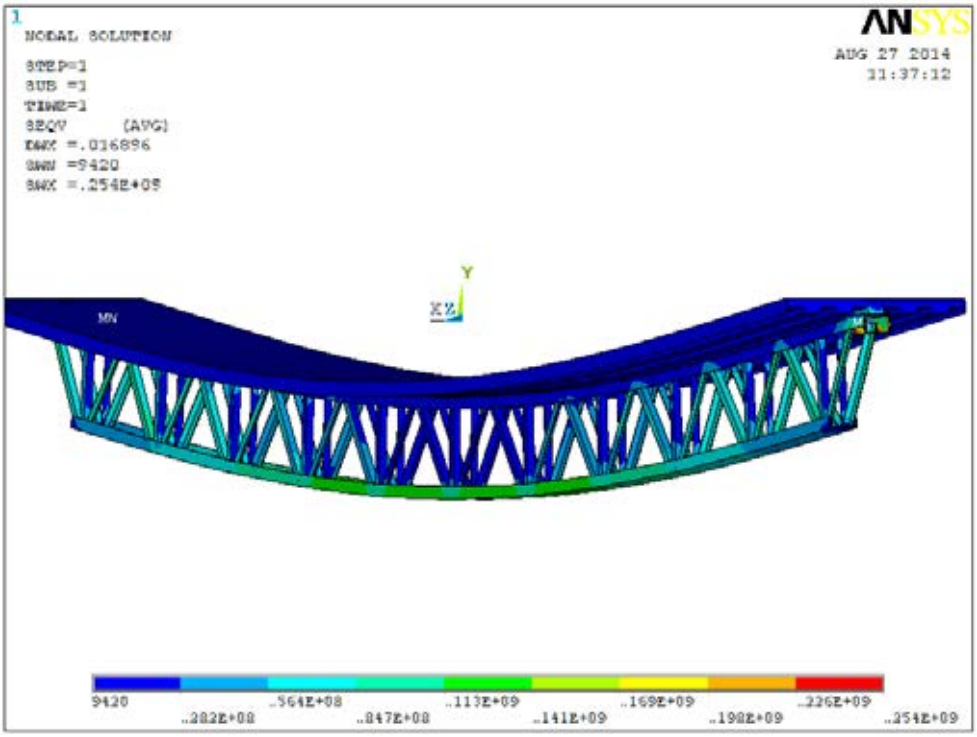
Fonte: ANSYS INC.

Figura 85 – Detalhe da Vista Geral Longitudinal da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.



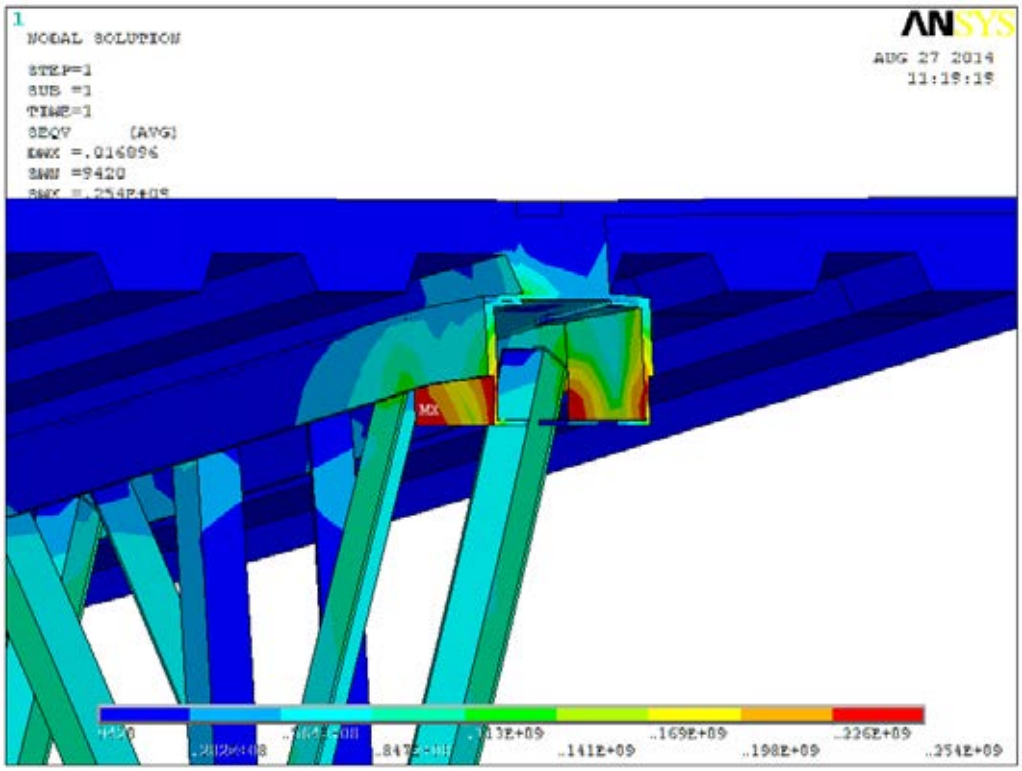
Fonte: ANSYS INC.

Figura 86 – Vista tridimensional da distribuição de Von Mises da Treliça Mista.



Fonte: ANSYS INC.

Figura 87 – Detalhe da Vista dos apoios e sua distribuição de Von Mises na Treliça Mista.



Fonte: ANSYS INC.

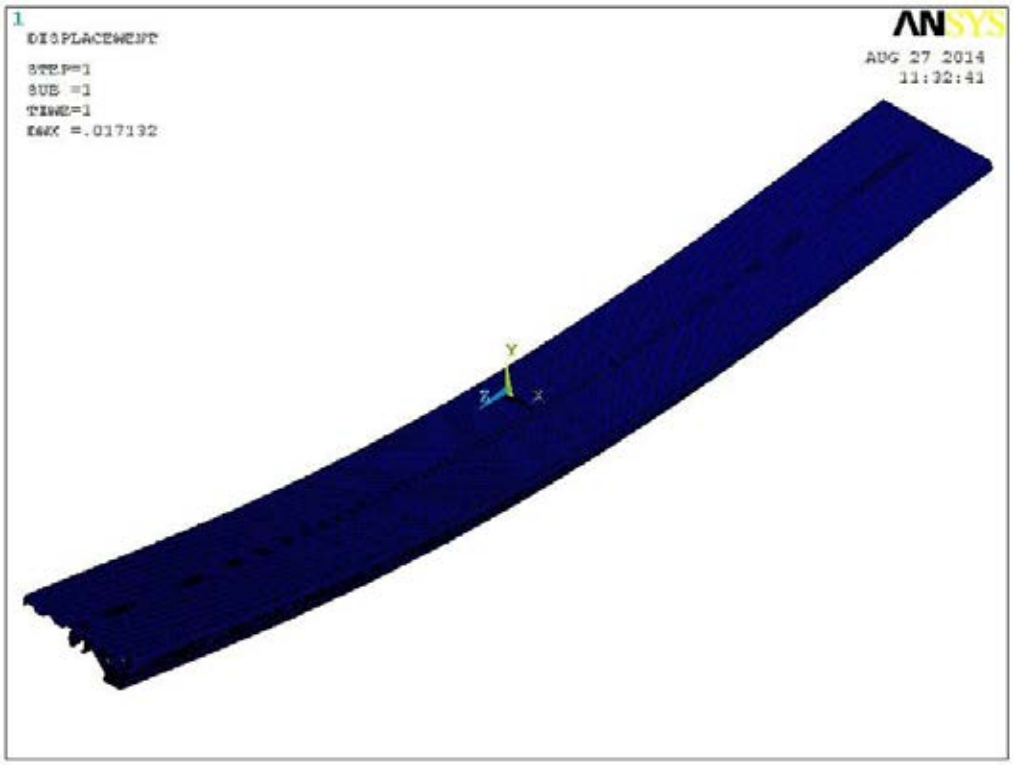
5.6.2 Deslocamentos Verticais na Treliça Steel-Joist Mista (ELS)

Os valores de deslocamento vertical máximo imediato para a treliça steel-joist mista através de metodologias prescritas para treliças mistas (item 4.2.2.1: 1,05cm; 4.2.2.2: 1,21cm; 4.2.2.3: 1,15cm; 4.2.2.4: 1,13cm), são menores que os encontrados via software SAP2000 (item 4.2.2.5: 1,46cm) e o Ansys (Figura 88: 1,71cm), o que mostra que cálculo analítico prescrito pelas metodologias é mais conservador.

O cálculo do deslocamento vertical devido à retração do concreto sugerido pela norma canadense CAN/CSA-S16-01, Csa (2001) levou ao valor 0,016cm. Talvez isto de deva ao fato da razão altura/vão da estrutura ser elevada. Segundo Chien e Ritchie (1984), uma treliça bi-apoiada que possua a razão entre a sua altura e o seu vão entre os valores 1/11 e 1/17 (que é o caso

da viga em estudo) tende a apresentar valores de deslocamentos devidos à fluência e à retração insignificantes, podendo o valor de deslocamento estimado para fluência estimado para 15% da flecha imediata ser muito elevado e ainda a flecha calculada para a retração ser praticamente nula.

Figura 88 – Deslocamento vertical máximo na treliça mista de acordo com o software Ansys.



Fonte: ANSYS INC.

5.6.3 Vibração (ELS)

As metodologias utilizadas para a previsão da frequência natural da treliça steel-joist mista foram baseadas em estudos para treliças mistas (item 4.2.4.1: f_n = 7,67Hz), vigas mistas com grandes aberturas na alma (item 4.2.4.2: f_n = 5,86Hz) e análise via SAP2000 (item 4.2.4.3: f_n = 5,6Hz), sendo a única diferença entre os métodos a maneira de se estimar a carga distribuída sobre a estrutura. Foram encontrados, em ambos os casos, valores acima de 4Hz, portanto satisfazendo a teoria. Como o deslocamento máximo encontrado

em todas as metodologias foi menor que 2cm também se verifica a análise de vibração, que é uma condição imposta pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo deste trabalho foi avaliar o comportamento de uma treliça steel-joist mista através de análise teórica e numérica.

A análise teórica envolveu normas nacionais e internacionais, baseando-se fundamentalmente nos conceitos aplicados a treliças mistas e vigas I mistas com grandes aberturas na alma.

O pré-dimensionamento teve o papel de escolher os perfis que foram utilizados como dados de entrada para o programa computacional SAP2000, que realiza a análise elástica linear das barras.

Os esforços obtidos ao se analisar computacionalmente as vigas isolada e mista determinaram o dimensionamento das barras. E, finalmente, o comportamento previsto foi comparado com a modelagem numérica realizada via método dos elementos finitos através do programa computacional Ansys.

A seguir são apresentadas as conclusões dos estudos das treliças steel-joist isolada e mista e as sugestões para novos trabalhos.

6.1 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça Steel-Joist Isolada

Os esforços encontrados (momento fletor, força cortante e força axial) através de modelagem elástica da viga foram utilizados para o dimensionamento do banzo superior, onde foram considerada a situação de carregamento totalmente distribuído ao longo de todo o vão.

Constatou-se que a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura plana do perfil do banzo. Estes parâmetros influenciaram na resistência de cada conector, que quando atuantes em grupo, são responsáveis pela

transferência do cisalhamento horizontal entre a laje e o banzo superior, determinando inclusive se a ligação será parcial ou total.

Os maiores esforços no banzo superior, que determinaram a confirmação do perfil escolhido no pré-dimensionamento, foram na região dos apoios (momento fletor localizado e força cortante) e na barra BS6 (região central sujeita a compressão devido ao momento fletor da viga treliçada) quando a carga estava completamente distribuída ao longo de todo o vão.

Constatou-se que o perfil a ser utilizado no banzo superior também sofre a influência da forma como a treliça está apoiada. Pois devido a excentricidade dos apoios com a diagonal gerou um momento fletor localizado que fez com que os apoios se tornarem muito carregados e entrasse em escoamento antes do banzo inferior.

A análise das tensões de von Mises realizada através de modelagem com o software Ansys mostrou que o banzo superior não entra em escoamento durante a fase construtiva não escorada, mas que ocorre o escoamento prematuro na região dos apoios. Além disso, os pontos de maiores tensões foram na região central da viga treliçada e na região dos apoios. Pode-se concluir então que a análise teórica previu bem o comportamento em estado limite último da treliça isolada.

6.2 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça Steel-Joist Mista

Os esforços encontrados através de modelagem elástica da viga mista foram utilizados para o dimensionamento do banzo inferior, das diagonais e das montantes, e, para analisar o comportamento da ligação entre o banzo superior e a laje.

Para a análise da treliça mista foi considerada a situação de carregamento para o dimensionamento do banzo inferior: carregamento totalmente distribuído ao longo de todo o vão da treliça. A análise teórica apontou que o estado limite último da estrutura mista ocorreria na posição da barra BI5. A modelagem com o software Ansys mostrou que os pontos com

maiores tensões foram os mesmos encontrados os maiores esforços, concluindo-se que então a análise teórica previu bem o comportamento em estado limite último da viga mista.

O projeto desenvolvido manteve o cisalhamento horizontal nos conectores, e, as resistências da laje, das barras de aço e das ligações entre barras dentro de limites seguros. Mesmo o banzo inferior não ter atingido a tensão de escoamento, devido ao fato do escoamento prematuro dos apoios a ação mista ocorre porque a somatória das forças cisalhantes nos conectores é maior que o esforço de tração no banzo inferior, o que garante que a ação mista esteja ocorrendo.

As forças axiais previstas para as diagonais mais solicitadas foram próximas às forças calculadas via modelagem elástica ao contrário da montante. Em seguida a análise via Ansys confirmou as barras mais solicitadas, observando-se tensões inferiores à tensão de escoamento, como era desejado.

Constatou-se que os perfis das diagonais e montantes na região central da treliça são pouco solicitados, como foi previsto na análise teórica, o que poderia permitir a retirada das diagonais na região central formando um painel Vierendeel.

A consideração da ligação da laje com o banzo superior como sendo feita por elemento de concreto com momento de inércia calculado por um elemento retangular com largura igual ao espaçamento entre conectores e altura igual à largura do conector transformado em concreto pelo fator α_e, se mostrou eficiente, visto que a somatória das forças cisalhantes horizontais calculadas analiticamente e determinadas via SAP2000 são maiores que o esforço de tração no banzo inferior.

6.3 Conclusões sobre os Deslocamentos Verticais Máximos Iniciais nas Treliças Steel-Joist Isolada e Mista

Os valores dos deslocamentos verticais máximos imediatos previstos através de equacionamento para treliças isoladas e mistas não se mostraram adequados para serem utilizados em treliças Steel-Joist isoladas e mistas, respectivamente. As modelagens via SAP2000 e Ansys demonstraram que os deslocamentos são maiores que os valores teóricos e que portanto estes métodos teóricos, que são obtidos por normas nacionais e internacionais, não são seguros para serem utilizados para dimensionamento.

6.4 Sugestões para Novos Trabalhos

As sugestões para os novos trabalhos são as seguintes:

a) Confrontar os resultados analíticos e obtidos via modelagens com ensaio experimental da estrutura steel-joist mista. Sugere-se modelar as soldas dos banzos. A marcha de cálculo deve ser refeita utilizando as curvas tensão x deformação dos materiais de acordo com ensaios prévios de caracterização dos mesmos e o posicionamento das cargas conforme o pórtico disponível para o ensaio. Sugere-se também o ensaio da treliça de aço isolada para verificar o comportamento do banzo superior e os deslocamentos verticais, simulando o processo construtivo não-escorado da estrutura. Deve ser feita uma calibração entre modelos numéricos e ensaios experimentais;

b) Modelagem estrutural e ensaio experimental da estrutura mista para determinar os deslocamentos verticais devidos à fluência e à retração do concreto e comparar com os resultados obtidos no item 4.2.3;

c) Modelagem estrutural e ensaio experimental da estrutura para determinar a resposta da estrutura frente a carregamentos dinâmicos e assim confrontar com os valores de frequência natural obtidos no item 4.2.4;

d) Modelagem via método dos elementos finitos da treliça de aço na condição de içamento da estrutura para confrontar com os resultados obtidos no item 4.3;

e) Modelagem estrutural de uma treliça steel-joist mista com perfis diferentes: como banzos com dupla cantoneira e também diagonais e montantes com dupla cantoneira; ou perfis U laminados para banzos, diagonais e montantes; ou perfis T laminados para toda a treliça; ou perfis tubulares circulares e/ou quadrados.

f) Modelagem estrutural de uma treliça steel-joist mista do tipo Warren com um painel central Vierendeel, com banzo inferior até o apoio e com o banzo inferior terminando no último módulo, antes do apoio.

g) Modelagem estrutural e experimental de uma treliça steel-joist mista do tipo Pratt com um painel central Vierendeel.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OS STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Load and resistance factor design specification for structural steel buildins – LFRD.** Chicago, 1994. 276 p.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). Proposed specification and commentary for composite joists and composite trusses. **Journal of Structural Engineering**, Reston, v. 122, n. 4, p. 350-358, 1996

ANSYS INC. **Ansys version 13.0 – basic analysis procedure**. Houston, PA, United States.2005.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (ABNT). **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT – Associacao Brasileira de Normas Tecnicas, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR 8800:** projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio da Janeiro, 2008. 237 p.

BRATTLAND, A.; KENNEDY,D.J.L. Flexural tests os two full scale composite trusses. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, v. 19, p. 279-295, 1992.

BRAZ, J. P. R. **Tabuleiros de pontes em treliças mistas.** 2008. 98 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2008.

CALIXTO, J. M., MELO, C. B., SILVA, H. J., GOMES, L. C., LAVALL, A. C. **Efeito da utilização de diferentes tipos de concreto no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada**. IN: 47° Congresso Brasileiro do Concreto. 2005, Recife-PE. Anais. p. IV39-51.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA).**CAN/CSA-S16-1-M89 Limit states design of steel structures**. 1989.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003.** 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. 368 p.

CHIEN, E. Y. L.; RITCHIE, J. K. **Design and construction of composite floor systems.** [S.l.]: Canadian Institute of Steel Construction, 1984. 323 p.

D'ALAMBERT, F. C.; PINHEIRO, M. B. **Treliças tipo steel joist**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007. 85 p.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. **Estruturas mistas.** Rio de Janeiro: IAB/CBCA, 2010. v. 1, 68 p.

FRUCHTENGARTEN, R. **Sobre as treliças mistas de aço e concreto**. 2003. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. 1990. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MONTAGNER, S. L. **Estudo teórico sobre o 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. 357 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade Engenharia Civil, Universidade de Campinas, Campinas, 2006.

MUNAIAR, J. N.; TRISTÃO, G. A. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. **Cadernos de Engenharia de Estruturas,** São Carlos, v. 7, n. 23, p. 121-144, 2005. Disponível em: < http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee23_119.pdf>. Acesso em: 24 mar. 2015.

NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência.** 1999. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NEAL, S.; JOHNSON, R.; LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L. **Design of composite trusses – SCI-P-083**. Ascot: The Steel ConstructionInstitute, 1992. 61 p.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço:** dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 357 p.

SAMUELSON, D. Material matters: understanding steel joists. **Structural Engineer**, 2007. P. 28-31, 2007. Disponível em: < http://www.vulcraft.com/pdf/SE1207_MaterialMattersReprint.pdf>. Acesso em: 24 mar. 2015.

SANTOS, L. M. **Alternativas para o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto**. Feira de Santana, 2011. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Colegiado Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2011.

SILVA, A. O. B. **Treliça tubular mista com múltiplos painéis viereendel.** 339p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, Campinas, 2013.

SORIANO, J. **Estruturas mistas em concreto e em madeira:** análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil. 288 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

TATICIANO, M. **Análise teórica de vigas de seção T em madeira-concreto com ligação semi-rígida por pregos.** 2000. 258 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

WEBSITE. **Centro brasileiro de construção em aço.** Apresenta histórico, vantagens, detalhamentos, informações sobre abertura na alma das vigas. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-ultimas-ler.php?cod=5937>. Acesso em: 24 amar. 2015.

.

ANEXOS

ANEXO A: PROPIEDADES GEOMÉTRICAS E CONSTRUTIVAS DAS TRELIÇAS STEEL-JOIST

Neste anexo são explicitadas as equações necessárias para a determinação dos parâmetros geométricos das peças estruturais em aço e explicitar as propriedades dos perfis utilizados, premissas e normas utilizadas para projetos de treliças steel-joist.

Este anexo tem por finalidade fornecer uma introdução à padronização no uso do sistema de treliças planas de banzos paralelos no Brasil e apresentar o sistema que foi utilizado neste trabalho.

A.1 Propriedades do Aço e perfis que são utilizados

Nesta seção estão representados os perfis de uso normal no mercado, tanto os laminados (cantoneiras, perfis U e I) como também os formados a frio de chapa (cantoneiras, perfis tipo U). Para tanto são elaboradas tabelas específicas para cada seguimento como mostra a Tabela 14.

Tabela 14 – Tipos de aço utilizados na fabricação de *steel-joists.*

ASTM	NBR	Fy (MPa)
ASTM A36	NBR 6650-CF26	250
ASTM A570-40	-------	275
ASTM A572-50	NBR5000-G35 NBR5004-Q40	345
ASTM A588	NBR5921 CFR500	345

Fonte: CBCA,2007

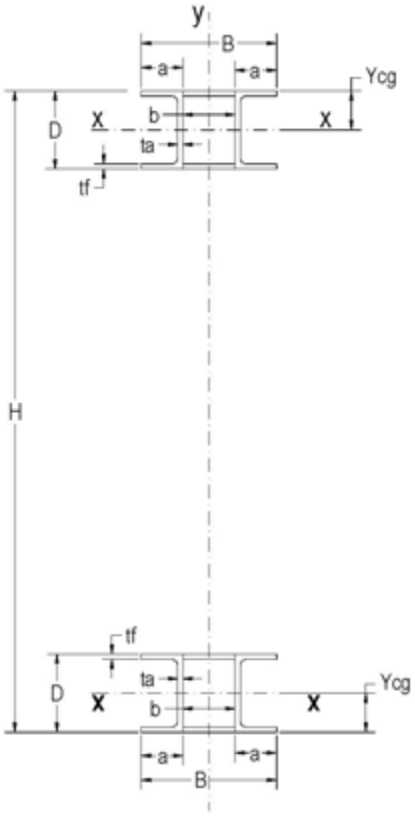
A.2 Perfis Utilizados

Nesta seção são apresentados alguns dos perfis que se são comumente utilizados na fabricação de joists e as propriedades geométricas das seções.

A.2.1 Perfil Duplo U laminado

Na Figura 89 verifica-se a seção transversal típica dos banzos utilizando-se duplo U laminado. Na Tabela 15 são indicadas as características geométricas para diversos tipos de perfis U laminado (banzo inferior, banzo superior ou diagonal e montante).

Figura 89 – Seção transversal típica para os banzos com perfis U laminados.



Fonte: CBCA, 2007.

Legenda:

x-x = EIXO LOCAL X

y-y = EIXO LOCAL = GLOBAL Y

b = afastamento entre perfis

a = aba do perfil

tf = espessura do flange

D = altura total do perfil

ta = espessura da alma

y_{cg} = posição do C.G. local

B = largura total do joist

H = altura total do joist

Tabela 15 – Características geométricas dos perfis U laminados.

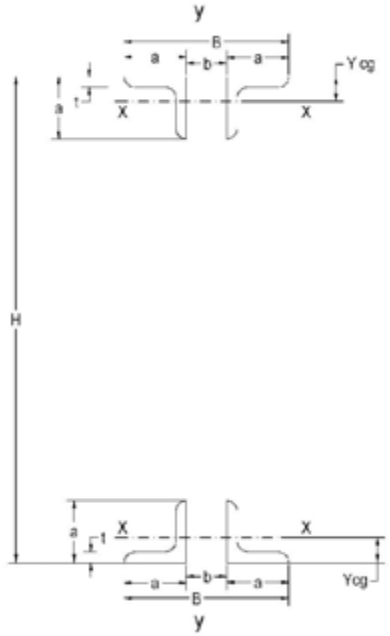
PERFIL	MASSA kg/m	ÁREA (cm^2)	Ixx (cm^4)	Wxx (cm^3)	rx (cm)	y (cm)	Iyy (cm^4)	ry (cm)	r min (cm)
50,8x25,4x2	3,06	3,90	15,52	6,11	1,99	2,54	42,63	3,31	0,79
76,2x38,1x2,5	5,82	7,42	67,47	17,54	3,00	3,81	103,00	3,73	1,19
76,2x38,1x3,18	7,32	9,32	83,31	21,64	2,98	3,81	131,00	3,75	1,18
101,6x50,8x3,17	9,80	12,48	201,74	39,72	4,02	5,08	221,00	4,21	1,59
101,6x50,8x4,76x3,17	12,36	15,52	268,20	52,80	4,16	5,08	308,00	4,45	1,64

Fonte: CBCA, 2007.

A.2.2 Perfis Duplas Cantoneiras

Na Figura 90 verifica-se a seção transversal típica dos banzos utilizando-se cantoneiras. Na Tabela 16 são indicadas as características geométricas para diversos tipos de cantoneiras duplas (banzo inferior, banzo superior ou diagonal e montante).

Figura 90 – Seção transversal típica para os banzos com perfis cantoneira.



Fonte: CBCA, 2007.

Tabela 16 – Características geométricas dos perfis cantoneira simples.

PERFIL	MASSA kg/m	ÁREA (cm^2)	Ixx (cm^4)	Wxx (cm^3)	rx (cm)	y (cm)	Iyy (cm^4)	ry (cm)	r min (cm)	B adotado (mm)
1"x1"x1/8"	2,32	2,96	1,81	0,99	0,76	0,76	13,94	2,17	0,51	25
1 1/4"x1 1/4"x1/8"	3,03	3,86	3,66	1,55	0,96	0,91	27,85	2,69	0,63	32
1 1/2"x1 1/2"x1/8"	3,64	4,64	6,48	2,29	1,16	1,06	47,45	3,20	0,76	38
1 3/4"x1 3/4"x1/8"	4,24	5,40	10,47	3,10	1,35	1,21	76,46	3,76	0,89	45
2"x2"x1/8"	4,87	6,20	15,24	4,10	1,55	1,39	110,46	4,22	1,01	50
1 3/4"x1 3/4"x3/16"	6,28	8,00	14,9	4,56	1,34	1,29	115,07	3,79	0,89	50
2"x2"x3/16"	7,19	9,16	23,2	6,06	1,54	1,44	159,00	4,17	1,02	50
2 1/2"x2 1/2"x3/16"	9,11	11,60	45,8	10,00	1,98	1,75	249,00	4,63	1,24	50
3"x3"x3/16"	11,04	14,06	77,4	15,00	2,38	2,08	394,40	5,30	1,50	50
3"x3"x1/4"	14,59	18,58	99,8	19,00	2,36	2,13	540,00	5,39	1,50	50
4"x4"x1/4"	19,60	25,02	250	32,80	3,17	2,77	1039,00	6,44	2,01	50
6"x6"x3/8"	44,44	56,24	1282	114,80	4,78	4,17	3652,00	8,06	3,02	50
6"x6"x5/8"	72,00	91,72	2014	187,00	4,67	4,17	6547,00	8,45	3,02	50

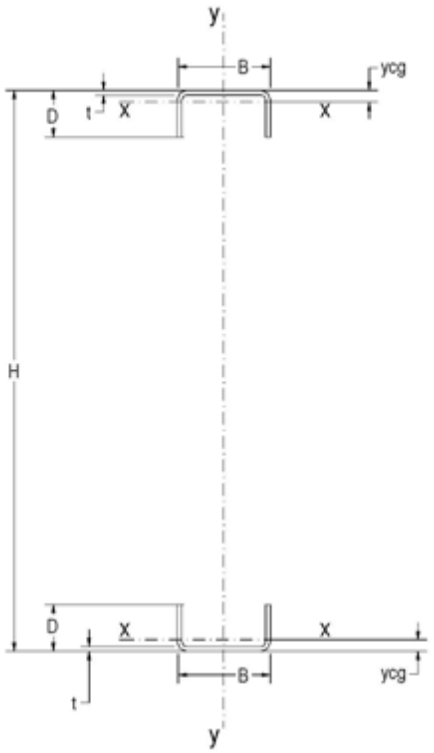
Fonte: CBCA, 2007.

A.2.3 Perfis formados a frio tipo U

Na Figura 91 verifica-se a seção transversal típica dos banzos utilizando-se perfis do tipo U formados a frio (NBR 14762-2010). Na Tabela 17 são indicadas as características geométricas para diversos tipos de perfis do tipo U

formados a frio (banzo inferior, banzo superior). Para diagonais e montantes recomenda-se o uso de perfis do tipo 2U ou 2L.

Figura 91 – Seção transversal típica para os banzos com perfis U formado a frio.



Fonte: CBCA,2007

Tabela 17 – Características geométricas dos perfis U simples.

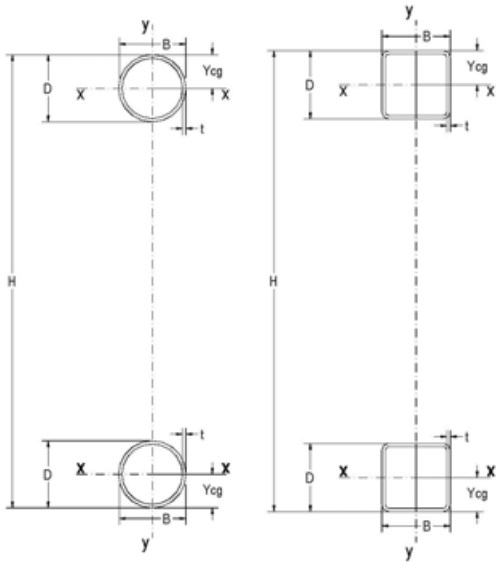
NUM	PERFIL	H (mm)	B (mm)	t (mm)	MASSA kg/m	ÁREA (cm^2)	Ixx (cm^4)	Wxx (cm^3)	rx (cm)	X0 (cm)	Iyy (cm^4)	Wy (cm^3)	ry (cm)	It (cm^4)	Cw	ro (cm)	Y cg cm
1	50X25X3	50	25	3,00	2,12	2,7	1,57	0,91	0,76	1,5	9,71	3,89	1,9	0,081	6,27	2,53	0,77
2	75X40X3,0	75	40	3,00	3,42	4,35	6,85	2,42	1,25	2,49	37,76	10,07	2,94	0,130	63,34	4,06	1,17
3	100X40X3	100	40	3,00	4,01	5,1	7,52	2,53	1,21	2,23	74,48	14,9	3,82	0,153	126,66	4,59	1,02
5	100x40x3,75	100	40	3,75	4,94	6,29	9,09	3,09	1,2	2,21	89,89	17,98	3,78	0,294	151,48	4,54	1,06
6	100x50x4,75	100	50	4,75	6,88	8,76	20,86	5,91	1,54	3,02	130,09	26,02	3,85	0,658	339,43	5,13	1,47
7	125x50x4,75	125	50	4,75	7,81	9,95	22,45	6,11	1,5	2,76	221,87	35,5	4,72	0,747	583,83	5,67	1,32
8	150x50x6,30	150	50	6,30	11,34	14,45	29,8	8,01	1,44	2,51	433,86	57,85	5,48	1,909	1123,08	6,2	1,28
9	200x50x6,30	200	50	6,30	13,81	17,6	32,2	8,27	1,35	2,18	888,08	88,81	7,1	2,326	2252,32	7,55	1,11
10	200x75x6,30	200	75	6,35	16,29	20,75	104,47	18,61	2,24	4,05	1183,54	118,35	7,55	2,742	7070,81	8,86	1,89
11	200x100x8	200	100	8,00	23,25	29,62	286,79	40,39	3,11	6,1	1783,03	178,3	7,76	6,313	19025,36	10,35	2,90
12	300x100x8	300	100	8,00	29,53	37,93	326,12	42,73	2,94	5,15	4700	313,4	11,18	8,018	50523	12,66	2,37

Fonte: CBCA, 2007.

A.2.4 Tubos Circulares e quadrados

Na Figura 92 verifica-se a seção transversal típica dos banzos utilizando-se tubos circulares e tubos quadrados. Na Tabela 18 e 19 são indicadas as características geométricas para diversos tipos de perfis tipo tubo circular sem costura e tubos quadrados respectivamente.

Figura 92 – Seção transversal típica para os banzos com perfis tubulares.



Fonte: CBCA, 2007.

Tabela 18 – Características geométricas dos perfis tubulares circulares.

NUM	PERFIL	MASSA kg/m	ÁREA (cm^2)	Ixx=Iyy (cm^4)	Wxx=Wyy (cm^3)	rx=ry (cm)	y (cm)
1	TB 33,4x3,4	2,50	3,19	3,64	2,18	1,07	1,67
2	TB 38,1x5,0	4,08	5,2	7,28	3,82	1,18	1,90
3	TB 42,2x4,9	4,47	5,69	10,1	4,78	1,33	2,11
4	TB 48,3x5,1	5,41	6,9	16,3	6,76	1,54	2,41
5	TB 60,3x5,5	7,48	9,53	36,1	12,00	1,95	3,00
6	TB 73,0x7,0	11,40	14,5	80	21,90	2,35	3,65
7	TB 88,9x7,6	15,30	19,5	162	36,50	2,89	4,44
8	TB 101,6x8,1	18,60	23,7	261	51,50	3,32	5,08
9	TB 114,3x8,6	22,30	28,4	400	70,00	3,75	5,71
10	TB 141,3x9,5	31,00	39,5	861	122,00	4,67	7,06
11	TB 168,3x11,0	42,60	54,2	1690	200,00	5,58	8,41
12	TB 219,1x12,7	64,40	82,3	4400	402,0	7,31	10,95

Fonte: CBCA,2007

Tabela 19 – Características geométricas dos perfis tubulares quadrados.

NUM	PERFIL	MASSA kg/m	ÁREA (cm^2)	Ixx=Iyy (cm^4)	Wxx=Wyy (cm^3)	Rx=ry (cm)	y (cm)
1	TQ 50x50x3,6	5,03	6,41	23,70	9,50	1,89	2,50
2	TQ 60x60x3,6	6,16	7,85	42,70	14,20	2,28	3,00
3	TQ 70x70x3,6	7,57	9,64	69,50	23,80	2,65	3,50
5	TQ 90x90x3,9	10,01	12,75	164,00	36,50	3,51	4,50
6	TQ 100x100x4,4	12,65	16,11	253,00	50,60	3,90	5,00
7	TQ 100x100x4,8	13,75	17,52	273,00	54,60	3,88	5,00
9	TQ 120x120x4,8	16,71	21,29	485,00	80,80	4,70	6,00
10	TQ 130x130x5,2	19,34	24,64	646,00	99,38	5,10	6,50
11	TQ 140x140x5,6	22,47	28,04	901,00	128,71	5,48	7,00
12	TQ 150x150x9,5	41,70	52,08	1660,00	221,00	5,75	7,50
13	TQ 160x160x12,7	56,69	72,22	2640,00	330,00	6,02	8,00
14	TQ 200x200x12,7	72,60	92,48	5400,00	540,00	7,65	10,00

Fonte: CBCA, 2007.

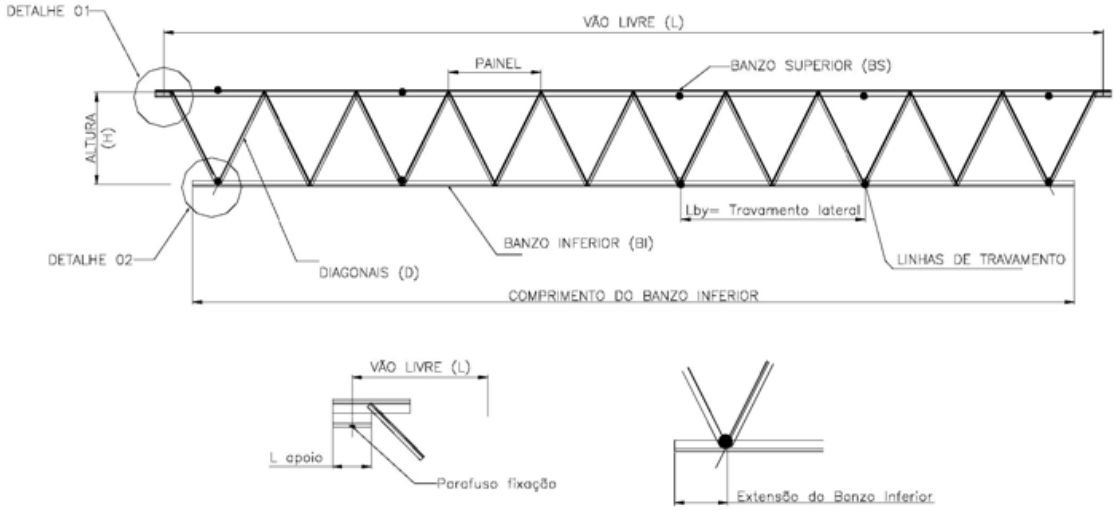
A.3 Premissas de Projeto e detalhes construtivos

As estruturas dos joists são dimensionadas como vigas treliçadas, considerando-se como simplesmente apoiadas, carregadas uniformemente, suportando telhados, fechamentos laterais e pisos. Devido ao tipo de carregamento adotado (uniformemente distribuído), os banzos superiores são considerados flexo-comprimidos, igualando-se o perfil do banzo superior e inferior para termos linha neutra centrada. As diagonais e montantes são escolhidos caso a caso em função do tipo de carregamento.

A.3.1 Geometria dos joists

Joist para coberturas – Tipo 01: como mostra a Figura 93.
Dimensões de referência:
- Variação de vão Livre: 6,0m < L < 12,0m
- Variação de altura: 0,2m < H < 0,60m

Figura 93 – Geometria de Joists Padrão Tipo 1.



Fonte: CBCA,2007.

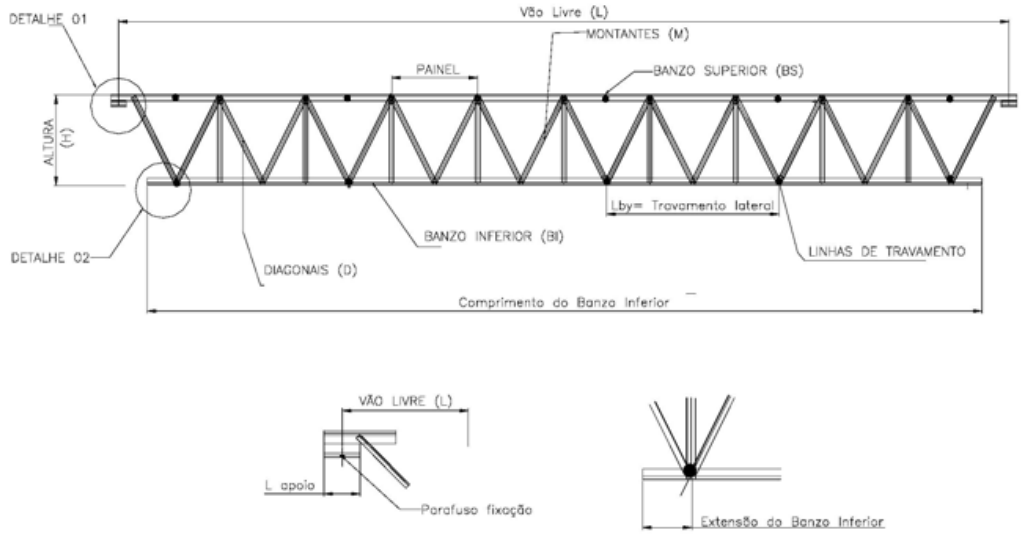
Joist para coberturas e apoios de lajes – Tipo 2, como mostra a Figura 94.

Joists constituído por banzos paralelos, montantes e diagonais preparadas para suportar cargas uniformemente distribuídas. Podem ser utilizados como suporte de lajes, tesouras principais ou vigas mestras.

Dimensões de referência:

- Variação de vão livre: 12,0m < L < 30,0m
- Variação de altura: 0,60m < H < 1,80m

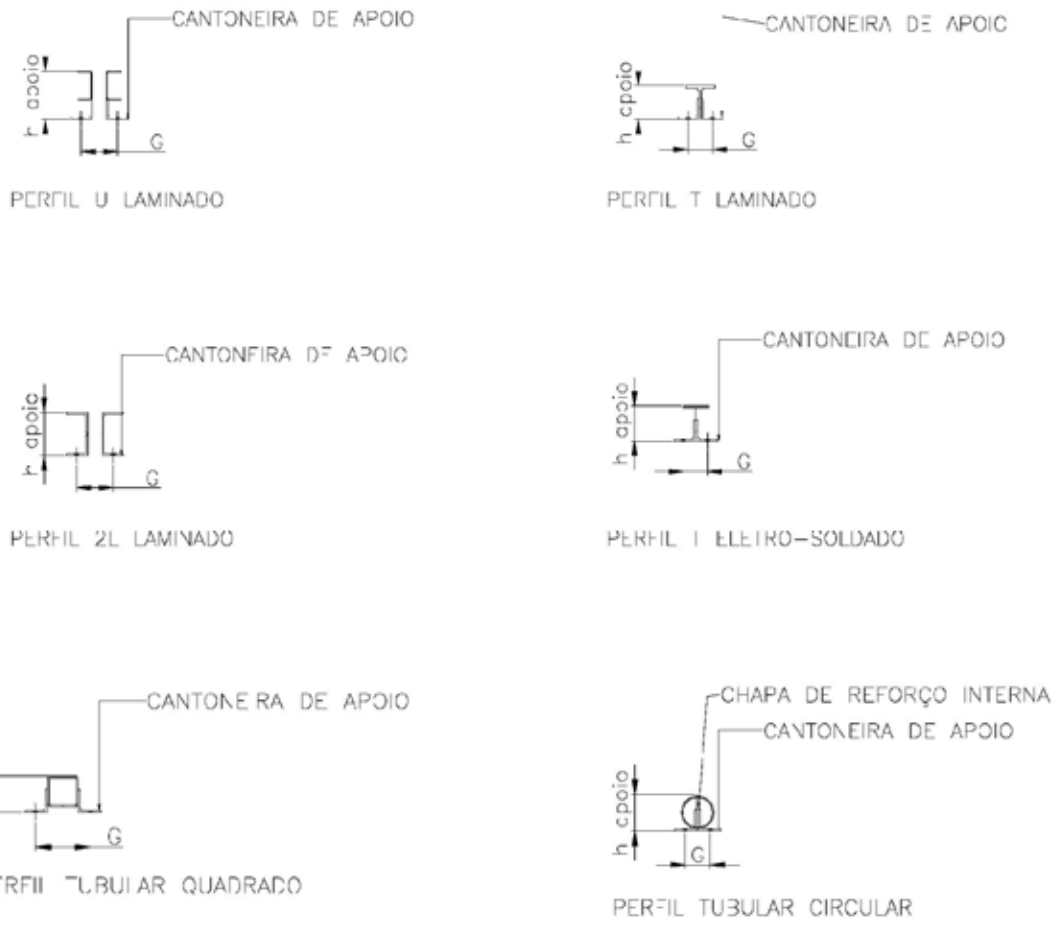
Figura 94 – Geometria de Joists Padrão Tipo 2.



Fonte: CBCA,2007

A Figura 95, mostra os diferentes tipos de apoios para treliças *steel-joist.*

Figura 95 – Tipos Genéricos de Apoios.



Fonte: Cbca, 2007.

A.3.2 Detalhes Construtivos

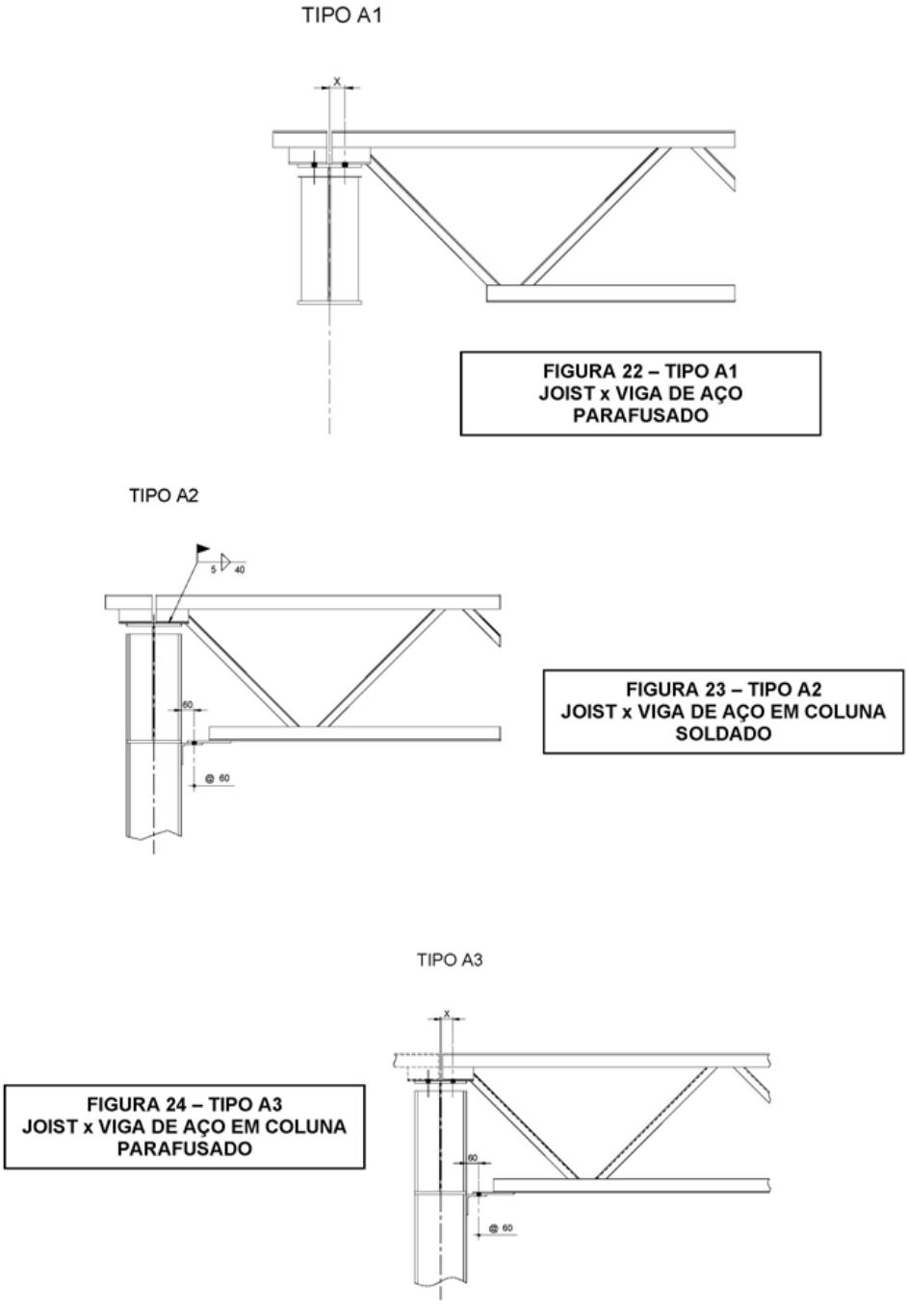
A.3.2.1 Detalhe Construtivo dos Apoios em Pilares

Muitos são os detalhes de apoio de joists que podem ser usados. Como ponto de partida deve-se fazer uma criteriosa análise dos esforços envolvidos para o dimensionamento da ligação de apoio, verificação da compatibilidade com o elemento que irá suportar a carga (viga metálica, viga de concreto, pilar

metálico, pilar de concreto, alvenaria estrutural, etc.) e finalmente o dimensionamento, segundo critérios normalizados das chapas, chumbadores ou parafusos, etc, Cbca (2007).

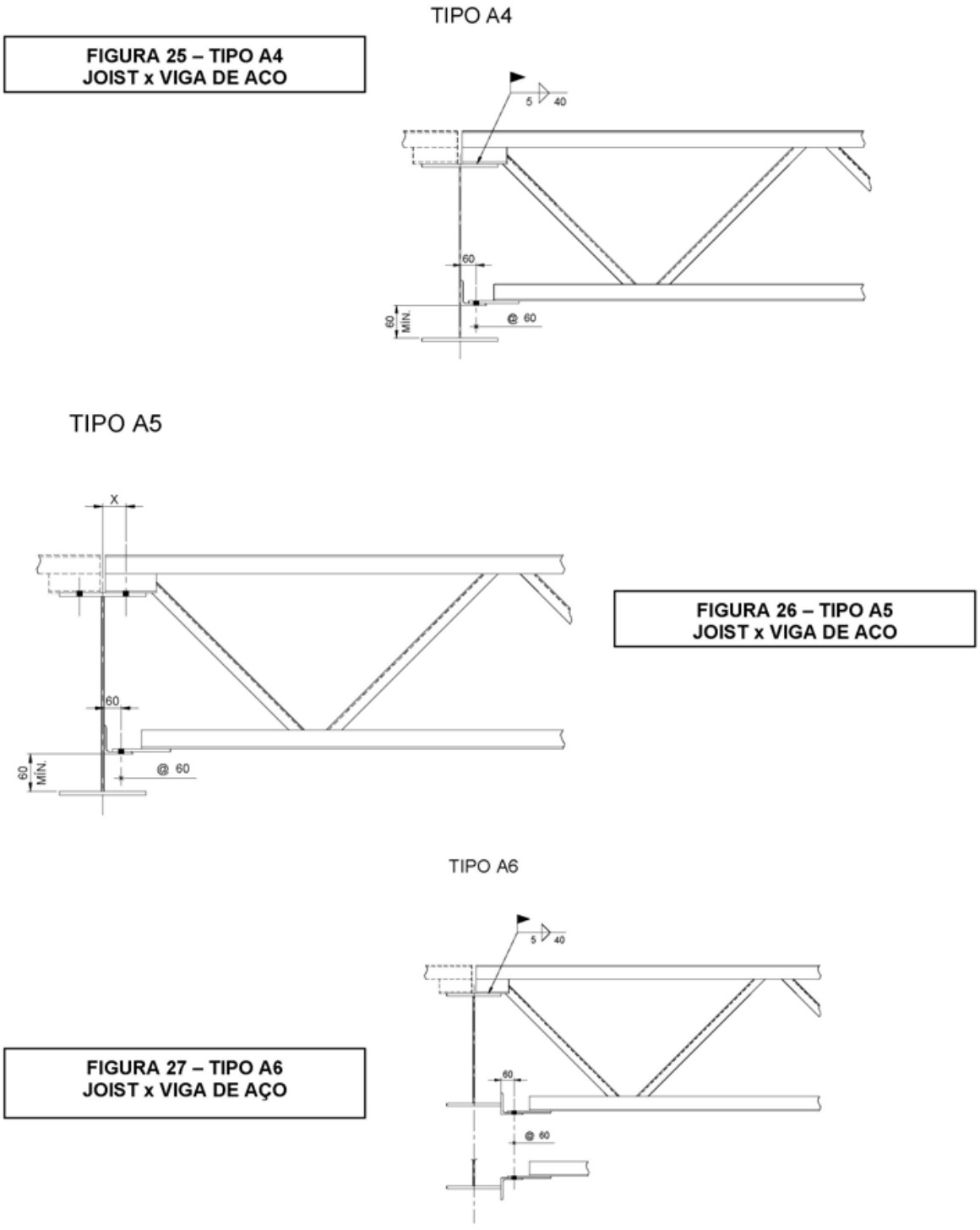
As Figuras 96 a 100 fornecem detalhes que podem ser utilizados para apoios dos joists.

Figura 96 – Detalhes construtivos dos apoios I.



Fonte: CBCA,2007.

Figura 97 – Detalhes construtivos dos apoios II.



Fonte: CBCA,2007.

Figura 98 – Detalhes construtivos dos apoios III.

TIPO A7

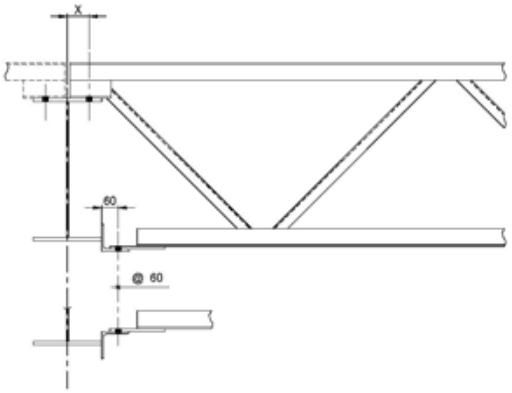


FIGURA 28 – TIPO A7
JOIST x VIGA DE AÇO

TIPO A8

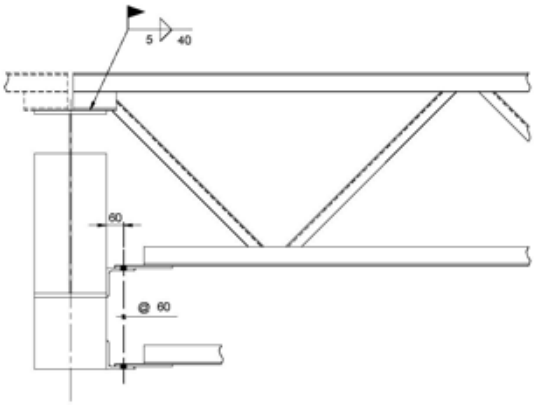


FIGURA 29 – TIPO A8
JOIST x VIGA DE AÇO

TIPO A9

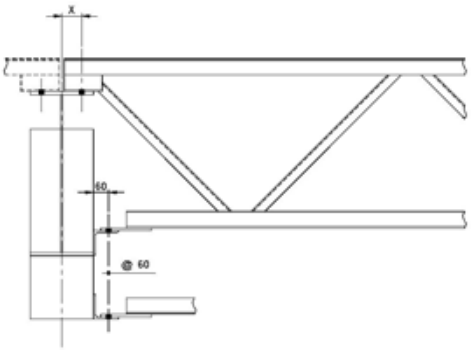


FIGURA 30 – TIPO A9
JOIST x VIGA DE AÇO

Fonte: Cbca, 2007.

Figura 99 – Detalhes construtivos dos apoios IV.

TIPO A10

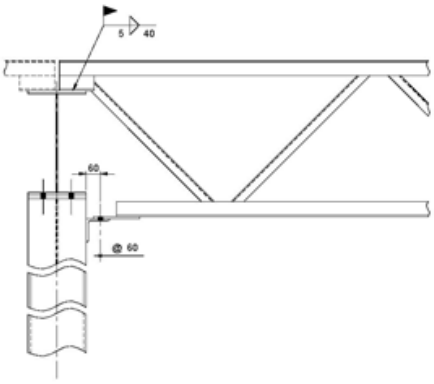


FIGURA 31 – TIPO A10
JOIST x VIGA DE AÇO + COLUNA

TIPO A11

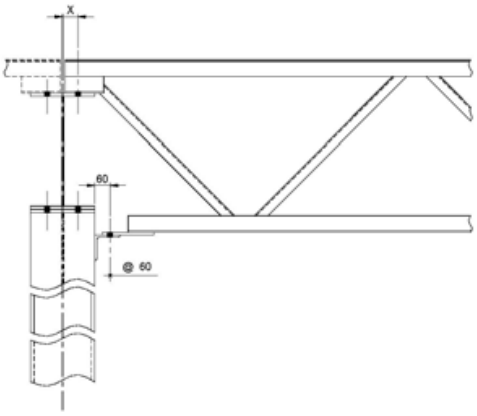


FIGURA 32 – TIPO A11
JOIST x VIGA DE AÇO + COLUNA

TIPO A12

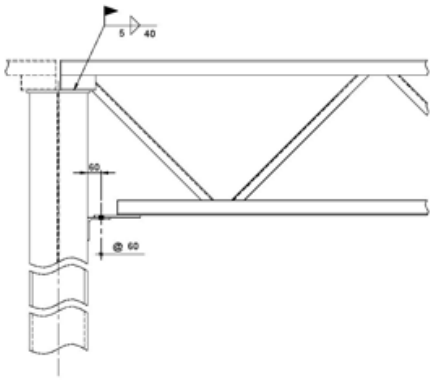
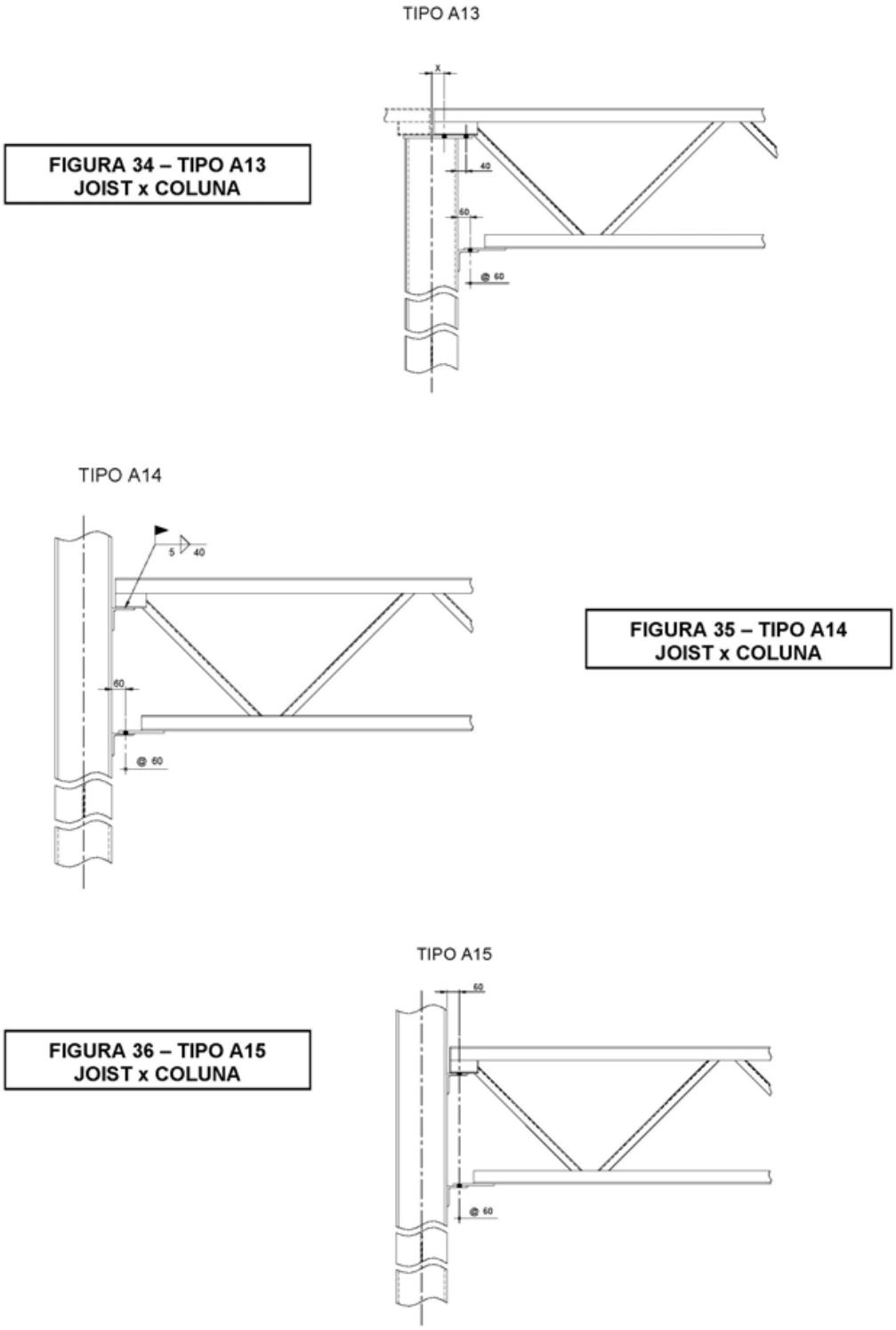


FIGURA 33 – TIPO A12
JOIST x COLUNA

Fonte: Cbca, 2007.

Figura 100 – Detalhes construtivos dos apoios V.

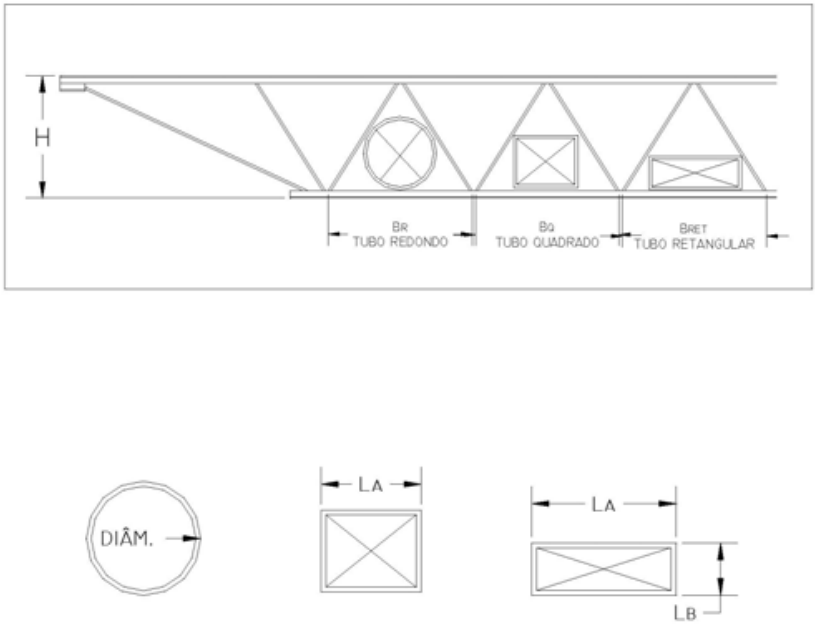


Fonte: Cbca, 2007.

A.3.2.2 Abertura para dutos

Os joists por serem estruturas treliçadas permitem a passagem de dutos conforme dimensões abaixo discriminadas, como mostra a Figura 101 e a Tabela 20.

Figura 101 – Dimensões para passagem de dutos.



Fonte: CBCA,2007.

Tabela 20 – Tabela de Dimensões para passagem de dutos.

DIMENSÕES DO JOIST		MÁXIMA DIMENSÃO DOS DUTOS		
ALTURA DO JOIST (mm)	**PAINEL INFERIOR B (mm)**	**CIRCULAR DIÂMETRO (mm)**	**QUADRADA La (mm)**	**RETANGULAR La x Lb (mm))**
200	480	127	80x80	75x150
250	480	150	100x100	75x150
300	480	175	125x125	75x200
350	480	200	150x150	125x175
400	600	220	175x175	150x225
450	600	250	200x200	150x250
500	600	250	200x200	150x250
550	600	250	210x210	175x275
600	1200	400	300x300	250x450
650	1200	400	330x330	300x450
700	1200	450	330x330	300x450
750	1200	450	375x375	325x450
800	1600	500	400x400	325x550
900	1800	550	450x450	400x550
1000	2000	650	520x520	425x675
1100	2200	700	575x575	500x750
1200	2400	750	625x625	500x850

Fonte: Cbca, 2007.

ANEXO B DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO SUBMETIDOS A FORÇA AXIAL, FORÇA CORTANTE E MOMENTO FLETOR

Nesta seção serão explicitadas as equações utilizadas para a verificação dos perfis de aço formados a frio mediante as solicitações de cálculo, tanto para o caso de treliça isolada ou mista. As solicitações foram basicamente a tração, compressão, força cortante e momento fletor e seus efeitos combinados.

B.1 Força Axial de Tração Resistente de Cálculo ($N_{t,Rd}$)

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, para perfis formados a frio, segundo a NBR 14762, Abnt (2010), pode ser calculada por dois critérios:

- Início do escoamento:

$$N_{t,Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}1 \quad \text{(B.01)}$$

- Ruptura na região da Ligação:

$$N_{t,Rd} = C_t * A_n * \frac{f_u}{\gamma} \rightarrow com\ \gamma = 1{,}65 \quad \text{(B.02)}$$

Sendo:

A a área bruta da seção transversal da barra;

A_n a área da seção transversal da barra na região da ligação;

f_y a tensão de escoamento do aço;

f_u a tensão de ruptura do aço;

γ o coeficiente de ponderação da resistência;

C_t o coeficiente de redução da área líquida.

B.2 Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo, $N_{c,Rd}$

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, segundo a NBR 14762 (ABNT, 2010), é dada pela equação B.03:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A_{ef} * f_y}{1{,}2} \quad \text{(B.03)}$$

Sendo:
χ o fator de redução associado à resistência à compressão, dado em B.2.1;e,
A_{ef} a área efetiva que resiste tensões devido a flambagem local na seção, dado em B.2.3.

B.2.1 Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão, χ

O fator de redução χ é fornecido pela NBR 14762 (ABNT, 2010) através da expressão B.04 e B.05.

Para $\lambda_o \leq 1{,}5$:

$$\chi = 0{,}658^{(\lambda_o)^2} \quad \text{(B.04)}$$

Para $\lambda_o \geq 1{,}5$:

$$\chi = \frac{0{,}877}{{\lambda_o}^2} \quad \text{(B.05)}$$

Sendo:
λ_o o índice de esbeltez reduzido, explicitado no item B.2.2.

B.2.2 Índice de Esbeltez Reduzido, λ_o

O índice de esbeltez reduzido λ_o é dado pela Equação B.06.

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_e}} \tag{B.06}$$

Sendo:

N_e a força axial de flambagem global elástica, calculada como o menor valor entre as Equações B.07 a B.10.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \tag{B.07}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{\left(K_y L_y\right)^2} \tag{B.08}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r^2} * \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \tag{B.09}$$

$$(B.10)\ N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2H} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * N_{ex} * N_{ez} * H}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right] \tag{B.10}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2}$$

Sendo:

N_{ex} a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x;

N_{ey} a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x;

N_{ez} a força axial de flambagem global elástica por torção;

N_{exz} a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção;

E o módulo de elasticidade do aço;

G o módulo de elasticidade transversal;

I o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo considerado;

J a constante de torção da seção;

$K_x L_x$ o comprimento de flambagem global por flexão em relação ao eixo x;

$K_y L_y$ o comprimento de flambagem global por flexão em relação ao eixo y;

$K_z L_z$ o comprimento de flambagem global por torção;

r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao seu centro de torção, dado por: $r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2}$

r_x e r_y são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y, respectivamente;

x_o e y_o são as distâncias do centro de torção ao centroide, na direção dos eixos principais x e y, respectivamente.

O parâmetro de flambagem K, referente aos coeficientes K_x, K_y, e K_z, que dependem da vinculação da barra, é apresentado na norma ABNT NBR8800:2008.

B.2.3 Flambagem local de um perfil – método da Largura Efetiva

Embora o conceito de largura efetiva tenha sido desenvolvido para peças comprimidas, a abordagem clássica de flambegem local de perfis é feita por intermédio de uma redução de área – o que define a *área efetiva* (A_{ef}) – do perfil real, no qual se aplica o conceito de *largura efetiva* em todos os seus elementos. Assim, cada elemento será considerado uma placa isolada, considerando os outros elementos que a ele estão ligados como se fossem seus apoios.

Segundo a NBR 14762, a largura efetiva pode ser calculada com as seguintes equações:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0{,}95 * \sqrt{\left(\frac{KE}{\sigma}\right)}} \qquad \text{(B.11)}$$

Se $\lambda_p \leq 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = b$

Se $\lambda_p \geq 0{,}673$:

$$b_{ef} = \frac{b}{\lambda_p} * \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) \quad \text{(B.12)}$$

Sendo:

λ_p o o índice de esbeltez reduzido

K é o coeficiente de flambagem local, com valor a ser determinado conforme o caso, definido pelas tabelas 5 e 6 da ABNT NBR14762:2010.

σ a tensão máxima admitida do perfil dada como $\sigma = \chi * f_y$.

B.3 Momento Fletor Resistente de Cálculo, M_{Rd} e Força Cortante Resistente de Cálculo V_{Rd}

Esta seção aplica-se a barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante. No dimensionamento devem ser atendidas as seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Onde:

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo.

B.3.1 Início do Escoamento da Seção Efetiva

A ABNT NBR 14762:2010 estabelece que a resistência de cálculo (momento resistente de cálculo) à flexão, para o *Início do Escoamento da Seção Efetiva* será:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{ef} * f_y}{1{,}1} \tag{B.13}$$

Onde: W_{ef} é o módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, da mesma forma que no item B.2.3.

B.3.2 Estado Limite Ùltimo por Flambagem Lateral por Torção

B.3.2.1. Flexão em torno do eixo de simetria

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} * W_{c,ef} * f_y}{1{,}1} \tag{B.14}$$

Onde:

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra mais comprimida, calculado com base no método da largura efetiva adotando $\sigma = \chi_{FLT} * f_y$.

χ_{FLT} é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção, calculado por:

$\lambda_o \leq 0{,}6 \Rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}0$

$0{,}6 < \lambda_o < 1{,}336 \Rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}11(1 - 0{,}278{\lambda_o}^2)$

$$\lambda_o \geq 1{,}336 \Rightarrow \chi_{FLT} = \frac{1}{{\lambda_o}^2}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c * f_y}{M_e}} \qquad \text{(B.15)}$$

W_c é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida;

M_e é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, que pode ser calculado pela expressão seguinte, deduzidas para carregamento aplicado no centro de torção e para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x):

$$M_e = C_b * r_o * \sqrt{N_{ey} * N_{et}} \qquad \text{(B.15)}$$

C_b o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, que a favor da segurança pode ser tomado como sendo igual 1,0.

B.3.2.2. Flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria

O momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, para barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, isto é, flexão em torno do eixo y, é dado por:

$$M_e = \frac{C_s * N_{ex}}{C_m} * \left[j + C_s * \sqrt{j^2 + r_0^2 * \left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}}\right)} \right] \qquad \text{(B.16)}$$

Onde:

$C_s = +1$ se o momento fletor causar compressão na parte da seção com coordenada x negativa, ou seja, do mesmo lado que o centro de torção.

$C_s = -1$ se o momento fletor causar tração na parte da seção com coordenada x negativa, ou seja, do mesmo lado que o centro de torção.

$C_m = 0,6 – 0,4(M_1/M_2)$, M_1 é o maior dos dois momentos fletores solicitantes de cálculo nas extremidades do trecho sem travamento lateral. A relação M_1/M_2 é positiva quando esses momentos provocarem curvatura reversa e negativa em caso de curvatura simples. Se o momento fletor em qualquer seção intermediária for superior a M_2, deve ser adotado C_m igual a 1,0.

$$j = \frac{1}{2I_y}\left(\beta_w + \beta_f + \beta_l\right) + x_0$$

$\beta_w, \beta_f \; e \; \beta_l$ são parâmetros da seção referentes à alma e à mesa e β_l é um parâmetro da seção referente ao enrijecedor de borda, as expressões são referentes ao cálculo desses parâmetros. Para uma seção U simples temos:

$$x_m = \frac{b_m^2}{a_m + 2b_m} \tag{B.17}$$

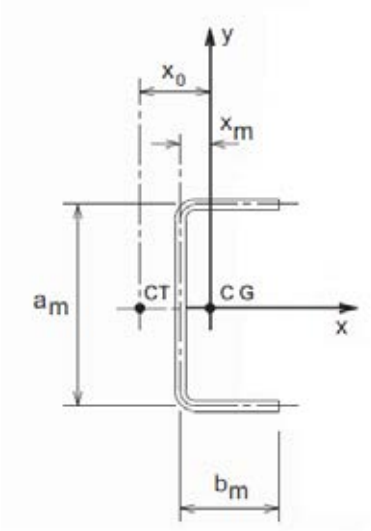
$$\beta_w = -\left[\frac{t * x_m * a_m^3}{12} + t * x_m^3 * a_m\right] \tag{B.18}$$

$$\beta_f = \frac{t}{2} * [(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{t * a_m^2}{4} * [(b_m - x_m)^2 - x_m^2] \tag{B.19}$$

$$\beta_l = 0$$

Todos esses parâmetros estão representados na Figura 102.

Figura 102 – Indicação das dimensões, dimensões e eixos da seção U simples.



Fonte: ABNT,2010.

B.3.3 Força Cortante Resistente de Cálculo, V_{Rd}

A força cortante resistente de cálculo V_{Rd} deve ser calculada por:

$$para\ \frac{h}{t} < 1{,}08\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} \rightarrow V_{Rd} = 0{,}6 * h * t * \frac{f_y}{\gamma}$$

$$para\ 1{,}08\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} < \frac{h}{t} < 1{,}40\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} \rightarrow V_{Rd} = 0{,}65 * t^2 * \frac{\sqrt{k_V * f_y * E}}{\gamma}$$

$$para\ \frac{h}{t} \geq 1{,}40\sqrt{\frac{E * k_V}{f_y}} \rightarrow V_{Rd} = 0{,}905 * E * \frac{k_V}{\gamma} * \frac{t^3}{h}$$

Onde:

t é a espessura da alma;

h é a largura da alma;

k_V é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado por:

- para alma sem enrijecedores transversais, ou para a/h>3:

$k_V = 5$

- para alma com enrijecedores transversais, satisfazendo as exigências de 9.5 da NBR 14762:2010.

$$k_V = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

a é a distância entre enrijecedores transversais de alma.

B.3.4 Momento Fletor e Força Cortante Combinados

Para barras sem enrijecedores transversais de alma. O momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção devem satisfazer a seguinte expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1{,}0 \qquad \text{(B.20)}$$

Para barras com enrijecedores transversais de alma, deve ser satisfeita a seguinte expressão de interação.

$$(B.21)\ 0{,}6 * \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1{,}3 \qquad \text{(B.21)}$$

B.4 Barras submetidas à Flexão Composta

A força normal solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer a expressão de interação indicada a seguir:

$$(B.21)\ \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1{,}0 \qquad \text{(B.21)}$$

Onde:

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, considerada constante na barra e oriunda da analise estrutural.

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente conforme itens 9.6 ou 9.7 da norma ABNT NBR 14762:2010.

$M_{x,Sd}\ e\ M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y, respectivamente, e oriundos da análise estrutural.

$M_{x,Rd}\ e\ M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados conforme itens 9.8.2 da norma ABNT NBR 14762:2010.

B.5 Efeitos de Segunda Ordem e Imperfeições Geométricas dos Momentos Fletores Solicitantes de Cálculo

De acordo com o anexo D da NBR 8800 (ABNT,2008) o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd}, devem ser determinados pelas Equações B.22 e B.23, respectivamente.

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{(B.22)}$$

$$N_{Sd} = B_1 N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad \text{(B.23)}$$

Sendo:

B_1 e B_2 coeficientes;

M_{nt} e N_{nt}, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitante de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar;

M_{lt} e N_{lt}, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos dos nós da estrutura. Considerando-se que a estrutura neste trabalho estará submetida a pequenos deslocamentos, os valores M_{lt} e N_{lt} serão considerados nulos;

Considerando-se M_{lt} e N_{lt} nulos, os efeitos de segunda ordem serão aplicados apenas na flexão. Assim, para a determinação de M_{Sd} torna-se necessário determinar o coeficiente B_1 (Equação B.24).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \quad \text{(B.24)}$$

Sendo:

C_m um coeficiente que pode ser considerado, conservadoramente, igual a 1,0;

N_{Sd} a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt} = N_{nt}$ + zero = N_{nt}); e,

N_e a força axial que provoca flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra.

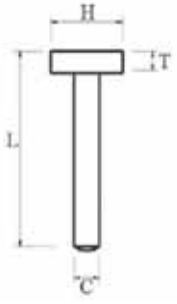
ANEXO C CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA

C.1 Generalidades

Os procedimentos aqui descritos dizem respeito a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, também conhecidos como stud bolts, totalmente embutidos em concreto de peso específico maior que 15kN/m^3. Estes conectores estão inseridos em laje maciça de concreto armado com face inferior plana e diretamente apoiada sobre viga de aço.

Os conectores do tipo pino com cabeça são os mais utilizados na prática. Eles foram desenvolvidos na década de 40 pela *Nelson Stud Welding* e consistem de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como um conector de cisalhamento, possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro como mostra a Tabela 21 e a Figura 103.

Figura 103 – Dimensões de conectores pino com cabeça.



Fonte: CBCA, 2010.

Tabela 21 – Dimensões e tolerâncias de conectores pino com cabeça.

Diâmetro (C)			Tolerâncias de comprimento (L)	Diâmetro da cabeça do conector (H)	Altura mínima da cabeça do conector (T)
[pol]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5/8"	15,9	+0,00 -0,25	±1,6	31,7 ± 0,4	7,1
3/4"	19,1	+0,00 -0,38	±1,6	31,7 ± 0,4	9,5
7/8"	22,2	+0,00 -0,38	±1,6	34,9 ± 0,4	9,5

Fonte: CBCA, 2010

Na prática, apenas o diâmetro de 19mm é utilizado em estruturas de edificações, tanto para aplicações diretamente sobre o perfil metálico, quanto para aplicações através da fôrma steel-deck, como no caso de lajes mistas. Esses conectores devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o seu diâmetro (condição de ductilidade do conector), que depende de disposições construtivas e o grau de interação da viga, devendo ainda estar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10mm. A NBR 8800, Abnt (2008) prescreve ainda que o cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25mm.

O aço utilizado na fabricação dos pinos é o ASTM A-108 Grau 1020. Devendo ser especificado para ser produzido com resistência a tração mínimo de 415MPa e limite de escoamento não inferior a 345MPa como mostra a Tabela 22.

Tabela 22 – Propriedades mecânicas dos aços de conectores.

Resistência à tração	415 MPa
Limite de escoamento (0,2% offset)	345 MPa
Alongamento (% em 50mm)	mínimo de 20 %
Redução de área	mínimo de 50 %

Fonte: CBCA, 2010.

C.2 Relações Geométricas entre o Diâmetro dos Conectores e o Perfil Utilizado para o Banzo Superior

A NBR 8800 (ABNT, 2008) especifica que o conector não pode ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa a qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço, dessa forma evita-se a ocorrência de deformação excessiva na chapa antes que o conector atinja a sua resistência.

CHIEN e RITCHIE (1984) indicam, da mesma maneira que a NBR 8800, que a espessura do banzo superior em treliças mistas não deve ser inferior ao diâmetro do conector divido por 2,5. Caso contrário deve-se considerar a redução na resistência ao cisalhamento dos conectores.

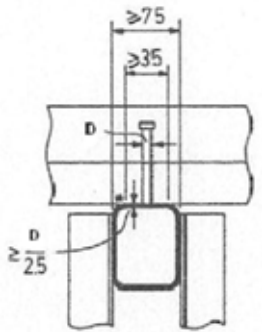
A ASCE (1996) disserta que a razão entre o diâmetro do conector e a espessura do banzo superior não deve exceder a 4. Se esta razão exceder 2,5 a resistência do conector deve ser multiplicada por um fator de redução R_f dado pela Equação C.01.

$$R_f = 2{,}67 - 0{,}67 * \frac{D}{t_{bs}} \qquad \text{(C.01)}$$

Sendo:
D o diâmetro do conector tipo pino com cabeça
T_{bs} a espessura do perfil metálico do banzo superior

A soldagem em campo dos conectores a treliças mistas sob fôrmas de aço pode ser facilitada se a largura (b') do banzo superior for de no mínimo 35mm e a largura total (b), medida de face externa a face externa, for de no mínimo 75mm, como mostra a Figura 104 e como indicam Chien e Ritchie (1984). Já a norma canadense, Csa (2001) especifica que a largura plana (b') do banzo superior não deve ser menor que (1,4*D + 20)mm, sendo D o diâmetro do conector. O SCI (Neal et al., 1992) indica que se for utilizar forma de aço, para que ela permaneça estável durante a construção, utilizar perfis para o banzo superior com largura mínima de 120mm.

Figura 104 – Critério de seleção do banzo superior para facilitar a instalação do conector tipo pino com cabeça.



Fonte: CHIEN e RITCHIE

C.3 Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento Tipo Pino com Cabeça

C.3.1 Força Resistente de Cálculo dos Conectores

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje de concreto, totalmente embutido em laje de concreto (maciça ou mista) com face inferior diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos dois valores seguintes:

$$Q_{Rd1} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{0{,}5 * A_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_{cs}}}{\gamma_{cs}} \quad \text{(C.02)}$$

$$Q_{Rd2} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad \text{(C.03)}$$

Onde:

γ_{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;

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

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector.

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto, sendo calculado utilizando a Equação C.04, sendo f_{ck} e E_{cs} em MPa:

$$E_{cs} = 0{,}85 * 5600\sqrt{f_{ck}} \quad \text{(C.04)}$$

Conforme a NBR 8800, devem-se tomar para o coeficiente R_g os seguintes valores:

a) 1,00, para um conector soldado em uma nervura com fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F igual ou superior a 1,5 (b_F e h_F conforme figura O.9 da NBR8800);

b) 0,85; para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F inferior a 1,5;

c) 0,70; para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço;

Para o coeficiente R_p, a norma brasileira determina que se tomem os seguintes valores:

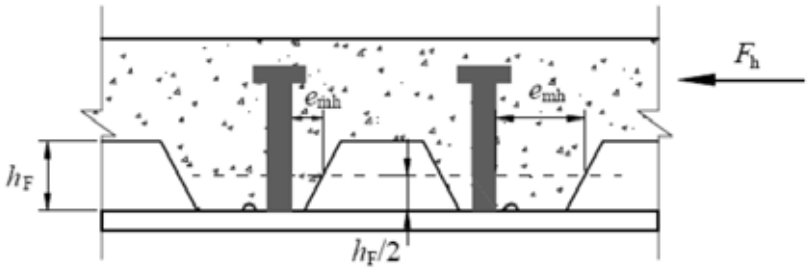
d) 1,00; para conectores soldados diretamente no perfil de aço e nos casos de haver nervuras paralelas a esse perfil se pelo menos 50% da largura da mesa superior estiver em contato direto com o concreto;

e) 0,75; para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50mm; para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;

f) 0,60, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50mm, onde e_{mh} é a distância

da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme Figura 105. Ou, melhor explicando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiada.

Figura 105 – Definição de e_{mh}.



Fonte: ABNT(2008).

C.3.2 Disposições Construtivas para os Conectores de Cisalhamento

Os detalhes construtivos dados a seguir são exigidos pela NBR 8800 e necessários para que os conectores possam desempenhar adequadamente sua função e para que sejam válidas as expressões de cálculo das resistências dos conectores e dos elementos estruturais mistos que dependem de sua ação.

a) A colocação dos conectores em fôrmas de aço deve obedecer às prescrições dadas na Figura 106.

b) A face inferior da cabeça dos pinos, que resiste às forças verticais que tendem a separar o concreto do perfil de aço, deve estar acima da armadura do concreto.

c) Deve-se ter pelo menos 10mm de concreto acima da superfície superior da cabeça do conector.

d) A espessura da chapa de aço onde serão instalados os conectores deve ser suficiente para propiciar a soldagem e a transferência da resistência total dos conectores; no caso de pinos com cabeça, a espessura deve ser de no

mínimo 0,4 vezes o diâmetro do pino, exceto se este for soldado na posição correspondente à projeção da alma do perfil.

e) A distância entre a face do conector e a borda do concreto não deve ser inferior a 25mm, exceto no caso de conectores colocados em nervuras de fôrma de aço.

f) A espessura de concreto acima da fôrma de aço deve ser de no mínimo 50mm.

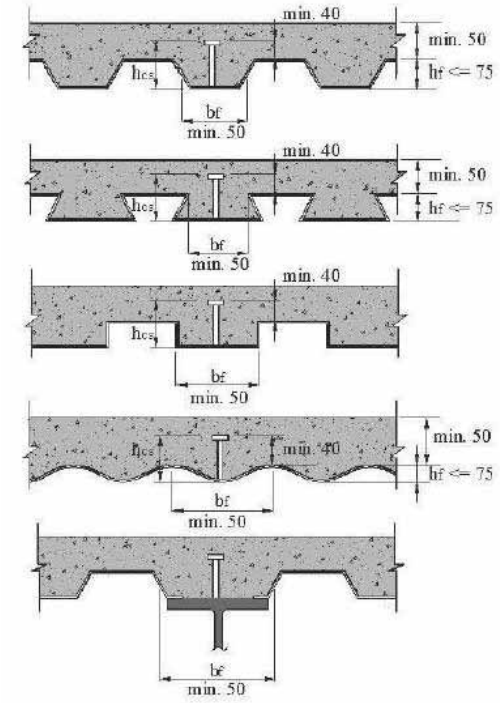
g) O comprimento do pino acima da fôrma deve ser de no mínimo 40mm.

h) O espaçamento mínimo entre os conectores deve ser de 6 vezes o diâmetro do pino na direção do eixo do perfil e de 4 vezes na direção perpendicular; no caso de lajes mistas o espaçamento pode ser reduzido para 4 vezes em qualquer direção.

i) O espaçamento máximo é de 8 vezes a espessura total da laje; esse espaçamento também não pode ser superior a 915mm no caso de lajes com fôrmas de aço incorporadas, com nervuras perpendiculares à viga. Também nesse caso, para evitar o arranchamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas a intervalos não superiores a 450mm, utilizando-se apenas os conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes.

j) Em ambientes de agressividades forte e muito forte (ver tabela O.4 no anexo O da NBR 8800), o cobrimento de concreto acima da face superior do conector, para se evitar corrosão, não poderá ser inferior ao cobrimento especificado pela ABNT NBR 6118 para a armadura da laje.

Figura 106 – Conectores em lajes mistas.



Fonte: CBCA(2010)

C.3.3 Quantidade Necessária de Conectores Instalados em Perfis de Aço

Segundo PFEIL e PFEIL (2009), a soma das resistências dos conectores entre o ponto de momento máximo e um de momento nulo é dada pelo menos valor entre as resistências nominais do concreto em compressão e do aço em tração. Para o caso de linha neutra plástica na seção de aço tem-se $R_{td} > R_{cd}$, e, para o caso de linha neutra plástica na laje tem-se $R_{cd} > R_{td}$, sendo R_{cd} (Equação C.05) o valor máximo da resistência à compressão do concreto, e, R_{td} (Equação C.06) o valor máximo da resistência à tração, que ocorre quando a área tracionada é igual a toda a área da seção de aço.

$$R_{cd} = 0{,}85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * b_e * t_c \tag{C.05}$$

$$R_{td} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{a1}} * A_g \tag{C.06}$$

Sendo:

b_e a largura efetiva da laje de concreto;

t_c a altura (espessura) da laje de concreto;

γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto = 1,4;

f_{yk} a resistência característica de escoamento do perfil de aço;

A_g a área bruta da seção transversal do perfil de aço;e,

γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do perfil de aço = 1,10.

Como a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve para o projeto de uma treliça mista bi-apoiada interação completa, linha neutra plástica situada na laje de concreto ($R_{cd} > R_{td}$), e área do banzo superior desprezada nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha, a resistência dos conectores de cisalhamento, em consequência dos requisitos apresentados, deve ser baseada na resistência do banzo inferior, devendo ser satisfeitas as Equações C.07 e C.08, onde a área para o cálculo de R_{td} é a área de aço do banzo inferior da treliça, A_{bi}.

$$\sum Q_{Rd} = n * Q_{Rd} \geq A_{bi} * f_{yd} \quad \text{(C.07)}$$

$$R_{cd} = 0{,}85 * f_{cd} * b_e * t_c \geq R_{td} = A_{bi} * f_{yd} \quad \text{(C.08)}$$

Sendo:

n o número de conectores de cisalhamento entre as seções de momento fletor máximo e nulo.

Nas regiões de momento positivo de vigas sob carga uniforme, os n conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo, Abnt (2008).

ANEXO D COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Os coeficientes de ponderação das ações e das resistências relativos aos Estados Limites Último e de Serviço estão descritos nos itens E.1 e E.2, respectivamente, e seguem o determinado pela NBR 8800, Abnt (2008).

D.1 Coeficientes Relativos ao Estado Limite Último

Foram utilizados neste trabalho os coeficientes de ponderação das ações no ELU para combinações normais e especiais ou de construção extraídos da Tabela 1, item 4.7.6.1 da NBR 8800, Abnt (2008).

Os coeficientes de ponderação das ações aplicados com combinação normal:

a) para ação permanente, suponde peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco: $\gamma_g = 1{,}4$;

b) para ação permanente, supondo peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos: $\gamma_g = 1{,}5$; e,

c) para ação variável, supondo “demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação”: $\gamma_q = 1{,}5$.

Os coeficientes de ponderação das ações aplicados com combinação especial ou de construção foram:

a) para ação permanente, supondo peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco: $\gamma_g = 1{,}3$.

b) Para ações variáveis (carga acidental construtiva): $\gamma_q = 1{,}3$.

Os coeficientes de ponderação das resistências no ELU, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), supondo combinação normal, utilizados no projeto foram:

a) para os perfis de aço (escoamento, flambagem e instabilidade): $\gamma_{a1} = 1{,}10$;

b) para os conectores de cisalhamento: $\gamma_{cs} = 1{,}25$;

c) para as barras de aço nas armaduras da laje: $\gamma_s = 1{,}15$;

d) para o concreto: $\gamma_c = 1{,}40$;

D.2 Coeficientes Relativos ao Estado Limite de Serviço

Segundo a NBR 8800, Abnt (2008), item 4.7.6.2, o coeficiente de ponderação das ações permanentes para o estado-limite de serviço vale $\gamma_f = 1{,}0$, e, o coeficiente de ponderação das resistências, conforme item 4.8.3, vale $\gamma_m = 1{,}0$.

Segundo a NBR 8800, Abnt (2008), item 4.7.7.3, as combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

Neste trabalho, para o cálculo das vigas já com ação mista, será utilizada a combinação quase permanente de serviço, que são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Elas são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção. Na combinação quase permanente a ação variável é considerada com seu valor quase permanente ψ_2. $F_{Q,k}$, sendo que, de acordo com a Tabela 2 da NBR 8800, para escritórios, $\psi_2 = 0{,}4$. Para o cálculo da viga isolada a carga de construção foi considerada como combinação frequente, ψ_1. $F_{Q,k}$, sendo $\psi_1 = 0{,}6$.