

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO

ESCOLA DE MINAS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

MESTRADO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA

**UMA PROPOSTA DE PADRONIZAÇÃO DE TELHADOS
COLONIAIS EM ESTRUTURAS METÁLICAS**

por

MÁRCIA VELOSO DE MENEZES REIS

OURO PRETO
SETEMBRO/1996

**UMA PROPOSTA DE PADRONIZAÇÃO DE TELHADOS COLONIAIS EM
ESTRUTURAS METÁLICAS**

MÁRCIA VELOSO DE MENEZES REIS

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA DE MINAS DA UFOP, COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS A OBTENÇÃO DO TÍTULO
DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues, UFOP
Presidente

Arq. Pedrovaldo Caram Santos, USIMINAS

Engº Eduardo Assis Fonseca, STEEL CONSULT

Prof. Dr. Eduardo de Miranda Batista, COPPE/UFRJ

Profª Drª Arlene Maria Sarmanho Freitas, UFOP

OURO PRETO, MG BRASIL
SETEMBRO DE 1996

REIS, MÁRCIA VELOSO DE MENEZES

Uma Proposta de Padronização de Telhados Coloniais em Estruturas Metálicas [Ouro Preto] 1996, x, p (Escola de Minas, Mestre, Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas

1- Estrutura Metálica

2- Perfis de chapa dobrada

1- Escola de Minas, UFOP

II- Título (série)

À Cabral, Rafael, Felipe e Henrique

Meu esposo e filhos

AGRADECIMENTOS

A Cabral, Rafael, Felipe e Henrique pelo incentivo a mim dedicados na elaboração deste trabalho.

A meu pai pela valiosa colaboração na realização desta tese.

A minha mãe e irmãos sempre presentes em todos os momentos de minha vida.

Ao Prof. Francisco Carlos Rodrigues pela importante orientação na realização deste trabalho.

Ao Prof. Pedrosvaldo Caram Santos pelo apoio e co-orientação desta pesquisa.

Ao Eduardo Assis Fonseca pela valiosa e decisiva colaboração no desenvolvimento deste trabalho,

Aos professores do Mestrado em Construção Metálica e demais professores do DECIV pelos ensinamentos e pelo apoio dispensado.

Aos colegas do mestrado pela convivência amiga.

À Beatriz do CEEL/DEGEO/UFOP e à Ricardo Alexandre do PET/CIVIL pela diagramação e digitação da tese.

A José Geraldo e Luiz da Guia, do DECOM/UFOP, e ao Prof. José Carlos, do DECIV/UFOP, pela elaboração dos desenhos e fotos deste trabalho.

À USIMINAS pelo apoio a esta pesquisa.

RESUMO DA DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSARIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

UMA PROPOSTA DE PADRONIZAÇÃO DE TELHADOS COLONIAIS EM
ESTRUTURAS METÁLICAS

MÁRCIA VELOSO DE MENEZES REIS
AGOSTO DE 1996

Orientador: Francisco Carlos Rodriques
Co-orientador: Pedrosvaldo Caram Santos

A presente dissertação trata da padronização de estruturas metálicas para telhados coloniais usando perfis obtidas por conformação a frio de chapas finas de aço. As estruturas propostas podem ser utilizadas em telhados coloniais de edificações históricas ou de edificações recentes. O emprego de estruturas metálicas em edificações históricas não se trata de uma inovação e sim do resgate de uma antiga técnica, utilizando conceitos mais modernos.

Inicialmente são propostos três tipos de estrutura que mantêm as características arquitetônicas originais e que não interferem com os elementos construtivos dos telhados coloniais.

Uma vez consideradas as prescrições de normas técnicas nacionais e estrangeiras e escolhido o aço passa-se ao estudo das referidas estruturas com vãos de 4 a 15m e espaçamentos entre as mesmas de 0,5m, 1,5m, 2m, 3m, 4,5m e 6m.

Na determinação das cargas atuantes e suas combinações são utilizadas as normas da ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

No dimensionamento das estruturas são utilizadas as especificações do AISI, American Iron and Steel Institute, por serem internacionalmente aceitas nos meios técnicos. São projetadas estruturas com perfis caixa, U enrijecido e cantoneiras duplas.

O projeto dos apoios é elaborado levando-se em consideração desempenho e economia.

Concluindo o trabalho, é feita uma análise dos pesos das várias estruturas propostas e é determinado para cada vão o espaçamento que conduz á maior economia. É também elaborado um estudo comparativo, para cada vão, entre os custos por metro quadrado da estrutura de telhado considerando-se a mesma executada em aço ou madeira.

Foi possível verificar que a estrutura de aço é mais econômica tanto em tesouras que vençam grandes vãos quanto em tesouras que vençam pequenos vãos, quando empregadas nos telhados coloniais.

ABSTRACT OF DISSERTATION PRESENTED TO COURSE OF POSTGRADUATION
IN CIVIL ENGINEERING AS PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUERIMENTS
FOR THE DECREE OF MASTER

A PROPOSAL OF STANDARDIZATION OF COLONIAL ROOFS IN STEEL
STRUCTURES

Adviser: Francisco Carlos Rodrigues

Co-adviser: Pedrosvaldo Caram Santos

The present text deals with the standardization of steel structures of colonial roofs using profiles obtained from cold forming of thin sheets. The proposed structures can be used in colonial roofs of historical buildings or recent buildings. The use of steel structures in hisrorical buildings is not an innovation but the bringing back the old technique using a more modern concept.

First three types of structures are proposed which maintain the original architetonc characteristics and which do not interfere with the constructive elements of the colonial roofs.

Once considered the prescriptions of technique norms national and international and chosen the steel, it is begun the study of the mentioned scructures with span of 4 to 15 meters and spacing between them of 0,5m, 1,5m, 2m, 3m, 4,5m and 6m.

In determinations of acting loads and its combinations are used the norms of ABNT, Brazilian Associaton of Thecnical Norms.

In the design of structures are used the specifications of AISI, American Iron and Steel Institute, as they are

internationally accepted. Structures are designed with tubular sections, stiffened channel and double angle.

The project of bearings is elaborated taking into account the performance and economy.

Finishing the work, an analysis is made of weigh of varlous proposed structures and it is determined for each span the spacing that leads the largest economy. It is also elaborated a comparative study, for each span, of the square meter price of roof structure considering it made in steel or wood.

It was possible affirm that the steel structures are more economical in colonial roofs structures with large spans and with small spans.

ÍNDICE

I- Introdução	01
I.1- Apresentação do assunto	01
I.2- Tipos de estruturas de telhados	01
I.3- Demais elementos componentes dos telhados	03
I.4- Paredes e fundações das edificações coloniais	09
I.5- Histórico das estruturas coloniais e suas recuperações em aço ou ferro	14
 II- Estruturas propostas e sua adequação	 20
II.1- Introdução	20
II.2- Tipos de estruturas propostas	21
 III- Prescrições de normas técnicas	 32
III.1- Introdução	32
III.2- Dimensionamento de peças fletidas	33
III.2.1- Informações gerais	33
III.2.2- Resistência a momento fletor	34
III.2.3- Resistência a flambagem lateral	39
III.2.4- Resistência a força cortante	45
III.3- Dimensionamento de peças tracionadas	47
III.4- Dimensionamento de peças comprimidas	47
III.5- Carga axial combinada com flexão	56
III.6- Determinação das larguras efetivas	58
III.6.1- Generalidades	58
III.6.2- Elementos enrijecidos sujeitos a compressão uniforme	59
III.6.3- Elementos enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme	61
III.6.4- Elementos não enrijecidos sujeitos a compressão uniforme	63
III.6.5- Elementos não enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme	63

III.6.6- Elementos com borda enrijecedora sujeitos a compressão uniforme	64
III.6.7- Determinação da área efetiva	67
III.7-Verificações em peças fletidas	68
III.7.1- Web crippling	68
III.7.2- Shear Lag	71
III.7.3- Flange curling	73
III.8-Condições de travamento em viga U	74
III.9-Relação largura espessura	77
III.9.1- Máxima relação largura do flange e espessura	77
III.9.2- Máxima relação profundidade da alma espessura	78
IV- Materiais utilizados	79
IV.1- Aço	79
IV.2- Chapas	80
IV.3- Chumbadores e parafusos	80
IV.4- Solda	80
IV.5- Perfis	81
V- Ações e segurança	82
V.1- Introdução	82
V.2- Peso próprio	83
V.3- Sobrecarga	84
V.4- Vento	84
V.5- Combinações de ações	87
V.I- Dimensionamento das estruturas de telhado	89
VI.1- Introdução	89
VI.2- Estrutura tipo 1	90
VI.2.1- Modelagem da estrutura	90
VI.2.2- Cargas atuantes	91
VI.2.3- Esforços solicitantes	91
VI.2.4- Dimensionamento das barras	98
VI.2.5- Perfis a serem utilizados nas estruturas	110

VI.2.6- Reações de apoio	113
VI.3- Estrutura tipo 2	115
VI.3.1- Modelagem da estrutura	115
VI.3.2- Cargas atuantes	116
VI.3.3- Esforços solicitantes	116
VI.3.4- Dimensionamento das barras	123
VI.3.5- Perfis a serem utilizados nas estruturas	127
VI.3.6- Reações de apoio	130
VI.4- Estrutura tipo 3	132
VI.4.1- Modelagem da estrutura	132
VI.4.2- Cargas atuantes	133
VI.4.3- Esforços solicitantes	133
VI.4.4- Dimensionamento das barras	150
VI.4.4- Perfis a serem utilizados nas estruturas	172
VI.4.6- Reações de apoio	177
VI.5- Terças	179
VI.5.1- Disposição das terças	179
VI.5.2- Cargas atuantes	180
VI.5.3- Dimensionamento	182
VI.6- Agulhas	193
VI.6.1- Cargas atuante	193
VI.6.2- Dimensionamento	194
VI.7- Estruturas auxiliares	196
VI.7.1- Modelagem da estrutura	196
VI.7.2- Cargas atuantes	198
VI.7.3- Esforços solicitantes	198
VI.7.4- Dimensionamento das barras	201
VI.7.5- Perfis a serem utilizados nas estruturas auxiliares	215
VII- Apoios	218
VII.1- Introdução	218
VII.2- Dimensionamento dos apoios dispostos sobre base de concreto	219
VII.2.1- Parâmetros a serem determinados	219

VII.2.2- Determinação dos diâmetros e comprimento de ancoragem dos chumbadores	220
VII.2.3- Dimensões e espessuras das chapas de ligação	221
VII.2.4- Dimensões e espessuras das chapas de base	222
VII.2.5- Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a tesoura ou treliça	224
VII.2.6- Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a chapa base	225
VII.2.7- Dimensões da barra de cisalhamento	226
VII.2.8- Dimensões da solda entre a barra de cisalhamento e a chapa de base	228
VII.2.9- Exemplo de dimensionamento de um apoio	228
VII.3- Dimensionamento dos apoios dispostos sobre base de madeira	234
VII.3.1- Parâmetros a serem determinados	234
VII.3.2- Diâmetro dos parafusos de ligação da chapa de base com a estrutura de madeira	234
VII.3.3- Dimensões e espessuras da chapa de base	236
VII.3.4- Verificação da solda entre a chapa de base 1 e o chumbador	237
VII.3.5- Exemplo de dimensionamento de um apoio	238
VII.4- Apoios a serem utilizados nas estruturas tipo 1, 2 e 3	240
VIII- Verificações	247
VIII.1- Introdução	247
VIII.2- Web crippling	247
VIII.2.1- Considerações gerais	247
VIII.2.2- Exemplo de verificação de web crippling	247
VIII.3- Shear lag	249
VIII.3.1- Considerações gerais	249
VIII.4- Flange curling	249
VIII.4.1- Considerações gerais	249

VIII.4.2- Exemplo de verificação de flange curling	249
IX- Análise dos resultados	251
IX.1- Introdução	251
IX.2- Pesos das estruturas de telhados	251
IX.3- Comparação dos custos dos telhados executados em aço com os executados em madeira	259
X- Conclusões	262
X.1- Conclusões	262
Referências Bibliográficas	264

NOTAÇÕES

LETRAS DO ALFABETO ROMANO

A	área da seção transversal
A_e	área da seção efetiva
a	comprimento não enrijecido. Para almas com enrijecedores, a distância entre enrijecedores transversais.
b	largura efetiva de um elemento comprimido
b_e	largura efetiva de sub-elemento ou elemento
C_b	coeficiente de flexão dependente do gradiente de momento
C_{mx}	coeficiente dos momentos de extremidade na fórmula de interação
C_{my}	coeficiente dos momentos de extremidade na fórmula de interação
C_s	coeficiente para flambagem lateral por torção
C_{tf}	coeficiente dos momentos de extremidade na fórmula de interação
C_w	constante de empenamento da seção transversal
C_1	coeficiente definido na figura III.16
C_2	coeficiente definido na figura III.16
c_f	quantidade de curling
D	comprimento definido na figura III.14
d	altura da seção; comprimento definido na figura III.14
d_s	comprimento efetivo reduzido do bordo enrijecedor
d_s'	comprimento efetivo do bordo enrijecedor
E	módulo de elasticidade do aço
F_e	tensão de flambagem elástica
F_n	tensão nominal de flambagem
f_u	limite de resistência à tração
f_y	tensão limite de escoamento

f_1, f_2	tensões na alma definidas na figura III.10
f_3	tensão no bordo enrijecedor definida na figura III.13
G	módulo de elasticidade transversal
h	comprimento da parte plana da alma
I_x, I_y	momentos de inércia da seção completa em relação aos eixos principais
J	constante de torção de St. Venant
j	propriedade da seção para flambagem por flexo-torção
K	coeficiente de flambagem
K_x, K_y	coeficientes de flambagem em relação aos eixos principais
K_v	coeficiente de flambagem para o esforço cortante
L	vão livre de vigas simples
L	comprimento de solda de filete
L_x, L_y	comprimentos destravados em relação aos eixos principais
L_t	comprimento destravado considerando a torção
M_c	momento crítico
M_e	momento crítico elástico
M_n	resistência nominal à flexão
M_{nx}, M_{ny}	resistências nominais à flexão em relação aos eixos centrais
M_{nxo}, M_{nyo}	resistências nominais à flexão em relação aos eixos centrais, determinadas de acordo com o item III.2.
M_u	momento fletor atuante
M_{ux}, M_{uy}	momentos fletores atuantes em relação aos eixos principais
M_y	momento que causa a máxima deformação e_y
M_1	menor momento de extremidade de uma barra
M_2	maior momento de extremidade de uma barra
m	distância do centro de cisalhamento de uma viga U ao plano médio de sua alma
N	comprimento do suporte de uma carga
n	quantidade de chumbadores
P_e	$\pi^2 EI_b / (k_b L_b)^2$
P_n	resistência à esforços axiais de barras

P_u	esforço axial atuante
R	coeficiente
r	raio interno do perfil
r	raio de giração da seção transversal total
r_x, r_y	raios de giração da seção transversal em relação aos eixos centrais principais
S	$1,28\sqrt{E/f}$
S_c	módulo elástico da seção efetiva calculada com base na tensão M_c/S_f na fibra extrema comprimida
S_e	módulo elástico da seção efetiva calculada com base na tensão f_y na fibra extrema comprimida
S_f	módulo elástico da seção bruta para a fibra extrema comprimida
t	espessura das paredes da seção
V_n	resistência nominal à força cortante
V_u	força cortante atuante
w	comprimento plano de um elemento excluindo o raio
w_f	largura do flange projetada além da alma para vigas I ou metade da distância entre almas para seções caixa ou similares
x_o	distância do centro de gravidade ao centro de cisalhamento ao longo do eixo x

LETRAS DO ALFABETO GREGO

$1/\alpha_{mx}, 1/\alpha_{my}$ fatores de segurança p

β coeficiente

θ ângulo entre a alma e a superfície de apoio

σ_{ex} $(\pi^2 E)/(K_x L_x/r_x)^2$

σ_{ey} $(\pi^2 E)/(K_y L_y/r_y)^2$

σ_t tensão de flambagem por torção

ρ fator de redução

λ índice de esbeltez

φ	f_2/f_1
ϕ	fator de resistência
ϕ_b	fator de resistência para flexão
ϕ_c	fator de resistência para compressão simples
ϕ_t	fator de resistência para tração simples
ϕ_v	fator de resistência para esforço cortante
ϕ_w	fator de resistência para web crippling

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1- APRESENTAÇÃO DO ASSUNTO

O objetivo deste trabalho é estudar a viabilidade da substituição das estruturas convencionais de madeira, de telhados coloniais, por estruturas de aço. Será analisada a substituição em edifícios históricos e em edificações novas.

Em primeiro lugar serão verificados os tipos e elementos construtivos das tesouras de madeira. Posteriormente serão propostos três tipos de estruturas de aço que poderão ser utilizadas em edifícios novos ou históricos, mantendo-se as características arquitetônicas originais. Serão feitos dimensionamentos dos três tipos de estruturas considerando-se vãos de 4 a 15m e espaçamento entre tesouras de 0,5m, 1,5m, 2m, 3m, 4,5m e 6m. Para cada caso serão dimensionados os apoios. Finalmente serão comparados os custos de execução, por metro quadrado, dos telhados com estrutura de madeira e de aço em função do vão.

I.2 TIPOS DE ESTRUTURAS DE TELHADOS

Nas edificações históricas do período colonial, os seguintes tipos de estruturas de madeira são os mais encontrados:

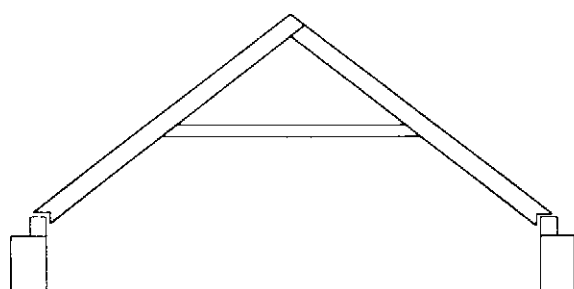
- a) Tesouras em linha alta: estão dispostas de 50 em 50 cm, e nesta situação as pernas funcionam como caibros, sendo o

conjunto também chamado de "caibros armados". A linha alta, neste caso, se encontra localizada no terço médio das pernas, conforme figura I.1.a.

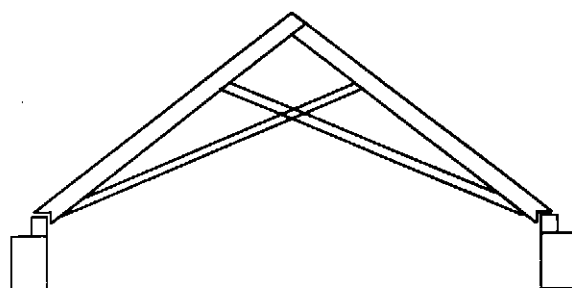
b) Tesoura com linhas cruzadas: conforme mostra a figura I.1.b

c) Tesoura treliçada ou Asna de Paládio: tal como é conhecida hoje, este tipo de estrutura começou a ser utilizada no princípio do século XIX (figura I.1.c).

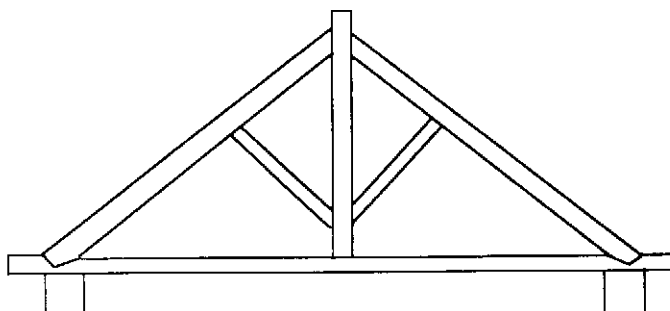
d) Cumeeira e terças apoiando nas empenas e pontaletes: em alguns casos, as terças e cumeeiras aparecem apoiadas no prolongamento das paredes internas, paredes de oitão e em pontaletes ou pilares que transmitem as cargas às fundações ou ao solo. Esta situação é mais comum no estado de São Paulo.



a) Tesoura em linha alta



b) Tesoura com linhas cruzadas



c) Tesoura treliçada

Figura 1.1 - Estruturas de telhados coloniais

De uma maneira geral, em residências utilizam-se no frechal peças com seção transversal de 15x15 cm e na tesoura com linha alta peças de menor seção, algumas vezes o pau roliço. Em igrejas coloniais utilizam-se nas tesouras, frechal e suas peças de amarração (linha baixa) peças com seção de 20x20 cm, aproximadamente. As ripas, em geral, tem seção de 5x $\frac{1}{2}$ cm.

As edificações são cobertas com telhas de barro meio cilindro nas construções mais antigas, e telhas meio tronco de cone, nas construções posteriores. Não havia na época distinção entre capa (telha convexa) e bica (telha concava), não havendo também rebaixos para evitar o escorregamento entre as telhas.

Faixas de reforço são encontradas nos telhados com a finalidade de fixação das telhas contra o escorregamento e a proteção destas das águas de chuva provenientes de telhados superiores. Estes reforços são feitos com massa ou com telhas.

Hoje em dia praticamente não existem edificações que conservem suas telhas originais, tendo sido substituídas por telhas de semelhante fabricação.

1.3 DEMAIS ELEMENTOS COMPONENTES DOS TELHADOS

Nos telhados de edificações de cidades históricas do período colonial, aparecem vários elementos construtivos, que devem ser destacados:

a) Contrafeito

Conforme pode ser visto na figura I.2, a finalidade do contrafeito é dar uma forma curva ao telhado, afastando a água das paredes externas. De uma maneira geral, os contrafeitos são constituídos de peças com seções retangulares, como os caibros, e em Minas Gerais estão apoiados no terço inferior dos caibros, junto à divisa do termo médio, e no terço exterior das beiradas.

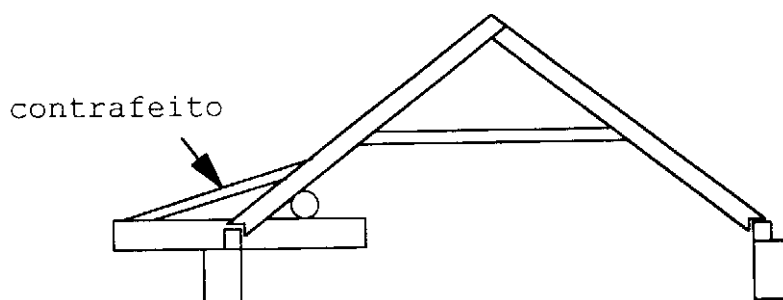


Figura I.2 - Contrafeitos

b) Frechal

O frechal é uma peça de madeira que tem como objetivos:

- 1) a amarração da edificação, para resistir aos esforços horizontais provenientes da estrutura do telhado;
- 2) a distribuição de carga sobre paredes com função estrutural e
- 3) a transmissão das cargas aos esteios de estruturas autônomas.

Em estruturas de maior porte com frechal longo, aparece a linha baixa mostrada na figura 1.3, que é uma peça totalmente independente da tesoura, e que tem como função a amarração da edificação, absorvendo os esforços horizontais transmitidos pelas pernas das tesouras.

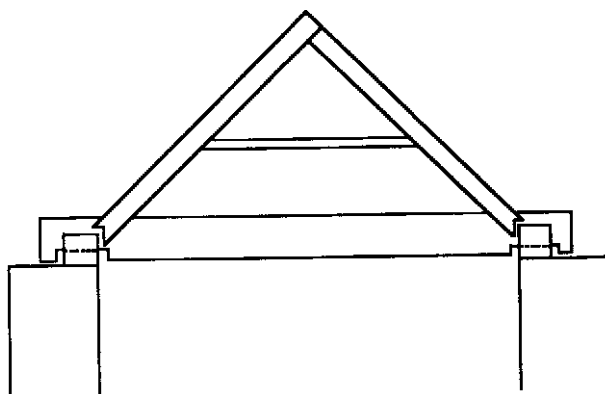


Figura I.3 - Linhas baixas

Os frechais podem ser simples (figura I.4a) ou duplos (figura I.4b), estes no caso de paredes de grande espessura, sendo então entarugados. As pernas da tesoura se apoiam no frechal interno.

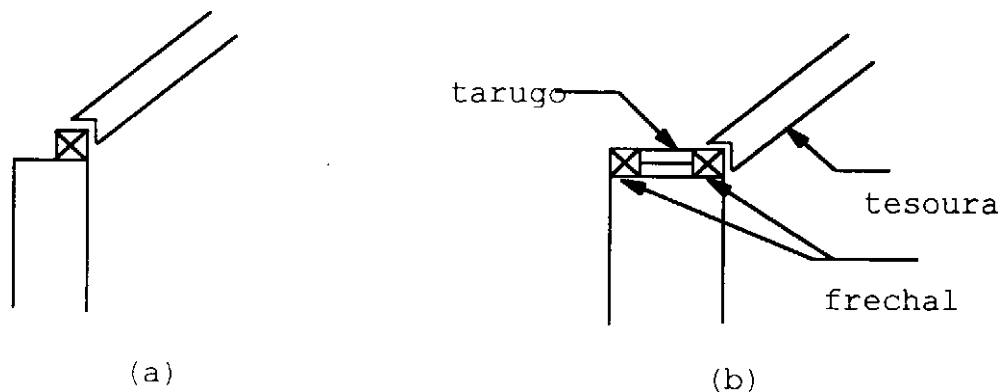


Figura I.4 - Frechais simples e duplos

c) Cachorros

Nos telhados da maioria das construções do século XVIII e início do século XIX está presente o cachorro, uma peça de madeira esquematizada na figura I.5. Serve para sustentação das beiradas se apoiando nos frechais, sendo sempre colocada de nível. Para a sua fixação é utilizada uma peça chamada retranca, que também pode ser observada na figura I.5.

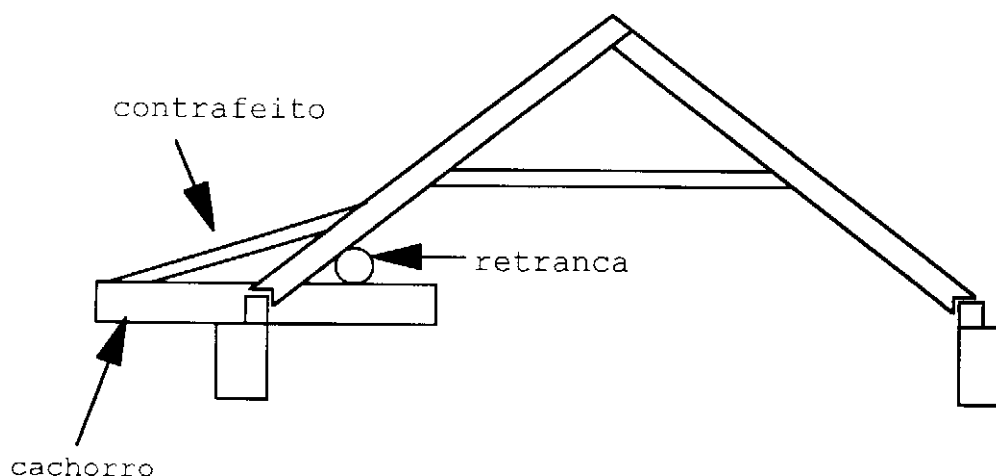


Figura I.5 - Cachorro

d) CIMALHA

Segundo Vasconcelos (1979), existem vários tipos desta peça de acabamento dos telhados:

d1) Cimalhas de madeira

Existem com grande frequência e são constituídas de peças de madeira perfiladas, suportadas por mãos francesas, conforme mostra a figura I.6. Estas mãos francesas também servem de apoios para os cachorros.

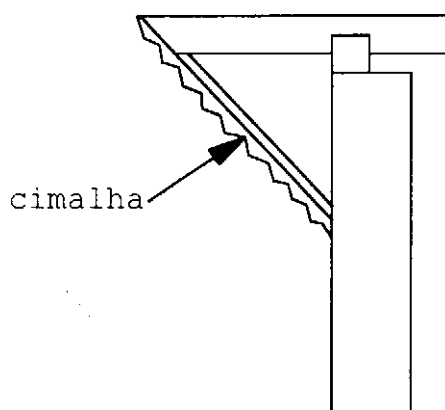


Figura 1.6 - Cimalha de madeira

d2) Cimalha em cantaria ou ensilharia

Neste caso, a última pedra da alvenaria das paredes externas das edificações é maior e se encontra trabalhada, conforme mostra a figura 1.7.

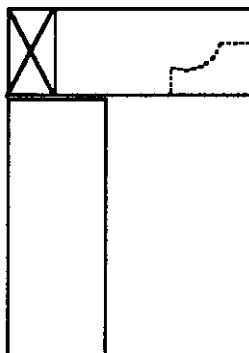


Figura 1.7 - Cimalha em cantaria ou ensilharia

d3) Cimalha em estuque

Este acabamento é similar ao das cimalhas de madeira: existem mãos francesas que servem de apoio aos cachorros, e suportam a cimalha, feita em estuque.

d4) Cimalha em beira-seveira

São obtidas através de balanços sucessivos dados às telhas, como mostra a foto I.1.



Foto I.1 - Cimalha em beira seveira

d5) Cimalhas Mistas ou "Cachorros Aferentes"

Neste caso o beiral com cachorros está associado ao uso de cimalha obtendo-se beiral especial conforme foto I.2.



Foto I.2 - Cimalha mista

e) Forros

Nos telhados de edificações de cidades históricas existem diversos tipos de forros. Estes podem ser planos, horizontais ou inclinados, curvos ou em gamela.

Os materiais utilizados nos forros são: taquara, madeira, estuque e tijolos.

No caso de serem planos estes são fixados a estruturas de madeira, independentes da estrutura do telhado.

No caso de forros alteados estes são geralmente fixados na linha alta e em trechos das pernas, como mostra a figura I.8.a, ou então em estruturas auxiliares, conforme mostra a figura I.8.b.

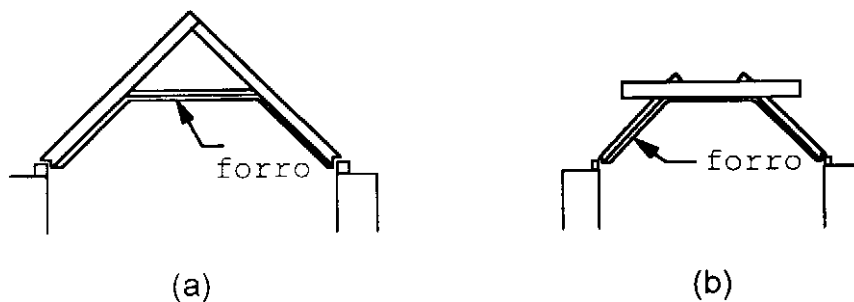


Figura I.8 - Fixação dos forros alteados

No caso de forros curvos existe a cambota, que é uma estrutura de madeira curva, conforme mostra a figura 1.9, na qual é pregado o forro. A cambota é composta de peças de madeira independentes e pode estar suspensa na tesoura de linha alta (figura I.9.a), ou pode ainda estar solidária a uma estrutura auxiliar (figura I.9.b).

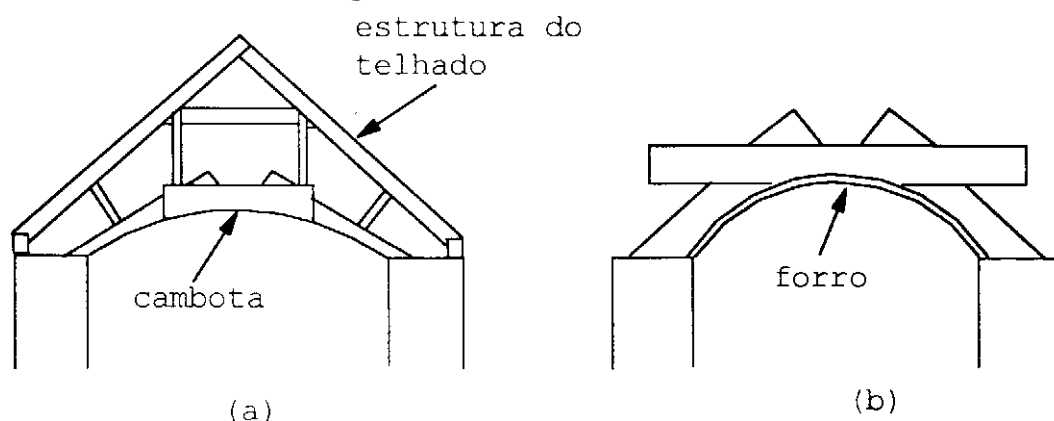


Figura I.9 - Fixação dos forros curvos

I.4) PAREDES E FUNDAÇÕES DAS EDIFICAÇÕES COLONIAIS

As estruturas dos telhados de edificações em cidades históricas se apoiam em paredes estruturais ou em estruturas autônomas de madeira, que transmitem as cargas às fundações.

a) Paredes Estruturais

De uma maneira geral são feitas de taipa de pilão ou de alvenaria de pedra, sendo também utilizados tijolos de barro já no século XIX

a1) Taipa de Pilão (é o sistema em que as paredes são maciças constituídas de barro, água e estrume de animal socados)

Aparece com maior frequência no início da colonização, e praticamente desaparece no século XVIII. Foi utilizado, principalmente, em edifícios públicos, residências e igrejas.

Quando se fala em taipa de pilão tem-se a impressão de material de baixa resistência. Na realidade isto não é verdade pois trata-se de material monolítico e com grande capacidade de

carga. Na matriz do Pilar, em Ouro Preto- M.G., quando a parede da fachada posterior em taipa de pilão ruiu manteve-se de pé o cunhal, de cerca de 10 m de altura, também em taipa de pilão, que por medida de segurança foi escorado. Posteriormente, tentou-se demolir o referido cunhal descalçando parte de sua base, sendo que o objetivo não foi conseguido. Tentou-se então utilizar jatos d'água, o que também não gerou resultados. Grande trabalho foi dispendido para sua demolição, mostrando assim que não é pequena a resistência desse material. No entanto a taipa de pilão não teve grande uso no estado de Minas Gerais.

a2) Alvenaria de Pedra

Existe no Brasil um grande número de edificações construídas com alvenaria de pedra, principalmente edifícios públicos, igrejas e algumas residências.

São utilizadas as seguintes técnicas de assentamento:

- Pedra seca
- Pedra e barro
- Pedra e cal

Embora este material seja aparentemente de alta resistência, cuidados especiais devem ser tomados, sendo que as suas resistências devem ser cuidadosamente medidas, tanto à compressão quanto ao cisalhamento. Isto porque na época colonial as pedras eram colocadas uma sobre as outras, sem cuidados especiais, sendo assentadas com argamassa de barro e posteriormente de cal e areia, quando não era utilizado apenas a pedra seca, constituindo-se assim um corpo rígido frágil.

Deve-se observar que muitas vezes estas alvenarias se apresentam fora do prumo, contribuindo para maior instabilidade das paredes e da estrutura como um todo.

a3) Adobos

Os adobos, que diferem dos atuais tijolos pelo fato de não serem cozidos em fornos, também apresentam boa resistência à compressão. Na maioria das vezes em construções de maior porte,

eram usados apenas como paredes de vedação e não de suporte.

a4) Tijolos

Sua utilização se deu a partir do século XIX sendo sua resistência à compressão atualmente bastante conhecida através de ensaios. Em geral, suporta a uma tensão de 8 kgf/cm^2 .

b) Estrutura Autônoma de Madeira

Particularmente no estado de Minas Gerais, este tipo de estrutura é utilizado com grande frequência nas construções antigas.

Na figura I.10 vê-se um quadro característico de uma estrutura autônoma de madeira e na figura I.11 os tipos de encaixes existentes entre as diversas peças.

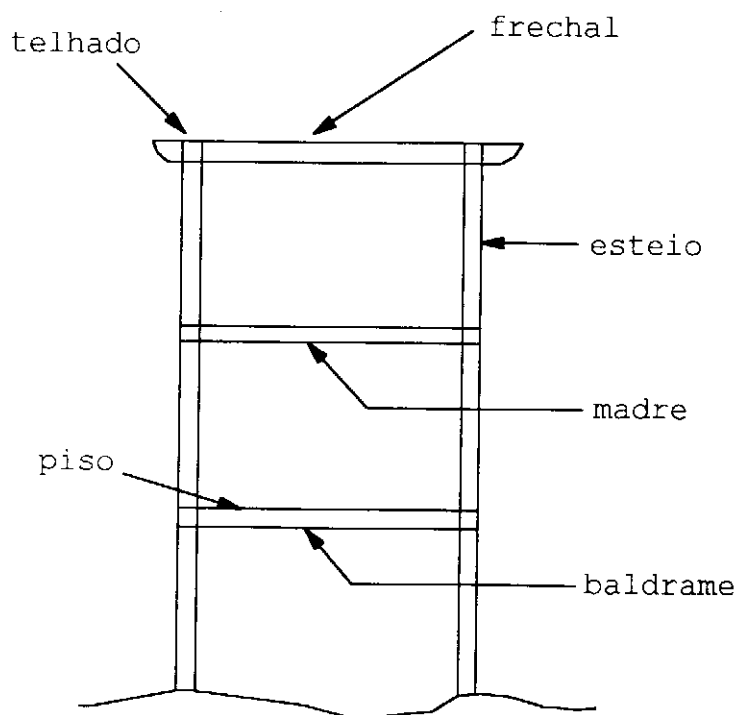


Figura I.10 - Quadro característico de estrutura autônoma de madeira

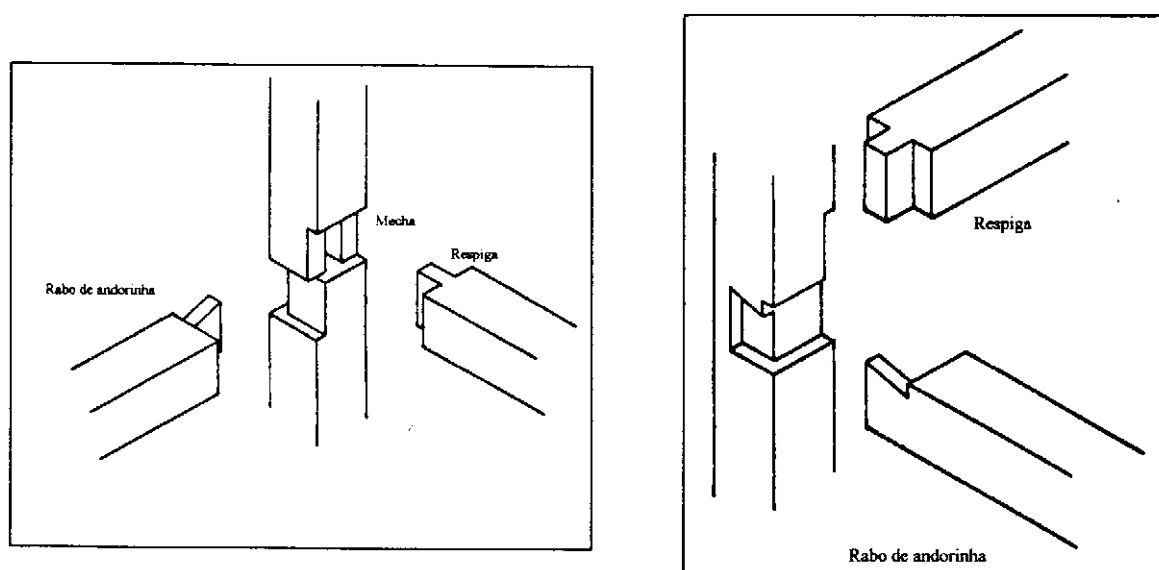


Figura I.11 - Encaixes nas estruturas autônomas de madeira

Neste caso, os frechais recebem as cargas provenientes da estrutura do telhado e as transmitem aos pilares, que por sua vez descarregam-nas nas fundações. As vedações, geralmente em pau-a-pique, não contribuem para a resistência aos esforços solicitantes.

As peças estruturais mais comuns têm, em geral, 20 cm de largura aproximadamente, e são bem amarradas através de sambladuras convenientes a fim de anular o efeito nocivo dos empuxos provenientes do telhado.

Em algumas edificações são empregadas peças horizontais, apoiadas nos esteios- entre o frechal e o baldrame, e que têm como objetivo diminuir a carga atuante neste último. Também pode existir a chamada Cruz de Santo André conforme figura I.12, para a estabilização de painéis maiores e diminuição da carga sobre o baldrame.

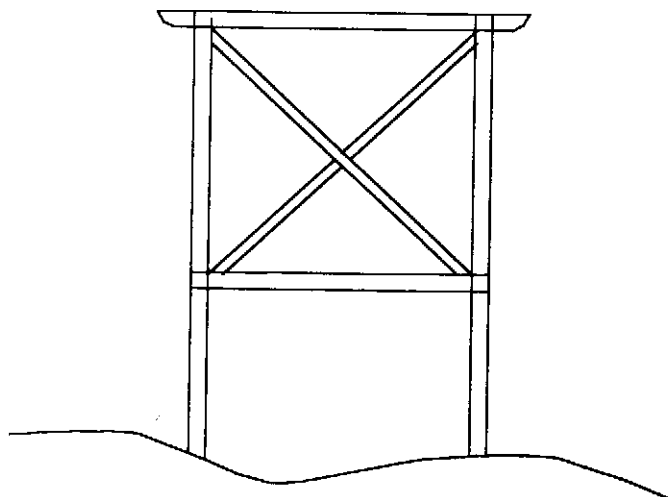


Figura I.12 - Cruz de Santo André

c) Fundações

As fundações das edificações antigas, em cidades históricas, são constituídas por um dos seguintes materiais:

c1) Alvenaria de pedra e barro

Estes materiais existem sob as paredes de alvenaria de pedra, adôbos ou taipa de pilão, e menos freqüentemente em estruturas autônomas de madeira.

c2) Taipa de pilão

É empregada sob paredes também em taipa de pilão.

c3) Esteios que se encrustam diretamente sobre o solo:

São freqüentemente utilizados em construções com estrutura autônoma de madeira. Quando os esteios estão enterrados costumam ser de seção circular. Têm geralmente suas cascas queimadas para, com o carvão, permitir a impermeabilização da madeira contra a umidade do solo.

De uma maneira geral, as fundações não são muito profundas u muito largas. Apresentam um ressalto relativo à parede de aproximadamente 20 cm internamente e menos que isto externamente. Em residências têm uma largura em torno de 60 cm profundidade de 1 m ou menos.

Costumam também serem empregados os falsos alicerces, que não se aprofundam no solo, tendo como finalidade apenas o fechamento do espaço vazio entre o terreno e o baldrame de madeira das estruturas autônomas. Deve-se observar que estes elementos não são construídos para resistirem a esforços.

I.5 HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS COLONIAIS E SUAS RECUPERAÇÕES EM AÇO OU FERRO

As estruturas em madeira dos telhados coloniais e seus elementos componentes, descritos anteriormente, podem ser substituídos por estruturas de aço, após minuciosos estudos e necessárias adaptações.

A utilização de estruturas metálicas em telhados é antiga. Usava-se o ferro uma vez que o aço não era conhecido.

Segundo Santos(1961) na Igreja de Santa Sofia de Constantinopla o ferro aparece como elemento construtivo, nos arcos e abóbodas colaterais, e se encontra a vista.

Também no Renascimento o ferro foi utilizado como material reforço. Em 1523, as cúpulas de São Marcos , em Veneza, datadas de 976 a 1071, foram envolvidas em anéis de ferro para eliminar os problemas estruturais caracterizados pelas fendas nelas existentes na ocasião. Da mesma forma , Miguel Ângelo previu reforços com anéis de ferro quando projetou a cúpula de São Pedro ,em Roma.

Ainda segundo Santos (1961), existia uma certa restrição ao uso do ferro e, inicialmente, a sua utilização se restringia praticamente às armações dos telhados. Estruturas de ferro foram empregadas nas coberturas do Teatro Francês, do Museu do Louvre e do Mercado do Trigo, todos em Paris. Merece destaque a estrutura do telhado do Mercado do Trigo que, inicialmente de madeira e tendo sido destruída pelo fogo, foi totalmente refeita em ferro. A Catedral de Châtres (1833) também é um exemplo de utilização de estruturas metálicas em coberturas, segundo Santos (1961).

Armações de telhados em ferro datadas do século XIX são também freqüentes, principalmente no Nordeste brasileiro, segundo Silva (1987). Aparecem as mais variadas formas de estruturas, como por exemplo, nas seguintes edificações:

♦ Estação da Luz, no centro da cidade de São Paulo: a estrutura do telhado, para a cobertura da plataforma de embarque, é constituída de arcos treliçados, em ferro . (foto I.3).



Foto I.3 - Cobertura da Estação da Luz, em São Paulo (Adaptado de Silva (1988))

♦ Mercado de São José, em Recife: é constituído de dois pavilhões iguais, com estrutura igual à do pavilhão de Grenelle, sendo ligados por uma cobertura também em estrutura de ferro , conforme mostra foto I.4.

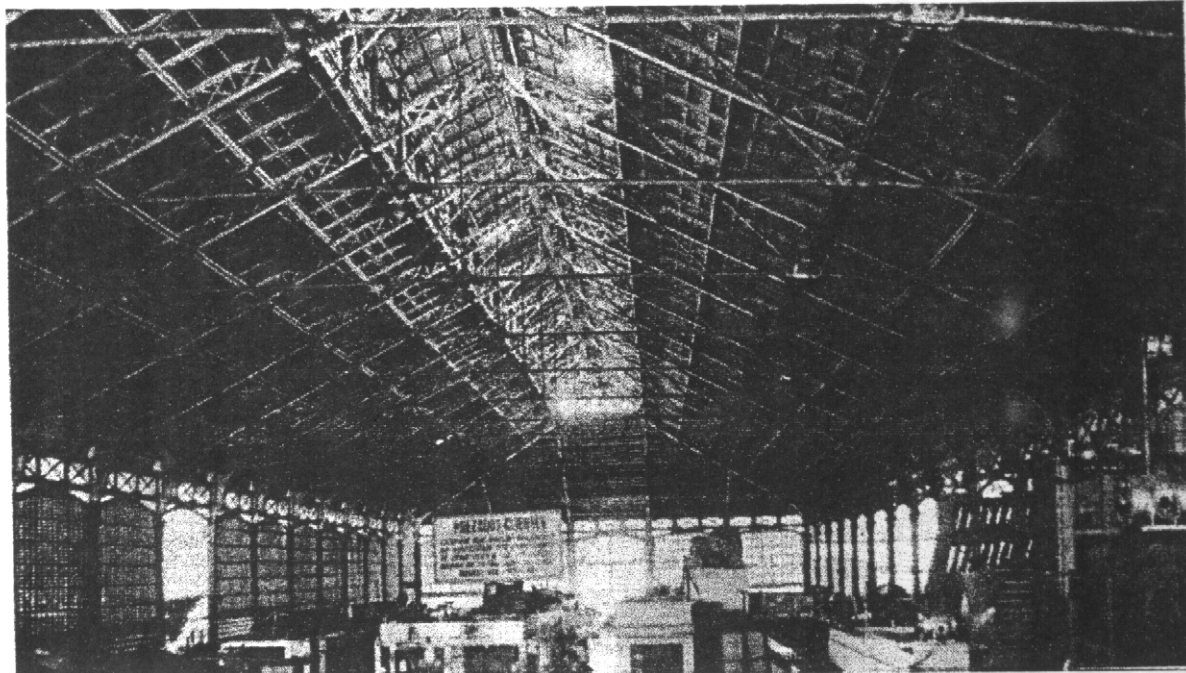


Foto I.4 - Mercado São José, em Recife (Adaptado de Silva (1988))

- ♦ Mercado do Peixe, em Belém: apresenta estrutura da cobertura formada por treliças retas em ferro fundido. (foto I.5).



Foto I.5 - Mercado do Peixe, em Belém (Adaptado de Silva (1988)).

- ♦ Mercado da Carne, em Belém: a estrutura da cobertura dos quatro pavilhões construídos no pátio interno do antigo Mercado Municipal é constituída de tesouras com linha alta (foto I.6).

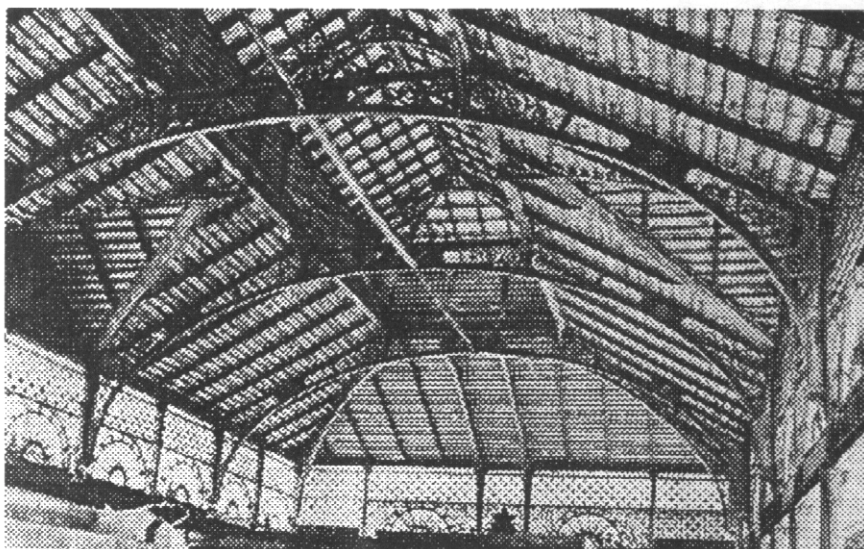


Foto 1.6 - Mercado da Carne, em Belém (Adaptado de Silva (1988))

- ♦ Mercado Público de Fortaleza: a estrutura da cobertura metálica é também em treliça. Deve-se observar que este mercado foi desmontado e seus dois galpões se encontram em Aldeota e Aerolândia no Ceará(foto I.7).

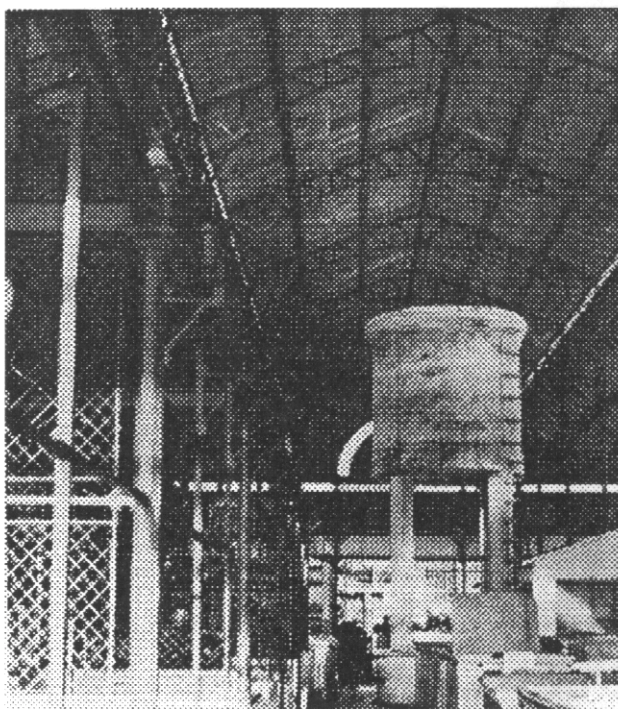


Foto 1.7 - Mercado Público de Fortaleza (Adaptado de Silva 1988).

- ♦ Teatro José de Alencar, em Fortaleza: possui cobertura metálica que em conjunto com demais elementos da estrutura em ferro formam um conjunto de extremo bom gosto (foto I.8).



Foto I.8 - Teatro José de Alencar, em Fortaleza (Adaptado de Silva (1988))

Atualmente, as estruturas de aço continuam sendo utilizadas na restauração de edifícios históricos. Na revista "Osterreichischer Stahlbauverband (1993)" são mostrados vários exemplos. Na Bélgica, a Abadia Val Sain Lambert, datada do final da idade média, teve sua cobertura destruída pelo fogo, sendo totalmente restaurada utilizando basicamente a estrutura de aço tubular.

Também o Palazzo Ducale, em Genova, Itália, datado do século XI, foi transformado em 1980 em Palácio de Cultura. Na restauração novamente o aço está presente nas escadas principal

e secundária, no anfiteatro e na cúpula sonora da sala de reuniões.

Em Santa Maria la Real, Najera, Espanha , um convento do século XII foi restaurado e transformado em Centro de Cultura utilizando-se estruturas de aço no novo telhado, em passarelas e na escada da torre.

No Brasil, o arco cruzeiro da Igreja de São Francisco de Assis, em Ouro Preto, que apresentava trincas foi restaurado utilizando vigas metálicas , para eliminar os problemas estruturais caracterizado por trincas diversas (foto 1.9).

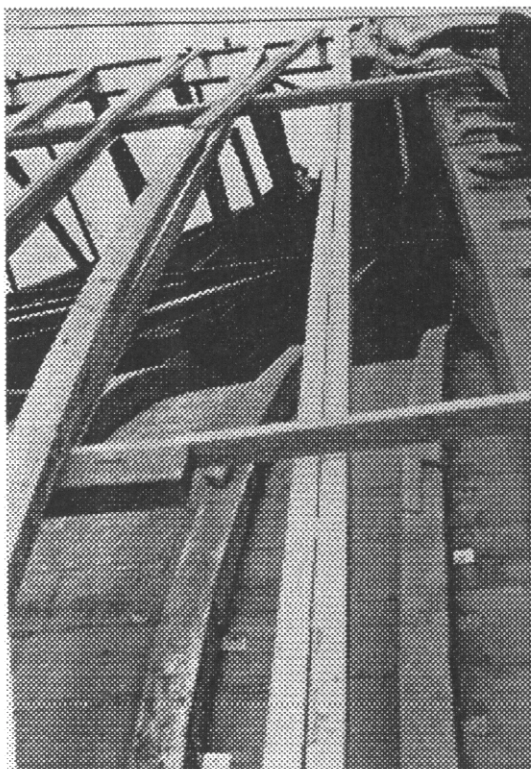


Foto 1.9 - Igreja de São Francisco de Assis, Ouro Preto (Foto cedida pelo SPHAN)

CAPÍTULO II

ESTRUTURAS PROPOSTAS E SUA ADEQUAÇÃO

II.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por objetivo apresentar, de forma sucinta, três possíveis tipos de estruturas de aço que podem ser utilizadas em telhados coloniais. Analisa-se inicialmente as possíveis interferências da estrutura metálica com os elementos componentes do telhado de madeira. Posteriormente propõe-se métodos para a determinação da resistência das alvenarias e fundações antigas. Em seguida são mostrados exemplos de estruturas de cobertura de madeira de algumas igrejas, e que podem ser substituídas por aço.

Verifica-se que em geral, nas cidades históricas, as tesouras de telhados vencem vãos que variam de 4 a 15 m, e se encontram espaçadas de pequenas distâncias. Entretanto, observa-se que na substituição da estrutura do telhado maiores espaçamentos podem ser utilizados, desde que as paredes estruturais ou a estrutura autônoma de madeira suportem o acréscimo de esforços concentrados em determinados pontos. Por esta razão, trabalhar-se-á com estruturas que vençam vãos entre 4 e 15 m e espaçadas de 0,5m; 1,5m; 2m; 3,0m; 4,5m; e 6m.

São propostas estruturas aporticadas e estruturas treliçadas já que ambas podem substituir a estrutura de madeira. São analisados o desempenho e o custo de cada um dos casos, para os diversos vãos, em capítulos posteriores. A priori, imagina-se que os pequenos vãos possam ser vencidos com estrutura aporticada e os vãos maiores com estrutura treliçada.

Quanto aos perfis, optou-se pelos constituídos de chapa dobrada a frio, por serem as cargas na estrutura relativamente pequenas.

II.2 TIPOS DE ESTRUTURAS PROPOSTAS

São propostos três tipos de estruturas de aço, que poderão substituir a estrutura de madeira dos telhados coloniais:

♦ Tipo 1

Este tipo de estrutura é mostrado na figura II.1.a. Sua forma, bastante semelhante à tesoura em linha alta, mostrada na figura I.1.a, permite a substituição, de uma maneira geral, em telhados que não existam os contrafeitos.

Seus elementos, perna e tirante, devem ser constituídos de perfis caixa, para que sejam resistidos os esforços atuantes e seja atendida a condição imposta pelo AISI(1991) de que o índice de esbeltez seja no máximo igual a 200, para peças comprimidas.

♦ Tipo 2

Este tipo de estrutura é mostrado na fig II.1.b, e poderá ser utilizado em telhados onde devem ser usados os contrafeitos. Da mesma forma que no tipo 1, tirante, contrafeito e perna serão constituídos de perfis caixa.

♦ Tipo 3

Este tipo de estrutura é mostrado na figura II.1.c. Embora difira um pouco da forma convencional das estruturas de madeira também pode ser utilizado em telhados coloniais, pois como será visto posteriormente não interfere com os elementos componentes dos referidos telhados. A estrutura treliçada tem, em geral, os banzos superior e inferior constituídos de perfis U enrijecidos; e as diagonais são formadas por cantoneiras duplas, dispostas conforme figura 11.2. Somente no caso de

grandes vãos (14 e 15m) e grandes espaçamentos (6m) entre treliças estes perfis não atenderão satisfatoriamente.

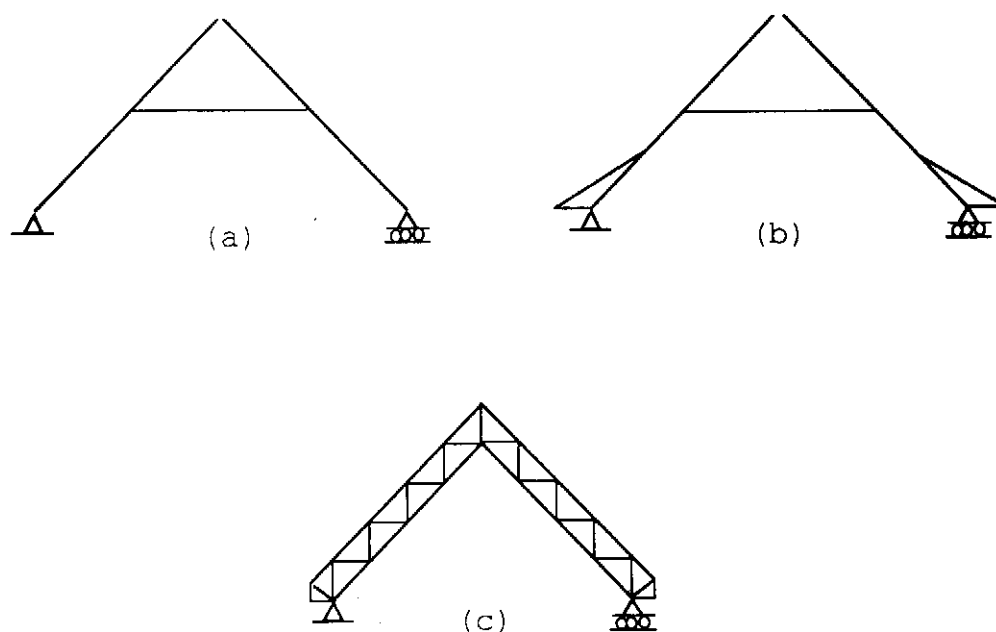


Figura II.1 - Estruturas de aço propostas

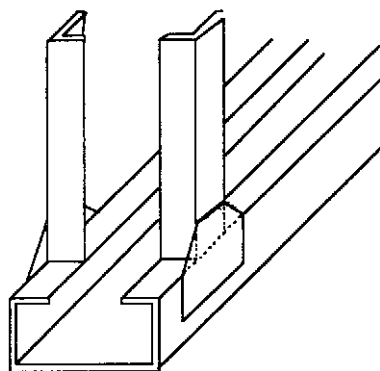


Figura II.2 - Disposição das cantoneiras nas diagonais das estruturas tipo 3

Uma vez propostas as estruturas de aço, são analisadas possíveis interferências destas com os elementos de madeira e as ligações aço-madeira, conforme segue:

a) Contrafeito:

Nos telhados sem contrafeito uma estrutura do tipo 1 ou 3 atenderia bem. Entretanto, na maioria dos telhados coloniais este elemento está presente, devendo-se optar por uma estrutura do tipo 2. No caso em que se deseje trabalhar com o tipo 1 ou uma estrutura treliçada do tipo 3, sugere-se a colocação de contrafeitos e de elementos de apoio independentes soldados à estrutura principal. O cálculo destes contrafeitos e elementos de apoio se encontra no item VI.7.

b) Frechal

Quando a estrutura de madeira do telhado é substituída por estrutura de aço, o frechal poderá ser mantido em madeira, ou ser feito de concreto ou em aço revestido de madeira, quando aparente. Como uma das principais funções do frechal é a amarração da edificação deve-se tomar o cuidado de amarrar bem o novo frechal aos esteios, para manutenção da estabilidade da estrutura. As ligações da tesoura de aço com o frechal de madeira ou concreto se encontram representadas nas figuras II.3.a e II.3.b respectivamente. O dimensionamento destas ligações se encontram no capítulo VII.

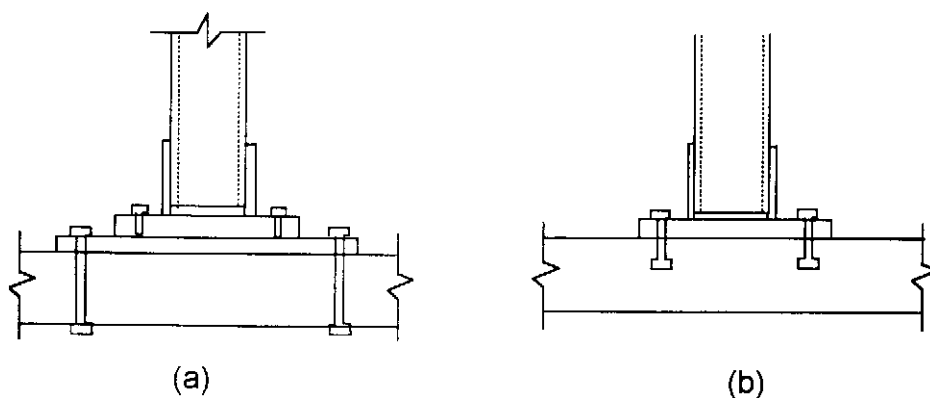


Figura II.3 - Ligações da tesoura de aço com o frechal de madeira(a) ou concreto(b)

c) Cachorros

Os cachorros devem permanecer em madeira, caso se faça a substituição da estrutura do telhado por aço. Se o frechal for

mantido em madeira os cachorros continuarão nele apoiados, em meia madeira, e suportando o forro da beirada. Como retranca poderá ser usado um tubo de aço. Se o frechal for substituído por peça de concreto ou aço, os cachorros e o forro da beirada tipo guarda pó deverão ser colocados suspensos nos elementos de apoio dos contrafeitos.

d) Cimalhas

d.1) Cimalhas de madeira

No caso da substituição da estrutura de madeira do telhado por estrutura de aço, se o frechal for mantido em madeira as mãos francesas também o serão, e continuarão servindo de apoio para a cimalha e cachorros. Se o frechal for substituído por concreto ou perfil metálico, os cachorros ficarão suspensos na estrutura metálica, e as mãos francesas, que deverão ser de madeira, suportarão apenas a cimalha.

d.2) Cimalha em cantaria ou ensilharia

Nesta situação não haverá interferência da estrutura metálica com a cimalha, uma vez que esta é um elemento construtivo independente, ligado apenas a alvenaria.

d.3) Cimalha em estuque

Como a estrutura que suporta a cimalha em estuque é semelhante à que suporta a cimalha em madeira pode-se adotar solução semelhante à exposta no item d.1.

d.4) Cimalha em beira-seveira

Neste caso a cimalha também é uma estrutura independente e apoia-se apenas na alvenaria. Entretanto, deve-se tomar o cuidado de não se apoiar a estrutura de aço do telhado na cimalha, tolerando-se apenas o apoio do contrafeito e das telhas.

d.5) Cimalhas Mistas ou "Cachorros Aferentes"

Nesta situação tem-se a associação das cimalhas com os beirais de cachorro. A cimalha deverá ser suportada por sua estrutura de sustentação conforme exposto anteriormente. Os cachorros continuarão apoiados nas mãos francesas e no frechal caso este seja mantido em madeira, ou suspensos na estrutura metálica quando no lugar dos frechais de madeira forem utilizados os de concreto ou aço.

e) Forros

Quando substitui-se a estrutura de madeira de um telhado por uma estrutura de aço deve-se analisar como os forros serão suportados. Em muitos casos existe estrutura auxiliar de madeira independente da cobertura, e que tem como finalidade a sustentação dos forros, conforme exposto no item I.3.e. Quando isto acontece esta estrutura deverá ser mantida. Quando estas peças de sustentação não existirem devem ser construídas e dispostas paralelamente às tesouras. Estas peças auxiliares podem ser de madeira ou metálicas, quando for necessário vencer grandes vãos. No caso de se utilizar estruturas de madeira, propõe-se que elas sejam como as executadas antigamente e conforme mostram as figuras I.8.b e I.9.b. Quando se faz a opção por estruturas de sustentação metálicas deve-se utilizar estruturas aporticadas ou em arco, sendo calculadas em cada caso. Nestas estruturas estarão aparafusadas cambotas de madeira nas quais estarão pregados os forros.

f) Paredes estruturais, estruturas autônomas e fundações

Além de se analisar possíveis interferências da estrutura de aço nos elementos de madeira componentes do telhado, deve-se verificar se a estrutura existente, paredes estruturais, estruturas autônomas e fundações, resistirão aos esforços aplicados pela nova estrutura. Pode-se optar por colocar as tesouras metálicas nas mesmas posições das tesouras de madeira. Este método apresenta a vantagem de praticamente não alterar os esforços atuantes nas paredes e fundações; entretanto,

possui o inconveniente de algumas vezes levar a estruturas mais pesadas e anti-econômicas. Caso as tesouras sejam colocadas nas posições que levem a pesos menores e maior economia, estudos devem ser feitos para verificar a capacidade de carga dos elementos de apoio. No caso de paredes estruturais, de taipa de pilão ou de alvenaria de pedra ou de adôbos e tijolos, ensaios de compressão em corpos de prova devem ser realizados. No caso de estruturas autônomas de madeira basta comparar os esforços solicitantes atuantes nos frechais devido à estrutura de cobertura de madeira com os esforços solicitantes devido à estrutura de aço. A resistência da madeira é conhecida através de tabelas. As fundações também devem ser verificadas e uma vez conhecidas as suas dimensões e material, ensaios devem ser realizados para determinar a resistência do solo e da própria fundação.

Segundo Mun e Santos (1994) existem atualmente ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos para avaliação da resistência em alvenarias antigas.

Nos métodos indiretos as propriedades mecânicas da alvenaria são avaliadas através de valores nominais obtidos em bibliografia ou de fórmulas semi-empíricas. A tabela II.1 nos fornece a resistência ao esmagamento de alvenarias antigas segundo Segurado.

As fórmulas semi-empíricas devem ser cuidadosamente aplicadas uma vez que não levam em consideração a qualidade de execução da alvenaria, espessura das juntas, etc. O Eurocódigo6 (1994), EC6, propõe a seguinte fórmula para determinação da resistência a compressão de alvenarias

$$f_k = k f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (\text{II.1})$$

onde,

f_k : tensão de ruptura característica da alvenaria

f_b : tensão de ruptura das unidades

f_m : tensão de ruptura da argamassa

k : constante, que leva em conta a influência de outros parâmetros e que assume valores da ordem de 0,40 a 0,60.

A caracterização dos componentes da alvenaria deve ser feita baseada em ensaios laboratoriais de amostras de alvenaria. O EC6 prescreve sobre a realização de ensaios de unidades e argamassa. Estas fórmulas semi-empíricas permitem apenas a obtenção de valores aproximados de resistência.

Tabela II.1- Resistência de alvenarias antigas.

NATUREZA DA ALVENARIA	Capacidade de Carga de segurança -Kgf/cm ² (1/10 da carga de esmagamento)
Cantaria de pedra e argamassa ordinária	
pedra muito dura	30 a 60
pedra dura	15 a 30
pedra semi-dura	10 a 15
pedra macia	8 a 10
Alvenaria de pedra aparelhada dura e argamassa ordinária	10 a 20
Alvenaria Ordinária	5 a 10
Alvenaria de tijolo e argamassa ordinária	
tijolo ordinário	6 a 8
tijolo duro	18 a 10
Alvenaria de tijolo extra duro com argamassa de cimento	10 a 15
Observações:	
1- A argamassa ordinária é formada de 1 de cal para 3 de areia.	
2- A carga que a parede ou um pilar podem suportar diminui com a altura. Quando esta exceder 15 a 20 vezes a largura da base, apenas se deve tomar 0,25 a 0,50 dos valores apresentados.	
3- A carga de segurança à tração é cerca de 1/10 dos valores apresentados.	

Segundo Mun e Santos (1994), dentre os métodos diretos de avaliação da resistência em alvenarias antigas tem-se o ensaio com macacos planos. Este ensaio é semelhante ao usado em Mecânica das Rochas. O método consiste na abertura de um rasgo superficial perpendicular ao plano da parede, conforme figura II.4. Devido ao peso do maciço, acima do rasgo, este tenderá a se fechar, ocorrendo uma determinada deformação nas vizinhanças da abertura. Esta deformação é igual à variação da distância entre duas referências colocadas de um e de outro lado do rasgo, antes e depois da abertura do rasgo. Com a aplicação de uma pressão uniforme p , no interior da abertura, por meio de um macaco plano, consegue-se eliminar a referida deformação. É possível, então, determinar através da equação II.2 a resistência σ da alvenaria em estudo

$$\sigma = k_1 k_2 p \quad (\text{II.2})$$

onde k_1 é um coeficiente considerado igual a 1,0 desde que haja bom contato entre o macaco plano e a alvenaria.

k_2 é o coeficiente dado pela relação entre a superfície do macaco e a superfície do corte

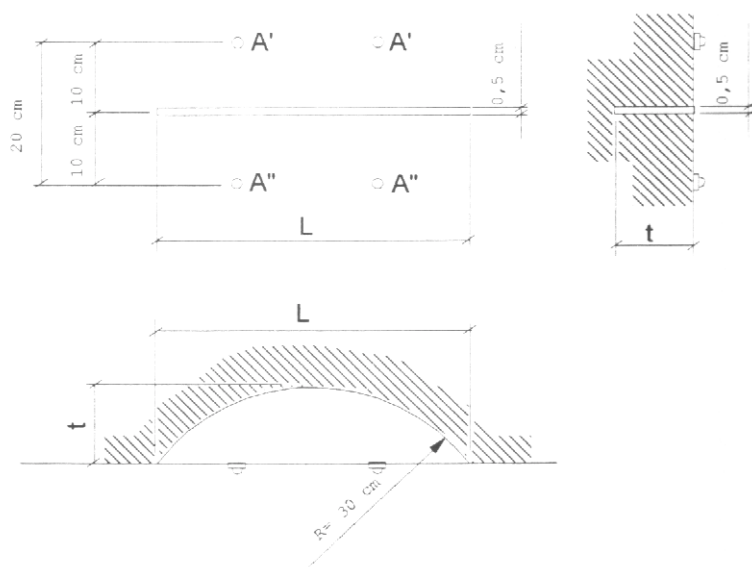


Figura II.4 - Rasgo na parede para execução de ensaio com macacos planos.

No caso de paredes de grande espessura pode-se realizar ensaios de deformabilidade com dilatômetros inseridos em furos de pequeno diâmetro ao longo da espessura da parede. Este equipamento aplicará pressão hidrostática contra as paredes do furo e registrará deformações. Segundo Mun e Santos(1984) este ensaio não tem a representatividade que tem os realizados com macacos planos devido ao pequeno volume de alvenaria envolvido; entretanto, permite determinar a relação entre o módulo de elasticidade do maciço interior e do maciço junto às faces, para os quais é possível utilizar os macacos planos.

De acordo com o exposto anteriormente verifica-se que é possível a substituição da madeira do telhado por estrutura de aço desde que se faça:

- Análise prévia do tipo de telhado de madeira com seus esforços.
- Análise prévia do suporte: paredes estruturais, estrutura autônoma, etc.
- Análise prévia das fundações.
- Estudo de possíveis interferências da estrutura de aço com elementos componentes do telhado de madeira.

Pode-se citar como exemplo de estrutura de telhado de madeira que pode ser substituída por aço a da cobertura da Capela de Santana de Cocais, em Minas Gerais. Neste caso pode-se usar uma estrutura do tipo 2, tanto na capela-mor quanto na nave, pois a mesma apresenta contrafeitos. Uma estrutura treliçada seria inviável uma vez que a distância da cobertura ao forro é de aproximadamente 250 mm, conforme mostram as figura II.5.a e II.5.b. Estruturas auxiliares de madeira devem ser previstas para sustentação do forro.

Na Capela de N. S. do Rosário em Santa Bárbara, em Minas Gerais, figura II.6, pode-se utilizar uma estrutura do tipo 1 na nave. Como são pequenos os contrafeitos deve-se optar por peças metálicas soldadas à estrutura principal. Na capela-mor

pode-se trabalhar com uma estrutura treliçada do tipo 3, pois como será visto posteriormente é mais econômica para este caso.

No caso de residência, onde os forros são planos, as estruturas dos tipos 1, 2 ou 3 podem ser utilizadas sem maiores problemas.

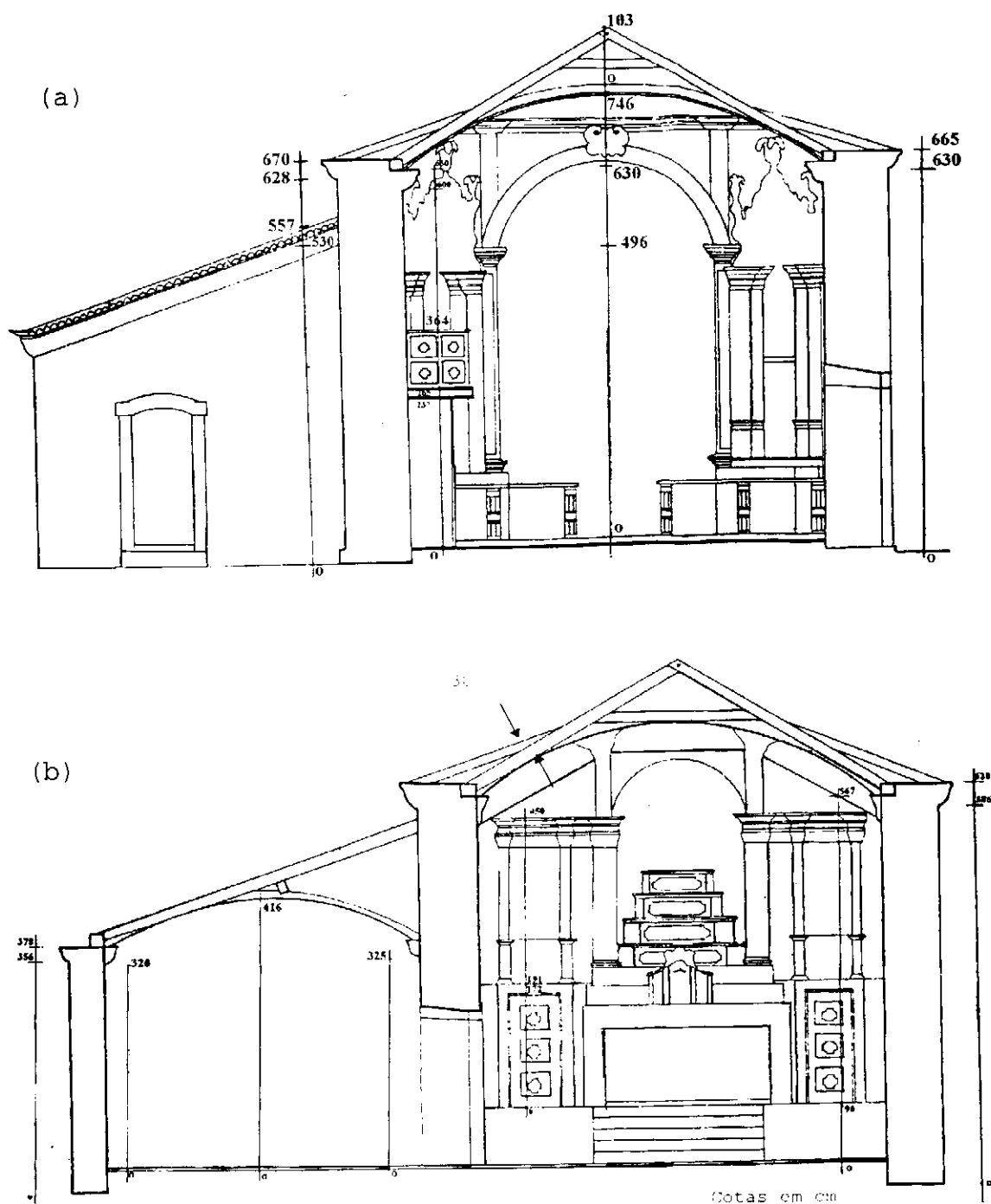


Figura II.5 a, b - Cortes passando pela capela-mor e nave, capela de Santana de Cocaís, M.G.

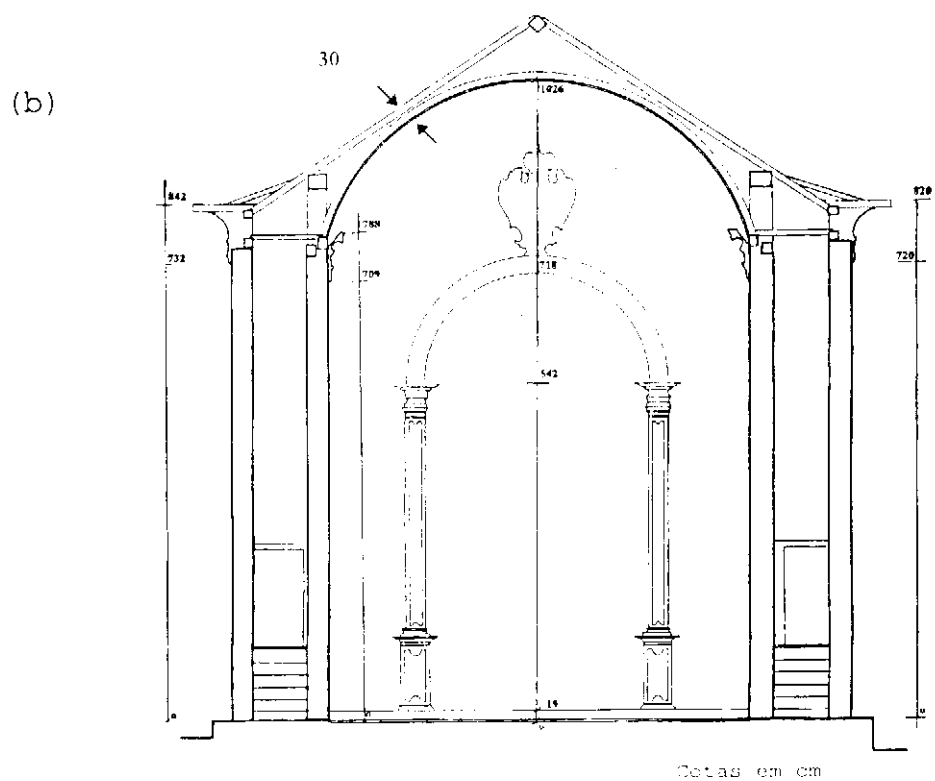
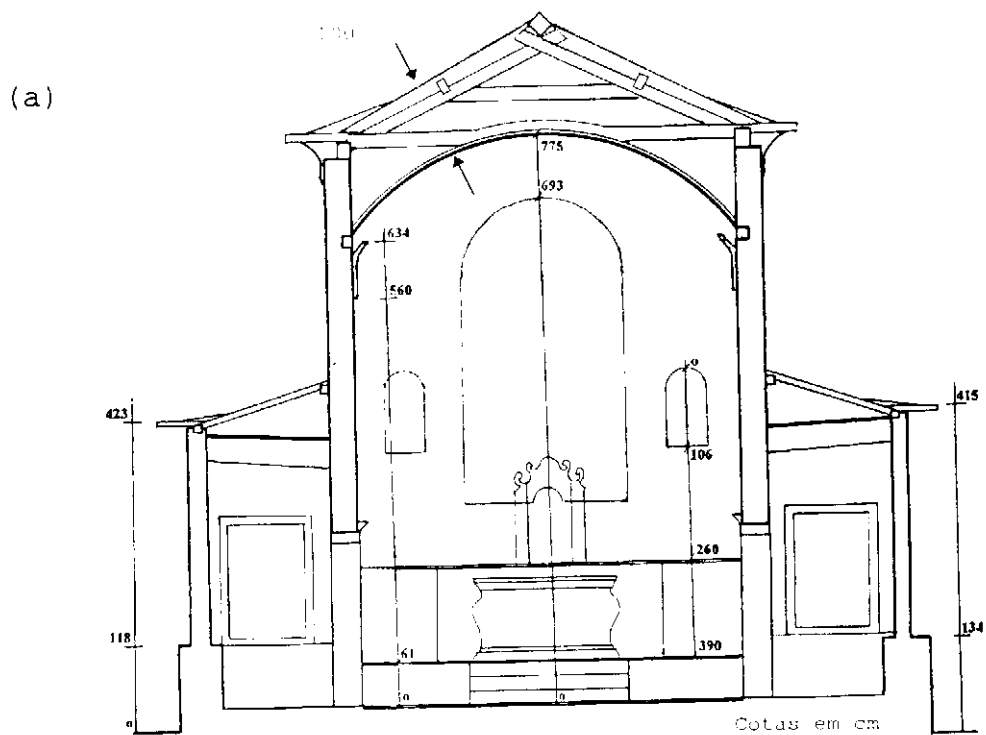


Figura II.6 a, b - Cortes passando pela capela-mor e nave da Capela de N. S. do Rosário em Santa Bárbara, M.G.

CAPÍTULO III

PRESCRIÇÕES DE NORMAS TÉCNICAS

III.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os dimensionamentos de peças fletidas, tracionadas, comprimidas e sujeitas a carga axial combinada com momento fletor. Devido a inexistência de uma norma brasileira atualizada para o dimensionamento de perfis em chapa dobrada a frio foram utilizadas nos cálculos as prescrições da "Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structures Members", do American Iron and Steel Institute - AISI(1991), por serem internacionalmente conhecidas nos meios técnicos. Seus princípios de dimensionamento estão baseados nos conceitos de estados de limites. As ações nominais foram adotadas ou determinadas de acordo com as normas próprias da Associação Brasileira de Normas Técnicas, sendo as ações de cálculo determinadas de acordo com a NBR 8800 (1986), Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, para se levar em consideração as incertezas das solicitações existentes.

Desta forma, procurou-se atender a todos os requisitos relativos ao dimensionamento das estruturas e de seus componentes para os estados limites segundo as normas técnicas disponíveis, dentre elas a Norma Brasileira de Ações e Segurança - NBR 8681(1984).

No dimensionamento das peças fletidas compara-se o momento fletor e o esforço cortante solicitantes com o momento fletor e esforço cortante resistentes respectivamente. Como momento

fletor resistente adota-se o menor dos momentos calculados de acordo com os itens III 2.2 e III 2.3. O esforço cortante resistente foi determinado de acordo III 2.4 a. É também verificada a interação do esforço cortante com o momento fletor, conforme o exposto no item III 2.4 b.

Também nas peças fletidas são verificados os efeitos de web crippling, shear lag e flange curling de acordo com o que está exposto nos itens III.7.1, III.7.2 e III.7.3 respectivamente.

No dimensionamento de peças tracionadas ou comprimidas compara-se o esforço axial atuante com o esforço axial resistente. Este último é determinado de acordo com o que está exposto nos itens III.3 para tração, e III.4 para compressão.

No caso de esforço axial combinado com momento fletor, equações de interações são utilizadas, conforme o exposto no item III.5.

O efeito da resistência pós-flambagem é levado em consideração através da utilização do conceito de largura efetiva. As propriedades geométricas da seção transversal em regime pós-crítico são determinadas em função das larguras efetivas das paredes dos perfis.

III.2. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS FLETIDAS

III.2.1. Informações Gerais

As peças da estrutura de telhados podem estar sujeitas a flexão ou a flexão normal composta. As seções transversais mostradas na figura III.1 são, em geral, as mais usadas em peças fletidas.

No dimensionamento destes elementos deve-se verificar:

- A resistência a momento fletor
- A resistência a força cortante

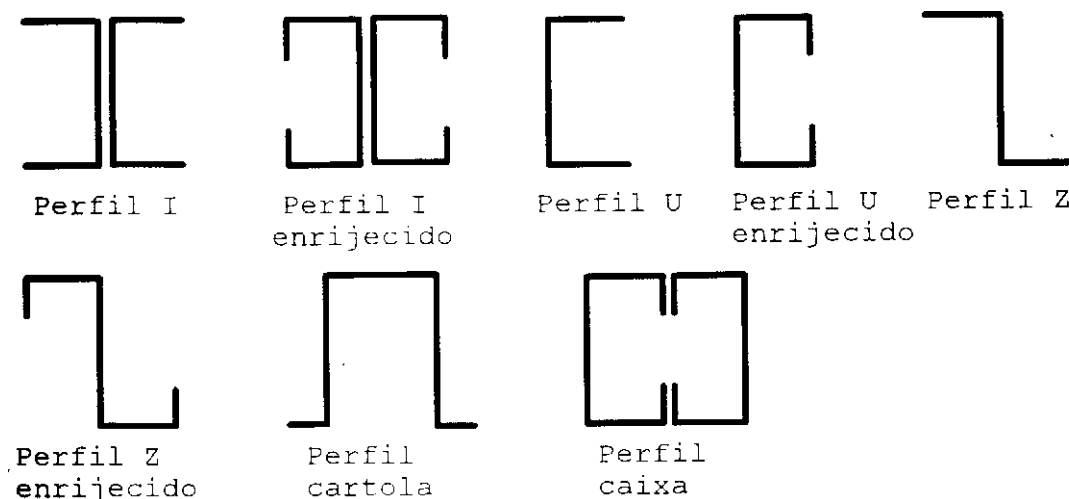


Figura III.1 - Seções transversais usuais de perfis de chapa dobrada em peças fletidas

A capacidade de resistência a momento fletor deve ser limitada pela flambagem lateral, isto porque em geral os perfis formados a frio, tendo seções transversais abertas de paredes delgadas, tem pequena rigidez á torção. Assim, os elementos fletidos devem conter travamentos convenientemente dispostos. Portanto, o momento nominal resistido por uma peça deve ser o menor dos momentos nominais determinados considerando-se:

- Resistência a momento fletor calculada de acordo com o item III.2.2
- Resistência a flambagem lateral determinada de acordo com o item III.2.3
- Resistência de vigas com um flange completamente fixo a um elemento de forro ou piso. (Este item não será abordado por não ter aplicação ao caso de estruturas de telhados).

III.2.2 Resistência à momento fletor

Segundo o AISI(1991), o momento resistente de cálculo de uma peça fletida é dado por:

$$M_d = \phi_b M_n \quad (\text{III.1.a})$$

onde $\phi_b=0,95$ para seções com flange comprimido enrijecido ou parcialmente enrijecido, $\phi_b=0,90$ para seções com flange comprimido não enrijecido. M_n é o momento resistente nominal.

O AISI(1991) adota dois procedimentos para determinação do momento resistente nominal:

- ◊ Procedimento I: baseado no início do escoamento
- ◊ Procedimento II: baseado na reserva de capacidade inelástica

a) Procedimento I

Neste procedimento o momento nominal é o momento de escoamento, determinado com base na tensão de escoamento f_y e no módulo resistente elástico da seção efetiva, S_e , quando uma fibra extrema tracionada ou uma comprimida, ou ambas, atingem f_y .

$$M_n = S_e f_y \quad (\text{III.1.b})$$

O valor S_e dependerá das larguras efetivas dos elementos componentes do perfil, calculadas de acordo com o item III.6, e da posição da linha neutra.

- ◊ Quando a linha neutra se encontra mais próxima do flange tracionado - a tensão máxima ocorre no flange comprimido, e o seu comprimento efetivo é determinado com $f=f_y$. A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é eqüidistante das bordas comprimida e tracionada.
- ◊ Quando a linha neutra se encontra mais próxima do flange comprimido - a tensão máxima f_y ocorre no flange tracionado. O comprimento efetivo do flange comprimido é determinado com uma tensão f , determinada em função da posição da linha neutra.

Deve-se observar que neste estudo o efeito do trabalho a frio nas curvas foi desprezado. Segundo Winter e Wribe (Yu,1991) se for considerado este efeito o momento resistente aumenta de 4 a 22%.

b) Procedimento II

Segundo Yu (1991) antes de 1980 a reserva da capacidade inelástica era desprezada, pelas especificações do AISI porque a maioria dos perfis formados a frio tinham a razão largura-espessura acima dos limites requeridos para um projeto plástico. Atualmente a resistência levando em conta a reserva de capacidade inelástica pode ser considerada, obtendo-se projetos mais econômicos.

O AISI(1991) propõe que este procedimento só seja utilizado quando as seguintes condições são satisfeitas:

- ◊ membro não está sujeito a torção ou a flambagem lateral, torsional ou flexo-torsional.
- ◊ efeito do dobramento a frio não é incluído, na determinação do limite de escoamento f_y .
- ◊ A relação da altura da porção comprimida da alma com sua espessura não excede λ_1 (equação III.5).
- ◊ A força cortante não excede $0,35f_y$ vezes a área da alma, ht .
- ◊ ângulo entre qualquer alma e a vertical não excede 30 graus.

O momento nominal M_n é determinado considerando uma plastificação parcial da seção transversal. Este momento não deve ultrapassar $1,25S_e f_y$ determinado de acordo com o procedimento I, ou aquele que produz deformação máxima de compressão igual a $C_y e_y$.

Sendo e_y =deformação de escoamento e igual a f_y/E .

E = módulo de elasticidade

C_y = fator de deformação a compressão, determinado como a seguir:

- ◊ Para elementos enrijecidos comprimidos, sem enrijecedores intermediários:

$$C_y = 3 \text{ para } w/t \leq \lambda_1 \quad (\text{III.2})$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \text{ para } \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2 \quad (\text{III.3})$$

$$C_y = 1 \text{ para } w/t \geq \lambda_2 \quad (\text{III.4})$$

onde,

$$\lambda_1 = \frac{1,11}{\sqrt{f_y / E}} \quad (\text{III.5})$$

$$\lambda_2 = \frac{1,28}{\sqrt{f_y / E}} \quad (\text{III.6})$$

◊ Para elementos não enrijecidos comprimidos $C_y=1,0$.

◊ Para elementos multi-enrijecidos comprimidos e elementos com bordas enrijecidas $C_y=1,0$.

M_n será calculado considerando um equilíbrio de tensões, assumindo uma curva tensão-deformação idealmente elasto-plástica, tanto para a tração quanto para a compressão, supondo pequenas deformações e que as seções permaneçam planas na flexão.

De acordo com Yu (1991), baseado na máxima deformação de compressão C_{ye_y} , pode-se determinar a posição da linha neutra de uma peça fletida, utilizando-se a equação III.7, e o momento resistente nominal M_n , através da equação III.8.

$$\int \sigma \, dA = 0 \quad (\text{III.7})$$

$$M_n = \int \sigma \, y \, dA \quad (\text{III.8})$$

Yu (1991) desenvolveu a equação III.8 para os dois casos que se seguem:

a) Seções com flange tracionado escoado pelo momento nominal M_n

Segundo Yu(1991), neste caso, tem-se uma distribuição de tensões conforme mostra a figura III.2, e as fórmulas III.9 a III.14 são aplicadas.

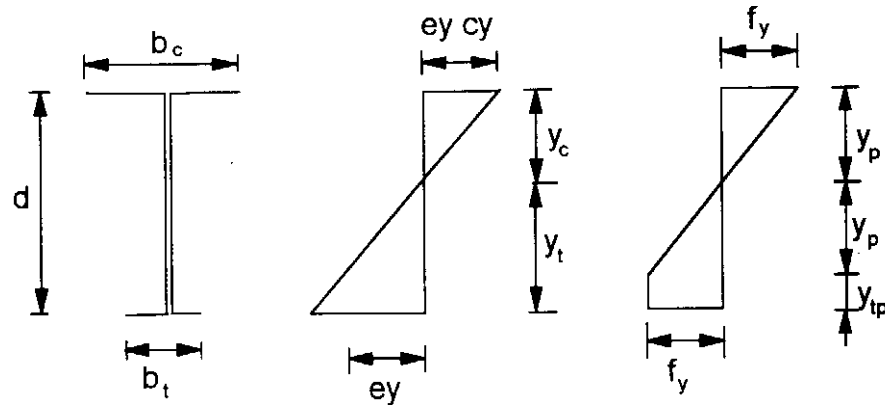


Figura III.2 - Seções com flange tracionado escoado y

$$y_c = \frac{b_t - b_c - 2d}{4} \quad (\text{III.9})$$

$$y_t = d - y_c \quad (\text{III.10})$$

$$y_p = \frac{y_c}{C_y} \quad (\text{III.11})$$

$$y_{cp} = y_c - y_p \quad (\text{III.12})$$

$$y_{tp} = y_t - y_p \quad (\text{III.13})$$

$$M_n = F_y t \left[b_c y_c + 2y_{cp} \left(y_p + \frac{y_{cp}}{2} \right) + \frac{4}{3} (y_p)^2 + 2y_{tp} \left(y_p + \frac{y_{tp}}{2} \right) + b_y y_t \right] \quad (\text{III.14})$$

b) Seções com flange tracionado não escoado quando se atinge o momento nominal M_n .

Observando-se a figura III.3 verifica-se que nesta situação a linha neutra se encontra mais próxima do flange tracionado, conseqüentemente quando o flange comprimido atinge uma deformação $C_y e_y$ o flange tracionado não escoou. Pode-se então utilizar as fórmulas (III.10), (III.11) e (III.12), sendo y_c determinado através da solução da equação (III.15), e para o cálculo de M_n utiliza-se a expressão (III.16).

$$y_c^2 \left(2 - \frac{1}{C_y} - C_y \right) + y_c (b_c + 2C_y d + C_y b_t) - (C_y d^2 - C_y b_t d) = 0 \quad (\text{III.15})$$

$$M_n = f_y t \left[b_c y_c + 2y_{cp} \left(y_p + \frac{y_{cp}}{2} \right) + \frac{2}{3} (y_p)^2 + \frac{2}{3} (y_t)^2 \left(\frac{\sigma_t}{f_y} \right) + b_t y_t \left(\frac{\sigma_t}{f_y} \right) \right] \quad (\text{III.16})$$

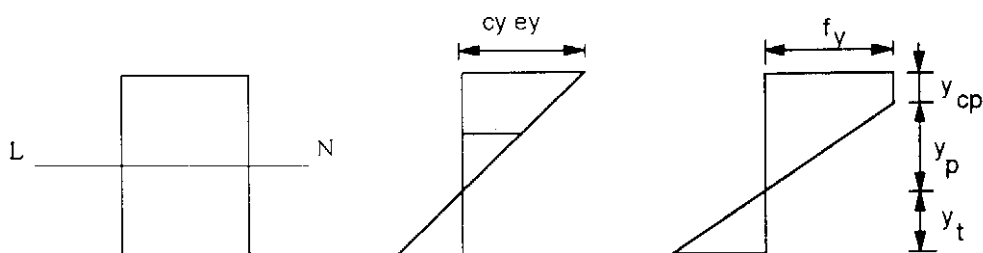


Figura III.3 - Seções com flange tracionado não escoado

III.2.3. Resistência a Flambagem Lateral

Segundo o AISI (1991) o momento resistente de cálculo é determinado por $\phi_b M_n$, onde $\phi_b = 0,90$ e M_n é o momento nominal considerando a flambagem lateral. Para seções mono ou duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto M_n é dado por:

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{III.17})$$

onde, S_f é o módulo resistente elástico da seção bruta para a fibra extrema comprimida.

S_c é O módulo elástico da seção efetiva calculada com base na tensão M_c/S_f na fibra extrema comprimida.

M_c é o momento crítico calculado de acordo com os itens "a" e "b" seguintes.

Deve-se observar que a relação S_c/S_f leva em consideração a flambagem local na flambagem lateral.

a) Para seções mono ou duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto:

$$\text{para } M_e > 0,5 M_y \quad M_c = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4M_e} \right) \quad (\text{III.18})$$

$$\text{para } M_e \leq 0,5 M_y \quad M_c = M_e \quad (\text{III.19})$$

onde M_y é o momento que causa início de escoamento, na fibra extrema comprimida da seção bruta, sendo igual a:

$$M_y = S_f f_y \quad (\text{III.20})$$

M_e é o momento elástico crítico calculado através das seguintes equações:

$$\diamond M_e = C_b r_0 A \sqrt{S_{ey} S_t} \quad (\text{III.21})$$

para flexão em relação ao eixo de simetria. Para seções mono simétricas o eixo "x" é o eixo de simetria, sendo orientado de tal forma que a coordenada "x" do centro de cisalhamento seja negativa. Alternativamente M_e pode ser calculado utilizando a fórmula, para seções I duplamente simétricas ou seções simétricas em relação a um ponto, dado em (b)

$$\diamond M_e = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad (\text{III.22})$$

para flexão em torno do eixo centroidal perpendicular ao eixo de simetria de seções monossimétricas.

$C_s = +1$ para momento causando compressão no lado do centro de cisalhamento.

$C_s = -1$ para momento causando tração no lado do centro de cisalhamento.

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (\text{III.23})$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (\text{III.24})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GI + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.25})$$

A = área total da seção transversal

C_b = coeficiente de flexão o qual pode ser tomado conservativamente igual à unidade, ou calculado como a seguir:

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (\text{III.26})$$

onde,

M_1 é o menor e M_2 é o maior momento nas extremidades do comprimento destravado; M_1/M_2 é positivo quando M_1 e M_2 têm o mesmo sinal (curvatura reversa de flexão), e negativo quando tem sinais opostos (curvatura simples de flexão). Quando o momento fletor em um ponto dentro do comprimento destravado é maior que o das extremidades, e para membros sujeitos a carga axial combinada com flexão, C_b será tomado igual a unidade.

E = módulo de elasticidade

$$C_{TF} = 0,6 - 0,4(M_1/M_2) \quad (\text{III.27})$$

onde,

M_1 é o menor e M_2 é o maior momento fletor nas extremidades do comprimento destravado, sendo a razão M_1/M_2 positiva quando M_1 e M_2 têm o mesmo sinal (curvatura reversa de flexão) e negativa quando têm sinais opostos (curvatura simples de flexão). Quando o momento fletor em um ponto interno ao comprimento destravado é maior que em ambas as extremidades, e para membros sujeitos a carga axial combinada com o momento fletor, C_{TF} será tomado igual a unidade

r_0 = Raio de giração polar da seção transversal, sendo dado por:

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (\text{III.28})$$

r_x e r_y = raios de giração polar da seção transversal em relação aos eixos x e y , respectivamente.

G = Módulo de elasticidade transversal

K_x , K_y , K_T = Coeficientes de flambagem para flexão em torno do eixo x e y , e para torção, respectivamente.

L_x , L_y , L_T = comprimentos destravados do membro comprimido para flexão em relação aos eixos x e y , e para torção, respectivamente.

X_0 - distância do centro de cisalhamento ao centro de gravidade ao longo do eixo principal x , tomado como negativo.

I = constante de torção de St. Venant da seção transversal

C_w = constante de empenamento da seção transversal

$$j = \frac{1}{2I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_0 \quad (\text{III.29})$$

Segundo o AISI(1991), no caso dos perfis U enrijecidos, que serão utilizados nas estruturas de telhado, o parâmetro j pode ser determinado de acordo com a figura III.4 e as fórmulas (III.30) a (III.34).

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_1) - x_0 \quad (\text{III.30})$$

onde, I_y - momento de inércia em relação a y

$$\beta_w = -\{0,0833[t\bar{x}(\bar{a})^3] + t(\bar{x})^3\bar{a}\} \quad (\text{III.31})$$

$$\beta_f = \left(\frac{t}{2}\right)\left[(\bar{b} - \bar{x})^4 - (\bar{x})^4\right] + \left[t\frac{(\bar{a})^2}{4}\right]\left[(\bar{b} - \bar{x})^2 - (\bar{x})^2\right] \quad (\text{III.32})$$

$$\beta_1 = 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x})\bar{b} + \left(\frac{2}{3}\right)t(\bar{b} - \bar{x})\left[\left(\frac{\bar{a}}{2}\right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} - \bar{c}\right)^3\right] \quad (\text{III.33})$$

$$\bar{x} = \left(\frac{2t}{A}\right)\left[b\left(\frac{b}{2} + r\right) + u(0,363r) + u(b + 1,637r) + c(b + 2r)\right] \quad (\text{III.34})$$

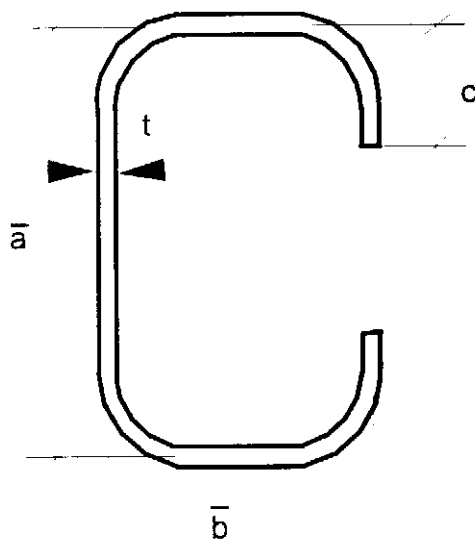


Figura III.4 - Dimensões de um perfil U enrijecido

b) Para seções I ou Z fletidas em torno do eixo central perpendicular à alma (eixo x). No lugar de (a) as seguintes equações devem ser usadas para calcular M_c :

$$\text{para } M_e \geq 2,78 M_y \quad (III.35)$$

$$\text{para } 2,78M_y > M_e > 0,56M_y \quad M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{36M_e} \right) \quad (III.36)$$

$$\text{para } M_e \leq 0,56 M_y \quad M_c = M_e \quad (III.37)$$

onde M_e é o momento elástico crítico determinado como definido em (a) ou como a seguir:

$$M_e = \frac{\pi^2 E C_b d I_{yc}}{L^2} \quad (III.38)$$

para seções 1 duplamente simétricas

$$M_e = \frac{\pi^2 E C_b d I_{yc}}{2L^2} \quad (III.39)$$

para seções Z simétricas em relação a um ponto.

sendo, d : altura da seção

L : comprimento destravado

I_{yc} : momento de inércia da porção comprimida da seção, em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da seção completa e é paralelo a alma, considerando a seção plena não reduzida.

III.2.4 Resistência a Força Cortante

No dimensionamento de peças fletidas, após determinar o momento resistente de cálculo deve-se calcular o esforço cortante máximo suportado pela peça, conforme será exposto em (a), e posteriormente verificar a combinação do esforço cortante e o momento fletor, conforme apresentado no item (b)

a) Resistência de uma peça somente a esforço cortante

Segundo o AISI(1991) a resistência de cálculo a força cortante de uma seção, $\phi_v V_n$, é determinada por:

$$\diamond \text{ Para } h/t \leq \sqrt{EK_v / f_y}$$

$$\phi_v = 1,0$$

$$V_n = 0,577f_y h t$$

$$\diamond \text{ Para } \sqrt{EK_v / f_y} < h/t \leq 1,415\sqrt{EK_v / f_y}$$

$$\phi_v = 0,90$$

$$V_n = 0,64t^2 \sqrt{K_v f_y E}$$

$$\diamond \text{ Para } h/t > 1,415\sqrt{EK_v / f_y}$$

$$\phi_v = 0,90$$

$$V_n = 0,905E K_v t^3 / h$$

onde,

ϕ_v : fator de resistência para força cortante

V_n : Resistência nominal a força cortante

t: espessura da alma

h: altura da parte plana da alma

K_v : coeficiente de flaculagem determinado como a seguir:

$$\diamond \text{ Para as almas não enrijecidas: } K_v = 5,34$$

\diamond Para almas de vigas com enrijecedores transversais atendendo às prescrições do item B6 do AISI (1991):

se $a/h \leq 1,0$

$$K_v = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad (\text{III.43})$$

se $a/h > 1,0$

$$K_v = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad (\text{III.44})$$

onde

a = distância entre enrijecedores transversais ou comprimento do elemento de alma não enrijecida.

b) Resistência de uma peça à esforço cortante e momento fletor

Para que uma seção, com alma não reforçada por meio de enrijecedores transversais, resista a um momento fletor M_u e a uma força cortante V_u é necessário que a desigualdade (III.45) seja satisfeita.

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) \leq 1,0 \quad (\text{III.45})$$

Para que uma seção, com alma enrijecida com enrijecedores transversais, resista a um momento fletor M_u e força cortante V_u , menores que $\phi_b M_n$ e $\phi_v V_n$ respectivamente, sendo $(M_u/\phi_b M_{nx0}) > 0,5$ e $(V_u/\phi_v V_n) > 0,7$, é necessário que a desigualdade (III.46) seja satisfeita:

$$0,6 \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) \leq 1,3 \quad (\text{III.46})$$

onde,

ϕ_b = fator de resistência a flexão (ver itens III.2.2 e III.2.3)

ϕ_v = fator de resistência a esforço cortante (ver item III.2.4.a)

M_{nx0} = Resistência a flexão em relação ao eixo central x determinado de acordo com o item III.2.2

V_n = Resistência nominal a cortante quando este esforço existe sozinho, de acordo com o item III.2.4.a.

III.3 DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS TRACIONADAS

Segundo o AISI (1991), o esforço resistente de cálculo, de peças axialmente tracionadas é dado por $\phi_t T_n$ onde ϕ_t é igual a 0,95 e T_n é o produto da área líquida da seção transversal, A_n , pela tensão de escoamento, f_y .

Para membros tracionados com ligações parafusadas o esforço resistente é determinado de acordo com o item E.3.2 do AISI (1991). Não serão apresentadas estas especificações, uma vez que as ligações das estruturas de telhado neste estudo são consideradas soldadas.

III.4 DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

As peças de estruturas de telhado podem também estar sujeitas a compressão. As seções usadas, em geral, em peças comprimidas são mostradas na figura III.5.

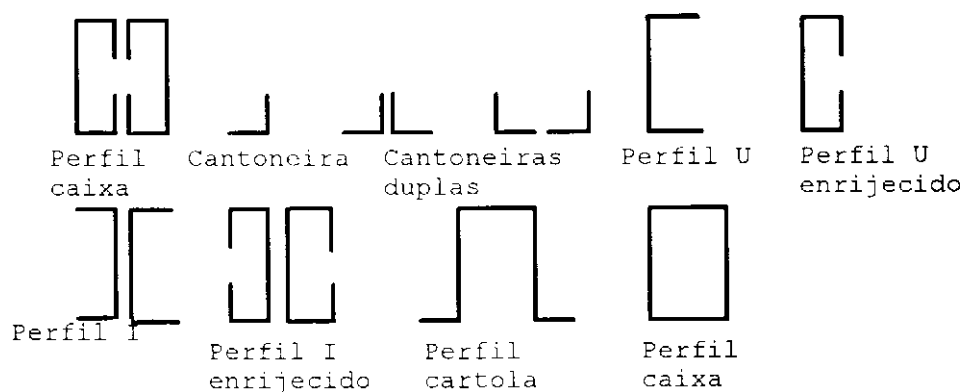


Figura III.5 - Seções transversais mais utilizadas em elementos estruturais comprimidos

No projeto de membros comprimidos, dependendo da configuração da seção, da espessura das paredes ou do comprimento da coluna deve-se considerar os seguintes tipos de colapso:

- ◊ Escoamento do material
- ◊ Flambagem global da coluna por flexão, torção ou por flexo-torção
- ◊ Flambagem local dos elementos individuais (paredes da seção)
- ◊ Flambagem por distorção da seção
- ◊ Interação de alguns modos de flambagem.

As prescrições da seção C4 do AISI(1991) são aplicáveis aos perfis comprimidos cuja resultante de todas as cargas atuantes passam pelo centro de gravidade da seção efetiva calculada para uma tensão f_n .

Para estes perfis a resistência de cálculo a compressão axial vale $\phi_c P_n$, a qual é determinada como a seguir:

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$\phi_c = 0,85$$

onde,

A_e = área efetiva calculada para a tensão f_n (ver item III.6)

f_n = é determinado como a seguir. Este parâmetro leva em consideração a flambagem global da barra.

$$\text{para } f_e > f_y/2 \quad f_n = f_y(1 - f_y/4f_e) \quad (\text{III.48})$$

$$\text{para } f_e \leq f_y/2 \quad f_n = f_e \quad (\text{III.49})$$

onde, f_e é o menor dos valores das tensões de flambagem por flexão, por torção ou por flexo-torção determinada de acordo com os itens (a) a (d) seguintes.

A fórmula (III.49) é usada para flambagem elástica e a fórmula (III.48) para flambagem inelástica. A equação (III.48) é aproximada, entretanto conservativa. Para um melhor entendimento das formulações acima deve-se analisar a figura III.6. Nesta figura o valor $\sqrt{2\pi^2 E / f_y}$ é o limite da razão (KL/r) , que corresponde a uma tensão igual a $f_y / 2$. Quando (KL/r) é maior que $(KL/r)_{lim}$ a coluna possui uma flambagem elástica, e quando (KL/r) é menor que $(KL/r)_{lim}$ a flambagem é inelástica.

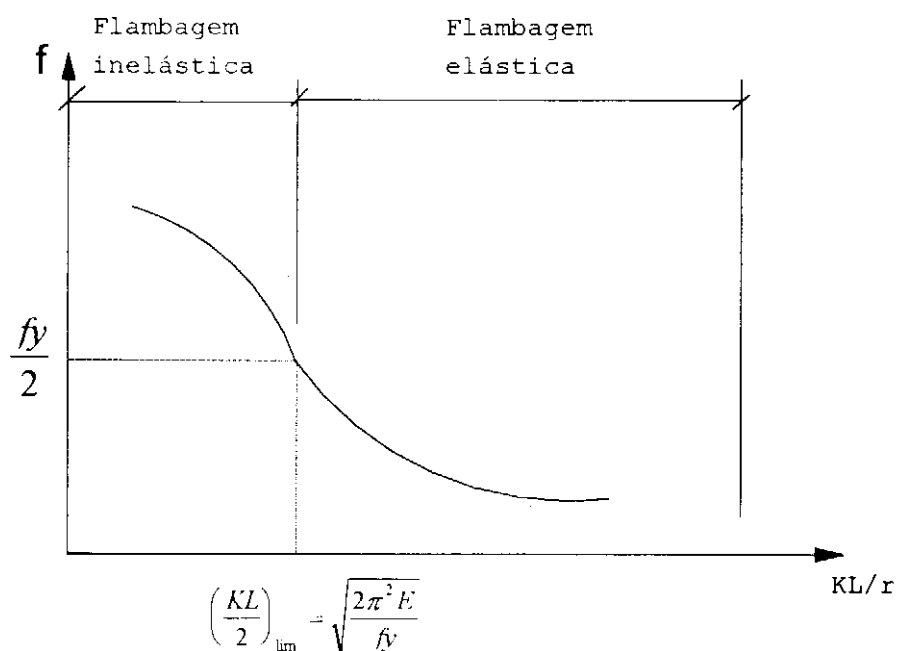


Figura III.6 - Tensão de flambagem de peças comprimidas (Curva de Flambagem)

Segundo o AISI(1991), para seções em forma de C, Z e cantoneiras simples com flanges não enrijecidos, P_n será tomado como o menor dos P_n calculados como antes (fórmulas III.47 a III.49) e como a seguir:

$$P_n = \frac{A\pi^2 E}{25,7(w/t)^2} \quad (\text{III.50})$$

onde

A = área total do perfil, da seção transversal sem redução

w = comprimento plano do elemento não enrijecido

t = espessura do elemento não enrijecido

O valor da tensão f_e de flambagem por flexão, por torção ou por flexo-torção é determinado como a seguir:

a) Seções não sujeitas a flambagem por torção ou flexo-torção

Para seções duplamente simétricas, seções fechadas, e outras seções que não podem estar sujeitas a flambagem por torção ou flexo-torção, a tensão de flambagem por flexão é dada pela fórmula de Euler:

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{(KL / r)^2} \quad (\text{III.51})$$

onde

E = módulo de elasticidade

K = coeficiente de flambagem

L = comprimento destravado de membro em estudo

r = raio de giração da seção transversal, sem redução.

b) Seções duplamente simétricas sujeitas a flambagem por torção ou flexão.

Usualmente seções fechadas não tem flambagem por torção, devido a sua rigidez torcional. Entretanto seções abertas de paredes finas duplamente simétricas podem flambar por flexão pura ou por torção pura.

Em seções duplamente simétricas como seções I ou cruciforme, o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade e a equação (III.52) deve ser resolvida para se determinar a carga crítica de flambagem:

$$(P_{CR} - P_x)(P_{CR} - P_y)(P_{CR} - P_z) = 0 \quad (\text{III.52})$$

A carga crítica de flambagem em P_{cr} será o menor valor, das três soluções da eq (III.52) dadas a seguir:

$$(P_{CR})_1 = P_x = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (III.53)$$

$$(P_{CR})_2 = P_y = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (III.54)$$

$$(P_{CR})_3 = P_z = \left[\frac{E\pi^2 C_w}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{r_0^2} \right) \quad (III.55)$$

onde

E = módulo de elasticidade

I_x e I_y = momentos de inércia em relação aos eixos principais x e y

K_x, K_y, K_t = coeficientes de flambagem em relação aos eixos x , y e para torção

G = módulo de elasticidade transversal

L_x, L_y, L_t - comprimento destravado dos membros em relação a x , y e para torção

C_w = constante de empenamento

J = constante de torção de Saint Venant

$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2$ pois $x_0 = 0$

r_x, r_y = raios de giração da seção transversal em relação aos eixos principais x e y

Consequentemente a tensão de flambagem f_e será dada pela equação (III.56):

$$f_e = \frac{P_{CR}}{A} \quad (\text{III.56})$$

onde

A é a área da seção transversal

c) Seções mono simétricas sujeitas a flambagem por torção ou flexo -torção

Dentre as seções mono simétricas citam-se as cantoneiras, as seções T, U e I com flanges desiguais. Para seções com o eixo x de simetria a carga crítica de flambagem pode ser determinada resolvendo-se a seguinte equação:

$$(P_{CR} - P_Y) \left[P_0^2 (P_{CR} - P_X)(P_{CR} - P_Z) - (P_{CR} - x_0)^2 \right] = 0$$

A carga crítica de flambagem P_k é a menor das três soluções dadas a seguir:

$$(P_{CR})_1 = P_Y = \frac{\pi^2 E I_Y}{(K_Y L_Y)^2} \quad (\text{III.58})$$

$$(P_{CR})_2 = \frac{1}{2\beta} \left[(P_X + P_Z) + \sqrt{(P_X + P_Z)^2 - 4\beta P_X P_Z} \right] \quad (\text{III.59})$$

$$(P_{CR})_3 = \frac{1}{2\beta} \left[(P_X + P_Z) - \sqrt{(P_X + P_Z)^2 - 4\beta P_X P_Z} \right] \quad (\text{III.60})$$

onde

$$\beta = 1 - (x_0/r_0)^2$$

e os demais parâmetros como especificados no item (b), acima.

A carga crítica de flambagem $(P_{CR})_3$ é sempre menor que $(P_{CR})_2$, e pode ser usada como carga crítica de flambagem por

flexo-torção. $(P_{CR})_3$ também é sempre menor que P_x e P_z , podendo ser maior ou menor que P_y . Então para se determinar a carga crítica de flambagem P_{CR} de uma peça comprimida, basta que se faça uma comparação entre $(P_{CR})_1$ e $(P_{CR})_3$.

Dividindo-se as equações (III.58) e (III.60) pela área A , da seção transversal, tem-se as tensões críticas de flambagem:

$$(f_e)_1 = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (III.61)$$

$$(f_e)_3 = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (III.62)$$

Onde

$$\sigma_{ex} = P_x / A \quad (III.63)$$

$$\sigma_t = P_z / A \quad (III.64)$$

e os demais parâmetros como definidos anteriormente.

O AISI(1991) considera que a tensão crítica de flambagem, para peças mono ou duplamente simétricas, como sendo o menor valor de f_e obtido das equações (III.61) e (III.62) e propõe uma fórmula alternativa para cálculo de $(f_e)_3$ que é dada a seguir:

$$(f_e)_3 = \frac{\sigma_t \sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (III.65)$$

Verifica-se que para seções mono simétricas poderá ocorrer flambagem por flexão em torno do eixo y ou por flexão em torno do eixo x associada a uma torção em relação ao centro de cisalhamento. O tipo de flambagem dependerá das dimensões da seção e do comprimento efetivo da coluna. Segundo Yu(1991), o comprimento critico L_{CR} que define o modo de flambagem (flexão ou flexo-torção) é o obtido quando se faz $P_y = (P_{CR})_3$. Isto

significa que se o comprimento efetivo é menor que o comprimento crítico ocorrerá flambagem por flexo-torção; caso contrário a flambagem é por flexão. Atualmente existem curvas que permitem determinar, a priori, se uma coluna, com uma dada seção e um dado comprimento de flambagem, estará sujeita a flambagem por flexão ou por flexo-torção. A figura III.7 mostra a curva típica para um perfil U enrijecido. Uma vez conhecidas as razões b/a e c/a das dimensões do perfil determina-se tL/a^2 . Se este valor for maior $(tL/a^2)_{lim}$ da curva tem-se uma flambagem por flexão, caso contrário a flambagem é por flexo-torção. Deve-se observar que os parâmetros a , b e c estão indicados na figura III.7, e que:

$$K_x L_x = K_y L_y = K_t L_t = L \quad (III.66)$$

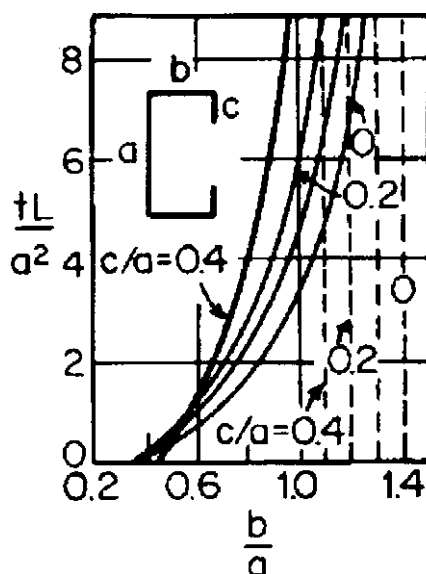


Figura III.7 - Modos de flambagem de perfis U enrijecidos
(Adaptado de Yu(1991))

d) Seções não simétricas

Para seções que não possuem simetria em relação a um eixo ou a um ponto, a flambagem ocorrerá por flexo-torção e o valor de P_{CR} será sempre menor que P_x , P_y e P_z . Neste caso a tensão crítica de flambagem será calculada por:

$$f_e = [(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t)^2 - 4(\sigma_{ex}\sigma_{ey}\sigma_t)(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey} + \sigma_t)}]x \quad (III.67)$$

$$x \left[\frac{1}{2(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey} + \sigma_t)} \right]$$

onde

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (III.68)$$

$$s_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (III.69)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_y L_y)^2} \right] \quad (III.70)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (III.71)$$

$$\alpha = 1 - (x_0/r_0)^2 - (y_0/r_0)^2 \quad (III.72)$$

$$\beta = 1 - (x_0/r_0)^2 \quad (III.73)$$

$$\gamma = 1 - (y_0/r_0)^2 \quad (III.74)$$

y_0 = distância do centro de cisalhamento ao centro de gravidade ao longo do eixo principal y .

Os demais parâmetros estão definidos em (b)

Para finalizar esta seção de barras comprimidas, deve-se notar que o AISI(1991) faz ainda as seguintes observações:

- ◊ Cantoneiras devem ser projetadas para resistirem a uma força P_u atuando simultaneamente com um momento igual a $P_u L/1000$, aplicado sobre o eixo principal mínimo, provocando compressão nas extremidades das abas das cantoneiras.
- ◊ índice de esbeltez de peças comprimidas não deverá exceder a 200, exceto durante a construção quando não deverá ultrapassar 300.

III.5 CARGA AXIAL COMBINADA COM FLEXÃO

Segundo o AISI (1991), os esforços aplicados P_u , M_{ux} e M_{uy} serão resistidos, por uma barra se as seguintes desigualdades forem satisfeitas:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_{nx}} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_{ny}} \leq 1,0 \quad (\text{III.75})$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{n0}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (\text{III.76})$$

Para barras onde $P_u/\phi_c P_n \leq 0,15$ a fórmula (III.77) poderá ser utilizada no lugar das fórmulas (III.75) e (III.76).

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (\text{III.77})$$

onde

P_u = força axial atuante

M_{ux} e M_{uy} = momentos fletores atuantes em relação aos eixos centrais da seção efetiva

P_n = Resistência nominal a compressão centrada determinada de acordo com o item III.4

P_{n0} = Resistência nominal a compressão calculada de acordo com o item III.4, com $f_n=f_y$

M_{nx} e M_{ny} = Resistências nominais a flexão em relação aos eixos centrais, determinado de acordo com o item III.2.

$1/\alpha_{nx}$, $1/\alpha_{ny}$ - fatores de amplificação, onde

$$\frac{1}{\alpha_n} = 1 / \left[1 - \frac{P_u}{\phi_c P_E} \right] \quad (\text{III.78})$$

$\phi_b = 0,95$ ou $0,90$: coeficientes de resistência definidos no item III.2.2.

$\phi_b = 0,90$: coeficiente de resistência definido no item III.2.3

$\phi_b = 0,85$: coeficiente de resistência definido no item III.4

P_e é calculado por:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_b}{(K_b L_b)^2} \quad (\text{III.79})$$

I_b = momento de inércia da seção completa, sem redução, em relação ao eixo de flexão.

L_b = comprimento destravado no plano de flexão.

K_b = coeficiente de flambagem no plano de flexão

C_{mx} e C_{my} = coeficientes cujos valores são tomados como a seguir:

◊ Para membros comprimidos de estruturas sujeitas a transição dos nós:

$$C_m = 0,85$$

◊ Para membros comprimidos de estruturas indeslocáveis, e não sujeitas a carga transversal entre seus apoios no plano de flexão.

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (\text{III.80})$$

onde

M_1/M_2 é a razão entre o menor e o maior momento nas extremidades do membro considerado. M_1/M_2 é positivo quando o membro é fletido em curvatura reversa, e negativo quando é fletido em curvatura simples.

◊ Para membros comprimidos de estruturas indeslocáveis e sujeitos a carga transversal entre os apoios, tem-se:

a) Para membros cujas extremidades são engastadas:

$$C_m = 0,85$$

b) Para membros cujas extremidades não são engastadas

$$C_m = 1,0.$$

III.6 DETERMINAÇÃO DAS LARGURAS EFETIVAS

III.6.1 Generalidades

Os perfis formados a frio apresentam a razão largura-espessura grande. Então podem estar sujeitos a flambagem local a uma tensão menor que a tensão de escoamento, quando sujeitos a compressão ou a flexão. Deve-se então utilizar de artifícios que permitam considerar a resistência pós-flambagem, sem que ocorra falha da estrutura por flambagem local. O estudo do comportamento pós crítico através da equação diferencial não linear de equilíbrio de Von Karman é bastante complexo. Com o objetivo de facilitar o tratamento das placas esbeltas em regime pós crítico Von Karman propôs o método das larguras efetivas.

Serão apresentados, neste capítulo, as determinações das larguras efetivas dos seguintes elementos, existentes nos perfis utilizados nas estruturas de telhado:

◊ Elementos enrijecidos sujeitos a compressão uniforme.

- ◊ Elementos enrijecidos sujeitos a compressão não-uniforme
- ◊ Elementos não enrijecidos sujeitos a compressão uniforme
- ◊ Elementos não enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme
- ◊ Elementos com borda enrijecedora sujeitos a compressão uniforme

III.6.2 Elementos Enrijecidos Sujeitos a Compressão Uniforme

Quando um elemento enrijecido está sujeito a compressão uniforme, não ocorrerá o colapso quando a tensão de flambagem local é atingida. Uma carga adicional pode ser suportada devido a uma redistribuição de tensões. Este fenômeno é conhecido como resistência pós-flambagem, e é mais pronunciada em elemento com razão w/t grande. Deve-se esclarecer que antes de ser atingida a carga crítica, para flambagem local, a distribuição de tensões é uniforme conforme mostra a figura III.8(a). Após a flambagem local ocorrerá uma redistribuição de tensões e a faixa do centro transfere tensões para as faixas laterais, surgindo uma distribuição não uniforme de tensões, conforme mostra a figura III.8.b. A redistribuição continua até que a tensão dos bordos atinja $f_{máx}$, que é a tensão que leva a flambagem global da peça. A tensão $f_{máx}$ vale f_n , em peças sujeitas a compressão centrada, e f_y em peças fletidas dimensionadas de acordo com o processo I do item III.2.2. Pode-se então definir a largura efetiva b como sendo a largura fictícia, no qual a tensão nos bordos atinge $f_{máx}$ (ver figura III.8.c)

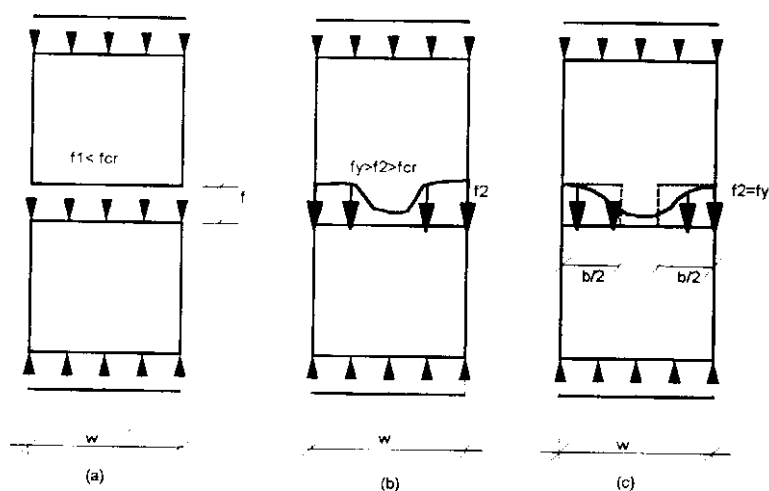


Figura III.8 - Distribuição de tensões pós-flambagem.

O AISI (1991), propõe que a largura efetiva de elementos enrijecidos, sujeitos a compressão uniforme, seja determinado como a seguir:

$$b=w \text{ quando } \lambda \leq 0,673 \quad (\text{III.81})$$

$$b=\rho w \text{ quando } \lambda > 0,673 \quad (\text{III.82})$$

onde, w - comprimento indicado na figura III.9

b - comprimento indicado na figura III.9

ρ - parâmetro dado pela fórmula de Winter:

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

λ - índice de esbeltez, determinado como a seguir:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

onde

t é a espessura do elemento enrijecido.

E = módulo de elasticidade.

K = coeficiente de flambagem.

$K=4$ - para elementos enrijecidos suportados por alma de cada lado

f = tensão determinada de acordo com o tipo de esforço solicitante, compressão ou flexão, e como a seguir:

Para membros fletidos:

(1) Se o procedimento I da seção III.2.2 é usado, $f=f_y$ se o escoamento inicial corre na compressão do elemento considerado. Se o escoamento inicial é na tração, a tensão de compressão f será determinada com base na seção efetiva em M_y (momento que causa escoamento inicial)

(2) Se o procedimento II da seção III.2.2 é usado, então f é a tensão do elemento considerado em M_n , determinado com base na seção efetiva.

(3) Se a seção III.2.3 é usada, então f é a tensão M_c/S_f .

Para membros comprimidos f é igual a f_n , determinado conforme item III.4

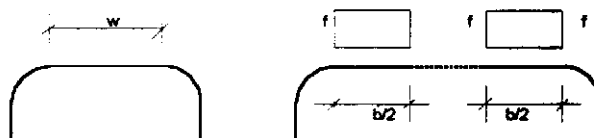


Figura III.9 - Largura efetiva dos elementos enrijecidos sujeitos a compressão uniforme.

III.6.3 Elementos Enrijecidos Sujeitos a Compressão não Uniforme

A análise de elementos enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme é bastante trabalhosa. Por esta razão utilizam-se critérios de projeto baseado em resultados de testes.

O AISI (1991) propõe que as larguras efetivas, b_1 e b_2 , conforme a fig 111.10, sejam determinadas pelas seguintes fórmulas:

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \phi)} \quad (\text{III.85})$$

Para $\Psi \leq -0,236$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} \quad (\text{III.86})$$

$b_1 + b_2$ não deverão exceder a porção comprimida da alma

Para $\Psi > 0,236$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad (\text{III.87})$$

onde

b_e - largura efetiva b determinada de acordo com o item III.6.2

onde f é substituído por f_1 e K é determinado como a seguir:

$$k = 4 + 2(1 - \phi)^3 + 2(1 - \phi) \quad (\text{III.88})$$

$$y = f_2 / f_1 \quad (\text{III.89})$$

f_1, f_2 - tensões mostradas na figura III.10

f_1 - é compressão (+) e f_2 pode ser compressão ou tração (-).

No caso de f_1 e f_2 serem tensões de compressões $f_1 \geq f_2$

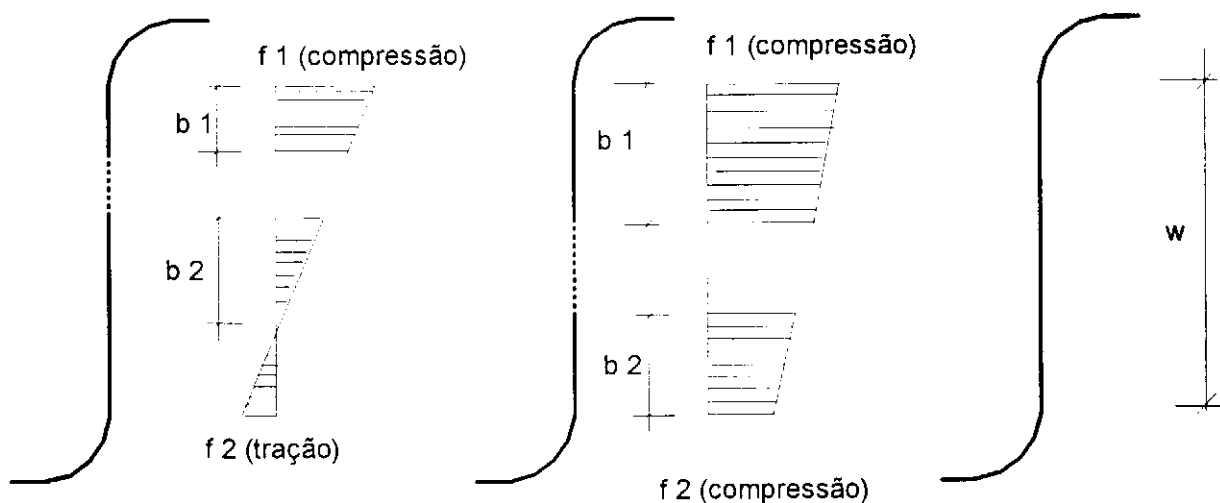


Figura III.10 - Comprimentos efetivos em elementos enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme.

III.6.4 Elementos não Enrijecidos Sujeitos a Compressão Uniforme

O AISI (1991) propõe que a largura efetiva, b , de elementos comprimidos não enrijecidos, com compressão uniforme, seja calculada de acordo com a seção III.6.2 com exceção que K é tomado como 0,43 e w conforme figura III.11

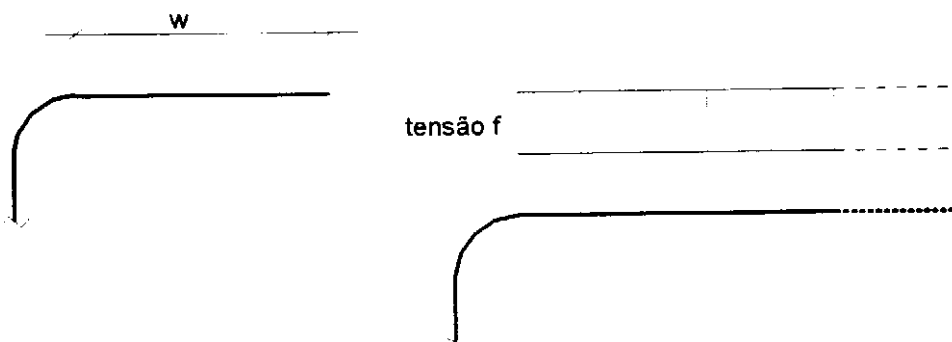


Figura III.11 - Dimensão w de elementos não enrijecidos.

III.6.5 Elementos não Enrijecidos Sujeitos a Compressão não Uniforme

Para os casos de vigas fletidas, no qual o elemento não-enrijecido é perpendicular ao eixo neutro, a tensão de compressão é não uniforme, e varia proporcionalmente a distância do eixo neutro, conforme figura III.12.

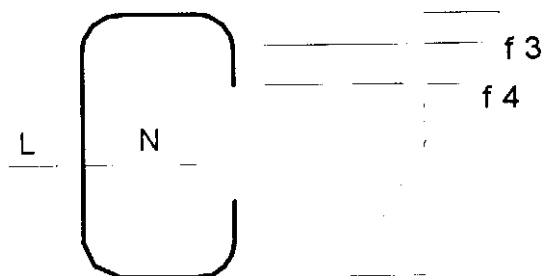


Figura III.12 - Tensões nos elementos não enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme

O AISI (1991) propõe que nestes casos, a largura efetiva, b , seja determinada de acordo com o item III.6.2, considerando $f=f_3$ e $K=0,43$ (ver figura III.13).

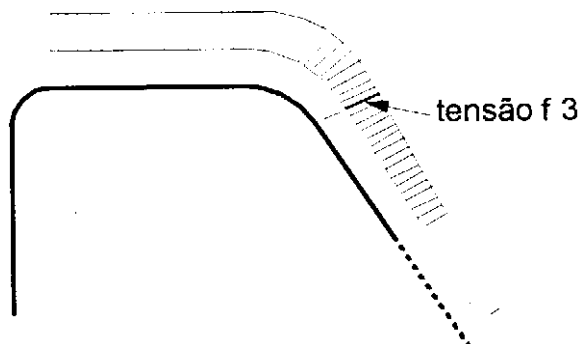


Figura III.13 - Tensão f_3 em elementos não enrijecidos sujeitos a compressão não uniforme.

III.6.6 Elementos com Borda Enrijecedora Sujeitos a Compressão Uniforme

O AISI (1991) propõe que a largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com bordo enrijecedor, seja calculada como a seguir:

a) Caso 1: $w/t < 5/3$

$$I_a = 0 \quad (\text{III.90})$$

$$b = w \quad (\text{III.91})$$

$$ds = d's \text{ para a borda enrijecedora} \quad (\text{III.92})$$

$$As = A's \quad (\text{III.93})$$

b) Caso II: $S/3 < w/t < S$

$$I_a/t^4 = 399 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 = I_s / I_a \leq 1,0 \quad (\text{III.95})$$

$$C_1 = 2 - C_2 \quad (\text{III.96})$$

b é calculado de acordo com a seção III.6.2 onde,

$$k = [4,82 - 5(D/W)](I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/W) \quad (\text{III.97})$$

para $0,8 \geq D/w > 0,25$

$$k = 3,57(I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 4,0$$

para $D/W \leq 0,25$ (III.98)

$$d_s = d's(I_s / I_a) \leq d's \text{ para a borda enrijecedora } A_s = A's(I_s / I_a) \leq A's \quad (\text{III.100})$$

c) Caso III

$$I_a / t^4 = [115(w/t)/S] + 5 \quad (\text{III.101})$$

C_1 , C_2 , b , k , d_s , A_s são calculados como no caso II com $n=1/3$

onde

I_a - momento de inércia do enrijecedor, para o qual o elemento comprimido se comportará como elemento enrijecido

I_s - Momento de inércia de toda a borda enrijecedora em relação ao eixo central paralelo ao elemento a ser enrijecido. O contorno da curva entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não é considerado.

$$I_s = d^3 t \sin^2 \theta / 12 \quad (\text{III.102})$$

b - largura efetiva do elemento enrijecido, uniformemente comprimido.

w - largura do elemento comprimido enrijecido, sem contar as partes curvas, conforme figura III.14.

t - espessura do elemento comprimido.

C_1 - coeficiente definido na figura III.16.

C_2 - coeficiente definido na figura III.16.

$$S = 1,28\sqrt{E/f} \quad (\text{III.103})$$

f - tensão no elemento comprimido enrijecido, determinado de acordo com o exposto no item III.6.2

D - comprimento total definido na figura III.14.

d - comprimento definido na figura III.14 (ver figura III.15)

d'_s - comprimento efetivo do bordo enrijecedor calculado de acordo com a seção III.6.4 (ver fig III.15)

d_s - comprimento efetivo reduzido do bordo enrijecedor, deve ser usado no cálculo das propriedades efetivas da seção (ver figura III.15)

k - coeficiente de flambagem

A'_s - área efetiva do bordo enrijecedor. O contorno entre o elemento enrijecido e o enrijecedor não é contado.

$$A'_s = d'_s t \quad (\text{III.104})$$

A_s - área reduzida do bordo enrijecedor

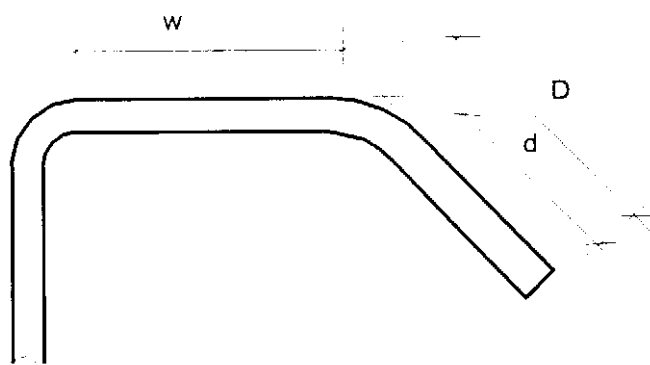


Figura III.14 - Dimensões dos elementos com bordas enrijecedoras

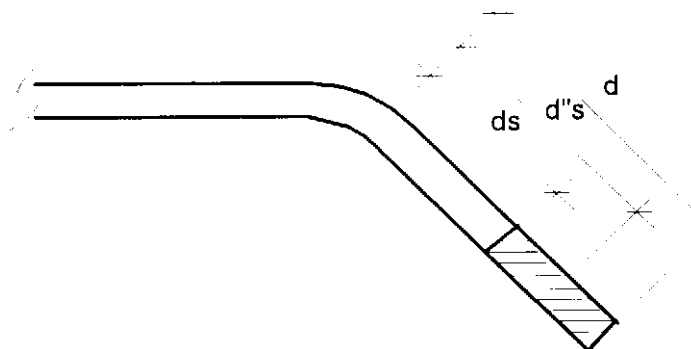


Figura III.15 - Dimensões da borda enrijecedora

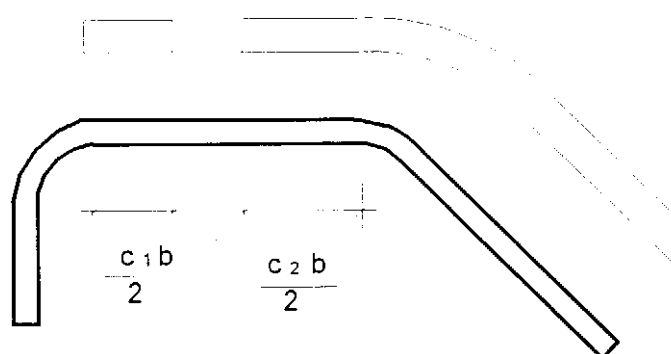


Figura III.16 - Largura efetiva dos elementos com borda enrijecedora sujeitos a compressão uniforme

III.6.7 Determinação da Área Efetiva

A área efetiva, de uma determinada seção transversal, é dada pela seguinte fórmula:

$$A_{ef} = (\sum b + \sum c) t \quad (III.105)$$

onde

b = larguras efetivas dos elementos que compõe o perfil

c = comprimentos dos trechos curvos do perfil

t = espessura dos elementos da seção transversal

III.7 VERIFICAÇÕES EM PEÇAS FLETIDAS

III.7.1 Web Crippling

Web Crippling de vigas é a flambagem da alma ocasionada por força ou reação de apoio elevada. A figura III.17 mostra tipos de falha por Web Crippling.

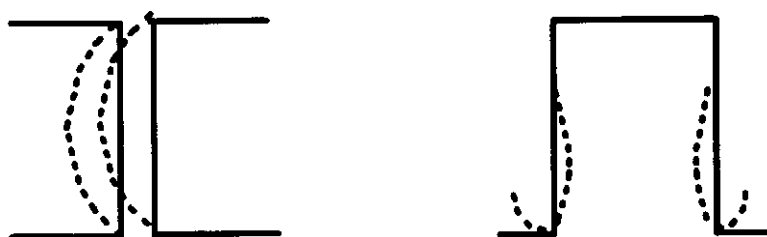


Figura III.17 - Web Crippling

As prescrições do AISI (1991) são válidas para membros fletidos, sujeitos a cargas concentradas ou a reações de apoio atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal do membro, no plano da alma em consideração, e causando tensão de compressão na alma.

Para evitar Web Crippling de almas não reforçadas com razão h/t menor ou igual a 200, o esforço aplicado por carga concentrada e reações não deverá exceder $\phi_w P_n$ onde $\phi_w = 0,75$ e $0,80$ para almas simples não reforçadas e seções I, respectivamente, e P_n dado pela tabela III.1. Almas de membros fletidos, cuja razão h/t é maior que 200, devem ser providas de meios adequados de transmissão de carga concentrada.

As fórmulas da tabela III.1 podem ser aplicadas quando $R/t \leq 6$.

Nestas fórmulas, P_n é determinado para perfis com uma alma cheia. Para duas ou mais almas, P_n deverá ser computado para cada alma individual, e os resultados somados para se obter a carga nominal do conjunto de almas.

Tabela III.1 - Determinação de P_n

		Perfis tendo uma alma simples		Perfis I ou seções similares
		Flanges enrijecidos ou parcialmente enrijecidos	Flange não enrijecido	Flanges enrijecidas, parcialmente enrijecidas e não enrijecidas
$S > 1,5h$	$de \leq 1,5h$	eq III.106	eq III.107	eq III.108
	$de > 1,5h$	eq III.109	eq III.109	eq III.110
$S \leq 1,5h$	$de \leq 1,5h$	eq III.111	eq III.111	eq III.112
	$de > 1,5h$	eq III.113	eq III.113	eq III.114

$$t^2 k C_3 C_4 C_0 [331 - 0,61(h/t)] [1 + 0,01(N/t)] \quad (\text{III.106})$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_q [217 - 0,28(h/t)] [1 + 0,01(N/t)] \quad (\text{III.107})$$

Quando $N/t > 60$ o fator $[1 + 0,01(N/t)]$ deve ser trocado para $[0,71 + 0,015(N/t)]$

$$t^2 F_y C_6 (10,0 + 1,25 \sqrt{N/t}) \quad (\text{III.108})$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_0 [538 - 0,74(h/t)] [1 + 0,007(N/t)] \quad (\text{III.109})$$

Quando $N/t > 60$ o fator $[1 + 0,007(N/t)]$ deve ser trocado por $[0,75 + 0,0011(N/t)]$

$$t^2 F_y C_5 (0,88 + 0,12m) (15,0 + 3,25 \sqrt{N/t}) \quad (\text{III.110})$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_0 [244 - 0,57(h/t)] [1 + 0,001(N/t)] \quad (\text{III.111})$$

$$t^2 F_y C_8 (0,64 + 0,31m) (10,0 + 1,25 \sqrt{N/t}) \quad (\text{III.112})$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_0 [771 - 2,26(h/t)] [1 + 0,0013(N/t)] \quad (\text{III.113})$$

$$t^2 F_y C_7 (0,82 + 0,15m) (15,0 + 3,25 \sqrt{N/t}) \quad (\text{III.114})$$

onde

ϕ_w = fator de resistência para Web Crippling

P_n - Esforço nominal para carga concentrada ou reação

$$C_1 = (1,22 - 0,22K) \quad (\text{III.115})$$

$$C_2 = (1,06 - 0,06R/t) \leq 1,0 \quad (\text{III.116})$$

$$C_3 = (1,33 - 0,33K) \quad (\text{III.117})$$

$$C_4 = (1,15 - 0,15R/t) \leq 1,0 \text{ não menor que } 0,50 \quad (\text{III.118})$$

$$C_5 = (1,49 - 0,53K) \geq 0,6 \quad (\text{III.119})$$

$$C_6 = 1 + \left(\frac{h/t}{750} \right) \text{ quando } h/t \leq 150 \quad (\text{III.120})$$

$$C_6 = 1,20 \text{ quando } h/t > 150 \quad (\text{III.121})$$

$$C_7 = 1/k \text{ quando } h/t \leq 66,5 \quad (\text{III.122})$$

$$C_7 = \left[1,10 - \frac{h/t}{665} \right] \frac{1}{k} \text{ quando } h/r > 66,5 \quad (\text{III.123})$$

$$C_8 = \left[0,98 - \frac{h/t}{865} \right] \frac{1}{k} \quad (\text{III.124})$$

$$C_\theta = 0,7 + 0,3(\theta/90)^2 \quad (\text{III.125})$$

f_y = tensão limite de escoamento da alma

h = comprimento da parte plana da alma

$$k = f_y/33 \text{ onde } f_y \text{ é dada em ksi} \quad (\text{III.126})$$

$$m = t/0,0075 \quad (\text{III.127})$$

t = espessura da alma, em polegadas

N = comprimento do suporte da carga, em polegadas. Para o caso de duas cargas concentradas iguais e opostas aplicadas em comprimentos desiguais (Ver figura III.18), deverá ser tomado o menor valor de N .

R = raio interno do perfil

θ = ângulo entre o plano da alma e o plano da superfície de suporte $\geq 45^\circ$ mas não maior que 90° .

s = distância entre cargas aplicadas (ver figura III.18)

de = distância da borda do suporte a borda da viga (ver figura III.18)

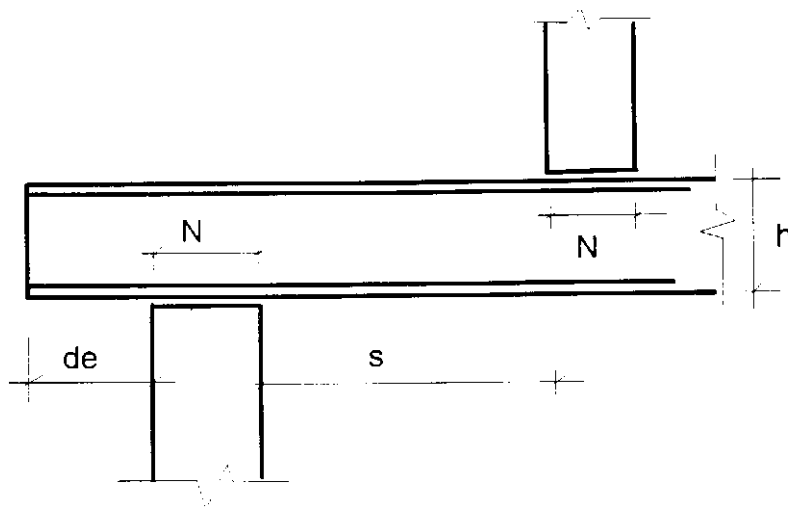


Figura III.18 - Dimensões utilizadas nas expressões para verificação do Web Crippling

As peças fletidas sujeitas a combinação de flexão e cargas concentradas ou reações devem ser verificadas analisando-se a interação dos dois efeitos, conforme item C.3.5 do AISI (1991). Entretanto, para as estruturas propostas de telhados, a única carga concentrada que existe é a reação de apoio e no seu ponto de aplicação o momento fletor é nulo. Por esta razão, não serão apresentadas neste capítulo as fórmulas que levam em conta a interação momento fletor e Web Crippling.

O dimensionamento dos enrijecedores será omitido porque não serão usados nas estruturas de telhados.

III.7.2 Shear Lag

Segundo Cheng (1988), o efeito devido às deformações de cisalhamento na distribuição de tensões nos flanges de membros fletidos é desprezível. Entretanto, se o flange do membro é bastante largo em relação ao vão, o efeito da deformação por cisalhamento nas tensões de flexão é importante. Como consequência, tensões não uniformes aparecem nos flanges

tracionados e comprimidos, conforme mostra a figura III.19, para vigas I e caixa. Este fenômeno é chamado de Shear Lag.

Hildebrand e Reissner concluíram, segundo Yu(1991), que a intensidade de shear lag depende não apenas do modo de carregamento e apoio e da razão do vão sobre largura do flange, mas também da razão G/E e da razão $m=(3I_w+I_s)/(I_w+I_s)$, onde I_w e I_s são os momentos de inércia da alma e dos flanges em relação ao eixo neutro da viga.

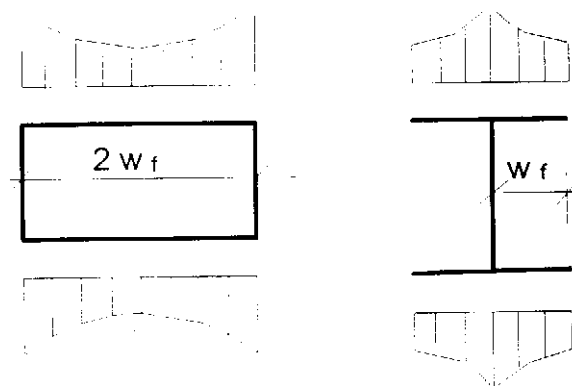


Figura III.19 - Efeito Shear Lag

O conceito de largura efetiva pode ser aplicado quando o fenômeno de shear lag é importante. Deve-se considerar a largura dos flanges comprimidos e tracionados reduzidos para se levar em conta este efeito.

Baseado nos estudos de Winter o AISI (1991) prescreve que, para vigas com vãos inferiores a $30 W_f$ e que suportam carga concentrada ou várias cargas espaçadas de uma distância maior de $2W_f$, a largura efetiva, do flange comprimido e do flange tracionado, deve ser determinado pela tabela III.2.

Tabela III.2 - Largura efetiva dos flanges considerando o efeito de Shear Lag.

L/W_f	R	L/W_f	R
30	1,00	14	0,82
25	0,96	12	0,78
20	0,91	10	0,73
18	0,89	8	0,67
16	0,86	6	0,55

onde

L = vão para viga simplesmente apoiada ou distância entre pontos de inflexão para vigas contínuas.

W_f = largura do flange projetada além da alma para vigas I e seções similares, e metade da distância entre almas para seções caixa ou U. Para flanges, de vigas I e seções similares, enrijecidos por enrijecedores de bordas, W_f será tomado como a soma da projeção do flange além da alma com a altura do enrijecedor

R = razão entre a largura efetiva de projeto do flange e a largura do mesmo não reduzida.

III.7.3 Flange Curling

Quando o flange de um perfil é muito largo, este tende a se deformar quando sujeito à flexão, conforme mostra a figura 111.20. Isto é devido ao efeito da curvatura longitudinal de flexão e às tensões de flexão. Então deve-se limitar esta quantidade de deformação.

O AISI (1991) prescreve que quando se deseje limitar a quantidade de Flange Curling deve-se limitar o valor de W_f ao calculado de acordo com a equação III.128

$$W_f = \sqrt{0,061 t d E / f_{av}} \sqrt[4]{(100 C_f / d)} \quad (\text{III.128})$$

onde

W_f = comprimento do flange projetado além da alma ou metade da distância entre as almas para perfis caixa ou U

t = espessura do flange

d = altura da viga

f_{av} = tensão média na seção plena sem redução da largura do flange. A tensão média é igual a tensão máxima multiplicada pela razão da largura efetiva e da largura não reduzida.

C_f = intensidade de curling. A intensidade de curling que será tolerada para cada tipo de seção será determinada pelo projetista. Uma quantia de ordem de 5% da seção não é considerada excessiva.

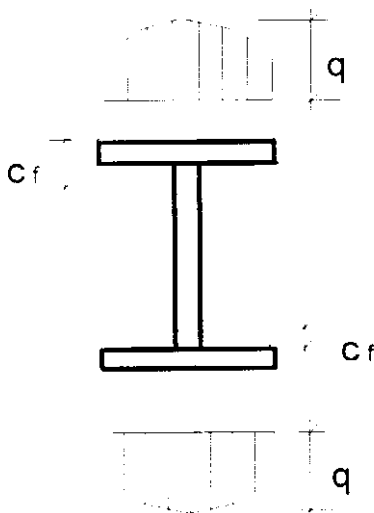


Figura III.20 - Flange curling de vigas

III.8 CONDIÇÕES DE TRAVAMENTO EM VIGAS U

Será estudado apenas o travamento de perfis U, sem flange conectado à cobertura, por ser apenas este o caso necessário ao cálculo de estruturas de telhado.

Um perfil solicitado por carga aplicada no plano da alma, e cuja linha de ação não passa pelo centro de cisalhamento, pode sofrer rotação conforme mostra a figura III.21.

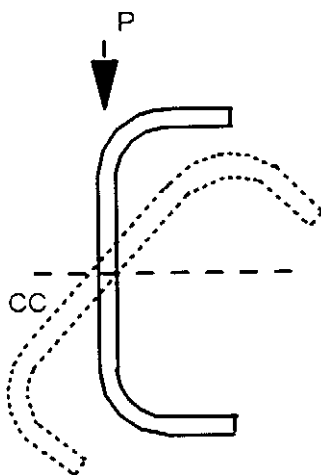


Figura III.21 - Rotação de vigas

Se o espaçamento entre os travamentos for grande esta rotação acarretará um esforço adicional. Segundo Yu (1991), quando a distância entre os travamentos de perfis U enrijecidos é aproximadamente igual a 0,478 vezes o vão, a carga ultima é praticamente a mesma, que a de uma peça travada continuamente. Este efeito é visto na figura III.22. Estudos tem mostrado que, na realidade, não há necessidade de se usar mais que três travamentos para se obter uma tensão extra da ordem de 15%. Verificou-se também que se a tensão extra for limitada em 15%, a rotação a viga será da ordem de $1,5^\circ$ quando a deformação no meio do vão for da ordem de $1/360$ do vão (ver figura III.23).

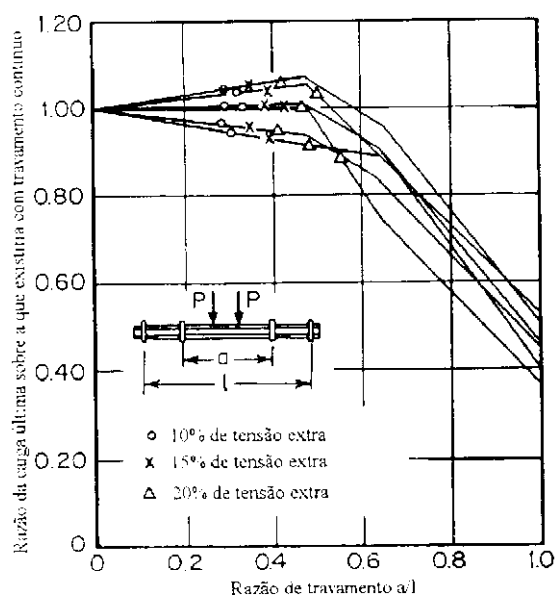


Figura III.22 - Efeito do uso de travamentos (Adaptado de Yu(1991))

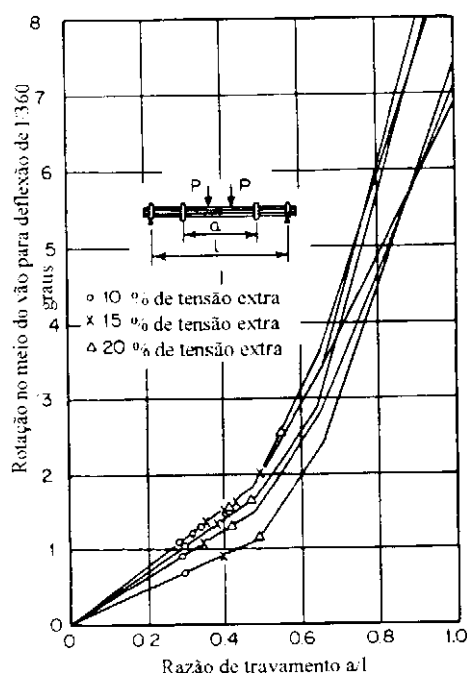


Figura III.23 - Rotação para cargas que provocam uma deflexão central do vão/360 (Adaptado de Yu(1991))

O AISI (1991) prescreve que o número de travamentos deve ser tal que o máximo deslocamento lateral do flange não exceda ao vão dividido por 360. Propõe, também que os travamentos estejam ligados ao flange superior e inferior do perfil, e que sejam dispostos em intervalos menores que $\frac{1}{4}$ do vão.

Cada travamento intermediário, no flange superior e inferior, deverá ser projetado para resistir a uma força P_L determinada como a seguir:

(a) Para carga uniforme: $P_L = 1,5K'$ vezes a carga majorada dentro de uma distância $0,5a$ de cada lado do travamento.

(b) Para carga concentrada: $P_L = 1,0K'$ vezes cada carga concentrada dentro de uma distância de $0,3a$ de cada lado do travamento, acrescida de $1,4K' (1-x/a)$ vezes cada carga concentrada majorada localizada mais distante de $0,3a$ mas não mais distante que $1,0a$ do travamento.

Nas fórmulas acima:

x = distância da carga concentrada ao travamento

a = distância entre a linha de centro dos travamentos

$$K' = m/d \quad (\text{III.129})$$

m = distância do centro de cisalhamento ao plano médio da alma

d = altura da viga U

III.9 RELAÇÕES LARGURA-ESPESSURA MÁXIMAS, SEGUNDO O AISI (1991)

III.9.1 Máximas Relações Largura-Espessura de Flanges

A relação máxima admissível entre a largura do flange e sua espessura, w/t , desprezando enrijecedores intermediários, será adotada como a seguir:

- (1) Elementos comprimidos enrijecidos tendo uma borda longitudinal conectada a uma alma ou flange e a outra enrijecida por:
 - enrijecedor simples de borda - 60
 - qualquer outro tipo de enrijecedor tendo $I_s > I_a$ e $D/W < 0,8$, de acordo com o exposto no item III.6.5 - 90
- (2) Elementos comprimidos enrijecidos com ambas as bordas longitudinais conectadas a outros elementos enrijecidos - 500.
- (3) Elementos comprimidos não enrijecidos e elementos com enrijecedores de borda tendo $I_s < I_a$ e $D/W < 0,8$, de acordo com o exposto no item III.6.5 - 60

Observações:

Elementos comprimidos não enrijecidos que tenham w/t excedendo a 30 e elementos comprimidos enrijecidos com w/t excedendo 250 provavelmente desenvolvem grandes deformações, sem afetar entretanto a resistência requerida.

Elementos enrijecidos com razão w/t maior que 500 podem ser usados para suportar cargas requeridas, entretanto grandes

deformações invalidam o uso das fórmulas das especificações do AISI(1991).

III.9.2 Máximas Relações Altura-Espessura da Alma

A razão h/t da alma de membros fletidos não deverá exceder os seguintes limites:

- Para almas não reforçadas - 200.
- Para almas providas de enrijecedor transversal:
 - Quando utilizados apenas enrijecedores de apoio - 260.
 - Quando são utilizados enrijecedores de apoio e enrijecedores intermediários - 300.

onde

h = altura da parte plana da alma

t = espessura da alma

Quando a alma for composta de duas ou mais chapas, a relação h/t deverá ser calculada para cada chapa individual.

CAPÍTULO IV

MATERIAIS UTILIZADOS

IV.1- AÇO

O aço utilizado no cálculo das estruturas de telhado é o USI SAC-41, da USIMINAS. Este aço apresenta limite de escoamento nominal da ordem de $24,5 \text{ kN/cm}^2$, tendo sido adotado o valor de $25,0 \text{ kN/cm}^2$ nos cálculos, e limite de resistência à tração de $40,2$ a $51,0 \text{ kN/cm}^2$, tendo sido adotado o valor de $40,0 \text{ kN/cm}^2$ nos cálculos. Os perfis formados a frio foram obtidos de tiras a quente com a composição química especificada no quadro IV.1.

Quadro IV.1- Composição química de tiras a quente de aço USI SAC-41

Componente	Porcentagem
C	0,18
Cu	0,25 a 0,50
Cr	0,40 a 0,65
Si	$\leq 0,35$

Os aços USI SAC-41 podem ser utilizados sem os revestimentos de pintura, porque se desenvolve sobre os mesmos uma camada de óxidos compacta e aderente e com características protetoras, quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem. O projeto deve propiciar condições adequadas para que esta camada de óxidos seja formada. A resistência a corrosão deve ser assegurada também pelo metal da solda. Para isto, deve-se

utilizar um metal de solda ligeiramente mais nobre que o do metal base. Entretanto, em ambientes marinhos recomenda-se o uso de pintura.

Quanto a soldagem, os aços USI SAC são soldáveis com processos de soldagem à arco tão facilmente quanto os aços-carbono comuns. Ensaio realizados comprovam estas informações.

Quanto à trabalhabilidade, os aços da série USI SAC podem ser trabalhados de maneira similar à dos aços-carbono comuns e não necessita de cuidados especiais no que se refere aos trabalhos a frio e a quente, corte a maçarico e desempenamento. No caso de perfurações deve-se trabalhar com velocidades mais baixas que as utilizadas para aços-carbono. As condições de trabalho a quente devem ser semelhantes as empregadas para aços-carbono comuns. Quanto a velocidade de corte com o maçarico deve ser utilizada a mesma dos aços-carbono comuns. O aquecimento usado para o desempenamento é o mesmo dos aços-carbono comuns.

IV.2- CHAPAS

As chapas especificadas são as que se encontram normalmente disponíveis no mercado. Em geral, apresentam as seguintes espessuras: 6,3 mm, 8 mm, 9,5 mm, 12,5 mm, 16 mm, 19 mm, 22 mm e 25 mm. Eoram usadas também chapas finas com as seguintes espessuras: 2mm, 2,25mm, 2,65mm, 3mm, 3,35mm, 3,75mm, 4,25mm e 4,75mm.

IV.3- CHUMBADORES E PARAFUSOS

Os chumbadores são parafusos comuns sendo especificados os que se encontram normalmente disponíveis no mercado. Em geral, apresentam os seguintes diâmetros: 3/8", 1/2", 5/8" e 3/4".

IV.4- SOLDA

São especificadas soldas E70XX por serem compatíveis com o metal base. Estas soldas foram consideradas como tendo

resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo igual a 48,5 kN/cm².

IV.5- PERFIS

Os cálculos das estruturas de telhado são feitos utilizando-se perfis formados a frio tais como os da tabela da TECNOFER S.A. Indústria e Comércio. Apenas nas diagonais das estruturas treliçadas foram consideradas cantoneiras formadas a frio segundo catálogo, da COSIPA.

Deve-se observar que sempre que dois perfis possuírem a mesma área far-se-á a opção pelo que tiver maior momento de inércia, devido a sua maior resistência à flexão.

CAPÍTULO V

AÇÕES E SEGURANÇA

V.1. INTRODUÇÃO

No cálculo das estruturas de aço para telhados deve-se determinar inicialmente as cargas atuantes e posteriormente as suas combinações. Neste estudo, foram considerados, atuando nos telhados, os seguintes tipos de cargas:

- ♦ Peso próprio;
- ♦ Sobrecarga;
- ♦ Vento.

No método dos estados limites, resistência e ação são minorada e majorada, respectivamente, para se levar em consideração as incertezas e variações nos seus valores. Na verdade, as ações e resistências não são grandezas determinísticas apresentando regularidade estatística. Os coeficientes utilizados para minorar ou majorar as cargas se encontram nos item V.5 e levam em consideração variações de análise, carregamento, propriedades do material e fabricação.

Deve-se observar que as ações e os seus coeficientes de ponderação não foram considerados seguindo as normas americanas, e sim as brasileiras, para que estes fatores estejam de acordo com a realidade do país.

V.2. PESO PRÓPRIO

Os pesos próprios de estruturas são determinados baseados na densidade e no volume dos materiais. O peso próprio da estrutura de aço não apresenta grandes variações em relação ao valor estimado, devido a precisão de suas dimensões. Neste estudo, os pesos próprios foram definidos visando o posterior dimensionamento.

O coeficiente de segurança deste carregamento deve levar em consideração a incerteza do valor da ação, as incertezas em relação ao modelo da ação (uso de carga uniformemente distribuída, por exemplo) e ao modelo da estrutura.

Para a determinação dos pesos próprios das estruturas de telhado, considerou-se:

- ♦ peso das telhas úmidas;
- ♦ peso da estrutura de aço;

Considerou-se também que:

- a) O peso da telha colonial seca é $0,75 \text{ kN/m}^2$, segundo Moliterno (1985).
- b) O peso da telha úmida é 30% maior que o da telha seca, valendo $0,975 \text{ kN/m}^2$, segundo Moliterno (1985).
- c) O peso da telha está distribuído no plano inclinado do telhado, segundo Moliterno (1985).
- d) O peso da telha úmida no plano horizontal será de $1,08 \text{ kN/m}^2$, considerando o ângulo usual de inclinação dos telhados coloniais igual a 25° .
- (e) O peso da estrutura de aço é aproximadamente igual a $0,13 \text{ kN/m}^2$. Este valor foi obtido da dados práticos, relativos a outras construções semelhantes.

Conclui-se que o peso próprio das estruturas de aço para telhados coloniais, é de aproximadamente $1,21 \text{ kN/m}^2$. Este valor foi obtido da soma dos valores especificados nas alíneas (d) e (e) anteriores.

V.3. SOBRECARGA

É considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado, e que leva em consideração o acúmulo de pó e a passagem de pessoas para manutenção. Seu valor é função da finalidade e da área construída, atingindo valores de 10KN/m^2 ou mais.

A NBR8800(1986), no item B.3.6.1 do Anexo B, especifica que para coberturas comuns não sujeitas à acúmulos de quaisquer materiais, e na ausência de especificação em contrário, seja prevista uma sobrecarga nominal mínima de $0,25\text{kN/m}^2$, em projeção horizontal. Este valor será adotado nos cálculos que se seguem.

V.4. VENTO

A ação do vento sobre a estrutura será determinada de acordo com a norma NBR6123(1988), de onde foram retiradas as seguintes especificações:

a) Velocidade básica do vento V_0 :

Foi adotada uma velocidade básica V_0 igual a 40 m/s. Na maior parte do país as velocidades são inferiores a este valor, sendo superior apenas no sul do Brasil.

b) Fator topográfico S_1 :

Foi adotado um fator S_1 igual a 1,0, que é válido para terrenos planos ou fracamente acidentados, vales protegidos de vento e para os pontos A e C de taludes e morros (ver figura V.1).

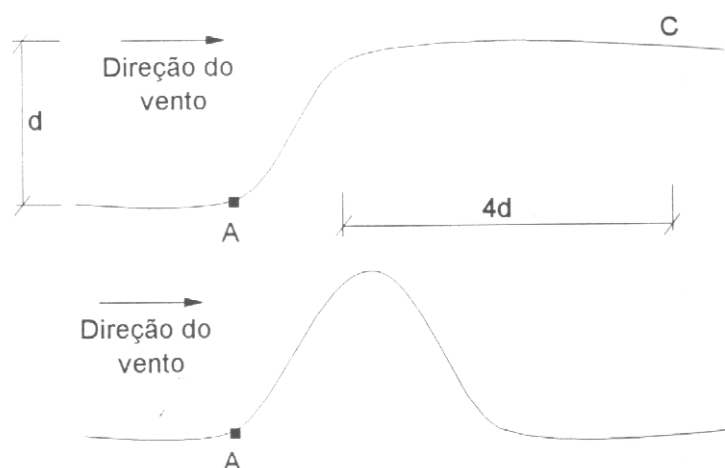


Figura V.1 - Pontos A e C de taludes e morros onde $S_1 = 1,0$.

c) Fator de Rugosidade S_2

Foi adotado um fator S_2 igual a 1,2. Este valor é válido para terrenos com qualquer tipo de rugosidade, para qualquer classe de edificação desde que sua altura não seja superior a 40m.

d) Fator estatístico S_3

Foi adotado um fator S_3 igual a 1,0. Este valor é válido para qualquer tipo de edificação exceto aquelas cuja ruína total ou parcial possa afetar a segurança ou a possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva.

e) Velocidade característica do vento V_k :

A velocidade característica do vento em m/s é dada por:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Nesta pesquisa V_k vale 48 m/s.

f) Pressão dinâmica do vento q :

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica em N/m através da expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (V.2)$$

Nesta pesquisa q vale 1412,35 N/m².

g) Coeficientes de pressão C_{pe} e de forma externos C_e .

Verifica-se através da tabela 5 da NBR6123 (1987), que para telhados com inclinação de aproximadamente 25° , os valores de C_e são:

$$-0,8 \leq C_e \leq -0,4$$

Também, através da tabela 5, verifica-se que os valores de C_{pe} são:

$$-1,8 \leq C_{pe} \leq -0,8$$

h) Coeficientes de pressão C_{pi} e de forma internos C_i

Os coeficientes de pressão C_{pi} foram determinados considerando-se que não exista abertura dominante. Na realidade, edificações com telhados coloniais dificilmente terão este tipo de abertura. Por esta razão, considerou-se:

$$-0,3 \leq C_{pi} \leq +0,2$$

i) Força do vento F

A força do vento sobre um elemento plano de edificação de área A é perpendicular ao mesmo e é dada por:

$$F = (C_e - C_i) q A \quad (V.3)$$

Analisando-se os valores dos itens (g) e (h), e observando-se a figura V.2 conclui-se que as forças máxima e mínima de sucção nos telhados estudados valem, respectivamente:

$$F = -(0,8 + 0,2) \times 1,41 \times A = -1,41A \text{ (kN)}$$

$$F = -(0,4 - 0,3) \times 1,41 \times A = 0,141A \text{ (kN)}$$

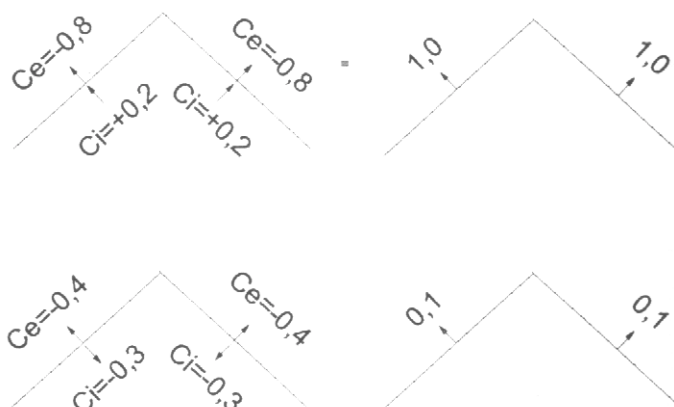


Figura V.2 Coeficientes de forma finais para telhados

j) Pressão efetiva do vento p

A norma NBR6123 (1988) define a pressão efetiva do vento em um ponto da superfície de uma aplicação como:

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi})q \quad (V.4)$$

Analizando-se os valores dos itens (g) e (h) , e observando-se a figura V.3 concluí-se que as pressões efetivas máxima e mínima de sucção, nos telhados estudados valem, respectivamente:

$$\Delta p = -(1,8 + 0,2) \times 1,41 = 2,82 \text{KN/m}^2$$

$$\Delta p = -(0,8 - 0,3) \times 1,41 = -0,705 \text{KN/m}^2$$

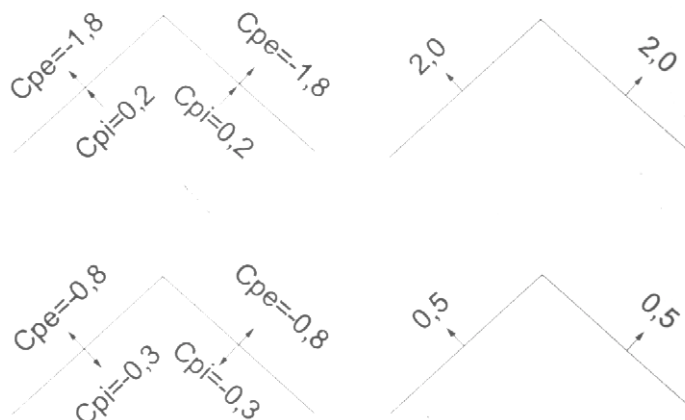


Figura V.3 - Coeficientes de pressão finais para telhados

V.5 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

As ações definidas anteriormente devem ser combinadas devido ao fato da grande probabilidade de ocorrerem simultaneamente.

As combinações para os estados limites últimos, para combinações normais e aplicáveis a etapas construtivas, segundo a NBR 8800 (1986), são as seguintes:

$$\sum (\gamma_g G) + \gamma_{q1} Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \phi_j Q_j) \quad (V.5)$$

onde

G: ações permanentes

Q_1 : ação variável predominante para o efeito analisado

Q_2 : demais ações variáveis

γ_g : coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q : coeficientes de ponderação das ações variáveis

ψ : fatores de combinação

Os valores de γ_g , γ_q e ψ são dados nas tabelas do item 4.8.1 da NBR 8800 (1986).

No caso das estruturas de telhados, tem-se três carregamentos a serem considerados: peso próprio (pp), sobrecarga (sc) e vento (v). Ter-se-á então as seguintes combinações:

- ♦ 1,3 pp
- ♦ 1,3 pp + 1,5
- ♦ 1,0 pp + 1,4 V
- ♦ 1,3 pp + 1,5 sc + 0,84 V
- ♦ 1,3 pp + 0,98 sc + 1,4V

V.6 OBSERVAÇÕES

Posteriormente, as estruturas foram verificadas considerando-se o peso das telhas úmidas igual a $0,83\text{kN/m}^2$, segundo a NBR 8039(1988), e as seguintes combinações de carga:

- ♦ 1,4 pp
- ♦ 1,4 pp + 1,5 sc
- ♦ 0,9 pp + 1,4 v
- ♦ 1,4 pp + 1,5 sc + 0,84 v
- ♦ 1,4 pp + 0,98 sc + 1,4 v

CAPÍTULO VI

DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE TELHADO

VI.1 INTRODUÇÃO

Conforme exposto no capítulo II estuda-se nesta pesquisa a substituição das estruturas de madeira convencionais de telhado por estruturas de aço. São dimensionadas estruturas para vencerem vãos de 4 a 15m, variando de 1 em 1m, e espaçadas de 0,5m, 1,5m, 2m, 3m, 4,5m e 6m. São utilizados os tipos propostos no capítulo II e mostrados na figura II.1.

Para cada tipo proposto de estrutura, seus diversos vãos e espaçamentos entre tesouras, foram determinados os esforços solicitantes, reações de apoio e deformações, utilizando-se o programa SAP-90 (1991), considerando-se os carregamentos especificados no capítulo V. Nos itens VI.2.3, VI.3.3 e VI.4.3, deste capítulo, são apresentados os esforços solicitantes máximos nas diversas barras das estruturas propostas. Em seguida, é apresentado o dimensionamento dos diversos elementos de cada estrutura, utilizando-se os programas de dimensionamento elaborados nesta pesquisa, nos quais foi utilizada a linguagem Fortran para implementação dos conceitos apresentados no capítulo III. Finalmente, nos itens VI.2.5, VI.3.5 e VI.4.5 são apresentados os quadros resumos que contem para os diversos tipos de estruturas, os perfis que poderão ser utilizados em cada um de seus elementos.

O problema principal dos projetos é sempre se obter maior economia, isto é, o menor peso associado a uma máxima eficiência estrutural.

Nos projetos de estruturas de telhado, aqui desenvolvidos procura-se obter estruturas econômicas adotando-se certos cuidados, como os especificados no capítulo IV.

VI.2 ESTRUTURA TIPO 1

VI.2.1 Modelagem da Estrutura

A estrutura tipo 1 tem a forma apresentada na figura II.1.a, tendo sido calculada para os vãos e espaçamentos especificados no item VI.1. Foram determinados os esforços solicitantes em 72 estruturas, com os nós e barras dispostos conforme figura VI.1.

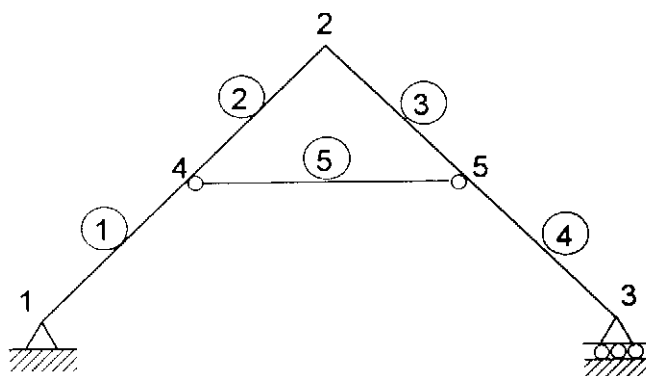


Figura VI.1 - Nós e barras da estrutura tipo 1.

Deve-se observar que este tipo de estrutura possui 5 nós e barras. A barra 5 é rotulada nas extremidades, constituindo-se um elemento de treliça plana. As demais barras constituem-se elementos de pórtico plano. Os apoios foram considerados articulados, sendo um fixo e o outro móvel. O apoio articulado

móvel permite o deslocamento da tesoura, evitando o aparecimento de esforços horizontais que provocariam trincas nas paredes de sustentação da estrutura.

VI.2.2 Cargas Atuantes

Foram consideradas atuando nas estruturas as cargas e as combinações especificadas no capítulo V. As cargas foram consideradas distribuídas na tesoura, embora na realidade estejam concentradas nos pontos de apoio das terças. Verificações foram feitas, e delas pode-se concluir que praticamente não existe diferença entre esforços solicitantes na estrutura calculada com carga distribuída ou com cargas concentradas.

VI.2.3 Esforços Solicitantes

O quadro VI.2 apresenta os esforços solicitantes de cálculo máximos e os comprimentos de flambagem, nas diversas barras das estruturas em estudo, considerando-se as hipóteses mais desfavoráveis para os dimensionamentos.

Os comprimentos de flambagem foram obtidos do programa ROBOT.

Os esforços normais são considerados positivos quando são de tração. Os momentos fletores são positivos quando tracionam o lado de referência da estrutura, indicado com linha tracejada, na figura VI.2. Os esforços cortantes são positivos quando apresentam o mesmo sentido dos eixos 2 indicados na figura VI.3.

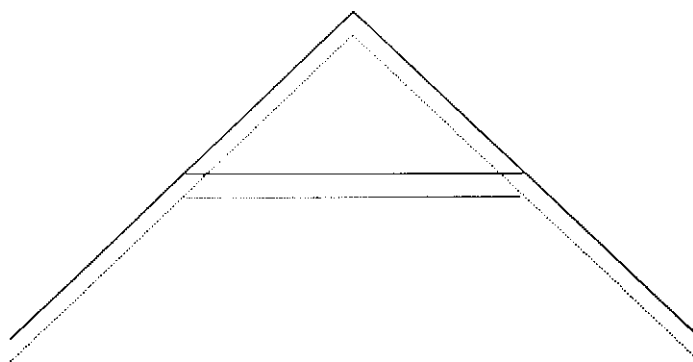


Figura VI.2 - Lado de referência da estrutura tipo 1.

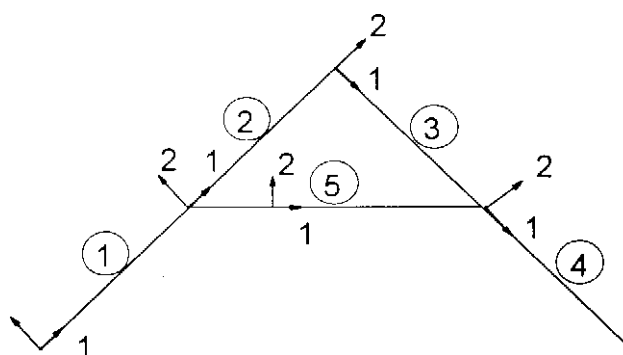


Figura VI.3 - Eixos locais das barras da estrutura tipo 1.

No quadro VI.2 utilizam-se as seguintes notações:

◇ TESO VES

◇ P

◇ L

onde

TESO V-indica que se está trabalhando com uma tesoura de vão V, em metros.

E=é o espaçamento entre tesouras, e se apresenta como uma das letras de A a F, conforme quadro VI.1, para representar os espaçamentos de 0,5 a 6,0m.

S indica que a tesoura é sem contrafeito.

P indica a perna da tesoura, isto é barras 1, 2, 3 e 4 da figura VI.1

L indica a linha da tesoura, isto é a barra 5 da figura VI.1

L_{f1} indica o comprimento de flambagem dos elementos sujeitos a uma condição de carregamento mais desfavorável

Quadro VI.1 Espaçamento entre tesouras

Símbolo	Espaçamento entre tesouras (m)
A	0,5
B	1,5
C	2,0
D	3,0
E	4,5
F	6,0

As estruturas com vãos entre 4 e 15m e espaçamentos entre 0,5 e 6m, que não se encontram no quadro VI.2, não podem ser executadas com a solução do tipo 1.

Quadro VI.2. Esforços solicitantes máximos nas estruturas tipo 1

		L_{f1} (cm)	Força Normal (kN)	Momento Fletor (kNcm)	Esforço cortante (kN)
TESO4AS	P	112	-5,887	148,200	-1,655
	L	200	6,034 -1,367		
TESO4BS	P	112	-16,722	440,40	-4,558
	L	200	17,082 -3,867		
TESO4CS	P	112	-22,605	584,400	-6,242
	L	200	23,125 -5,253		
TESO4DS	P	123	-31,926	876,600	-8,439
	L	200	32,501 -7,344		

TESO4ES	P	112	-44,707	1317,000	-11,159
	L	200	45,235 -10,147		
TESO4FS	P	154	-50,471	1753,200	-10,638
	L	200	50,238 -11,097		
TESO5AS	P	140	-7,301	231,562	-2,042
	L	250	7,479 -1,692		
TESO5BS	P	140	-20,816	688,125	5,657
	L	250	21,256 -4,811		
TESO5CS	P	145	-26,716	913,125	-7,085
	L	250	27,207 -6,155		
TESO5DS	P	149	-39,343	1369,687	-10,286
	L	250	40,004 -9,052		
TESO5ES	P	172	-52,632	2057,812	-12,434
	L	250	52,956 -11,844		
TESO5FS	P	176	-68,712	2739,375	-15,921
	L	250	69,002 -15,453		
TESO6AS	P	168	-8,806	333,450	-2,471
	L	300	9,025 -2,044		
TESO6BS	P	169	-24,821	990,900	-6,714
	L	300	25,333 -5,735		
TESO6CS	P	171	-32,504	1314,900	-8,707
	L	300	33,139 -7,530		

TESO6DS	P	191	-44,773	1972,300	-11,204
	L	300	45,313		
			-10,222		
TESO6ES	P	217	-60,394	2963,250	-13,628
	L	300	60,495		
			-13,508		
TESO6FS	P	223	-78,513	3944,700	-17,264
	L	300	78,454		
			-17,540		
TESO7AS	P	196	-10,208	453,862	-2,852
	L	350	10,457		
			-2,366		
TESO7BS	P	196	-29,151	1348,725	-7,924
	L	350	29,769		
			-6,757		
TESO7CS	P	211	-36,255	1789,725	-9,382
	L	350	36,823		
			-8,343		
TESO7DS	P	214	-53,772	2684,587	-13,789
	L	350	54,561		
			-12,363		
TESO7ES	P	240	-73,504	4033,312	-17,414
	L	350	74,158		
			-16,673		
TESO7FS	P	274	-86,850	5369,175	-17,929
	L	350	86,290		
			-19,284		
TESO8AS	P	224	-11,606	592,800	-3,231
	L	400	11,884		
			-2,687		
TESO8BS	P	225	-32,085	1761,600	-8,482
	L	400	32,664		
			-7,396		

TESO8CS	P	225	-42,576	2337,600	-11,256
	L	400	43,344 -9,849		
TESO8DS	P	239	-59,713	3506,400	-14,948
	L	400	60,436 -13,664		
TESO8ES	P	265	-83,836	5268,000	-19,718
	L	400	84,315 -18,938		
TESO8FS	P	276	-111,724	7012,800	-26,304
	L	400	112,373 -25,274		
TESO9AS	P	252	-13,119	750,262	-3,665
	L	450	13,438 -3,041		
TESO9BS	P	252	-36,793	2229,525	-9,868
	L	450	37,516 -8,511		
TESO9CS	P	261	-46,225	2958,525	-11,883
	L	450	46,919 -10,639		
TESO9DS	P	279	-67,387	4437,787	-16,915
	L	450	68,222 -15,404		
TESO9ES	P	294	-98,593	6667,312	-24,178
	L	450	99,574 -22,461		
TESO10AS	P	287	-14,611	926,250	-4,083
	L	500	14,970 -3,390		
TESO10BS	P	289	-41,213	2752,500	-11,118
	L	500	42,050 -9,554		

TESO10CS	P	284	-53,965	3652,500	-14,416
	L	500	55,002		
			-12,500		
TESO10DS	P	314	-77,139	5478,750	-19,848
	L	500	78,301		
			-17,733		
TESO11AS	P	308	-16,013	1120,762	-4,469
	L	550	16,401		
			-3,712		
TESO11BS	P	310	-45,346	3330,525	-12,236
	L	550	46,269		
			-10,495		
TESO11CS	P	323	-58,257	4419,525	-15,343
	L	550	59,283		
			-13,455		
TESO11DS	P	335	-84,926	6629,287	-21,868
	L	550	86,211		
			-19,569		
TESO12AS	P	336	17,499	1333,800	-4,889
	L	600	17,926		
			-4,059		
TESO12BS	P	336	-49,997	3963,600	-13,595
	L	600	51,058		
			-11,596		
TESO12CS	P	339	-64,529	5259,600	-17,194
	L	600	65,749		
			-14,948		
TESO12DS	P	351	-93,590	7889,400	-24,297
	L	600	95,090		
			-21,622		
TESO13AS	P	364	-18,972	1565,362	-5,304
	L	650	19,436		
			-4,403		

TESO13BS	P	365	-53,319	4651,725	-14,335
	L	650	54,382 -12,336		
TESO13CS	P	368	-69,844	6172,725	-18,598
	L	650	71,160 -16,200		
TESO14AS	P	392	-20,119	1815,450	-5,568
	L	700	20,587 -4,658		
TESO14BS	P	393	-57,966	5394,900	-15,698
	L	700	59,169 -13,434		
TESO14CS	P	394	-75,511	7158,900	-20,174
	L	700	76,960 -17,536		
TESO15AS	P	421	-21,761	2084,062	-6,059
	L	750	22,283 -5,044		
TESO15BS	P	421	-61,997	6193,125	-16,760
	L	750	63,271 -14,380		
TESO15CS	P	421	-81,804	8218,125	-22,024
	L	750	83,447 -19,033		

VI.2.4 Dimensionamento das Barras

Através do quadro VI.2 , verifica-se que nas pernas das estruturas a situação mais desfavorável corresponde a uma flexo-compressão. Nas linhas tem-se um esforço mais desfavorável de compressão e outro de tração.

O dimensionamento feito de acordo com o exposto no capítulo III, utiliza o programa PROG1 de dimensionamento de perfis caixa sujeitos a flexo-compressão, e o programa PROG2 de dimensionamento de perfis caixa sujeitos a compressão.

Nos itens (a) , (b) e (c) , seguintes são apresentados a título de ilustração, exemplos de dimensionamento de barras, em perfil caixa sujeitas a flexo-compressão e a compressão.

(a)Exemplo de dimensionamento à flexo-compressão, utilizando-se perfil caixa, conforme figura VI.3.a.

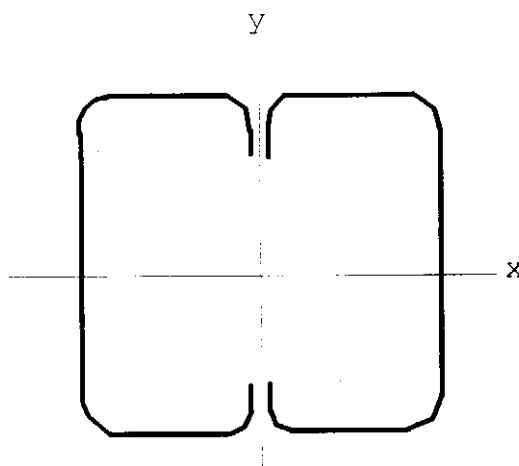


Figura VI.3.a - Perfil caixa utilizado nas tesouras.

(a1) Esforços atuantes na perna da tesoura TES012CS

$$N = -64,529 \text{ kN}$$

$$M = 5259,600 \text{ kNcm}$$

$$Q = -17,194 \text{ kN}$$

onde

N é a força normal

M é o momento fletor

Q é a força cortante

(a2) Dados

◊ Perfil caixa utilizado 300x170x25-t=3

◊ Comprimentos de flambagem $L_x=331\text{cm}$ $L_y=40\text{cm}$

◊ Aço USI SAC41: $f_y=25\text{KN/cm}^2$

◊ Perfil travado, na direção y , pelas terças

(a3) Determinação de $\phi_c P_n$

◊ Determinação de f_n

$$f_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.51})$$

$$f_{ex} = \frac{(\pi^2 \times 20500)}{(331 / 11,43)^2} = 241,26 \text{K} / \text{cm}^2$$

$$f_e = 241,26 \text{K} / \text{cm}^2$$

$$f_e > f_y / 2$$

$$f_n = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (\text{III.48})$$

$$f_n = 25 \left(1 - \frac{25}{4 \times 241,26} \right) = 24,35 \text{KN} / \text{cm}^2$$

• Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$W = 300 - 4 \times 3 = 288 \text{mm}$$

$$w/t = 288 / 3 = 96,0$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \times \left(\frac{w}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4,0}} \times 96 \times \sqrt{\frac{24,35}{20500}} = 1,74$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{1,74} \right) \frac{1}{1,74} = 0,502$$

$$b = \rho w \quad (\text{III.82})$$

$$b=0,502 \times 288 = 144,59 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w = 85 - 4 \times 3 = 73 \text{ mm}$$

$$w/t = 73/3 = 24,33$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{24,35}} = 37,14$$

$$s/3 = 12,38$$

$$s/3 < w/t < 5$$

$$I_a = 399t^4 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,3^4 [(24,33/37,14) - 0,33]^3 = 0,1110 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = \frac{0,3 \times 1,9^3}{12} = 0,1715 \text{ cm}^4$$

$$I_s/I_a = 0,1715/0,1110 = 1,545$$

$$D=25 \text{ mm} \quad w = 73 \text{ mm} \quad D/w = 0,3425$$

$$k = [4,82 - 5(D/W)] (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/W) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,3425) \times 1,545^{1/2} + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/W)$$

$$k = 4,29$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3425 = 3,54$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \times \left(\frac{w}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{3,54}} \times 24,33 \times \sqrt{\frac{24,35}{20500}} = 0,469 < 0,637$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 73 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$D = 25 - 2 \times 3 = 19 \text{ mm}$$

$$d/t = 19/3 = 6,33$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,33 \times \sqrt{\frac{24,35}{20500}} = 0,350 < 0,673$$

$$d's = 19 \text{ mm}$$

$$ds = d's (I_s / I_a) \leq d's \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 19 \times 1,545 = 29,355 \text{ mm}$$

$$ds = 19 \text{ mm}$$

$$A_e = 30,17 - (28,8 - 14,46) \times 0,3 \times 2 = 21,57 \text{ cm}^2$$

◊ Determinação de $\phi_c P_n$

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$P_n = 21,57 \times 24,35 = 525,23 \text{ KN}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 525,23 = 446,45 \text{ KN}$$

(a4) Determinação de $\phi_c P_{no}$

◊ Determinação de f_n

$$f_n = 25 \text{ KN/cm}^2, \text{ de acordo com o item III.5}$$

◊ Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$w/t = 96,0$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \times \left(\frac{w}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4,0}} \times 96 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 1,76$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{1,76}\right) \frac{1}{1,76} = 0,497$$

$$b = \rho w \quad (\text{III.82})$$

$$b = 0,497 \times 288 = 143,14 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w/t = 24,33$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$s/3 = 12,22$$

$$s/3 < w/t < s$$

$$I_a = 399t^4 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,3^4 [(24,33/36,65) - 0,33]^3 = 0,1203 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = 0,1715 \text{ cm}^4$$

$$I_s/I_a = 0,1715/0,1203 = 1,43$$

$$D=25 \text{ mm} \quad w = 73 \text{ mm} \quad D/w = 0,3425$$

$$k = [4,82 - 5(D/W)] (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/W) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,3425) \times 1,43^{1/2} + 0,43 = 4,15$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3425 = 3,54$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \times \left(\frac{w}{t}\right)^K \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{3,54}} \times 24,33 \times \sqrt{\frac{24,35}{20500}} = 0,469 < 0,637$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b= 73 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d/t = 6,33$$

$$K = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{0,43}} \times 6,33 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,355 < 0,637$$

$$d's = 19\text{mm}$$

$$ds = d's (I_s/I_a) \leq d's \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 19\text{mm}$$

$$A_e = 30,17 - (28,8 - 14,31) \times 0,3 \times 2 = 21,48\text{cm}^2$$

◊ Determinação de $\phi_c P_{no}$

$$P_{no} = 21,48 \times 25 = 537\text{KN}$$

$$\phi_c P_{no} = 0,85 \times 537 = 456,45\text{KN}$$

(a5) Determinação de $\phi_b M_{nx}$

Será calculada a resistência a momento fletor de acordo com o procedimento do item III.2.2. A resistência a flambagem lateral não será determinada, pois nos perfis caixa este fenômeno não acontece.

Em uma primeira aproximação considera-se que:

* A tensão de compressão $f = f_y$, na fibra superior da seção.

* A alma é totalmente efetiva

◊ Verificação do flange comprimido

$$w = 73\text{mm}$$

$$w/t = 24,33$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$s/3 = 12,22$$

$$s/3 < w/t < 5$$

$$I_a = 399t^4 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,3^4 [(24,33/36,65) - 0,33]^3 = 0,1203 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = 0,1715 \text{ cm}^4$$

$$I_s/I_a = 0,1715/0,1203 = 1,43$$

$$D=25\text{mm} \quad w = 73\text{mm} \quad D/w = 0,3425$$

$$k = [4,82 - 5(D/W)] (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/W) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,3425) \times 1,43^{1/2} + 0,43 = 4,15$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3425 = 3,54$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \times \left(\frac{w}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{3,54}} \times 24,33 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,475 < 0,637$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b= 73\text{mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d= 19\text{mm}$$

$$d/t = 6,33$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \times \left(\frac{w}{t} \right) \times \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{3,54}} \times 24,33 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,475 < 0,637$$

$$d's = 19\text{mm}$$

$$ds = 19\text{mm}$$

Dos dois tópicos anteriores conclui-se que toda seção é efetiva e tem-se:

$$Y_{cg}=15\text{cm}$$

$$I_x=3940,8\text{cm}^4$$

◊ Verificação da alma

$$w = 288\text{mm}$$

$$w/t=96,0$$

$$\phi = \frac{f_1}{f_2} = -1,0 \quad (\text{III.89})$$

$$k=4+2(1-\phi)^3+2(1-\phi) \quad (\text{III.88})$$

$$k=4+2(1-1,0)^3+2(1+1)=24,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{24}} \times 96,0 \times \sqrt{\frac{24}{20500}} = 0,705$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{0,705} \right) \frac{1}{0,705} = 0,976$$

$$b_e = \rho w$$

$$b_e = 0,976 \times 288 = 281,10 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 - \Psi} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{281,10}{3 + 1} = 70,28\text{mm}$$

$$b_2 = b_e/2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 281,10/2 = 140,55 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 70,28 + 140,55 = 210,83\text{mm} > 144 \text{ mm (porção comprimida da alma)}$$

A alma é totalmente efetiva como assumido.

◊ Verificação do enrijecedor comprimido.

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{x}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,33 \times \sqrt{\frac{24}{20500}} = 0,347 < 0,673$$

$$d's = 19\text{mm}$$

$$ds = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Então } S_e = 262,7 \text{ cm}^3$$

◊ Determinação de $\phi_c M_{nx}$

$$M_{nx} = S_e f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{nx} = 262,7 \times 25 = 6567,5$$

$$\phi_b M_{nx} = 0,95 \times 6567,5 = 6239,13 \text{ Kncm}$$

(a6) Determinação de C_{mx}

Foi adotado a favor da segurança $C_{mx} = 1,0$

(a7) Determinação do $\phi_c P_{ex}$

$$P_E = \frac{\pi^2 E I_b}{(K_b L_b)^2} \quad (\text{III.79})$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 3940,8}{(331)^2} = 7277,50 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_E = 0,85 \times 7277,50 = 6185,87 \text{ kN}$$

(a8) Verificação das equações de iteração

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_c P_n} &= \frac{64,529}{446,45} = 0,14 \\ \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} &\leq 1,0 \quad (\text{III.77}) \\ \frac{64,529}{446,45} + \frac{5259,600}{6239,13} &= 0,99 < 1,0 \end{aligned}$$

(a9) Verificação do esforço cortante

◊ Determinação da resistência a esforço cortante

$$h/t = 288/3 = 96,0$$

$$a/h = 331/28,8 = 11,49$$

$$K_v = 5,34 + 4,0/(a/h)^2 \quad (\text{III.44})$$

$$K_v = 5,34 + \frac{4,0}{(11,49)^2} = 5,37$$

$$\sqrt{E K_v / f_y} = \sqrt{20500 \times 5,37 / 25} = 66,35$$

$$1,415 \sqrt{E K_v / f_y} = 93,89$$

$$V_n = 0,905 E k_v t^3 / h \quad (\text{III.42})$$

$$V_n = 0,905 \times 20500 \times 5,37 \times 0,3^3 / 28,8 = 93,40 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 0,90 \times 93,40 = 84,06 \text{ KN}$$

◊ Determinação da resistência a esforço cortante e momento fletor

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{n x o}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{III.45})$$

$$\left(\frac{5259,6000}{6239,13} \right)^2 + \left(\frac{17,194}{84,06} \right)^2 = 0,75 < 1,0$$

O perfil 300x170x25 - t=3 pode ser utilizado para resistir os esforços dados em (a1).

(b) Exemplo de dimensionamento à compressão centrada, utilizando-se perfil caixa.

(b1) Esforço atuante no tirante da tesoura TESO 6ES

$$N = - 13,508 \text{ kN}$$

onde N é a força normal de compressão.

(b2) Dados:

◊ .Perfil utilizado 50x50x10 - t=2

◊ .Comprimentos de flambagem $L_x = L_y = 300 \text{ cm}$

◊ .Aço USI SAC41.

(b3) Determinação de $\phi_c P_n$.

◊ Determinação de f_n .

$$f_{ex} = (\pi^2 E) / (K \times L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.51})$$

$$f_{ex} = \frac{(\pi^2 \times 20500)}{(300 / 1,94)^2} = 8,46 \text{ K} / \text{cm}^2$$

$$f_e = 8,46 \text{ KN} / \text{cm}$$

$$f_e < f_y / 2$$

$$f_n = f_e \quad (\text{III.49})$$

$$f_n = 8,46 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

◊ .Determinação da área efetiva.

Elemento 1

$$w = 50 - 4 \times 2 = 42 \text{ mm}$$

$$w / t = 42 / 2 = 21,0$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \times 21 \times \sqrt{\frac{8,46}{20500}} = 0,224 < 0,673$$

$$b = \omega \quad (\text{III.81})$$

$$b = 42 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$\omega = 25 - 4 \times 2 = 17,0 \text{ mm}$$

$$\omega / t = 17 / 2 = 8,5$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{8,46}} = 63,09$$

$$S / 3 = 21,00$$

$$\omega / 3 < S / 3$$

$$b = \omega \quad (\text{III.91})$$

$$b = 17,0 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d = 10 - 2 \times 2 = 6 \text{ mm}$$

$$d/t = 6/2 = 3,0$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 3,0 \times \sqrt{\frac{8,46}{20500}} = 0,100 < 0,673$$

$$d_s = d'_s = 6,0 \text{ mm}$$

$$A_e = 4,34 \text{ cm}$$

Determinação de $\phi_c P_n$

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$P_n = 4,34 \times 8,46 = 36,72 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 36,72 = 31,21 \text{ kN}$$

(b4) Conclusões finais.

O esforço atuante $N = 13,508 \text{ kN}$ é inferior ao esforço resistente, $\phi_c P_n = 31,21 \text{ kN}$. Consequentemente o perfil é satisfatório. Deve-se observar que não se pode substituí-lo por um perfil mais leve, por causa da limitação do índice de esbeltez de peças comprimidas em 200.

VI.2.5. Perfis a Serem Utilizados nas Estruturas.

O quadro VI.3 contém os perfis que devem ser utilizados, nas barras componentes das diversas estruturas tipo 1 em estudo. Deve-se observar que serão considerados apenas perfis caixa.

Para melhor entendimento deste quadro deve-se considerar a seguinte nomenclatura:

- ◊ P indica os perfis utilizados nas pernas das tesouras, isto é, nas barras 1,2,3 e 4 da figura VI.1.
- ◊ T indica os perfis utilizados nos tirantes, isto é, na barra 5 da figura VI.1.

Quadro VI.3 - Perfis a serem utilizados nas estruturas tipo 1.

TESOURA	P (mm)	T (mm)
TESO4AS	50x50x10 -t=2,25	50x50x10 - t=2,0
TESO4BS	100x100x17 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO4CS	100x100x17 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO4DS	150x120x20 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO4ES	150x120x20 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO4FS	200x150x25 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO5AS	75x80x15 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO5BS	127x100x17 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO5CS	150x120x20 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO5DS	150x120x20 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO5ES	200x150x25 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO5FS	200x150x25 -t=3,0	50x50x10 -t=2,0
TESO6AS	75x80x15 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO6BS	150x120x20 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO6CS	150x120x20 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO6DS	200x150x25 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO6ES	250x170x25 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO6FS	250x170x25 -t=3,0	50x50x10 -t=2,0
TESO7AS	100x100x17 -t=2,0	50x50x10 -t=2,0
TESO7BS	150x120x20 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO7CS	200x150x25 -t=2,65	50x50x10 -t=2,0
TESO7DS	200x150x25 -t=3,0	50x50x10 -t=2,0
TESO7ES	250x170x25 -t=3,0	50x50x10 -t=2,0
TESO7FS	300x170x25 -t=3,35	50x50x10 -t=2,0

TESO8AS	127x100x17 -t=2,0	75x80x15 -t=2,0
TESO8BS	200x150x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO8CS	200x150x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO8DS	250x170x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO8ES	300x170x25 -t=3,35	75x80x15 -t=2,0
TESO8FS	300x170x25 -t=4,25	75x80x15 -t=2,0
TESO9AS	127x100x17 -t=2,0	75x80x15 -t=2,0
TESO9BS	200x150x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO9CS	250x170x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO9DS	300x170x25 -t=3,0	75x80x15 -t=2,0
TESO9ES	300x170x25 -t=4,25	75x85x15 -t=2,0
TESO10AS	127x100x17 -t=2,25	75x80x15 -t=2,0
TESO10BS	200x150x25 -t=3,0	75x80x15 -t=2,0
TESO10CS	250x170x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO10DS	300x170x25 -t=3,35	75x80x15 -t=2,0
TESO11AS	150x120x20 -t=2,0	75x80x15 -t=2,0
TESO11BS	250x170x25 -t=2,65	75x80x15 -t=2,0
TESO11CS	300x170x25 -t=3,0	75x80x15 -t=2,0
TESO11DS	300x170x25 -t=4,25	75x80x15 -t=2,0
TESO12AS	150x120x20 -t=2,25	100x100x17 -t=2,0
TESO12BS	250x170x25 -t=3,0	100x100x17 -t=2,0
TESO12CS	300x170x25 -t=3,0	100x100x17 -t=2,0
TESO12DS	300x170x25 -t=4,75	100x100x17 -t=2,0
TESO13AS	150x120x20 -t=2,65	100x100x17 -t=2,0
TESO13BS	300x170x25 -t=3,0	100x100x17 -t=2,0
TESO13CS	300x170x25 -t=3,75	100x100x17 -t=2,0

TES014AS	200x150x25 -t=2,65	100x100x17 -t=2,0
TES014BS	300x170x25 -t=3,0	100x100x17 -t=2,0
TES014CS	300x170x25 -t=4,25	100x100x17 -t=2,0
TES015AS	200x150x25 -t=2,65	100x100x17 -t=2,0
TES015BS	300x170x25 -t=3,75	100x100x17 -t=2,0
TES015CS	300x170x25 -t=4,75	100x100x17 -t=2,0

Nos cálculos foram observadas as limitações do índice de esbeltez de 200 para barras comprimidas e de 300 para barras tracionadas, segundo o AISI (1991). Também a flecha devido à sobrecarga foi limitada em $L/360$, segundo a NBR 8800 (1986), sendo L o vão da tesoura.

VI.2.6. Reações de Apoio

O quadro VI.4. apresenta as reações de apoio máximas, das estruturas estudadas. Na realidade existem apenas reações verticais, que são consideradas positivas quando apresentam os sentidos indicados na figura VI.4.

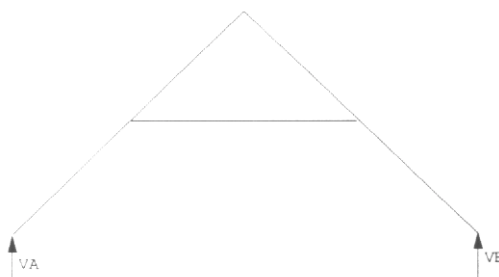


Figura VI.4 - Reações de apoio das estruturas tipo 1.

Quadro VI.4. Reações de apoio das estruturas tipo 1.

TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)	TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)
TESO4AS	1,976 -0,768	TESO8ES	35,120 -13,760
TESO4BS	5,872 -2,296	TESO8FS	46,752 -18,336
TESO4CS	7,792 -3,056	TESO9AS	4,446 -1,728
TESO4DS	11,688 -4,584	TESO9BS	13,212 -5,166
TESO4ES	17,560 -6,880	TESO9CS	17,532 -6,876
TESO4FS	23,376 -9,168	TESO9DS	26,298 -10,314
TESO5AS	2,470 -0,960	TESO9ES	39,510 -15,480
TESO5BS	7,340 -2,870	TESO10AS	4,940 -1,920
TESO5CS	9,740 -3,820	TESO10BS	14,680 -5,740
TESO5DS	14,610 -5,730	TESO10CS	19,480 -7,640
TESO5ES	21,950 -8,600	TESO10DS	29,220 -11,460
TESO5FS	29,220 -11,460	TESO11AS	5,430 -2,110
TESO6AS	2,964 -1,152	TESO11BS	16,148 -6,314
TESO6BS	8,808 -3,444	TESO11CS	21,428 -8,404
TESO6CS	11,688 -4,584	TESO11DS	32,142 -12,606

TESO6DS	17,532 -6,876	TESO12AS	5,928 -2,304
TESO6ES	26,340 -10,320	TESO12BS	17,616 -6,888
TESO6FS	35,064 -13,752	TESO12CS	23,376 -9,168
TESO7AS	3,458 -1,344	TESO12DS	35,064 -13,752
TESO7BS	10,276 -4,018	TESO13AS	6,422 -2,496
TESO7CS	13,636 -5,348	TESO13BS	19,084 -7,462
TESO7DS	20,454 -8,022	TESO13CS	25,324 -9,932
TESO7ES	30,730 -12,040	TESO14AS	6,916 -2,688
TESO7FS	40,908 -16,044	TESO14BS	20,552 -8,036
TESO8AS	3,952 -1,536	TESO14CS	27,272 -10,696
TESO8BS	11,744 -4,592	TESO15AS	7,410 -2,880
TESO8CS	15,584 -6,112	TESO15BS	22,020 -8,610
TESO8DS	23,376 -9,168	TESO15CS	29,220 -11,460

VI.3. ESTRUTURA TIPO 2.

VI.3.1. Modelagem da Estrutura

A estrutura tipo 2 tem a forma apresentada na figura II.1.b., tendo sido calculada para os vãos e espaçamentos especificados no item VI.1. Foram determinados os esforços

aos que atuam nas barras 1, 2, 3, 4, 5 e 6, conforme figura VI.5., da estrutura tipo 2.

- ◊ A barra 5, conforme figura VI.1., da estrutura tipo 1, está sujeita a esforços com valores muito próximos aos que atuam na barra 7, conforme figura VI.5., da estrutura tipo 2.
- ◊ Os esforços solicitantes nas pernas e linhas das diversas estruturas tipo 2 em estudo, podem ser obtidos do quadro VI.2.

Os coeficientes de flambagem das barras 8, 9, 10 e 11 foram considerados iguais a 1,0 a favor da segurança.

Os esforços normais são positivos quando são de tração. Os momentos fletores são positivos quando tracionam o lado de referência da estrutura, indicado com linha tracejada, na figura VI.6. Os esforços cortantes são positivos quando apresentam o mesmo sentido dos eixos 2, indicados na figura VI. 7.

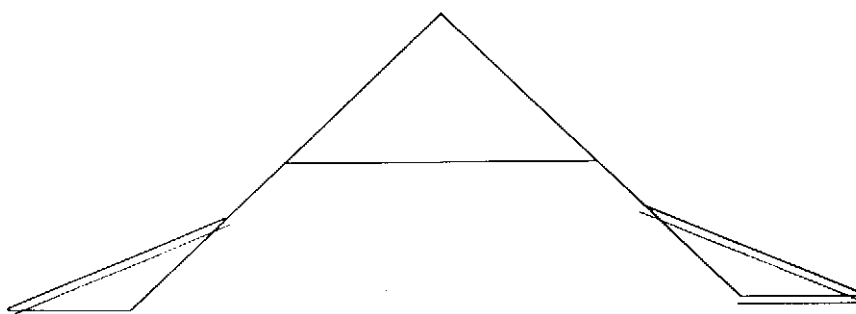


Figura VI.6 - Lado de referência das barras 8, 9, 10 e 11 da estrutura tipo 2.

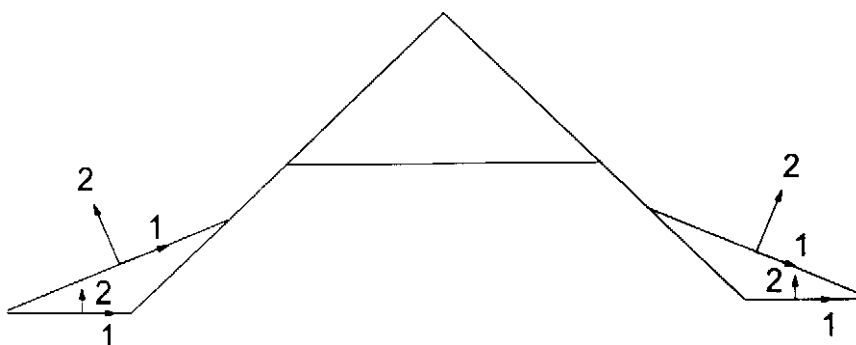


Figura VI.7 - Eixos locais das barras 8, 9, 10 e 11 da estrutura tipo 2.

No quadro VI.5. utiliza-se a seguinte notação:

TESOVEC

B

C_o

onde

TESOV mesmo significado dado no item VI.2.3.

E: mesmo significado dado no item VI.2.3.

C indica que a tesoura á com contrafeito.

B indica a beirada da tesoura, isto é, as barras 8 e 10 da figura VI.5.

C_o indica o contrafeito da tesoura.

As estruturas com os vãos e espaçamentos especificados no item VI.1. e que não se encontram no quadro VI.5., não podem ser executadas com a solução do tipo 2 considerando-se os perfis caixa do catálogo da TECNOFER.

Quadro VI.5.Esforços solicitantes máximos nas estruturas tipo 2.

		FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO FLETOR (kNcm)	FORÇA CORTANTE (kN)
TESO4AC	B	-2,968		
	C _o	2,894	23,061	0,658
		-1,091	-10,163	0,290
TESO4BC	B	-8,820		
	C _o	9,490	68,531	1,956
		-3,261	-30,380	0,867
TESO4CC	B	-11,704		
	C _o	12,593	90,939	2,596
		-5,074	-40,433	1,154
TESO4DC	B	-17,556		
	C _o	18,890	136,408	3,893
		-7,611	-60,649	1,731
TESO4EC	B	-26,376		
	C _o	28,380	204,939	5,850
		-11,424	-91,029	2,598

TESO4FC	B	-35,111		
	C ₀	37,779	272,816	7,787
		-15,222	-121,299	3,462
TESO5AC	B	-2,989		
	C ₀	3,269	29,035	0,734
		-1,313	-13,161	0,333
TESO5BC	B	-8,881		
	C ₀	9,715	86,282	2,182
		-3,925	-39,339	0,995
TESO5CC	B	-11,785		
	C ₀	12,892	114,494	2,895
		-5,224	-52,357	1,324
TESO5DC	B	-17,678		
	C ₀	19,338	171,741	4,343
		-7,836	-78,535	1,986
TESO5EC	B	-26,559		
	C ₀	29,053	258,023	6,525
		-11,761	-117,874	2,981
TESO5FC	B	-35,356		
	C ₀	38,675	343,482	8,686
		-15,672	-157,070	3,972
TESO6AC	B	-3,062		
	C ₀	3,397	35,692	0,810
		-1,371	-16,574	0,376
TESO6BC	B	-9,098		
	C ₀	10,094	106,063	2,407
		-4,098	-49,538	1,124
TESO6CC	B	-12,073		
	C ₀	13,395	140,743	3,194
		-5,454	-65,929	1,496
TESO6DC	B	-18,110		
	C ₀	20,093	211,115	4,790
		-8,181	-98,894	2,244

TESO6EC	B	-27,208		
	C _o	30,187	317,177	7,197
		-12,279	-148,433	3,368
TESO6FC	B	-36,220		
	C _o	40,185	422.29	9,581
		-16,362	-197,788	4,488
TESO7AC	B	-3,164		
	C _o	3,554	43,034	0,885
		-1,440	-20,403	0,420
TESO7BC	B	-9,403		
	C _o	10,561	127,884	2,631
		-4,305	-60,983	1,255
TESO7CC	B	-12,478		
	C _o	14,014	169,699	3,491
		-5,729	-81,160	1,670
TESO7DC	B	-18,711		
	C _o	21,021	254,258	5,237
		-8,594	-121,740	2,504
TESO7EC	B	-28,120		
	C _o	31,582	382,431	7,868
		-12,889	-182,722	3,759
TESO7FC	B	-37,433		
	C _o	42,043	509,096	10,473
		-17,188	-243,479	5,009
TESO8AC	B	-3,285		
	C _o	3,729	51,059	0,961
		-1,516	-24,647	0,464
TESO8BC	B	-9,762		
	C _o	11,081	151,729	2,854
		-4,533	-73,667	1,386
TESO8CC	B	-12,954		
	C _o	14,704	201,341	3,788
		-6,032	-98,040	1,844
TESO8DC	B	-19,431		
	C _o	22,057	302,011	5,682
		-9,048	-147,059	2,767

TESO8EC	B	-29,194		
	C ₀	33,138	453,740	8,536
		-13,581	-220,726	4,152
TESO8FC	B	-38,863		
	C ₀	37,164	604,023	11,363
		-18,097	-294,119	5,533
TESO9AC	B	-3,418		
	C ₀	3,916	59,774	1,036
		-1,597	-29,312	0,508
TESO9BC	B	-10,157		
	C ₀	11,637	177,628	3,078
		-4,774	-87,607	1,518
TESO9CC	B	-13,479		
	C ₀	15,442	235,708	4,084
		-6,354	-116,591	2,020
TESO9DC	B	-20,218		
	C ₀	23,163	353,562	6,126
		-9,531	-174,886	3,030
TESO9EC	B	-30,375		
	C ₀	34,800	531,190	9,204
		-14,305	-262,493	4,548
TESO10AC	B	-3,560		
	C ₀	4,112	69,170	1,111
		-1,682	-34,389	0,552
TESO10BC	B	-10,579		
	C ₀	12,219	205,549	3,301
		-5,026	-102,781	1,650
TESO10CC	B	-14,038		
	C ₀	16,214	272,759	4,380
		-6,688	-136,785	2,197
TESO10DC	B	-21,057		
	C ₀	24,321	409,138	6,570
		-10,033	205,177	3,295
TESO11AC	B	-3,708		
	C ₀	4,314	79,257	1,186
		-1,768	-39,885	0,597

TESO11BC	B	-11,020		
	C	12,820	235,526	3,524
		-5,285	-119,207	1,783
TESO11CC	B	-14,623		
	C	17,011	312,538	4,676
		-7,033	-158,644	2,373
TESO11DC	B	-21,395		
	C	25,517	468,86	7,014
		-10,550	-237,966	3,560
TESO12AC	B	-3,862		
	C	4,521	90,032	1,261
		-1,857	-45,799	0,641
TESO12BC	B	-11,475		
	C	13,434	267,543	3,746
		-5,549	-136,879	1,917
TESO12CC	B	-15,227		
	C	17,827	355,023	4,971
		-7,385	-182,161	2,551
TESO12DC	B	-22,841		
	C	26,741	532,535	7,457
		-11,077	-273,241	3,826
TESO13AC	B	-4,018		
	C	4,731	101,492	1,336
		-1,947	-52,129	0,686
TESO13BC	B	-11,941		
	C	14,060	301,599	3,969
		-5,818	-155,796	2,050
TESO13CC	B	-15,845		
	C	18,657	400,215	5,267
		-7,742	-207,335	2,729
TESO14AC	B	-4,177		
	C	4,944	113,631	1,410
		-2,037	-58,875	0,731
TESO14BC	B	-12,413		
	C	14,691	337,673	4,191
		-6,089	-175,958	2,184

TESO14CC	B	-16,472		
	C _o	19,495	448,084	5,562
		-8,103	-234,166	2,907
TESO15AC	B	-4,339		
	C _o	5,159	126,464	1,485
		-2,129	-66,039	0,776
TESO15BC	B	-12,894		
	C _o	15,331	375,808	4,414
		-6,363	-197,366	2,318
TESO15CC	B	-17,111		
	C _o	20,344	498,688	5,857
		-8,468	-262,655	3,085

VI.3.4. Dimensionamento das Barras

Através do quadro VI.5., verifica-se que na beirada a situação mais desfavorável corresponde a uma compressão. Nos contrafeitos tem-se um esforço mais desfavorável de flexo-compressão e outro de flexo-tração.

O dimensionamento feito de acordo com o exposto no capítulo III utiliza os programas PROG1 de dimensionamento de perfis caixa sujeitos a flexo-compressão, o programa PROG3 de dimensionamento de perfis caixa sujeitos a flexo-tração e o programa PROG2 de dimensionamento de perfis caixa sujeitos a compressão.

Nos itens VI.2.4 (a) e VI.2.4.b. foram apresentados exemplos de dimensionamento de peças em perfil caixa, sujeitas a flexo-compressão e a compressão, respectivamente.

Será apresentado, a seguir a título de ilustração, exemplo de dimensionamento de peça, em perfil caixa, sujeita a flexo-tração.

(a) Esforços atuantes no contrafeito da tesoura TESO14BC:

$N = 14,691 \text{ kN}$

$M = 337,673 \text{ kNcm}$

$V = 4,191 \text{ kN}$

onde N é a força normal

M é o momento fletor

Q é a força cortante

(b) Dados

- Perfil utilizado 75x80x15 - $t=2,0$
- Comprimento de flambagem $L_x = L_y = 330$ cm
- Aço USI SAC 41 - $f_y = 25$ kN/cm

(c) Determinação de $\phi_t T_n$

$$\phi_t T_n = 0,95 A_n f_y$$

$$\phi_t T_n = 0,95 \times 6,94 \times 25 = 164,83 \text{ kN}$$

(d) Determinação de $\phi_t M_{nx}$.

Será calculada a resistência a momento fletor de acordo com o procedimento I do item III.2.2.

Em uma primeira aproximação considera-se que:

- * A tensão de compressão $f = f_y$, na fibra superior da seção.
- * A alma é totalmente efetiva
- Verificação do flange comprimido.

$$\omega = 40 - 4 \times 2 = 32 \text{ mm}$$

$$\omega/\tau = 32/2 = 16,0$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3 = 12,22$$

$$S/3 < \omega/\tau < S$$

$$I_a = 399 t^4 \{[(w/t)/S] - 0,33\}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,2^4 [(16/36,65) - 0,33]^3 = 7,73 \times 10^4$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = \frac{0,2 \times 1,1^3}{12} = 0,0222$$

$$I_s/I_a = 0,0222/7,73 \times 10^{-4} = 28,72$$

$$D=15 \text{ mm} \quad \omega=32 \text{ mm} \quad D/\omega= 0,4688$$

$$k=[4,82-5(D/w)](I_s/I_a)^n+0,43 \leq 5,25-5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k=[4,82-5 \times 0,4688](28,72)^{1/2}+0,43$$

$$k = 13,70$$

$$5,25 - 5(D/\omega) = 5,25 - 5 \times 0,4688 = 2,91$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{2,91}} \times 16 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,345 < 0,637$$

$$b = \omega \quad (\text{III.81})$$

$$b = 32 \text{ mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d = 15 - 2 \times 2 = 11 \text{ mm}$$

$$d/t = 11/2 = 5,5$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,52}{\sqrt{0,43}} \times 5,5 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,308 < 0,637$$

$$d's = 11 \text{ mm}$$

$$ds = d's(I_s/I_a) \leq d's \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 11 \text{ mm}$$

Dos dois tópicos anteriores conclui-se que toda a seção é efetiva e tem-se:

$$Y_{cg} = 37,5 \text{ mm} = 3,75 \text{ cm}$$

$$I_x = 61,5 \text{ cm}^4$$

◊ Verificação da alma.

$$\omega = 75 - 4 \times 2 = 67 \text{ mm}$$

$$\omega/t = 67/2 = 33,5$$

$$f_1 = \frac{3,75 - 2 \times 0,2}{3,75} \times 25 = 22,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -f_2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\Psi = -1,0$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1) = 24,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{24}} \times 33,5 \sqrt{\frac{22,33}{20500}} = 0,237 < 0,637$$

$$b_e = \omega$$

$$b_e = 67 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \varphi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{67}{(3 + 1)} = 16,75 \text{ cm}$$

$$b_2 = b_e / 2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 67 / 2 = 33,5 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 50,25 \text{ mm} > 33,5 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva como assumido.

◊ Verificação do enrijecedor comprimido.

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 5,5 \sqrt{\frac{22,33}{20500}} = 0,291 < 0,637$$

$$d'_s = 11 \text{ mm}$$

$$d_s = 11 \text{ mm}$$

$$\text{Então } 50 = 16,4 \text{ cm}$$

Determinação de $\phi_b M_{nx}$

$$M_{nx} = S_e f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{nx} = 16,4 \times 25 = 410 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{nx} = 0,95 \times 410 = 389,5 \text{ kNcm}$$

(e) Verificação da equação de interação:

$$\frac{14,691}{164,83} + \frac{337,673}{389,5} = 0,96 < 1,0$$

(f) Verificação do esforço cortante:

◊ Determinação da resistência a esforço cortante:

$$h/t = 67/2 = 33,5$$

$$a/h = 330/67 = 49,25$$

$$K_v = 5,34 + 4,0 / (a/h)^2$$

$$K_v = 5,34 + \frac{4}{(49,25)^2} \cong 5,34 \quad (\text{III.44})$$

$$1,415\sqrt{EK_v / f_y} = 93,63$$

$$V_n = 0,577f_y h t \quad (\text{III.40})$$

$$V_n = 0,577 \times 25 \times 6,7 \times 0,2 = 19,33 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = 1,0 \times 19,33 = 19,33 \text{ kN}$$

◊ Determinação da resistência a esforço cortante e momento fletor:

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{III.45})$$

$$\left(\frac{337,673}{389,5} \right)^2 + \left(\frac{4,191}{19,33} \right)^2 = 0,80 < 1,0$$

O perfil 75x80x15 - t=2,0 pode ser utilizado para resistir aos esforços apresentados em (a)

VI.3.5. Perfis a Serem Utilizados nas Estruturas.

O quadro VI.6. contem os perfis que devem ser utilizados nos contrafeitos e nas beiradas das diversas estruturas tipo 2. Deve-se observar que os perfis a serem utilizados nas pernas e tirantes de uma estrutura tipo 2 com um dado vão e espaçamento entre tesouras, é obtido a partir da tabela VI.3., considerando-se a estrutura tipo 1, de mesmo vão e espaçamento entre tesouras.

Para melhor entendimento deste quadro deve-se considerar a seguinte nomenclatura:

C indica os perfis utilizados nos contrafeitos e nas beiradas, isto é, nas barras 8, 9, 10 e 11 da figura VI.5.

Os índices de esbeltez foram limitados conforme exposto no item VI.2.5.

Quadro VI.6 - Perfis a serem utilizados nas beiradas e contrafeitos das estruturas tipo 2.

	C (mm)
TESO4AC	50x50x10 - t=2,00
TESO4BC	50x50x10 - t=2,00
TESO4CC	50x50x10 - t=2,00
TESO4DC	50x50x10 - t=2,25
TESO4EC	75x80x15 - t=2,00
TESO4FC	75x80x15 - t=2,00
TESO5AC	50x50x10 - t=2,00
TESO5BC	50x50x10 - t=2,00
TESO5CC	50x50x10 - t=2,00
TESO5DC	50x50x10 - t=3,00
TESO5EC	75x80x15 - t=2,00
TESO5FC	100x100x17 - t=2,00
TESO6AC	50x50x10 - t=2,00
TESO6BC	50x50x10 - t=2,00
TESO6CC	50x50x10 - t=2,25
TESO6DC	75x80x15 - t=2,00
TESO6EC	75x80x15 - t=2,00
TESO6FC	100x100x17 - t=2,00
TESO7AC	50x50x10 - t=2,00
TESO7BC	50x50x10 - t=2,00
TESO7CC	50x50x10 - t=3,00
TESO7DC	75x80x15 - t=2,00
TESO7EC	100x100x17 - t=2,00

TESO7FC	100x100x17 - t=2,00
TESO8AC	50x50x10 - t=2,00
TESO8BC	50x50x10 - t=2,25
TESO8CC	75x80x15 - t=2,00
TESO8DC	75x80x15 - t=2,00
TESO8EC	100x100x17 - t=2,00
TESO8FC	127x100x17 - t=2,00
TESO9AC	50x50x10 - t=2,00
TESO9BC	50x50x10 - t=3,00
TESO9CC	75x80x15 - t=2,00
TESO9DC	75x80x15 - t=2,25
TESO9EC	100x100x17 - t=2,00
TESO10AC	50x50x10 - t=2,00
TESO10BC	75x80x15 - t=2,00
TESO10CC	75x80x15 - t=2,00
TESO10DC	100x100x17 - t=2,00
TESO11AC	50x50x10 - t=2,00
TESO11BC	75x80x15 - t=2,00
TESO11CC	75x80x15 - t=2,00
TESO11DC	100x100x17 - t=2,00
TESO12AC	50x50x10 - t=2,00
TESO12BC	75x80x15 - t=2,00
TESO12CC	75x80x15 - t=2.25
TESO12DC	100x100x17 - t=2,00
TESO13AC	50x50x10 - t=2,00
TESO13BC	75x80x15 - t=2,00
TESO13CC	100x100x17 - t=2,00
TESO14AC	50x50x10 - t=2,00
TESO14BC	75x80x15 - t=2,00
TESO14CC	100x100x17 - t=2,00
TESO15AC	50x50x10 - t=2,00
TESO15BC	75x80x15 - t=2,25
TESO15CC	127x100x17 - t=2,00

VI.3.6. Reações de Apoio

O quadro VI.7. apresenta as reações de apoio máximas das estruturas tipo 2 em estudo. Existem, também neste caso, apenas reações verticais que são consideradas positivas quando possuem os sentidos indicados na figura VI.4.

Quadro VI.7.Reações de apoio das estruturas tipo 2.

TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)	TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)
TESO4AC	2,668 -1,037	TESO8EC	41,266 -16,168
TESO4BC	7,927 -3,100	TESO8FC	54,934 -21,545
TESO4CC	10,519 -4,126	TESO9AC	5,138 -1,997
TESO4DC	15,779 -6,188	TESO9BC	15,267 -5,970
TESO4EC	23,706 -9,288	TESO9CC	20,259 -7,946
TESO4FC	31,558 -12,377	TESO9DC	30,389 -11,918
TESO5AC	3,162 -1,229	TESO9EC	45,656 -17,888
TESO5BC	9,395 -3,674	TESO10AC	5,632 -2,189
TESO5CC	12,467 -4,890	TESO10BC	16,735 -6,544
TESO5DC	18,701 -7,334	TESO10CC	22,207 -8,710
TESO5EC	28,096 -11,008	TESO10DC	33,311 -13,064
TESO5FC	37,402 -14,669	TESO11AC	6,126 -2,381

TESO6AC	3,656 -1,421	TESO11BC	18,203 -7,118
TESO6BC	10,863 -4,248	TESO11CC	24,155 -9,474
TESO6CC	14,415 -5,654	TESO11DC	36,233 -14,210
TESO6DC	21,623 -8,480	TESO12AC	6,620 -2,573
TESO6EC	32,486 -12,728	TESO12BC	19,671 -7,692
TESO6FC	43,246 -16,961	TESO12CC	26,103 -10,238
TESO7AC	4,150 -1,613	TESO12DC	39,155 -15,356
TESO7BC	12,331 -4,822	TESO13AC	7,114 -2,765
TESO7CC	16,363 -6,418	TESO13BC	21,139 -8,266
TESO7DC	24,545 -9,626	TESO13CC	28,051 -11,002
TESO7EC	36,876 -14,448	TESO14AC	7,608 -2,957
TESO7FC	49,090 -19,253	TESO14BC	22,607 -8,840
TESO8AC	4,644 -1,805	TESO14CC	29,999 -11,766
TESO8BC	13,799 -5,396	TESO15AC	8,102 -3,149
TESO8CC	18,311 -7,182	TESO15BC	24,075 -9,414
TESO8DC	24,467 -10,772	TESO15CC	31,947 -12,530

VI.4. ESTRUTURA TIPO 3

VI.4.1. Modelagem da Estrutura

A estrutura tipo 3 tem a forma apresentada na figura II.1.C., tendo sido calculada para os vãos e espaçamentos especificados no item VI.1. Foram determinados os esforços solicitantes em 72 estruturas, com os nós e barras dispostos conforme figura VI.8.

Este tipo de estrutura possui 22 nós e 42 barras e considerou-se que:

- ◊ as barras 17 a 33, 35, 39 e 42 são bi-rotuladas;
- ◊ as barras 36 e 40 têm um comprimento de 20 cm, independentemente do vão e do espaçamento entre tesouras;
- ◊ os comprimentos das barras 37 e 41, assim como a altura h da treliça são função do vão a ser vencido pela tesoura e estão indicados no quadro VI.8.

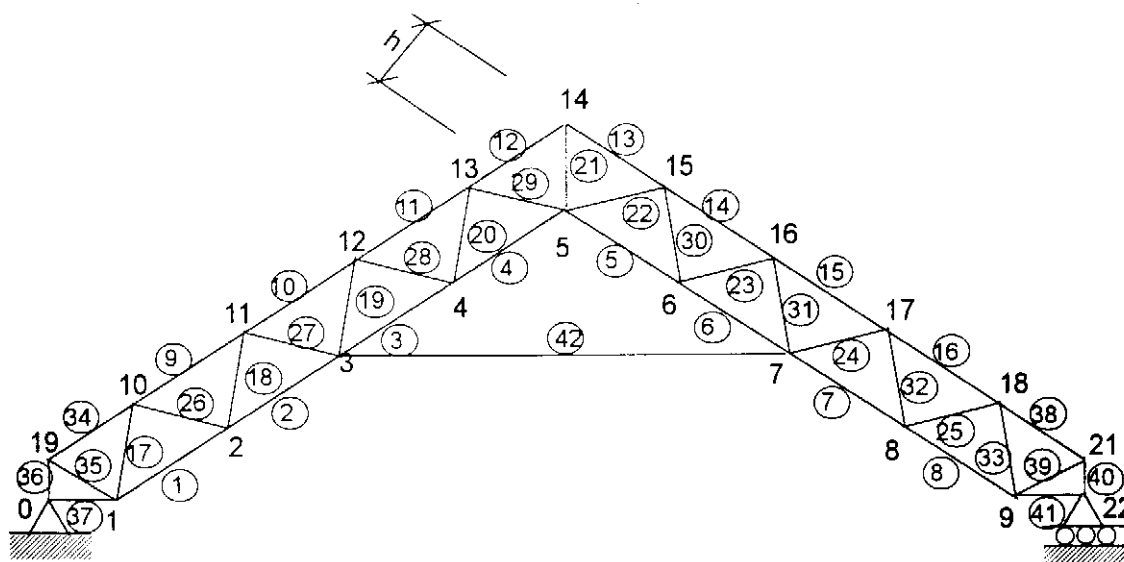


Figura VI.8- Nós e barras da estrutura tipo 3.

Quadro VI.8. Alturas das treliças e comprimentos das barras 37 e 41 da estrutura tipo 3.

VÃO DA TRELIÇA (m)	ALTURA DA TRELIÇA h(cm)	COMPRIMENTO DAS BARRAS 37 E 41 (cm)
4	25	16,26
5	30	28,09
6	35	39,93
7	40	51,76
8	45	63,58
9	55	87,26
10	60	99,08
11	65	110,48
12	70	122,75
13	75	134,56
14	80	146,41
15	85	158,24

VI.4.2. Cargas Atuantes

Foram consideradas atuando na estrutura as cargas e as combinações especificadas no capítulo V. As cargas foram consideradas distribuídas e atuando nas barras 9 a 16, 34 e 38.

VI.4.3. Esforços Solicitantes

O quadro VI.10 apresenta os esforços solicitantes nas diversas barras das estruturas em estudo, considerando-se as hipóteses mais desfavoráveis para o dimensionamento.

Os coeficientes de flambagem das diversas barras da treliça foi adotado igual a 1,0 de acordo com o anexo H da NBR8800(1986).

Os esforços normais de tração são considerados positivos. Os momentos fletores são positivos quando tracionam o lado de referência da estrutura, indicado com linha tracejada na figura VI.9. Nesta figura foram indicados apenas os lados de referência das barras sujeitas a momento fletor. Os esforços cortantes atuantes nas barras não foram considerados, pois verificou-se que seus valores eram muito pequenos, não interferindo significativamente no dimensionamento.

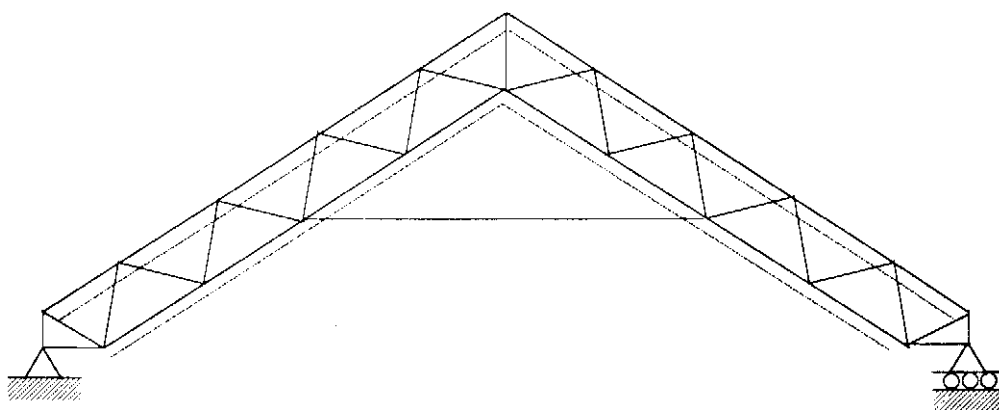


Figura VI.9 - Lados de referência da estrutura tipo 3.

No quadro VI.10 utiliza-se a seguinte notação:

TRELV : indica que se está trabalhando com uma treliça de vão V , em metros

E : espaçamento entre treliças, sendo a nomenclatura utilizada a mesma especificação no item VI.2.3.

BI : indica o banzo inferior da treliça, isto é, as barras 1 a 8, 37 e 41 da figura VI.8.

BS : indica o banzo superior da treliça, isto é as barras 9 a 16, 34, 36, 38 e 40 da figura VI.8.

D : indica as diagonais da treliça, isto é, as barras 17 a 33, 35 e 39 da figura VI.8.

T : indica o tirante da treliça, isto é, a barra 42 da figura VI.8.

No quadro VI.10 duas colunas referem-se a momento fletor. Isto permite serem apresentados os momentos máximos positivos e negativos em uma mesma barra.

Quadro VI.10-Esforços solicitantes máximos nas estruturas tipo 3.

		Força Normal (KN)	Momento Fletor (KNcm)	Momento Fletor (KNcm)
TREL4A	BI	4,833	+0,501	
		-1,655	-0,173	
	BS	-6,286	-1,506	
	D	-2,416		
	T	3,839		
TREL4B		-1,025		
	BI	14,364	1,488	
		-4,947	-0,518	
	BS	-18,680	-3,940	
	D	-7,180		
TREL4C	T	11,408		
		-3,065		
	BI	19,060	1,975	
		-6,585	-0,690	
		-2,667	0,718	
TREL4D	BS	-24,032	-5,939	
	D	-9,528		
	T	15,138		
		-4,080		
	BI	-9,882	-1,012	
TREL4D		28,600	2,949	
	BS	-36,052	-8,931	
	D	-14,298		
	T	21,574		
		-5,720		

TREL4E	BI	42,355	14,044	17,393
		-14,604	-4,804	
	BS	-53,503	-7,846	
	D	-21,205		
	T	31,787		
		-8,370		
TREL4F	BI	55,648	31,780	31,651
		-19,188	-10,733	
	BS	-70,363	-3,122	
	D	-27,898		
	T	39,500		
		-10,175		
TREL5A	BI	6,573	0,548	
		-2,223	-0,187	
	BS	-8,336	-2,005	
	D	-2,982		
	T	4,991		
		-1,317		
TREL5B	BI	19,533	1,393	
		-6,649	-0,471	
		-1,449	0,481	
	BS	-24,088	-6,877	
	D	-8,864		
	T	14,289		
		-3,719		
TREL5C	BI	25,919	1,849	
		-8,851	-0,627	
		-1,923	0,639	
	BS	-31,964	-9,125	
	D	-11,673		
	T	18,961		
		-4,952		

TREL5D	BI	38,504	10,238	14,734
		-13,139	-3,446	
	BS	-47,536	-9,738	
	D	-17,493		
	T	27,485		
		-7,161		
TREL5E	BI	57,307	26,963	29,551
		-19,521	-8,860	
	BS	-70,787	-8,369	
		-28,377	-28,522	
	D	-26,095		
	T	37,598		
		-9,473		
TREL5F	BI	75,275	58,300	53,221
		-25,641	-18,987	
	BS	-67,155	-11,424	
		-93,026		
		-42,745	-62,962	
	D	-34,379		
	T	46,293		
		-11,349		
TREL6A	BI	8,330	0,554	
		-2,795	-0,186	
		-0,944	0,199	
	BS	-10,134	-3,315	
	D	-3,550		
	T	6,080		
		-1,582		
TREL6B	BI	24,756	1,480	
		-8,358	-0,495	
	BS	-30,117	-9,852	
	D	-10,552		
	T	17,615		
		-4,551		

TREL6C	BI	32,620	7,255	12,143
		-11,043	-2,413	
		-0,674	2,751	
	BS	-39,715	-10,262	
	D	-13,910		
	T	22,574		
		-5,835		
TREL6D	BI	48,927	11,126	
		-16,563	-3,677	
	BS	-59,564	-15,293	
	D	-20,867		
	T	33,197		
		-8,524		
TREL6E	BI	72,389	43,152	45,197
		-24,454	-13,987	
	BS	-88,232	-8,342	
		-34,344	-44,976	
	D	-30,946		
	T	45,590		
		-11,339		
TREL6F	BI	94,832	95,760	
		-32,022	-31,037	
	BS	-115,664	84,765	
		-57,831	-100,099	
	D	-40,621		
	T	53,905		
		-13,102		
TREL7A	BI	10,103	0,608	
		-3,370	-0,204	
	BS	-12,178	-4,511	
	D	-4,121		
	T	7,319		
		-1,905		

TREL7B	BI	29,863	5,715	
		-10,019	-1,879	
	BS	-36,019	-11,134	
	D	-12,182		
	T	20,232		
		-5,183		
TREL7C	BI	39,628	7,583	
		-13,337	-2,501	
	BS	-47,796	-14,775	
	D	-16,165		
	T	26,848		
		-6,900		
TREL7D	BI	59,139	18,580	28,173
		-19,898	-5,968	
	BS	-71,365	-17,304	
	D	-24,145		
	T	36,978		
		-9,205		
TREL7E	BI	87,196	75,708	62,079
		-29,264	-24,139	
	BS	-78,895	-22,541	
		-105,304	71,380	
		-51,416	-84,536	
	D	-35,656		
	T	48,125		
		-11,600		
TREL7F	BI	116,145	92,409	84,758
		-39,027	-29,488	
	BS	-105,040	-28,762	
		140,344	96,979	
		-69,673	-113,625	
	D	-47,488		
	T	63,306		
		-15,284		

TREL8A	BI	11,884	0.631	
		-3,945	-0,210	
	BS	-14,230	-5,874	
	D	-4,692		
	T	8,731		
		-2,263		
TREL8B	BI	35,168	5,953	
		-11,745	-1,941	
	BS	-42,132	-15,107	
	D	-13,884		
	T	24,429		
		-6,230		
TREL8C	BI	46,480	13,376	
		-15,568	-4,312	
	BS	-42,005	-25,027	
	D	-18,354		
	T	31,158		
		-7,848		
TREL8D	BI	69,715	20,936	
		-23,351	-6,643	
	BS	-83,532	-25,201	
	D	-27,540		
TREL8E	BI	103,251	77,044	
		-34,516	-24,294	
	BS	-93,672	-39,299	
		-126,942	78,769	
		-50,094	-86,823	
	D	-40,816		
	T	61,263		
		-14,834		

TREL8F	BI	136,577	123,309	126,880
		-45,690	-38,707	
	BS	-124,109	-39,322	
		-163,889		
		-73,905	-155,173	
	D	-54,025		
	T	77,648		
		-18,526		
TREL9A	BI	12,658	0,529	
		-4,156	-0,174	
	BS	-11,733	-11,127	
	D	-4,905		
	T	9,563		
		-2,473		
TREL9B	BI	37,405	9,050	
		-12,353	-2,876	
	BS	-34,712	-29,608	
		-44,373	-16,987	
	D	-14,487		
	T	25,821		
		-6,493		
TREL9C	BI	49,634	11,699	
		-16,444	-3,671	
	BS	-46,064	-39,012	
	D	-19,228		
	T	33,067		
		-8,198		
TREL9D	BI	74,173	27,684	
		-24,569	-8,579	
	BS	-68,902	-53,534	
		-88,009	-27,601	
	D	-28,731		
	T	47,796		
		-11,654		

TREL9E	BI	-36,628	-21,878	
		110,749	70,509	
	BS	-103,030	-68,640	
		-131,422	-28,196	
		-59,597	-96,635	
	D	-42,866		
TREL9F	T	66,548		100,604 123,431
		-16,065		
	BI	146,850	109,491	
		-48,608	-33,937	
	BS	-136,717	-77,661	
		-174,347	-23,219	
TREL10A		-85,860	-162,454	
	D	-56,817		
	T	84,471		
		-20,209		
	BI	14,375	1,845	
		-4,708	-0,590	
TREL10B	BS	-13,333	-13,601	
	D	-5,458		
	T	10,198		
		-2,582		
	BI	42,619	9,344	
		-14,045	-2,957	
TREL10C	BS	-39,549	-38,565	
		-50,388	-21,809	
	D	-16,178		
	T	29,046		
		-7,281		
	BI	56,385	19,716	
TREL10C		-18,637	-6,131	
	BS	-52,363	-47,834	
		-66,668	-25,140	
	D	-21,399		
	T	36,403		
		-8,937		

TREL10D	BI	-27,960	-7,840	
		84,580	25,357	
	BS	-78,538	-70,370	
		-100,041	-36,753	
	D	-32,106		
	T	53,507		
		-13,034		
TREL10E	BI	126,462	64,805	89,372 124,802
		-41,745	-20,086	
	BS	-117,544	-93,586	
		-149,604	-42,059	
		-62,154	-93,806	
	D	-47,962		
	T	74,613		
		-18,069		
TREL10F	BI	167,868	100,920	
		-55,464	-30,994	
	BS	-156,120	-110,773	
		-198,642	135,294	
		-100,378	-175,985	
	D	-63,649		
	T	92,087		
		-21,888		
TREL11A	BI	16,115	1,893	
		-5,267	-0,603	
	BS	-14,944	-16,977	
		-19,006	9,895	
	D	-6,010		
	T	11,329		
		-2,861		
TREL11B	BI	47,795	9,321	
		-15,720	-2,893	
	BS	-44,342	-48,247	
	D	-17,824		
	T	31,147		
		-7,654		

TREL11C	BI	63,268	16,476	
		-20,876	-5,124	
	BS	-58,727	-60,210	
		-74,673	-31,975	
	D	-23,592		
TREL11D	T	40,030		65,816 101,268
		-9,820		
	BI	-31,156	-15,264	
		94,472	49,716	
	BS	-87,783	-81,415	
TREL11E		-111,461	-38,170	
		-46,883	-81,415	
	D	-35,197		
	T	55,414		
		-13,314		
TREL11F	BI	141,540	87,230	
		-46,624	-26,660	
	BS	-131,581	-110,622	
	D	-52,712		
	T	79,457		
TREL12A		-18,887		149,731
	BI	188,524	108,188	
		-62,171	-32,791	
	BS	-175,233	-146,282	
		-227,937	-62,503	
TREL12B		-115,999	-202,485	
	D	-70,217		
	T	99,189		
		-23,231		
	BI	17,900	1,945	
TREL12C		-5,844	-0,618	
	BS	-16,608	-20,895	
	D	-6,594		
	T	12,675		
		-3,194		

TREL12B	BI	52,990	15,696	
		-17,704	-4,822	
	BS	-49,208	-57,190	
		-62,347	-30,013	
	D	-19,511		
	T	34,354		
		-8,366		
TREL12C	BI	70,302	20,506	
		-23,164	-6,192	
	BS	-65,290	-74,727	
	D	-25,890		
	T	43,743		
		-10,447		
TREL12D	BI	-34,625	-14,774	71,889 122,222
		105,116	47,781	
	BS	-97,673	-104,805	
		-123,708	-50,530	
		-52,686	-104,805	
	D	-38,675		
	T	64,223		
		-15,642		
TREL12E	BI	157,578	80,848	
		-51,852	-24,466	
	BS	-146,481	-143,541	
	D	-57,973		
	T	88,930		
		-21,017		
TREL12F	BI	209,776	109,612	
		-69,101	-32,969	
	BS	-195,008	-190,015	
	D	-77,173		
	T	112,529		
		-26,302		

TREL13A	BI	19,673	1,983	
		-6,414	-0,629	
	BS	-18,254	-25,127	
		-23,101	-14,077	
	D	-7,163		
	T	13,828		
		-3,478		
TREL13B	BI	58,276	14,395	
		-19,115	-4,433	
	BS	-54,107	-69,463	
		-68,449	-36,452	
	D	-21,209		
	T	37,516		
		-9,158		
TREL13C	BI	77,081	33,290	
		-25,358	-10,210	
	BS	-71,616	-85,670	
	D	-28,034		
	T	46,495		
		-11,244		
TREL13D	BI	-38,041	-14,284	
		115,626	46,715	
	BS	-107,421	-127,397	
		-135,834	-61,803	81,427
		-58,362	-127,397	145,725
	D	-42,056		
	T	69,007		
		-16,622		
TREL13E	BI	173,366	79,825	
		-56,977	-23,903	
	BS	-161,121	-175,940	
	D	-63,048		
	T	95,840		
		-22,431		

TREL13F	BI	230,875	102,998	
		-75,958	-30,930	
	BS	-214,541	-236,398	
	D	-83,954		
	T	122,101		
		-28,575		
TREL14A	BI	21,448	1,927	
		-6,985	-0,606	
	BS	-19,905	-29,698	
		-25,148	-16,400	
	D	-7,732		
	T	14,796		
		-3,688		
TREL14B	BI	63,564	14,242	
		-20,827	-4,364	
	BS	-59,021	-82,887	
		-74,544	-43,314	
	D	-22,904		
	T	39,979		
		-9,706		
TREL14C	BI	84,117	32,921	
		-27,643	-10,123	
	BS	-78,146	-103,740	
		-98,653	-51,087	
	D	-30,289		
	T	50,675		
		-12,305		
TREL14D	BI	125,900	62,452	
		-41,373	-18,818	
	BS	-117,019	-145,011	
	D	-45,325		
	T	71,915		
		-17,010		

TREL14E	BI	189,249	79,805	
		-62,131	-23,842	
	BS	-175,858	-215,968	
	D	-68,138		
	T	101,629		
		-23,738		
TREL14F	BI	-78,479	-236,757	
		239,722	750,030	
	BS	-288,652	661,756	
		-152,775	-828,841	
	D	-85,019		
	T	129,345		
		-30,681		
TREL15A	BI	23,208	3,493	
		-7,550	-1,083	
	BS	-21,545	-33,985	
	D	-8,293		
	T	15,637		
		-3,856		
TREL15B	BI	68,710	25,285	
		-22,489	-7,726	
	BS	-63,830	-92,742	
	D	-24,532		
	T	41,760		
		-10,092		
TREL15C	BI	91,176	33,553	
		-29,936	-10,285	
	BS	-84,701	-123,066	
		-106,781	-60,813	
	D	-32,553		
	T	55,414		
		-13,438		

TREL15D	BI	136,508	61,502	
		-44,823	-18,156	
	BS	-126,867	-171,530	
	D	-48,735		
	T	75,867		
		-17,570		
TREL15E	BI	205,184	75,308	
		-67,305	-22,473	
	BS	-190,636	-257,993	
	D	-73,253		
	T	111,380		
		-26,068		
TREL15F	BI	-85,650	-231,595	
		261,664	736,244	
	BS	-314,572	676,023	
		-156,199	-799,747	
	D	-92,187		
	T	144,142		
		-34,468		

VI.4.4 Dimensionamento das Barras

Através do quadro VI.10 verifica-se que no banzo inferior a situação mais desfavorável corresponde a uma flexo-tração ou uma flexo-compressão. No banzo superior tem-se esforços mais desfavoráveis de flexo-compressão. Nas diagonais tem-se esforços de compressão, e no tirante esforços de compressão ou tração.

Nos banzos superior e inferior da treliça são utilizados perfis U enrijecidos, nas diagonais cantoneiras duplas, e no tirante perfis caixa. Estes perfis estão dispostos conforme mostra a figura VI.10.b. Nas treliças TREL14F e TREL15F foram utilizados perfis caixa nos banzos superior e inferior, por não existirem no catálogo da TECNOFER perfis U enrijecidos que resistam aos esforços solicitantes nestas estruturas, e no tirante, e nas diagonais cantoneiras duplas, conforme figura VI.10.c

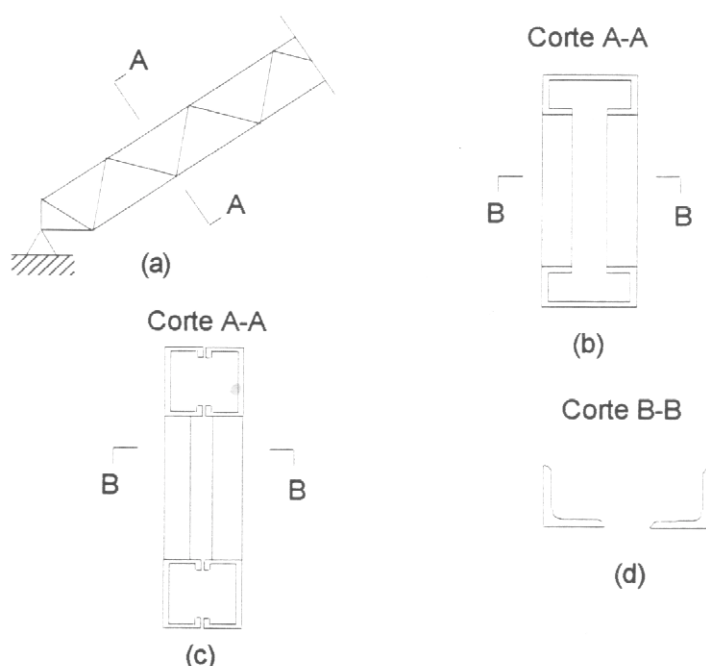


Figura VI.10 - Perfis utilizados nas treliças.

O dimensionamento feito de acordo com o exposto no capítulo III utiliza os programas PROG1, PROG2 e PROG3 para perfis caixa submetidos a flexo-compressão, compressão e flexo-tração, respectivamente. Utiliza também o programa VERIFICA,

elaborado por Neto(1995), e os programas PROG4, PROG5, PROG6 e PROG7. O programa VERIFICA é para o dimensionamento de perfis U enrijecidos sujeitos a flexo-compressão, considerando-se o elemento 1 comprimido, conforme figura VI.11.b. o programa PROG4 dimensiona perfis U enrijecidos sujeitos a flexo-tração, considerando-se o elemento 3 comprimido, conforme figura VJ.11.c. O programa PROG5 dimensiona perfis U enrijecidos sujeitos a flexo compressão considerando-se o elemento 3 comprimido, conforme figura VI.11.d. O programa PROG6 dimensiona cantoneiras duplas, dispostas conforme figura VI.10.d, sujeitas a compressão. Com o programa PROG7 é possível determinar a distância máxima entre as chapas de ligação das cantoneiras, que compõem as diagonais e verificar a capacidade de carga de uma cantoneira isolada

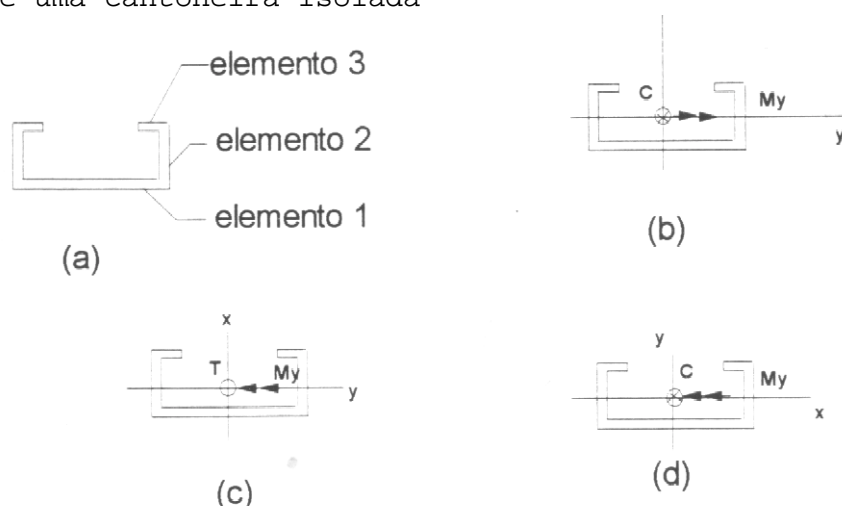


Figura VI.11 - Casos de dimensionamento de perfis U enrijecidos utilizados nos programas.

Serão apresentados em (a), (b), (c) e (d), a título de ilustração, exemplos de dimensionamento de perfis U enrijecidos sujeitos a flexo-compressão, flexo-tração e de cantoneiras duplas sujeitas a compressão.

a) Exemplo de dimensionamento de perfil U enrijecido sujeito a flexo-compressão, considerando-se o caso apresentado na figura VI.11.d.

a1) Esforços atuantes no banzo superior da treliça TREL13E

$N=161,21 \text{ kN}$

$M_y=-175,940 \text{ kNcm}$

onde N =força normal

M_y =momento fletor segundo o eixo y

a2) Dados

- Perfil U enrijecido 300x85x25-t=3,75
- Comprimentos de flambagem: $L_x=40\text{cm}$, $L_y=142,20 \text{ cm}$
- Aço USI SAC41 - $f_y=25\text{kN/cm}^2$
- Perfil travado na direção x pelas terças

a3) Determinação de $\phi_c P_n$

Determinação de f_n

$$f_{e1} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$f_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(142,18 / 2,96)^2} = 87,69 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \pi^2 20500 / (40 / 11,38)^2 = 87,69 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(18,70 \times 168,96)} \left[7800 \times 0,876 + \frac{\pi^2 \times 20500 \times 29196,7}{(142,18)^2} \right] = 94,65 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(f_e)_3 = (1/2\beta) \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \frac{5,54^2}{168,96} = 0,82$$

$$f_{e3} = \frac{1}{2 \times 0,82} \left[(16376,39 + 94,65) - \sqrt{(16376,39 + 94,65)^2 - 4 \times 0,82 \times 16376,39 + 94,65} \right] = 92,72 \text{ KN/}$$

$$f_e = 87,69 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e > f_y / 2$$

$$f_n = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (\text{III.48})$$

$$f_n = 25 \left(1 - \frac{25}{4 \times 87,69} \right) = 23,22 \text{ kN/cm}^2$$

Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$W = 300 - 4 \times 3,75 = 285 \text{ mm}$$

$$W/t = 285 / 3,75 = 76,0$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{4} \times 76 \times \sqrt{\frac{23,22}{20500}} = 1,35$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{1,35} \right) \frac{1}{1,35} = 0,620$$

$$b = \rho w \quad (\text{III.82})$$

$$b = 0,620 \times 285 = 176,7 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w = 85 - 4 \times 3,75 = 70 \text{ mm}$$

$$w/t = 70 / 3,75 = 18,67$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{23,22}} = 38,03$$

$$S/3=12,68$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = t^4 \times 399 \times \{[(w/t)/S] - 0,33\}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,375^4 \times 399 \times \{[(18,67/38,03)/S] - 0,33\}^3 = 0,0329$$

$$d = 15 - 2 \times 2,25 = 10,5 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = \frac{0,225 \times 1,75^3}{12} = 0,0217 \text{ cm}^4$$

$$D = 25 \text{ mm} \quad w = 70 \text{ mm} \quad D/w = 0,3571$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/w)$$

$$k = [4,82 - 5 \times 0,3571] \times 5,09 + 0,43 = 7,28 \quad (\text{III.97})$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3571 = 3,46$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{2,83}} \times 18,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,355 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$\diamond b = 70 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d = 25 - 2 \times 3,75 = 17,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 17,5/3,75 = 4,67$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{23,22}{20500}} = 0,252$$

$$d's = 17,5 \text{ mm}$$

$$ds = d's (I_s / I_a) < d's \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 17,5 \text{ mm}$$

$$A_e = 18,70 - (28,5 - 17,67) \times 0,375 = 14,64 \text{ cm}^2$$

◊ Determinação de $\phi_c P_n$

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$P_n = 14,64 \times 23,22 = 339,94 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 339,94 = 288,95 \text{ kN}$$

(a4) Determinação de $\phi_c P_{no}$

◊ Determinação de f_n

$$f_n = 25 \text{ KN/cm}^2, \text{ de acordo com o item III.5}$$

◊ Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$w/t = 76,0$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \times 76 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 1,40$$

$$\rho = \left(1,0 - \frac{0,22}{1,40} \right) \frac{1}{1,40} = 0,602$$

$$b = \rho w \quad (\text{III.82})$$

$$b = 0,602 \times 285 = 171,57 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w/t = 18,67$$

$$s = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$s = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3 = 12,68$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = 399t^4 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,375^4 \{ [(18,67/36,65)] - 0,33 \}^3 = 0,04557$$

$$I_s = 0,1675$$

$$I_s/I_a = 0,1675/0,04557 = 3,68$$

$$D=25 \text{ mm} \quad w=70 \text{ mm} \quad D/w=0,3571$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)] (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/w)$$

$$k = [4,82 - 5 \times 0,3571] \times 3,68^{1/2} + 0,43 = 6,25 \quad (\text{III.97})$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3571 = 3,46$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{3,46}} \times 18,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,369 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b=70 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d/t = 4,67$$

$$k=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,262 < 0,673$$

$$d's = 17,5 \text{ mm}$$

$$ds = d's (I_s/I_a) < d's$$

$$ds=17,5 \text{ mm}$$

$$A_e=18,70-(28,5-17,16)\times 0,375=14,45 \text{ cm}^2$$

Determinação de $\phi_c P_{no}$

$$P_{no}=14,45\times 25=361,25 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_{no}=0,85\times 361,25=307,06 \text{ kN}$$

a5) Determinação de $\phi_b M_{ny}$

a5.1) Momento calculado com base no início do escoamento

◊ Verificação do flange comprimido

$$d=25-2\times 3,75=17,5\text{mm}$$

$$d/t=17,5/3,75=4,67$$

$$K=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,262 < 0,673$$

• Verificação da alma

$$f_1 = \frac{25}{62,9} (62,9 - 2\times 3,75) = 22,02 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_2 = \frac{25}{62,9} (22,1 - 2\times 3,75) = -5,80 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\phi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\phi = \frac{-5,80}{22,02} = -0,26$$

$$k = 4 + 2(1-\phi)^3 + 2(1-\phi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1+0,26)^3 + 2(1+0,26) = 10,52$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{10,52}} \times 18,67 \times \sqrt{\frac{22,02}{20500}} = 0,198 < 0,673$$

$$b_e = 70\text{mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \phi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{70}{(3 + 0,26)} = 21,47$$

$$b_2 = b_e/2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 70/2 = 35\text{mm}$$

$$b_1 + b_2 = 21,47 + 35 = 56,47\text{mm} > 55,4\text{mm}$$

A alma é totalmente efetiva

◊ Determinação de $\phi_b M_{ny1}$

$$S_e = 26,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny1} = S_e f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{ny1} = 26,1 \times 25 = 652,5 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{ny1} = 0,90 \times 652,5 = 587,25 \text{ kNcm}$$

a52) Momento calculado com base na flambagem lateral

◊ Determinação do momento crítico M_c

$$M_y = S_f f_y \quad (\text{III.20})$$

$$M_y = 26,10 \times 25 = 652,5 \text{ Kncm}$$

$$C_s = -1,0$$

$$\sigma_{ex} = 16376,39 \text{ kN/cm}$$

$$\sigma_t = 94,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{TF} = 1,0$$

$$\beta_w = -\{0,0833[t\bar{x}(\bar{a})^3] + t(\bar{x})^3\bar{a}\} \quad (\text{III.31})$$

$$\bar{x} = 2,21 - 0,375/2 = 2,02\text{cm}$$

$$\bar{a} = 30,0 - 0,375 = 29,625 \text{ cm}$$

$$\bar{b} = 8,5 - 0,375 = 8,13\text{cm}$$

$$\bar{c} = 2,5 - 0,375/2 = 2,31\text{cm}$$

$$\beta_w = -\{0,0833[0,375 \times 2,02 \times (29,625)^3] + 0,375 \times (2,02)^3 \times 29,625\}$$

$$\beta_w = 1732,17 \text{ cm}^5$$

$$\beta_f = \left(\frac{t}{2}\right) \left[(\bar{b} - \bar{x})^4 - (\bar{x})^4\right] + \left[t \frac{(\bar{a})^2}{4}\right] \left[(\bar{b} - \bar{x})^2 - (\bar{x})^2\right] \quad (\text{III.32})$$

$$\beta_f = \left(\frac{0,375}{2}\right) \left[(8,13 - 2,04)^4 - 2,02^4\right] + \left[0,375 \times 29,625^2 / 4\right] \left[(8,13 - 2,02)^2 - (2,02)^2\right]$$

$$\beta_f = 2994,10 \text{ cm}^5$$

$$\beta_1 = 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x})^3 + \frac{2}{3}t(\bar{b} - \bar{x}) \left[\left(\frac{\bar{a}}{2}\right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} - \bar{c}\right)^3 \right]$$

$$\beta_1 = 2 \times 2,31 \times 0,375 (8,13 - 2,02)^3 + \frac{2}{3} \times 0,375 (8,13 - 2,02) \left[\left(\frac{29,625}{2}\right)^3 - \left(\frac{29,625}{2} - 2,31\right)^3 \right] = 2374,3$$

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_1) - x_0 \quad (\text{III.30})$$

$$j = \frac{1}{2 \times 163,8} (-1732,17 + 2994,10 + 2374,39) + 5,54 = 16,64 \text{ cm}$$

$$M_e = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad (\text{III.22})$$

$$M_e = -1,0 \times 18,70 \times 16376,39 \left[16,64 - 1,0 \sqrt{16,64^2 + 168,96 \times 94,65} \right] / 16376,39$$

$$M_e = 8978,02 \text{ kNcm}$$

$$M_y / 2 = 326,25 \text{ kNcm}$$

$$M_c = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4M_e} \right) \quad (\text{III.18})$$

$$M_c = 652,5 \left(1 - \frac{652,5}{4 \times 8978,02} \right) = 640,64 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = \frac{640,64}{26,1} = 24,55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Verificação do flange comprimido

$$d/t=4,67$$

$$k=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{24,55}{20500}} = 0,259 < 0,673$$

• Verificação da alma

$$f_1 = \frac{62,9 - 2 \times 3,75}{62,9} \times 24,55 = 21,62 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{22,1 - 2 \times 3,75}{62,9} \times 24,55 = -5,70 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\varphi = \frac{-5,70}{21,62} = -0,26$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,26)^3 + 2(1 + 0,26) = 10,52$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{10,52}} \times 18,67 \times \sqrt{\frac{21,62}{20500}} = 0,197$$

$$b_e = 70 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \varphi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{70}{(3 + 0,26)} = 21,47$$

$$b_2 = b_e/2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 70/2 = 35 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 21,47 + 35 = 56,47 \text{ mm} > 55,4 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva

◊ Determinação de $\phi_b M_{ny2}$

$$M_{ny2} = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{III.17})$$

$$M_{ny2} = 640,64 \text{ KNcm}$$

$$\phi_b M_{ny2} = 0,90 \times 640,64 = 576,58 \text{ kNcm}$$

◊ Determinação de $\phi_b M_{ny}$

$$\phi_b M_{ny} = 576,58 \text{ kNcm}$$

a6) Determinação de C_{mx}

Foi adotado a favor da segurança $C_{mx} = 1,0$

a7) Determinação de $\phi_c P_{ey}$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_b}{(K_b L_b)^2} \quad (\text{III.79})$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 163,8}{142,20^2}$$

$$\phi_c P_e = 0,85 \times 1638,96 = 1393,12 \text{ kN}$$

a8) Verificação das equações de iteração

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{161,21}{288,95} = 0,56$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_{ny}} \leq 1,0 \quad (\text{III.75})$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{C_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (\text{III.76})$$

$$\frac{161,21}{288,95} + \frac{1,0 \times 175,940}{576,58 \times \left[1 - \frac{161,21}{1393,12} \right]} = 0,90 < 1,0$$

$$\frac{161,21}{307,06} + \frac{175,940}{576,58} = 0,83 < 1,0$$

O perfil 300x85x25-t=3,75 pode ser utilizado para resistir aos esforços dados em (a1)

b) Exemplo de dimensionamento de perfil U enrijecido, sujeito a flexo-tração, considerando-se o caso apresentado na figura VI.11.c.

b1) Esforços atuantes no banzo inferior na treliça TREL13F

$$N=230,875 \text{ kN}$$

$$M_y=102,988 \text{ kNcm}$$

onde

N= força normal

M_y = momento fletor segundo o eixo y

b2) Dados

◊ Perfil U enrijecido 300x85x25-t=3,35

◊ Comprimentos de flambagem: $L_x=1300\text{cm}$ $L_y=142,18 \text{ cm}$

◊ Aço USI SAC41- $f_y=25 \text{ KN/cm}^2$

b3) Determinação de $\phi_t T_n$

$$\phi_t T_n = 0,95 A_n f_y$$

$$\phi_t T_n = 0,95 \times 16,78 \times 25 = 398,53 \text{ kN}$$

b4) Determinação de $\phi_b M_{ny}$

b41) Momento calculado com base no início do escoamento

◊ Verificação do flange comprimido

$$d=25-2 \times 3,35=18,30$$

$$d/t=5,46$$

$$k=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 5,46 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,306 < 0,673$$

◊ Verificação da alma

$$f_1 = 25 \times \frac{(62,9 - 2 \times 3,75)}{62,9} = 22,34 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_2 = -25 \times \frac{(22,1 - 2 \times 3,75)}{62,9} = -6,12 \text{ kN / cm}^2$$

$$\varphi = f_2 / f_1$$

(III.89)

$$\varphi = \frac{-6,12}{22,34} = -0,27$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi)$$

(III.88)

$$k = 4 + 2(1 + 0,27)^3 + 2(1 + 0,27) = 10,64$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

(III.84)

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{10,64}} \times 21,37 \times \sqrt{\frac{22,34}{20500}} = 0,228$$

$$b_e = 71,6 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{71,6}{(3 - \varphi)}$$

(III.85)

$$b_1 = \frac{71,6}{(3 + 0,27)} = 21,90 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_e / 2$$

(III.86)

$$b_2 = \frac{71,6}{2} = 35,80 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 21,90 + 35,80 = 57,5 \text{ mm} > 56,2 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva

◊ Determinação de $\phi_b M_{ny1}$

$$S_e = 23,7 \text{ cm}$$

$$M_{ny1} = S_e f_y$$

$$M_{ny1} = 23,7 \times 25 = 592,5 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{ny1} = 0,90 \times 592,5 = 533,25 \text{ kNcm}$$

b42) Momento calculado com base na flambagem lateral

◊ Determinação do momento crítico M_e

$$M_y = S_f f_y \quad (\text{III.20})$$

$$M_y = 23,70 \times 25 = 592,50 \text{ kNcm}$$

$$C_s = -1,0$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(1300 / 11,41)^2} = 15,59 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{AR_0^2} [GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_T L_T)^2}] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(16,78 \times 170,09)} [7800 \times 0,628 + \frac{\pi^2 \times 2500 \times 26605,5}{(1300)^2}]$$

$$\sigma_t = 2,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{Tf} = 1,0$$

$$\bar{x} = 2,21 - 0,335/2 = 2,04 \text{ cm}$$

$$\bar{a} = 30,0 - 0,335 = 29,67 \text{ cm}$$

$$\bar{b} = 8,5 - 0,335 = 8,17 \text{ cm}$$

$$\bar{c} = 2,5 - 0,335/2 = 2,33 \text{ cm}$$

$$\beta_w = -\{0,0833[t\bar{x}(\bar{a})^3] + t(\bar{x})^3\bar{a}\} \quad (\text{III.31})$$

$$\beta_w = -\{0,0833[0,335 \times 2,04 \times (29,67)^3] + 0,335 \times (2,04)^3 \times 29,67\}$$

$$\beta_w = -1571,25 \text{ cm}^5$$

$$\beta_f = \left(\frac{t}{2}\right) [(\bar{b} - \bar{x})^4 - (\bar{x})^4] + \left[t \frac{(\bar{a})^2}{4}\right] [(\bar{b} - \bar{x})^2 - (\bar{x})^2] \quad (\text{III.32})$$

$$\beta_f = \left(\frac{0,335}{2}\right) [(8,17 - 2,04)^4 - 2,04^4] + [0,335 \times 29,67^2 / 4] [(8,17 - 2,04)^2 - (2,04)^2]$$

$$\beta_f = 2697,18 \text{ cm}^5$$

$$\beta_1 = 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x})^3 + \frac{2}{3}t(\bar{b} - \bar{x})\left[\left(\frac{\bar{a}}{2}\right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} - \bar{c}\right)^3\right] \quad (\text{III.33})$$

$$\beta_1 = 2 \times 2,33 \times 0,335(8,17 - 2,04)^3 + \frac{2}{3} \times 0,335(8,17 - 2,04)\left[\left(\frac{29,67}{2}\right)^3 - \left(\frac{29,67}{2} - 2,33\right)^3\right] = 2152,17$$

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_1) - x_0 \quad (\text{III.30})$$

$$j = \frac{1}{2 \times 149,1} (-1571,25 + 2697,18 + 2152,17) + 5,57 = 16,56 \text{ cm}$$

$$M_e = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad (\text{III.22})$$

$$M_e = -1,0 \times 16,78 \times 15,59 \left[16,56 - 1 \sqrt{16,56^2 + 170,09(2,83 / 15,59)} \right] / 1,0$$

$$M_e = 237,37 \text{ KNcm}$$

$$M_y / 2 = 296,25 \text{ KNcm}$$

$$M_c = M_e \quad (\text{III.18})$$

$$M_c = 237,37 \text{ KNcm}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = \frac{237,37}{23,7} = 10,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

◊ Verificação do flange comprimido

$$d/t = 4,67$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 5,46 \times \sqrt{\frac{10,02}{20500}} = 0,194 < 0,673$$

◊ Verificação da alma

$$f_1 = \frac{62,9 - 2 \times 3,35}{62,9} \times 10,02 = 8,95 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{22,1 - 2 \times 3,35}{62,9} \times 10,02 = -2,45 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\varphi = \frac{-2,45}{8,95} = -0,27$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,27)^3 + 2(1 + 0,27) = 10,64$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{10,64}} \times 21,37 \times \sqrt{\frac{8,95}{20500}} = 0,144 < 0,673$$

$$b_e = 71,6 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \varphi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{71,6}{(3 + 0,27)} = 21,90$$

$$b_2 = b_e / 2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 71,6 / 2 = 35,8 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 21,90 + 35,8 = 57,7 \text{ mm} > 56,2 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva

◇ Determinação de $4 > N \underline{M_c}$

$$M_{ny2} = S_c \frac{M_c}{S_f}$$

$$M_{ny2} = 237,37 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{ny2} = 0,90 \times 237,37 = 213,633 \text{ kNcm}$$

b5) Verificação da equação de iteração

$$\frac{230,875}{398,53} + \frac{102,998}{213,633} = 1,04 \cong 1,0$$

O perfil 300x85x25-t=3,35 pode ser utilizado para resistir os esforços dados em (b1).

c) Exemplo de dimensionamento de cantoneiras duplas, dispostas conforme d figura VI.12, e sujeitas a compressão.

cl) Esforços atuantes nas diagonais da treliça TREL15E

$N = -73,253 \text{ kN}$

onde N = força normal

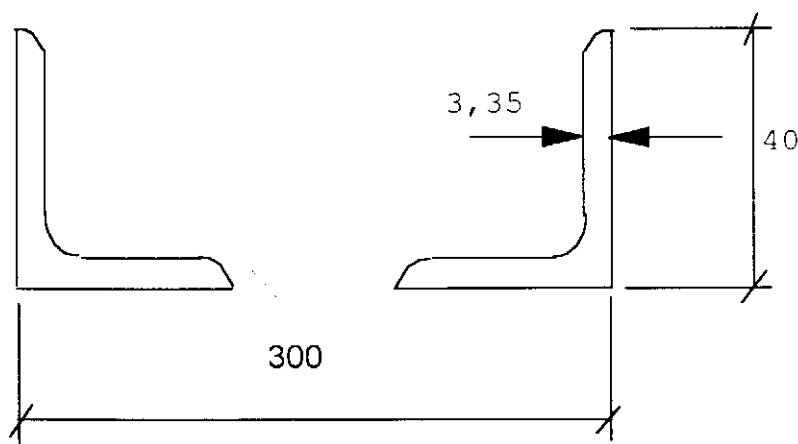


Figura VI.12 - Disposição das cantoneiras que formam a diagonal da treliça TREL15E.

c2) Dados

◊ Cantoneiras duplas 40x40-t=3,35

◊ Comprimentos de flambagem: $L_x = L_y = 117,84$

◊ Aço USI SAC41- $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

c3) Determinação de $\phi_c P_n$

◊ Determinação de f_n

$$f_{e1} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$f_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(117,84 / 1,24)^2} = 22,40 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 20500}{(117,84 / 13,93)^2} = 2827,29 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$r_0^2 = 13,93^2 + 1,24^2 + 2,04^2 = 199,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 ECw}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(5,14 \times 199,74)} \left[7800 \times 0,192 + \frac{\pi^2 \times 20500 \times 1596,48}{(117,84)^2} \right] = 24,12 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \frac{2,04^2}{199,74} = 0,98$$

$$(f_e)_3 = (1/2\beta) \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$f_{e3} = \frac{1}{2 \times 0,98} \left[(2827,29 + 24,12) - \sqrt{(2827,29 + 24,12)^2 - 4 \times 0,98 \times 2827,29 \times 24,12} \right]$$

$$f_{e3} = 24,12 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_e = 22,40 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_e > f_y / 2$$

$$f_n = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (\text{III.48})$$

$$f_n = 25 \left(1 - \frac{25}{4 \times 22,40} \right) = 18,02 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$w = 40 - 2 \times 3,35 = 33,3 \text{ mm}$$

$$w/t = 33,3 / 3,35 = 9,94$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{0,43} \times 9,94 \times \sqrt{\frac{18,02}{20500}} = 0,473 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b=33,3 \text{ mm}$$

$$A_e=5,14 \text{ cm}^2$$

- Determinação de $\phi_c P_n$

$$P_n=5,14 \times 18,02=92,62 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n=0,85 \times 92,62=78,73 \text{ kN}$$

As cantoneiras duplas 40x40-t=3,35 podem ser utilizadas para resistir os esforços dados em (c1)

d) Exemplo de verificação da capacidade de carga das cantoneiras isoladas que formam as diagonais.

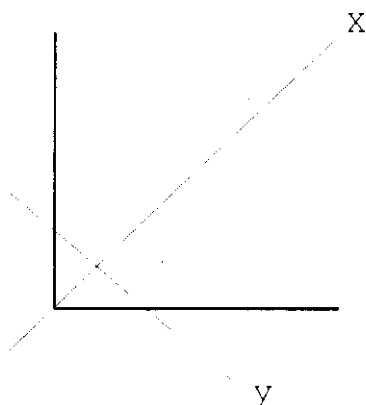


Figura VI.12a - Cantoneira componente das diagonais.

d1) Esforço atuante em cada cantoneira das diagonais da treliça

TREL15E

$$N=-36,627 \text{ kN}$$

onde

N= força normal

d2) Dados

- Cantoneira de 40x40-t=3,35

- Aço USI SAC41 : $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

d3) Espaçamento máximo entre as chapas de ligação das cantoneiras duplas

$$\frac{l_1}{r_z} \leq 50 \quad (\text{III.130})$$

$$l_1 \leq 50 \times 0,741 = 37,05 \text{ cm}$$

(d4) Determinação de $\phi_c P_n$

- Determinação de f_n

$$\frac{b}{a} = 0 \quad \frac{tL}{a^2} = \frac{3,35 \times 370}{(40 - 3,35 / 2)^2} = 0,84$$

Segundo a figura III.7 a flexo torção governa.

$$f_{e1} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$f_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(37 / 0,741)^2} = 81,15 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 20500}{(37 / 1,604)^2} = 380,24 \text{ kN / cm}^2$$

$$r_0^2 = 0,741^2 + 1,604^2 + 1,174^2 = 4,500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(2,44 \times 4,500)} [7800 \times 0,096 +] = 68,20 \text{ kN / cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \frac{1,174^2}{4,5} = 0,69$$

$$(f_e)_3 = (1/2\beta) \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$f_{e3} = \frac{1}{2 \times 0,69} \left[(380,24 + 68,20) - \sqrt{(380,24 + 68,20)^2 - 4 \times 0,69 \times 380,24 + 68,20} \right]$$

$$f_{e3} = 64,16 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$f_e = 64,16 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e > f_y / 2$$

$$f_n = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (\text{III.48})$$

$$f_n = 25 \left(1 - \frac{25}{4 \times 64,16} \right) = 22,56 \text{ kN/cm}^2$$

Determinação da área efetiva

$$w = 40 - 2 \times 3,35 = 33,3 \text{ mm}$$

$$w/t = 33,3 / 3,35 = 9,94$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{0,43} \times 9,94 \times \sqrt{\frac{22,56}{20500}} = 0,529$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 33,3 \text{ mm}$$

$$A_e = 2,44 \text{ cm}^2$$

• Determinação de $\phi_c P_n$

$$P_n = A_e f_n$$

$$P_n = 2,44 \times 22,56 = 55,05 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 55,05 = 46,79 \text{ kN}$$

A cantoneira de 40x40-t=3,35 isolada, também resiste metade do esforço da diagonal mais solicitada da treliça TREL15E.

VI.4.5 Perfis a Serem Utilizados nas Estruturas

O quadro VI.11 contém os perfis que devem ser utilizados nas barras componentes das diversas estruturas tipo 3, em estudo. Deve-se observar que serão considerados perfis U enrijecidos nas banzos superior e inferior, cantoneiras duplas nas diagonais e perfis caixa nos tirantes. Nas treliças TREL14F e TREL15F onde os banzos superior e inferior são executados em perfis caixa.

Para melhor entendimento deste quadro deve-se considerar a nomenclatura exposta no item VI.4.3

Quadro VI.11 Perfis a serem utilizados nas estruturas tipo3

TREL	BI	BS	D	T
TREL4A	50X25X10 t=2	50X25X10 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL4B	50X25X10 t=2	50X25X10 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL4C	50X25X10 t=2	50X25X10 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL4D	50X25X10 t=2	50X25X10 t=3	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL4E	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL4F	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL5A	50x25x10 t=2	50x25x10 t=2	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2
TREL5B	50x25x10 t=2	50x25x10 t=2,25	25X25 t=2,25	50X50X10 t=2

TREL5C	50x25x10 t=2	50x25x10 t=3	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL5D	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL5E	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL5F	150x60x20 t=2, 25	150x60x25 t=2, 65	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6A	50x25x10 t=2	50x25x10 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6B	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6C	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6D	100x50x17 t=2	100x50x17 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6E	150x60x20 t=2, 25	150x60x20 t=2, 25	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL6F	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	25X25 t=2, 65	50X50X10 t=2
TREL7A	50x25x10 t=2	50x25x10 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL7B	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL7C	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2, 25	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL7D	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2, 25	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2
TREL7E	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	25X25 t=2, 25	50X50X10 t=2

TREL7F	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	25X25 t=3	50x50x10 t=2
TREL8A	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL8B	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL8C	100x50x17 t=2	100x57x17 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL8D	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2, 25	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL8E	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	25X25 t=2, 65	75x80x15 t=2
TREL8F	250x85x25 t=2, 65	250x85x25 t=3	25X25 t=3, 75	75x80x15 t=2
TREL9A	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL9B	100x50x17 t=2	100x50x17 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL9C	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL9D	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2, 25	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL9E	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	25X25 t=3, 35	75x80x15 t=2
TREL9F	250x85x25 t=2, 65	250x85x25 t=3	40x40 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL10A	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL10B	100x50x17 t=2	100x50x17 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2

TREL10C	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL10D	150x60x20 t=2, 25	150x60x20 t=2, 65	25X25 t=2, 65	75x80x15 t=2
TREL10E	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=3	40x40 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL10F	300x85x25 t=2, 65	300x85x25 t=3, 35	40x40 t=2, 65	75x80x15 t=2
TREL11A	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL11B	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2, 25	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL11C	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2, 25	25X25 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL11D	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	40x40 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL11E	250x85x25 t=2, 65	200x85x25 t=3	40x40 t=2, 25	75x80x15 t=2
TREL11F	300x85x25 t=3	300x85x25 t=3, 75	40x40 t=2, 65	75x80x15 t=2
TREL12A	75x40x15 t=2	75x40x15 t=2	25X25 t=2, 25	100x100x17 t=2
TREL12B	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2	25X25 t=2, 25	100x100x17 t=2
TREL12C	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2, 65	25X25 t=2, 65	100x100x17 t=2
TREL12D	200x75x25 t=2, 65	200x75x25 t=2, 65	40x40 t=2, 25	100x100x17 t=2
TREL12E	300x85x25 t=2, 65	300x85x25 t=3, 35	40x40 t=2, 65	100x100x17 t=2
TREL12F	300x85x25 t=3, 35	300x85x25 t=4, 25	40x40 t=3	100x100x17 t=2

TREL13A	100x50x17 t=2	100x50x17 t=2	25x25 t=2,25	100x100x17 t=2
TREL13B	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2,25	25x25 t=2,65	100x100x17 t=2
TREL13C	200x75x25 t=2,65	200x75x25 t=2,65	25x25 t=3,35	100x100x17 t=2
TREL13D	200x75x25 t=2,65	200x75x25 t=3	40x40 t=2,25	100x100x17 t=2
TREL13E	300x85x25 t=3	300x85x25 t=3,75	40x40 t=2,65	100x100x17 t=2
TREL13F	300x85x25 t=3,35	300x85x25 t=4,75	40x40 t=3,35	100x100x17 t=2
TREL14A	100x50x17 t=2	100x50x17 t=2	25x25 t=2,25	100x100x17 t=2
TREL14B	150x60x20 t=2	150x60x20 t=2,65	25x25 t=3	100x100x17 t=2
TREL14C	200x75x25 t=2,65	200x75x25 t=2,65	40x40 t=2,25	100x100x17 t=2
TREL14D	250x85x25 t=2,65	200x75x25 t=3	40x40 t=2,25	100x100x17 t=2
TREL14E	300x85x25 t=3	300x85x25 t=4,25	40x40 t=3	100x100x17 t=2
TREL14F	200x150x25 t=2,65	200x150x25 t=3	40x40 t=3,75	100x100x17 t=2
TREL15A	127x50x17 t=2	127x50x17 t=2	25x25 t=2,25	127x100x17 t=2
TREL15B	200x75x25 t=2,65	200x75x25 t=2,65	40x40 t=2,25	127x100x17 t=2
TREL15C	200x75x25 t=2,65	200x75x25 t=2,65	40x40 t=2,25	127x100x17 t=2

TREL15D	300x85x25 t=2,65	300x85x25 t=3,35	40x40 t=2,25	127x100x17 t=2
TREL15E	300x85x25 t=3	300x85x25 t=4,75	40x40 t=3,35	127x100x17 t=2
TREL15F	200x150x25 t=2,65	200x150x25 t=3	40x40 t=4,25	127x100x17 t=2

Os índices de esbeltez foram limitados segundo o exposto no item VI.2.5.

VI.4.6 Reações de Apoio

O quadro VI.12 apresenta as reações de apoio máximas das estruturas tipo 3, em estudo.

Quadro VI.12 Reações de apoio das estruturas tipo3.

TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)	TESOURA	REAÇÕES VERTICAIS MÁXIMAS (KN)
TREL4A	1,976 -0,768	TREL10A	4,940 -1,920
TREL4B	5,872 -2,296	TREL10B	14,680 -5,740
TREL4C	7,792 -3,056	TREL10C	19,480 -7,640
TREL4D	11,688 -4,584	TREL10D	29,220 -11,460
TREL4E	17,560 -6,880	TREL10E	43,900 -17,200
TREL4F	23,376 -9,168	TREL10F	58,440 -22,920
TREL5A	2,470 -0,960	TREL11A	5,434 -2,112

TREL5B	7,340 -2,870	TREL11B	16,148 -6,314
TREL5C	9,740 -3,820	TREL11C	21,428 -8,404
TREL5D	14,610 -5,730	TREL11D	32,142 -12,606
TREL5E	21,950 -8,600	TREL11E	48,290 -18,920
TREL5F	29,220 -11,460	TREL11F	64,284 -25,212
TREL6A	2,964 -1,152	TREL12A	5,928 -2,304
TREL6B	8,808 -3,444	TREL12B	17,616 -6,888
TREL6C	11,688 -4,584	TREL12C	23,376 -9,168
TREL6D	17,532 -6,876	TREL12D	35,064 -13,752
TREL6E	26,340 -10,320	TREL12E	52,680 -20,640
TREL6F	35,064 -13,752	TREL12F	70,128 -27,504
TREL7A	3,458 -1,344	TREL13A	6,422 -2,496
TREL7B	10,276 -4,018	TREL13B	19,084 -7,462
TREL7C	13,636 -5,348	TREL13C	25,324 -9,932
TREL7D	20,454 -8,022	TREL13D	37,986 -14,898
TREL7E	30,730 -12,040	TREL13E	57,070 -22,360
TREL7F	40,908 -16,044	TREL13F	75,972 -29,796

TREL8A	3,952 -1,536	TREL14A	6,916 -2,688
TREL8B	11,744 -4,592	TREL14B	20,552 -8,036
TREL8C	15,584 -6,112	TREL14C	27,272 -10,696
TREL8D	23,376 -9,168	TREL14D	40,908 -16,044
TREL8E	35,120 -13,760	TREL14E	61,460 -24,080
TREL8F	46,752 -18,336	TREL14F	81,816 -32,088
TREL9A	4,446 -1,728	TREL15A	7,410 -2,880
TREL9B	13,212 -5,166	TREL15B	22,020 -8,610
TREL9C	17,532 -6,876	TREL15C	29,220 -11,460
TREL9D	26,298 -10,314	TREL15D	43,830 -17,190
TREL9E	39,510 -15,480	TREL15E	65,850 -25,800
TREL9F	52,596 -20,628	TREL15F	87,660 -34,380

VI.5 TERÇAS

VI.5.1 Disposição das Terças

As terças se encontram espaçadas de 40 em 40 cm e apoiadas diretamente nas estruturas tipo 1, 2 ou 3. As terças podem ter vãos de 0,5m, 1,5m, 2m, 3m, 4,5m e 6m e estão dispostas conforme figura VI.14.

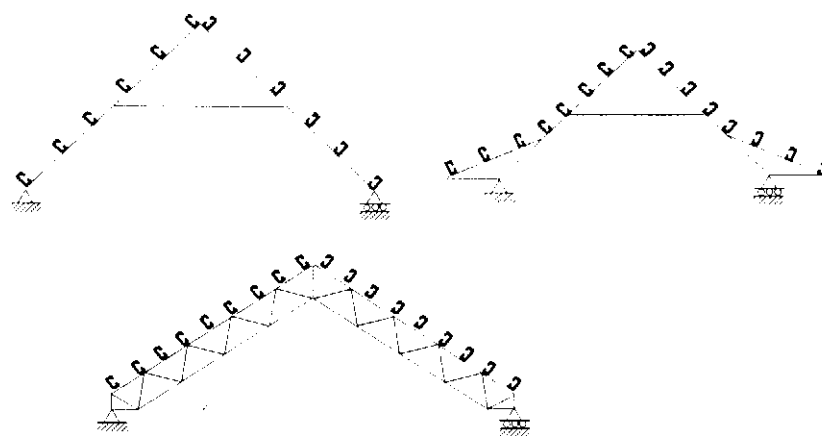


Figura VI.14 - Disposição das terças.

VI.5.2 Cargas Atuantes

Foram consideradas atuando nas terças as seguintes cargas:

- ◊ Peso próprio
- ◊ Sobrecarga
- ◊ Vento

Para a determinação do peso próprio considerou-se que:

- a) O peso próprio das terças e tirantes, segundo dados práticos, vale $0,040 \text{ kN/m}^2$, e que a carga distribuída na terça, pp_t , devido a estes elementos é:

$$pp_t = 0,040 \times 0,4 = 0,016 \text{ kN/m}$$

- b) O peso da telha úmida distribuída no plano horizontal, segundo item V.2.d, vale $1,08 \text{ kN/m}^2$, e que a carga distribuída na terça, pp_t devido a este elemento é:

$$pp = 0,016 \times 0,43 = 0,448 \text{ kN/m}$$

- c) O peso próprio total, pp , é dado pela soma de (a) e (b) ou seja:

$$pp = 0,016 + 0,43 = 0,448 \text{ kN/m}$$

De acordo com o item V.3, é considerada uma sobrecarga de $0,25 \text{ kN/m}^2$, e uma carga distribuída na terça, sc , devido a esta sobrecarga igual a:

$$sc = 0,25 \times 0,40 = 0,10 \text{ kN/m}$$

Para a determinação do esforço provocado pelo vento considerou-se que a pressão efetiva máxima de sucção vale $2,82 \text{ kN/m}^2$ segundo item V.4.f, e que a carga distribuída na terça, V , é dada por:

$$V = 2,82 \times 0,40 = 1,128 \text{ kN/m}$$

O peso próprio e a sobrecarga são cargas verticais e devem ser decompostas nas direções x e y da figura VI.15. O vento é uma carga perpendicular ao plano da cobertura e na direção de y .

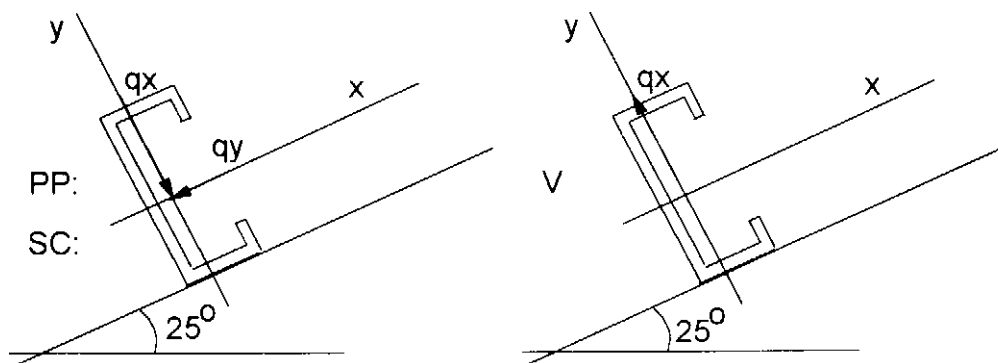


Figura VI.15 - Esforços nas terças.

De acordo com o exposto no item V.5, as ações devem ser combinadas da seguinte forma:

$$1^{\text{a}} \text{ hip} : 1,3pp \left\{ \begin{array}{l} q_x = 1,3 \times 0,448 \times \cos 25 = 0,53 \text{ kN / m} \\ q_y = 1,3 \times 0,448 \times \sin 25 = 0,25 \text{ kN / m} \end{array} \right\}$$

$$2^{\text{a}} \text{ hip} : 1,3pp + 1,5SC \left\{ \begin{array}{l} q_x = (1,3 \times 0,448 + 1,5 \times 0,10) \cos 25 = 0,66 \text{ kN / m} \\ q_y = (1,3 \times 0,448 + 1,5 \times 0,10) \sin 25 = 0,31 \text{ kN / m} \end{array} \right\}$$

$$3^{\text{a}} \text{ hip} : 1,0pp + 1,44V \left\{ \begin{array}{l} q_x = 1,0 \times 0,448 \times \cos 25 - 1,4 \times 1,128 = -1,17 \text{ kN / m} \\ q_y = 1,0 \times 0,448 \times \sin 25 = 0,19 \text{ kN / m} \end{array} \right\}$$

4ª hip : 1,33pp + 1,5SC + 1,4V

$$\begin{cases} q_x = (1,3 \times 0,448 + 1,5 \times 0,10) \cos 25 - 0,84 \times 1,128 = -0,28 \text{ kN / m} \\ q_y = (1,3 \times 0,448 + 1,5 \times 0,10) \sin 25 = 0,31 \text{ kN / m} \end{cases}$$

5ª hip : 1,33pp + 0,98SC + 1,4V

$$\begin{cases} q_x = (1,3 \times 0,448 + 0,985 \times 0,10) \cos 25 - 1,4 \times 1,128 = -0,96 \text{ kN / m} \\ q_y = (1,3 \times 0,448 + 1,5 \times 0,10) \sin 25 = 0,29 \text{ kN / m} \end{cases}$$

VI. 5.3 Dimensionamento

Verifica-se que as terças estão sujeitas a flexão oblíqua simples sendo a 3ª hipótese e a 5ª hipótese as mais desfavoráveis.

Para o dimensionamento foi elaborado o programa PROG8 que dimensiona peças à flexão oblíqua, e que ao mesmo tempo determina o número de agulhas necessárias entre duas estruturas de telhado de tal forma que a flecha horizontal das terças não ultrapasse 0,5cm. Este valor não deve ser ultrapassado para evitar que as telhas não se encaixem em sua estrutura de apoio.

O quadro VI.13 fornece os perfis que deverão ser utilizados nas terças e o numero de agulhas, N, entre duas tesouras adjacentes

Quadro VI.13 - Perfis utilizados nas terças

Vão (mm)	Perfil	N
50	50x25x10-t=2	0
1500	50x25x10-t=2,25	0
2000	50x25x10-t=2,25	1
3000	75x40x15-t=2,25	1
4500	127x50x17-t=2,25	2
6000	150x60x20-t=2,65	2

Será apresentado a seguir, a título de ilustração, exemplo de dimensionamento de um perfil U enrijecido, sujeito a flexão oblíqua simples.

a) Cargas atuantes nas terças com vão de 3m

$$1^{\text{a}} \text{ hipótese} \begin{cases} q_x = -1,17 \text{ kN / m} \\ q_y = 0,19 \text{ kN / m} \end{cases}$$

$$2^{\text{a}} \text{ hipótese} \begin{cases} q_x = -0,96 \text{ kN / m} \\ q_y = 0,29 \text{ kN / m} \end{cases}$$

b) Dados

- ◊ Perfil utilizado 75x40x15-t=2,25
- ◊ Número de agulhas. 1
- ◊ Comprimento de flambagem: $L_x=300\text{cm}$ $L_y=150\text{cm}$
- ◊ Aço USI SAC41 - $f_y=25 \text{ kN/cm}^2$

c) Momentos atuantes nas terças e verificação da flecha

1ª Hipótese

$$M_x = \frac{0,0117 \times 300^2}{8} = 131,625 \text{ kNcm}$$

$$M_y = \frac{0,0019 \times 150^2}{8} = 5,34 \text{ kNcm}$$

2ª Hipótese

$$M_x = \frac{0,096 \times 300^2}{8} = 108,05 \text{ kNcm}$$

$$M_y = \frac{0,0029 \times 150^2}{8} = 8,16 \text{ kNcm}$$

Verificação da flecha

$$f = \frac{5 \times 0,0029 \times 150^4}{384 \times 20500 \times 8,8} = 0,11 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm}$$

d) Determinação de $\lambda > Y$

d1) Momento calculado com base no início do escoamento

Em uma primeira aproximação considera-se:

◊ A tensão de compressão $f=f_y=25 \text{ kN/cm}^2$

◊ A alma totalmente efetiva

◊ Verificação do flange comprimido

$$W=40-4 \times 2,25=31,0 \text{ mm}$$

$$W/t=31/2,25=13,78$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3=12,22$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = t^4 \times 399 \times \{[(w/t)/S] - 0,33\}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,225^4 \times 399 \times \{[(13,78/36,65)] - 0,33\}^3 = 9,95 \times 10^{-5} \text{ cm}^4$$

$$d=15-2 \times 2,25=10,5 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = \frac{0,225 \times 1,05^3}{12} = 0,0217 \text{ cm}$$

$$I_s/I_a = 0,0217/9,95 \times 10^{-5} = 218,15$$

$$D=15 \text{ mm} \quad w=31 \text{ mm} \quad D/w=0,4839$$

$$k=[4,82-5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25-5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k=[4,82-5 \times 0,4839] \times 218,15^{1/2} + 0,4335,89=2,83$$

$$5,25-5(D/w)=5,25-5 \times 0,4839=2,83$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{2,83}} \times 13,78 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,301 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b=31 \text{ mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d=10,5 \text{ mm}$$

$$d/t=10,5/2,25=4,67$$

$$k=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,262 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$d's = 10,5 \text{ mm}$$

$$ds = d's(I_s/I_a) \leq d's \quad (\text{III.99})$$

$$ds=10,5 \text{ mm}$$

◊ Verificação da alma

$$w=75-4 \times 2,25=66 \text{ mm}$$

$$w/t=66/2,25=29,33$$

$$f_1 = \frac{3,75 - 2 \times 0,225}{3,75} \times 25 = 22,0 \text{ kN / cm}^2 = -f_2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\varphi = -1,0$$

$$k= 4+2(1-\varphi)^3+2(1-\varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k= 4+2(1+1)^3+2(1+1)$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{24}} \times 29,33 \times \sqrt{\frac{22,0}{20500}} = 0,206 < 0,673$$

$$b_e = 66 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \phi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{66}{(3 + 1)} = 16,5\text{mm}$$

$$b_2 = b_e/2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 66/2 = 33\text{mm}$$

$$b_1 + b_2 = 16,5 + 33 = 49,5\text{mm} > 33,0\text{mm}$$

A alma é totalmente efetiva como assumido.

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d = 10,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 4,67$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{22}{20500}} = 0,245 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$d's = 10,5\text{mm}$$

$$ds = 10,5\text{mm}$$

◊ Determinação de $\phi_b M_{nx1}$

$$S_e = 9,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx1} = S_e f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{nx1} = 9,1 \times 25 = 227,5 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{nx1} = 0,95 \times 227,5 = 216,13 \text{ kNcm}$$

d2) Momento calculado com base na flambagem lateral

◊ Determinação de (M_c/S_f)

$$I_x = 34,0 \text{ cm}^4$$

$$Y_{cg} = 3,75 \text{ cm}$$

$$S_f = 9,1 \text{ cm}^3$$

$$M_y = S_f f_y \quad (\text{III.20})$$

$$M_y = 9,1 \times 25 = 227,5 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1,0$$

$$r_0^2 = 2,96^2 + 1,51^2 + 3,51^2 = 23,36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.24})$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(150 / 1,51)^2} = 20,50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.25})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{3,87 \times 23,36} \left[7800 \times 0,065 + \frac{\pi^2 \times 20500 \times 125,8}{(300)^2} \right] = 8,74 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$M_e = C_b r_0 A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad (\text{III.21})$$

$$M_e = 1 \times 4,83 \times 3,87 \sqrt{20,50 \times 8,74} = 250,20 \text{ kNcm}$$

$$0,5 M_y = 0,5 \times 227,5 = 113,75 \text{ kNcm}$$

$$M_e > 0,5 M_y$$

$$M_c = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4 M_e} \right) \quad (\text{III.18})$$

$$M_c = 227,5 \left(1 - \frac{227,5}{4 \times 250,20} \right) = 175,79 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = \frac{175,79}{9,1} = 19,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

◊ Verificação do flange comprimido

$$w = 31,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 13,78$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3 = 13,90$$

$$w/t < S/3$$

$$I_a=0 \quad (III.90)$$

$$b=w \quad (III.91)$$

$$b=31\text{mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d=10,5 \text{ mm}$$

$$d/t=4,67$$

$$K=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (III.84)$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} 4,67 \sqrt{\frac{19,32}{20500}} = 0,230 < 0,673$$

$$ds = d's \quad (III.92)$$

$$ds = 10,5\text{mm}$$

◊ Determinação de $\phi_b M_{nx2}$

$$S_c=S_f=9,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx2} = S_c \frac{M_c}{S_f}$$

$$M_{nx2} = 9,1 \frac{175,79}{9,1} = 175,79\text{kNcm}$$

$$\phi_b M_{nx2}=0,90 \times 175,79=158,21 \text{ kNcm}$$

◊ Determinação de $\phi_b M_{nx}$

$$\phi_b M_{nx}=158,21 \text{ kNcm}$$

e) Determinação de $\phi_b M_{ny}$

e1) Momento calculado com base no inicio do escoamento

◊ Verificação do flange comprimido

$$d=15-2 \times 2,25=10,5 \text{ mm}$$

$$d/t=10,5/2,25=4,67$$

$$k=0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (III.84)$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} 4,67 \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,262 < 0,673$$

◊ Verificação da alma

$$f_1 = \frac{24,9 - 2 \times 2,25}{24,9} 25 = 20,48 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{15,1 - 2 \times 2,25}{24,9} \times 25 = 16,64 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\varphi = -1,0$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,52)^3 + 2(1 + 0,52) = 14,06$$

$$w = 40 - 4 \times 2,25 = 31,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 31,0 / 2,25 = 13,78$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{14,06}} 13,67 \sqrt{\frac{20,48}{20500}} = 0,122$$

$$b_e = 40 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \varphi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{66}{(3 + 0,52)} = 11,5 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_e / 2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 40 / 2 = 33 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 11,36 + 20 = 49,5 \text{ mm} > 33,0 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva.

Determinação de $\phi_b M_{ny1}$

$$S_e = 3,5 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny1} = S_e f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{ny1} = 3,5 \times 25 = 87,5 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{ny1} = 0,90 \times 87,5 = 78,75 \text{ kNcm}$$

e2) Momento calculado com base na flambagem lateral

◊ Determinação do momento crítico M_c

$$M_y = S_y f_y \quad (\text{III.20})$$

$$M_y = 3,5 \times 25 = 87,5 \text{ kNcm}$$

$$C_s = -1,0$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(300 / 2,96)^2} = 19,69 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_T L_T)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(3,87 \times 23,36)} \left[7800 \times 0,065 + \frac{\pi^2 \times 2500 \times 152}{(300)^2} \right] = 8,73 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$C_{Tf} = 1,0$$

$$\beta_w = -\{0,0833[t\bar{x}(\bar{a})^3] + t(\bar{x})^3\bar{a}\} \quad (\text{III.31})$$

$$\bar{x} = 1,51 - 0,225/2 = 1,40 \text{ cm}$$

$$\bar{a} = 7,5 - 0,225 = 7,28 \text{ cm}$$

$$\bar{b} = 4,0 - 0,225 = 3,78 \text{ cm}$$

$$\bar{c} = 1,5 - 0,225/2 = 1,39 \text{ cm}$$

$$\beta_w = -\{0,0833[0,225 \times 1,40 \times (7,28)^3] + 0,225 \times (1,40)^3 \times 7,28\}$$

$$\beta_w = -14,62 \text{ cm}^5$$

$$\beta_f = \left(\frac{t}{2}\right) [(\bar{b} - \bar{x})^4 - (\bar{x})^4] + \left[t \frac{(\bar{a})^2}{4}\right] [(\bar{b} - \bar{x})^2 - (\bar{x})^2] \quad (\text{III.32})$$

$$\beta_f = \left(\frac{0,225}{2}\right) [(3,78 - 1,40)^4 - 1,40^4] + [0,225 \times 7,28^2 / 4] [(3,78 - 1,40)^2 - (1,40)^2]$$

$$\beta_f = 14,22 \text{ cm}^5$$

$$\beta_1 = 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x})^3 + \frac{2}{3}t(\bar{b} - \bar{x})\left[\left(\frac{\bar{a}}{2}\right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} - \bar{c}\right)^3\right] \quad (\text{III.33})$$

$$\beta_1 = 2 \times 1,39 \times 0,225(3,78 - 1,40)^3 + \frac{2}{3} \times 0,225(3,78 - 1,40)\left[\left(\frac{7,28}{2}\right)^3 - \left(\frac{7,28}{2} - 1,39\right)^3\right] = 21,5$$

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_1) - x_0 \quad (\text{III.30})$$

$$j = \frac{1}{2 \times 8,8} (-14,62 + 14,22 + 21,58) + 3,51 = 4,71 \text{ cm}$$

$$M_e = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad (\text{III.22})$$

$$M_e = -1,0 \times 3,78 \times 19,69 \left[4,71 - 1 \sqrt{4,71^2 + 23,36(8,73 / 19,69)} \right] / 1,0$$

$$M_e = 75,78 \text{ kNcm}$$

$$M_y / 2 = 43,75 \text{ kNcm}$$

$$M_c = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4M_e} \right) \quad (\text{III.18})$$

$$M_c = 87,5 \left(1 - \frac{87,5}{4 \times 7578} \right) = 62,24 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = \frac{62,24}{3,5} = 17,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

◊ Verificação do flange comprimido

$$d/t = 4,67$$

$$K = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{17,78}{20500}} = 0,221 < 0,673$$

◊ Verificação da alma

$$f_1 = \frac{24,9 - 2 \times 2,25}{24,9} \times 17,78 = 14,57 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{15,1 - 2 \times 2,25}{24,9} \times 17,78 = -7,57 \text{ kN / cm}^2$$

$$\varphi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{III.89})$$

$$\varphi = \frac{-7,57}{14,57} = -0,52$$

$$k = 4 + 2(1 - \varphi)^3 + 2(1 - \varphi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,52)^3 + 2(1 + 0,52) = 14,06$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{14,06}} \times 13,78 \times \sqrt{\frac{14,57}{20500}} = 0,103 < 0,673$$

$$b_e = 31 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \varphi)} \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = \frac{31}{(3 + 0,52)} = 8,81 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_e / 2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 31 / 2 = 15,5 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 8,81 + 15,5 = 24,31 \text{ mm} > 20,4 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva.

◊ Determinação de $\phi_b M_{ny2}$

$$M_{ny2} = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{III.17})$$

$$M_{ny2} = 62,24 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b M_{ny2} = 0,90 \times 62,24 = 56,02 \text{ kNcm}$$

Verificação da equação de iteração

◇ Considerando a 1ª hipótese

$$\frac{131,625}{158,21} + \frac{5,34}{56,02} = 0,93 < 1,0$$

◇ Considerando a 2ª hipótese

$$\frac{108,0}{158,21} + \frac{8,16}{56,02} = 0,83 < 1,0$$

VI.6 AGULHAS

VI.6.1 Cargas Atuantes

A carga atuante na agulha intermediária de uma terça de vão L é igual a reação R , dada na figura VI.16, multiplicada pelo número de terças existentes em um plano do telhado em estudo.

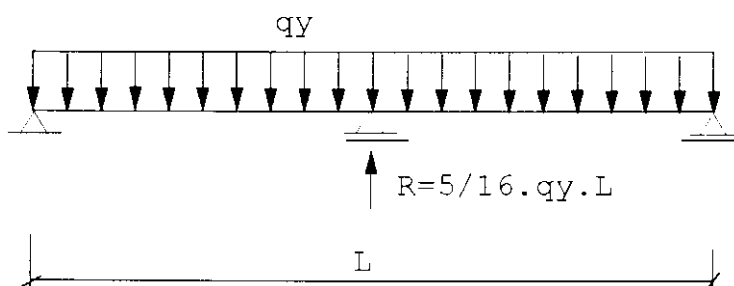


Figura VI.16 - Carga aplicada por cada terça nas agulhas, de telhados com uma agulha entre duas tesouras.

No caso de duas agulhas entre duas tesouras, a carga será obtida do produto da reação R , dada na figura VI.17, pelo número de terças existentes em um plano do telhado em estudo.

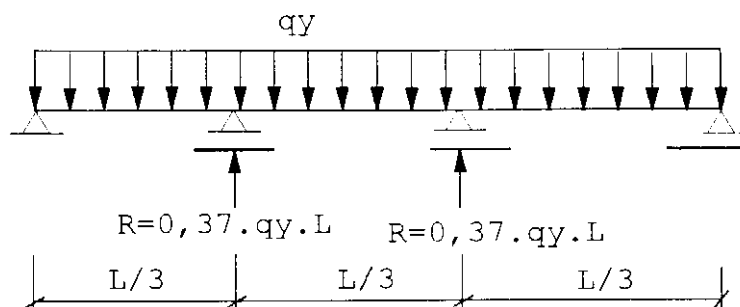


Figura VI.17 - Carga aplicada por cada terça nas agulhas, de telhados com duas agulhas entre duas tesouras adjacentes.

Deve-se observar que a carga q_y , indicada nas figuras VI.16 e VI.17, é a carga distribuída atuante nas terças no plano do telhado e proveniente do peso próprio e sobrecarga, conforme mostra a figura VI.15.

O quadro VI.13 contém os esforços F em cada agulha das várias estruturas de telhado propostas, considerando-se uma carga $q_y = 0,31$ KN/m, obtida do item VI.5.2.

VI.6.2 Dimensionamento

O dimensionamento das agulhas foi feito obedecendo a NBR8800(1986) e com base no estado limite de escoamento da seção bruta.

O quadro VI.13 fornece o diâmetro ϕ das agulhas e sua quantidade N entre duas tesouras adjacentes, para as várias estruturas de telhado que contém estas agulhas.

Quadro VI.13 - Esforços e diâmetros das agulhas das estruturas de telhado.

Estrutura	N	F (KN)	ϕ (mm)
TREL4C, TESO4CS, TESO4CC	1	1,36	5
TREL4D, TESO4DS, TESO4DC	1	2,03	5
TREL4E, TESO4ES, TESO4EC	2	3,61	5
TREL4F, TESO4FS, TESO4FC	2	4,82	6
TREL5C, TESO5CS, TESO5CC	1	1,55	5

TREL5D, TESO5DS, TESO5DC	1	2,33	5
TREL5E, TESO5ES, TESO5EC	2	4,12	5
TREL5F, TESO5FS, TESO5FC	2	5,50	6
TREL6C, TESO6CS, TESO6CC	1	1,94	5
TREL6D, TESO6DS, TESO6DC	1	2,91	5
TREL6E, TESO6ES, TESO6EC	2	5,16	6
TREL6F, TESO6FS, TESO6FC	2	6,88	7
TREL7C, TESO7CS, TESO7CC	1	2,13	5
TREL7D, TESO7DS, TESO7DC	1	3,20	5
TREL7E, TESO7ES, TESO7EC	2	5,67	6
TREL7F, TESO7FS, TESO7FC	2	7,57	7
TREL8C, TESO8CS, TESO8CC	1	2,33	5
TREL8D, TESO8DS, TESO8DC	1	3,49	5
TREL8E, TESO8ES, TESO8EC	2	6,19	6
TREL8F, TESO8FS, TESO8FC	2	8,26	8
TREL9C, TESO9CS, TESO9CC	1	2,71	5
TREL9D, TESO9DS, TESO9DC	1	4,06	5
TREL9E, TESO9ES, TESO9EC	2	7,22	7
TREL9F	2	9,63	8
TREL10C, TESO10CS, TESO10CC	1	2,91	5
TREL10D, TESO10DS, TESO10DC	1	4,36	5
TREL10E	2	7,74	7
TREL10F	2	10,32	8
TREL11C, TESO11CS, TESO11CC	1	3,29	5
TREL11D, TESO11DS, TESO11DC	1	4,94	6
TREL11E	2	8,77	8
TREL11F	2	11,69	9
TREL12C, TESO12CS, TESO12CC	1	3,49	5
TREL12D, TESO12DS, TESO12DC	1	5,23	6
TREL12E	2	9,29	8
TREL12F	2	12,39	9
TREL13C, TESO13CS, TESO13CC	1	3,68	5
TREL13D	1	5,52	6
TREL13E	2	9,81	8
TREL13F	2	13,07	9

TREL14C, TESO14CS, TESO14CC	1	4,06	5
TREL14D	1	6,10	6
TREL14E	2	10,84	8
TREL14F	2	14,45	10
TREL15C, TESO15CS, TESO15CC	1	4,26	5
TREL15D	1	6,39	7
TREL15E	2	11,35	9
TREL15F	2	15,14	10

VI.7. ESTRUTURAS AUXILIARES.

VI.7.1. Modelagem da Estrutura

Conforme exposto, item II.2.a, as estruturas tipo 3 podem ser utilizadas nos telhados com contrafeitos desde que estruturas auxiliares, que dêem a forma curva ao telhado, sejam previstas. Estas estruturas auxiliares - formadas por beiral e contrafeito estarão soldadas à estrutura principal, conforme mostra a figura VI.18.

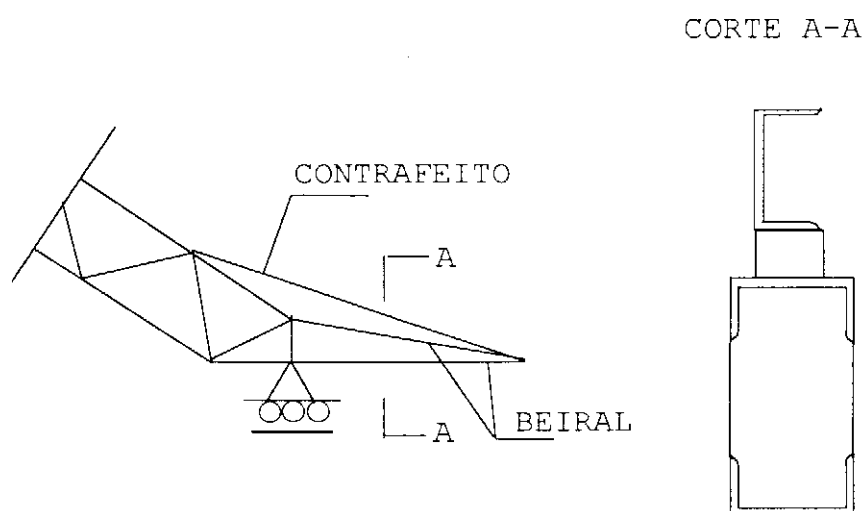


Figura VI.18 - estruturas auxiliares para telhados com contrafeito.

A estrutura do beiral é uma treliça formada por duas barras e com apoios articulados fixos, conforme a figura VI.19.a. O contrafeito é constituído de uma barra inclinada e apoiada no beiral e na própria estrutura da tesoura, conforme a figura VI.19.b.

Deve-se observar que na treliça, figura VI.19, o comprimento " h_1 " vale sempre 70 cm e a altura " v_1 " valerá 20 cm. As distâncias " h_2 " e " v_2 " da viga do contrafeito são dadas no quadro VI.14., em função da tesoura utilizada.

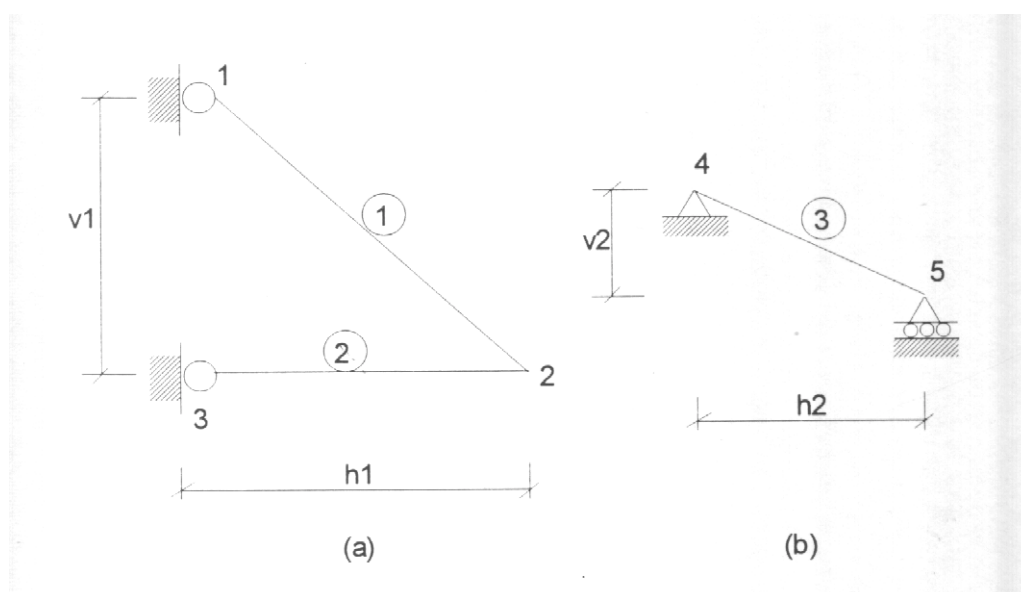


Figura VI.19 - Nós, barras e apoios das estruturas que formam beiral e contrafeito.

Quadro VI.14. Dimensões da viga do contrafeito.

Vão da treliça (m)	h_2 (cm)	v_2 (cm)
4	136,67	37,75
5	153,33	45,53
6	170,00	53,30
7	186,67	61,07
8	203,33	68,84
9	220,00	76,61
10	236,66	84,38
11	253,33	92,16
12	270,00	99,93
13	286,67	107,70
14	303,33	115,47
15	320,00	123,24

VI.7.2. Cargas Atuantes

Foram consideradas atuando na estrutura as cargas e as combinações apresentadas no capítulo V. As cargas foram consideradas distribuídas e atuando nos contrafeitos.

VI.7.3. Esforços Solicitantes

O quadro VI.15 apresenta os esforços solicitantes máximos nas barras das estruturas auxiliares das diversas treliças. Os esforços máximos nas barras do contrafeito ocorrem quando há combinação de peso próprio e sobrecarga. Os esforços máximos, nas barras do beiral foram determinados considerando-se que a ação do contrafeito na extremidade do balanço pode se dar em dois sentidos, para baixo ou para cima.

Os esforços normais são considerados positivos quando são de tração. Os momentos fletores são positivos quando tracionam o lado de referência da barra 3, indicado na linha tracejada na figura VI.20. Os esforços cortantes atuantes nas barras não foram considerados, por terem valores muito pequenos, não interferindo assim no dimensionamento das estruturas.

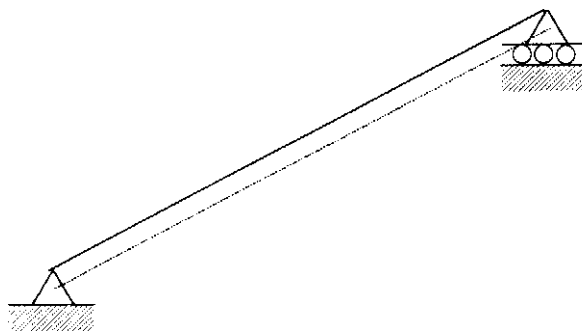


Figura VI.20 - Lado de referência das barras 3 das estruturas auxiliares

No quadro VI.15 utiliza-se a seguinte notação:

EA, VE, N_3 , M_3 e N_i

onde

EA.VE indica estrutura auxiliar para treliças com vão "V", em metros e espaçamentos indicados por E (ver quadro VI.1).

N3 : Força normal máxima na barra 3

M3 : Momento fletor máximo na barra 3

N1 : Força normal máxima nas barras 1 e 2.

Quadro VI.15. Esforços solicitantes máximos nas barras das estruturas auxiliares.

Estrutura Auxiliar	N3 (KN)	M3 (KN)	N1 (KN)
EA 4A	0,18	23,07	2,47
EA 4B	0,53	68,55	7,32
EA 4C	0,709	90,97	9,68
EA 4D	1,06	136,45	14,52
EA 4E	1,60	205,00	21,84
EA 4F	2,13	272,90	29,08
EA 5A	0,22	29,03	2,77
EA 5B	0,64	86,28	8,19
EA 5C	0,85	114,49	10,88
EA 5D	1,27	171,74	16,31
EA 5E	1,92	258,02	24,49
EA 5F	2,55	343,48	32,61
EA 6A	0,25	35,69	3,06
EA 6B	0,75	106,06	9,10
EA 6C	0,99	140,74	12,05
EA 6D	1,49	211,11	18,09
EA 6E	2,23	317,18	27,15
EA 6F	2,97	422,23	36,15
EA 7A	0,29	43,03	3,35
EA 7B	0,85	127,88	9,97
EA 7C	1,13	169,70	13,25
EA 7D	1,70	254,55	19,84
EA 7E	2,55	382,43	29,81
EA 7F	3,39	509,10	39,71

EA 8A	0,32	51,06	3,64
EA 8B	0,96	151,73	10,85
EA 8C	1,27	201,34	14,41
EA 8D	1,90	302,01	21,62
EA 8E	2,86	453,74	32,51
EA 8F	3,81	604,02	43,24
EA 9A	0,36	59,77	3,97
EA 9B	1,06	177,63	11,76
EA 9C	1,41	235,71	15,51
EA 9D	2,11	353,56	23,41
EA 9E	3,18	531,19	35,16
EA 9F	4,23	707,12	46,81
EA 10A	0,39	69,17	4,26
EA 10B	1,17	205,55	12,63
EA 10C	1,55	272,76	16,78
EA 10D	2,32	409,14	25,19
EA 10E	3,49	614,69	37,82
EA 10F	4,64	818,28	50,34
EA 11A	0,43	79,26	4,55
EA 11B	1,27	253,53	13,54
EA 11C	1,69	312,54	17,95
EA 11D	2,53	468,81	26,94
EA 11E	3,80	704,33	40,48
EA 11F	5,06	937,61	53,87
EA 12A	0,46	90,03	4,84
EA 12B	1,38	267,54	14,41
EA 12C	1,83	355,02	19,15
EA 12D	2,74	532,53	28,72
EA 12E	4,11	800,08	43,13
EA 12F	5,48	1065,07	57,44
EA 13A	0,50	101,49	5,17
EA 13B	1,48	301,60	15,32
EA 13C	1,96	400,22	20,31
EA 13D	2,94	600,32	30,50
EA 13E	4,43	901,92	45,79

EA 13F	5,89	1200,65	60,97
EA 14A	0,53	113,63	5,46
EA 14B	1,58	337,67	16,20
EA 14C	2,10	448,08	21,51
EA 14D	3,15	672,13	32,25
EA 14E	4,74	1009,80	48,48
EA 14F	6,31	1344,25	64,54
EA 15A	0,57	126,46	5,75
EA 15B	1,69	375,81	17,11
EA 15C	2,24	498,69	22,68
EA 15D	3,36	748,03	34,03
EA 15E	5,05	1123,84	51,14
EA 15F	6,72	1496,06	68,06

VI.7.4. Dimensionamento das Barras

Observando o quadro VI.15, verifica-se que no contrafeito a situação mais desfavorável corresponde a uma flexo-compressão. No beiral tem-se um esforço mais desfavorável de compressão.

O dimensionamento é feito de acordo com o exposto no capítulo III, e através do programa PROG9 de dimensionamento de perfis U enrijecidos sujeitos a flexo-compressão, conforme figura VI.21 e do programa PROG10 de dimensionamento de perfis U enrijecidos sujeitos a compressão.

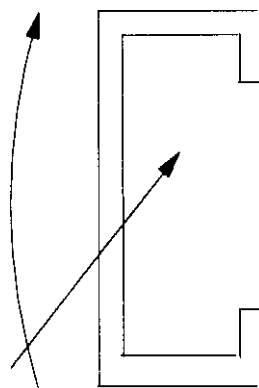


Figura VI.21 - Caso de dimensionamento utilizado no programa PROG 9.

Serão apresentados em (a) e em (b), a título de ilustração, exemplos de dimensionamento de peças em perfil U enrijecido, sujeitas a flexo-compressão e a compressão.

a) Exemplo de dimensionamento a flexo-compressão, de uma peça em perfil U enrijecido (figura VI.21):

a1) Esforços atuantes na barra 3 da estrutura auxiliar EA 15B

$$N_3 = 1,69 \text{ kN}$$

$$M_3 = 375,81 \text{ kNcm}$$

a2) Dados

◊ Perfil utilizado: 150x60x20 - t = 2,25

◊ Comprimentos de flambagem $L_x = L_y = L_t = 342,91 \text{ cm}$

◊ Aço USI SAC41 - $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

a3) Determinação de $\phi_c P_n$

Determinação de f_n

$$f_{e1} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$f_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(342,91 / 2,24)^2} = 8,63 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(342,91 / 5,90)^2} = 59,90 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{(6,69 \times 61,92)} \left[7800 \times 0,113 + \frac{\pi^2 \times 20500 \times 1641,3}{(342,91)^2} \right] = 8,95 \text{ kN / cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \frac{4,70^2}{61,92} = 0,6$$

$$f_{e3} = \left(\frac{1}{2 \times 0,64} \right) \left[(59,90 + 8,95) - \sqrt{(59,90 + 8,95)^2 - 4 \times 0,64 \times 59,90 + 8,95} \right]$$

$$f_{e3} = 8,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e = 8,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e < f_y / 2$$

$$f_n = f_e \quad (\text{III.49})$$

$$f_n = 8,45 \text{ kN/cm}^2$$

◊ Determinação da área efetiva.

Elemento 1

$$w = 150 - 4 \times 2,25 = 141,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 141/2,25 = 62,67$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} 62,67 \sqrt{\frac{8,45}{20500}} = 0,669 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 141,0 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w = 60 - 4 \times 2,25 = 51,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 51/2,25 = 22,67$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{8,45}} = 63,04$$

$$S/3 = 21,02$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = t^4 \times 399 \times \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,225^4 \times 399 \times \{ [(22,67/63,04)] - 0,33 \}^3 = 2,66 \times 10^{-5}$$

$$I_s = \frac{d^3 t \sin \theta}{12} \quad (\text{III.102})$$

$$I_s = \frac{0,225 \times 1,55^3}{12} = 0,0698$$

$$I_s / I_a = 2624,91$$

$$D=20 \text{ mm} \quad w=51,0 \text{ mm} \quad D/w=0,3922$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)] (I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k = [4,82 - 5 \times 0,3922] 2624,91^{1/2} + 0,43$$

$$k = 146,91$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3922 = 3,29$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{3,29}} \times 22,67 \sqrt{\frac{8,45}{20500}} = 0,267 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 51 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d = 20 - 2 \times 2,25 = 15,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 15,5 / 2,25 = 6,89$$

$$K = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,89 \times \sqrt{\frac{8,45}{20500}} = 0,22$$

$$ds' = 15,5 \text{ mm}$$

$$ds = ds' (I_s / I_a) \leq ds' \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 15,5 \text{ mm}$$

$$A_e = 6,69 \text{ cm}$$

Determinação Φ_{cPn}

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$P_n = 6,69 \times 8,45 = 56,53 \text{ kN}$$

$$\Phi_c P_n = 0,85 \times 56,53 = 48,05 \text{ kN}$$

(a4) Determinação de $\Phi_c P_n$

◊ Determinação de f_n

$f_n = 25 \text{ kN/cm}^2$, de acordo com o item III.5

◊ Determinação da área efetiva

Elemento 1

$$w/t = 62,67$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \times 62,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 1,15$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \frac{1}{\lambda} \quad (\text{III.83})$$

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{1,15} \right) \frac{1}{1,15} = 0,703$$

$$b = \rho w \quad (\text{III.82})$$

$$b = 0,703 \times 141 = 99,123 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w/t = 22,67$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3 = 12,22$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = 399 t^4 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 399 \times 0,225^4 \{ [(22,7/36,65) - 0,33]^3 \} = 0,0246$$

$$I_s = 0,0698$$

$$I_s/I_a = 2,84$$

$$D = 20 \text{ mm} \quad w = 51 \text{ mm} \quad D/w = 0,3922$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/w) \quad (\text{III.97})_-$$

$$k = [4,82 - 5 \times 0,3922] 2,8^{1/2} + 0,43 = 5,25$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3922 = 3,29$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{3,29}} \times 22,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,459 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 51 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d/t = 6,89$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,89 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,386 < 0,673$$

$$ds' = 15,5 \text{ mm}$$

$$ds = ds' (I_s/I_a) \leq ds' \quad (\text{III.99})$$

$$ds = 15,5 \text{ mm}$$

$$A_e = 6,69 - (14,1 - 9,91) \times 0,225 = 5,75 \text{ cm}^2$$

◊ Determinação de $\Phi_c P_{no}$

$$P_{no} = 5,75 \times 25 = 143,75 \text{ kN}$$

$$\Phi_c P_{no} = 0,85 \times 143,75 = 122,19 \text{ kN}$$

a5) Determinação de $\Phi_b M_{nx}$

a51) Momento calculado com base no início do escoamento.

1ª aproximação

◊ Considera-se $f = f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

◊ A alma é totalmente efetiva

◊ Verificação do flange comprimido

$$w = 60 - 4 \times 2,25 = 51,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 51/2,25 = 22,67$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 36,65$$

$$S/3 = 12,22$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = t^4 \times 399 \times \{[(w/t)/S] - 0,33\}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,225^4 \times 399 \times \{[(22,67/36,65) - 0,33]\}^3 = 0,0246$$

$$I_s = 0,0698$$

$$I_s/I_a = 2,84$$

$$D=20 \text{ mm} \quad w=51 \text{ mm} \quad D/w=0,3922$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 < 5,25 - 5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,3922) 2,84^{1/2} + 0,43 = 5,25$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3922 = 3,29$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{3,29}} \times 22,67 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,459 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 51,0 \text{ mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d = 20 - 2 \times 2,25 = 15,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 15,5/2,25 = 6,89$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,89 \times \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,386 < 0,673$$

$$ds' = 15,5 \text{ mm}$$

$$ds = ds' (I_s/I_a) < ds' \quad (111.99)$$

$$ds = 15,5 \text{ mm}$$

◊ Verificação da alma

$$w = 141,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 62,67$$

$$f_1 = \frac{7,5 - 2 \times 0,225}{7,5} \times 25 = 23,5 \text{ kN / cm}^2 = -f_2$$

$$\phi = f_2/f_1$$

$$\phi = -1,0$$

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) \quad (\text{III.88})$$

$$k = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1) = 24,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{24}} \times 62,67 \times \sqrt{\frac{23,50}{20500}} = 0,456$$

$$b_e = 141,0 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_e/2 \quad (\text{III.86})$$

$$b_2 = 141/2 = 70,5 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_e/(3 - \Psi) \quad (\text{III.85})$$

$$b_1 = 141/(3 + 1) = 35,25 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 35,25 + 70,5 = 105,75 \text{ mm} > 70,5 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva como assumida.

◊ Verificação do enrijecedor comprimido

$$d = 15,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 6,89$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,89 \times \sqrt{\frac{23,5}{20500}} = 0,374$$

$$ds' = 15,5 \text{ mm}$$

$$ds = 15,5 \text{ mm}$$

◊ Determinação de $\Phi_b M_{nx_1}$

$$S_c = 31,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx_1} = S_c f_y \quad (\text{III.1})$$

$$M_{nx_1} = 31,1 \times 25 = 777,5 \text{ kNcm}$$

$$\Phi_b M_{nx_1} = 0,95 \times 777,5 = 738,63 \text{ kNcm}$$

a52) Momento calculado baseado na flambagem lateral

$$I_x = 233,1 \text{ cm}^4$$

$$S_f = 31,1 \text{ cm}^3$$

$$M_y = S_f f_y \quad (\text{III.20})$$

$$M_y = 31,1 \times 25 = 777,5 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1,0$$

$$e_y = \pi^2 E / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.24})$$

$$e_y = \frac{\pi^2 \times 20500}{(342,91 / 2,24)^2} = 8,63 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = 8,95 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_e = C_b r_o A \sqrt{\sigma_y \sigma_t} \quad (\text{III.21})$$

$$M_e = 1,0 \times 7,87 \times 6,69 \sqrt{8,63 \times 8,95} = 462,72$$

$$0,5 M_y = 388,75 \text{ kNcm}$$

$$M_e > 0,5 M_y$$

$$M_c = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4 M_e} \right)$$

$$M_c = 777,5 \left(1 - \frac{777,5}{4 \times 462,72} \right) = 450,90 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = \frac{450,90}{31,1} = 14,50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

◊ Verificação do flange comprimido

$$w = 51,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 22,67$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{14,50}} = 48,13$$

$$S/3 = 16,04$$

$$I_a = t^4 399 \{ [(w/t)/S] - 0,33 \}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,225^4 \times 399 \times [(22,67/48,13) - 0,31]^3 = 0,00287$$

$$I_s = 0,00698$$

$$I_s/I_a = 24,32$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)] (I_s/I_a)^{n+0,43} \leq 5,25 - 5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,3922) 24,32^{1/2+0,43} = 14,53$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,3922 = 3,29$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{3,29}} \times 22,67 \times \sqrt{\frac{14,50}{20500}} = 0,350 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 51 \text{ mm}$$

◊ Verificação do enrijecedor comprimido $d/t = 6,89$

$$d/t = 6,89$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 6,89 \times \sqrt{\frac{14,50}{20500}} = 0,294 < 0,673$$

$$ds' = ds = 15,5 \text{ mm}$$

A alma é totalmente efetiva para $f = f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, então, para $f = 14,50 \text{ kN/cm}^2$ também será.

◊ Determinação de $\Phi b M_{nx_2}$

$$S_c = S_f = 31,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx_2} = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{III.17})$$

$$M_{nx_2} = 31,1 \times \frac{450,9}{31,1} = 450,9 \text{ kNcm}$$

$$\Phi b M_{nx_2} = 0,90 \times 450,9 = 405,81 \text{ kNcm}$$

◊ Determinação de $\Phi b M_{nx}$

$$\Phi b M_{nx} = 405,81 \text{ kNcm}$$

a6) Determinação de C_{mx}

Foi adotado a favor da segurança $C_{mx} = 1,0$

a7) Determinação de $\Phi_c P_{ex}$

$$P_E = \frac{\pi^2 E I_b}{(K_b L_b)^2} \quad (\text{III.79})$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 233,1}{(342,91)^2} = 401,08 \text{ kN}$$

$$\Phi_c P_E = 0,85 \times 401,08 = 340,92 \text{ kN}$$

a8) Verificação das equações de iteração

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} = \frac{1,69}{48,05} = 0,035$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} \leq 1,0 \quad (\text{III.77})$$

$$\frac{1,69}{48,05} + \frac{375,81}{405,81} = 0,96 < 1,0$$

O perfil 150x60x20-t=2,25 pode ser utilizado para resistir os esforços dados em (a1).

b) Exemplo de dimensionamento de perfil U enrijecido, sujeito a compressão simples:

b1) Esforço de compressão máximo atuante na treliça do beiral da EA15F

$$N = 68,06 \text{ kN}$$

b2) Dados

- Perfil U enrijecido - 75x40x15-t=2,25
- Comprimento de flambagem $L_x=L_y=L_t=72,80 \text{ cm}$
- Aço USI SAC41 - $f_y=25 \text{ kN/cm}^2$

b3) Determinação de $\Phi_c P_n$

- Determinação de f_n

$$f_{e1} = (\pi^2 E) / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$f_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20500}{(72,80 / 1,51)^2} = 87,05 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (\text{III.63})$$

$$\sigma_{ex} = \pi^2 20500 / (72,8 / 2,96)^2 = 334,48 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{P_z}{A} = \frac{1}{(AR_0^2)} \left[GxJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{III.55}) \text{ e } (\text{III.64})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{3,87 \times 23,36} \left[7800 \times 0,065 + \frac{\pi^2 \times 20500 \times 125,8}{72,8^2} \right] = 58,73 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{e3} = (1/2\beta) \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \frac{3,51^2}{23,36} = 0,47$$

$$f_{e3} = \frac{1}{2 \times 0,47} \left[(334,48 + 58,73) - \sqrt{(334,48 + 58,73)^2 - 4 \times 0,47 \times 334,48 + 58,73} \right]$$

$$f_{e3} = 53,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e = 53,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_e > f_y / 2$$

$$f_n = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (\text{III.48})$$

$$f_n = 25 \left(1 - \frac{25}{4 \times 53,36} \right) = 22,07 \text{ kN/cm}^2$$

◊ Determinação da área efetiva.

Elemento 1

$$w = 75 - 4 \times 2,25 = 66,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 66 / 2,25 = 29,33$$

$$k = 4,0$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \times 29,33 \times \sqrt{\frac{22,07}{20500}} = 0,51 < 0,673$$

$$b = w \quad (\text{III.81})$$

$$b = 66,0 \text{ mm}$$

Elemento 2

$$w = 40 - 4 \times 2,25 = 31,0 \text{ mm}$$

$$w/t = 31 / 2,25 = 13,77$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (\text{III.103})$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{20500}{22,07}} = 39,01$$

$$S/3 = 13,00$$

$$S/3 < w/t < S$$

$$I_a = t^4 \times 399 \times \{[(w/t)/S] - 0,33\}^3 \quad (\text{III.94})$$

$$I_a = 0,225^4 \times 399 [(13,77/39,01) - 0,33]^3 = 1,24 \times 10^{-5}$$

$$I_s = \frac{0,225 \times 1,05^3}{12} = 0,0217$$

$$I_s/I_a = 1750,0$$

$$D=15 \text{ mm} \quad w=31,0 \text{ mm} \quad D/w=0,4839$$

$$k = [4,82 - 5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 < 5,25 - 5(D/w) \quad (\text{III.97})$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,4839)(1750)^{1/2} + 0,43 = 100,85$$

$$5,25 - 5(D/w) = 5,25 - 5 \times 0,4839 = 2,83$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{2,83}} \times 13,77 \times \sqrt{\frac{22,07}{20500}} = 0,283 < 0,673$$

$$b=w \quad (\text{III.81})$$

$$b=31,0 \text{ mm}$$

Elemento 3

$$d = 15 - 2 \times 2,25 = 10,5 \text{ mm}$$

$$d/t = 10,5/2,25 = 4,67$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{III.84})$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \times 4,67 \times \sqrt{\frac{22,07}{20500}} = 0,246 < 0,673$$

$$ds' = 10,5 \text{ mm}$$

$$ds = ds' (I_s/I_a) \leq ds'$$

$$ds = 10,5 \text{ mm}$$

$$A_e = 3,87 \text{ cm}$$

◊ Determinação de Φ_{cPn}

$$P_n = A_e f_n \quad (\text{III.47})$$

$$P_n = 3,87 \times 22,07 = 85,41 \text{ kN}$$

$$\Phi_{cPn} = 0,85 \times 85,41 = 72,59 \text{ kN}$$

O perfil 75x40x15-t=2,25 pode ser utilizado para resistir aos esforços dados em (b1).

VI. 7.5. Perfis a Serem Utilizados nas Estruturas Auxiliares

O quadro VI.16 contem os perfis que devem ser utilizados nas barras componentes das diversas estruturas auxiliares, em estudo.

Para melhor entendimento deste quadro deve-se considerar a nomenclatura exposta no item VI.7.3 e ainda que:

B : indica o beiral da estrutura auxiliar, isto é, as barras 1 e 2 da figura VI.19.

C : indica o contrafeito de estrutura auxiliar, isto é, a barra 3 da figura VI.19.

Quadro VI.16 - Perfis a serem utilizados nas estruturas auxiliares.

	C	B
EA4A	50x25x10-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA4B	50x25x10-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA4C	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA4D	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA4E	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA4F	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5A	50x25x10-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5B	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5C	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5D	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5E	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA5F	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA6A	50x25x10-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA6B	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00

EA6C	75x40x15-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA6D	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA6E	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA6F	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA7A	50x25x10-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA7B	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA7C	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA7D	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA7E	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA7F	150x60x20-t=2,25	50x25x10-t=2,25
EA8A	50x25x10-t=2,65	50x25x10-t=2,25
EA8B	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,25
EA8C	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,25
EA8D	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,25
EA8E	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,25
EA8F	150x60x20-t=2,65	50x25x10-t=2,65
EA9A	50x25x10-t=3,0	50x25x10-t=2,00
EA9B	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA9C	127x50x17-t=2,0	50x25x10-t=2,00
EA9D	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA9E	150x60x20-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA9F	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,65
EA10A	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA10B	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA10C	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA10D	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA10E	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,25
EA10F	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=3,00
EA11A	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA11B	127x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA11C	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA11D	150x60x20-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA11E	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,25
EA11F	200x75x25-t=2,65	75x40x15-t=2,00
EA12A	75x40x15-t=2,00	50x25x10-t=2,00

EA12B	127x50x17-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA12C	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA12D	150x60x20-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA12E	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,65
EA12F	200x75x25-t=3,00	75x40x15-t=2,00
EA13A	75x40x15-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA13B	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA13C	150x60x20-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA13D	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA13E	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,65
EA13F	250x85x25-t=2,65	75x40x15-t=2,00
EA14A	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA14B	150x60x20-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA14C	150x60x20-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA14D	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA14E	200x75x25-t=3,00	50x25x10-t=3,00
EA14F	250x85x25-t=2,65	75x40x15-t=2,00
EA15A	100x50x17-t=2,00	50x25x10-t=2,00
EA15B	150x60x20-t=2,25	50x25x10-t=2,00
EA15C	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA15D	200x75x25-t=2,65	50x25x10-t=2,00
EA15E	250x85x25-t=2,65	50x25x10-t=3,00
EA15F	250x85x25-t=3,00	75x40x15-t=2,25

CAPÍTULO VII

APOIOS

VII.1. INTRODUÇÃO

Nas tesouras e treliças estudadas foram considerados dois tipos de apoios: articulado fixo e articulado móvel. Estes apoios podem estar colocados sobre estruturas de concreto, no caso de edificações recentes ou sobre estruturas de madeira, no caso de edificações do período colonial.

A figura VII.1. apresenta os esquemas de um apoio articulado fixo e de um apoio articulado móvel, ambos fixados em estrutura de concreto. Deve-se observar que o apoio articulado móvel possui furo alongado para permitir o deslocamento horizontal da estrutura.

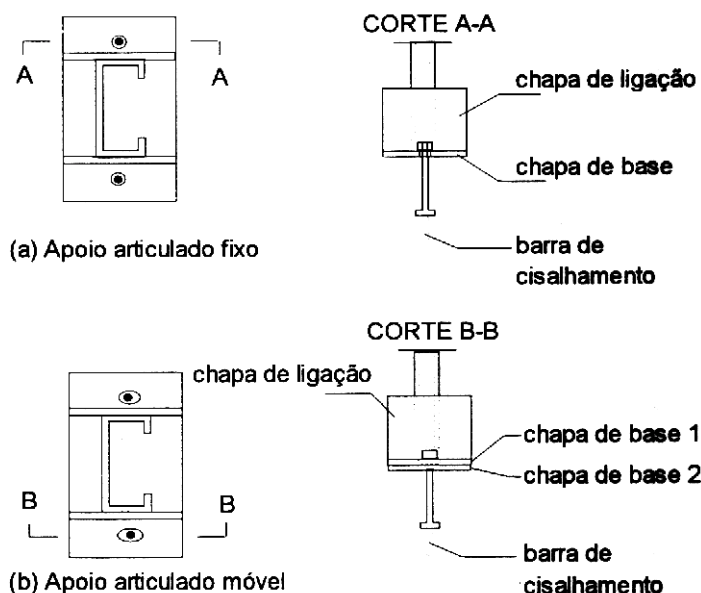


Figura VII.1 - Esquema dos apoios articulados fixos e móveis, sobre estruturas de concreto.

A figura VII.2. apresenta os esquemas de um apoio articulado fixo e de um apoio articulado móvel, fixados em estrutura de madeira. Conforme exposto anteriormente, a chapa de base 1 deve conter furos alongados no caso do projeto de apoio articulado móvel. Deve-se observar que o chumbador se encontra soldado à chapa de base 2 e a estrutura se encontra ligada à peça de madeira por meio de parafusos.

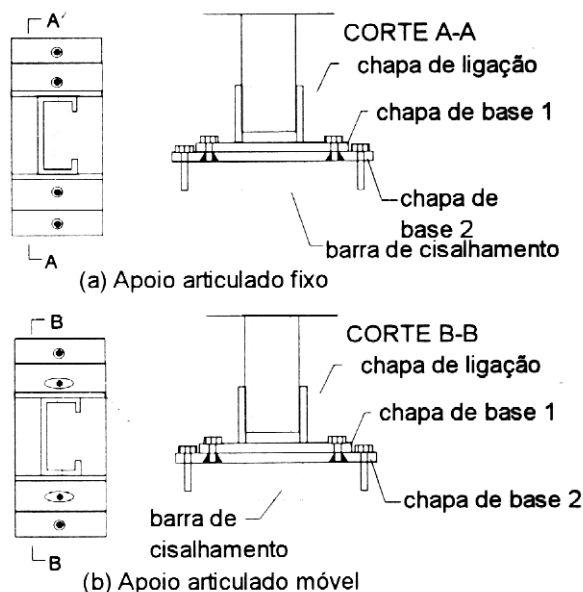


Figura VII.2 - Esquema dos apoios articulados fixos e móveis, sobre estruturas de madeira.

VII.2. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS, DISPOSTOS SOBRE BASE DE CONCRETO

VII.2.1. Parâmetros a Serem Determinados

Os seguintes parâmetros devem ser determinados nesta situação:

- Diâmetro e comprimento de ancoragem dos chumbadores.
- Dimensões e espessura das chapas de ligação.
- Dimensões e espessuras das chapas de base.

- d) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a tesoura ou treliça.
 - e) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e chapa base.
 - f) Dimensões da barra de cisalhamento.
 - g) Dimensões da solda entre a barra de cisalhamento e a chapa base.
- Estes parâmetros foram determinados através do programa PROG11.

VII.2.2. Determinação dos Diâmetros e Comprimentos de Ancoragem dos Chumbadores.

Foram considerados chumbadores os parafusos com cabeça embutida no concreto com os seguintes diâmetros: 3/8", 1/2", 5/8" e 3/4".

Segundo a NBR8800(1986), considerou-se que a resistência de um chumbador de diâmetro D à tração é igual ao valor obtido da equações VII.1.

$$R_{d2} = 0,65 \times 0,75 \times (\pi D^2 / 4) \times f_u \quad (\text{VII.1})$$

onde

f_y é a tensão limite de escoamento do aço e f_u a tensão de ruptura do aço.

O comprimento de ancoragem é aproximadamente $12D$, os valores reais foram calculados de acordo com Fakury.

VII.2.3. Dimensões e Espessuras das Chapas de Ligação

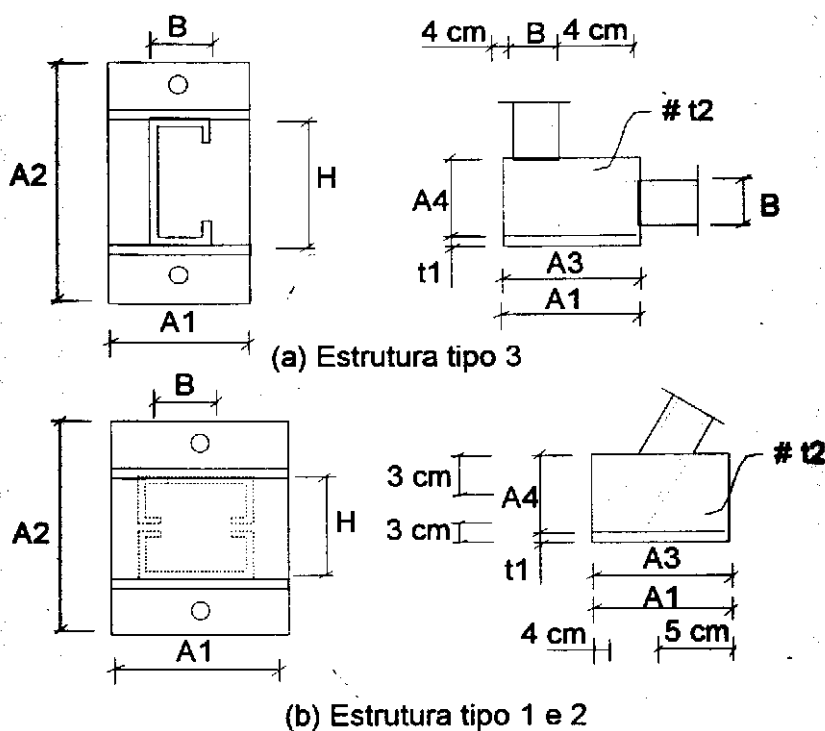


Figura VII.3 - Dimensões dos elementos componentes dos apoios.

As dimensões A_3 , A_4 e t_2 da chapa de ligação são mostradas na figura VII.3. Para as estruturas tipo 1 e 2, a dimensão A_3 é dada pela equação (VII.3) e A_4 pela equação (VII.4).

$$A_3 = B \sin 25^\circ + 4 + 5 \quad (\text{VII.3})$$

$$A_4 = B \cos 25^\circ + 6 \quad (\text{VII.4})$$

Para as estruturas tipo 3, a dimensão A_3 é dada pela equação (VII.5) e A_4 é o maior valor obtido através das equações (VII.6) e (VII.7)

$$A_3 = B + 8 \quad (\text{VII.5})$$

$$A_{41} = B + 6 \quad (\text{VII.6})$$

$$A_{42} = 10 \text{ cm} \quad (\text{VII.7})$$

A espessura da chapa de ligação, t_2 , deve ser tal que a sua resistência calculada através da expressão VII.8 seja maior que o esforço solicitante nela atuante.

$$R_d = 0,9 \times t_2 \times A_3 \times f_y \quad (\text{VII.8})$$

VII.2.4. Dimensões e Espessuras das Chapas de Base.

As dimensões A_1 , A_2 e t_1 das chapas de base são mostradas na figura VII.3. A dimensão A_1 é admitida igual à dimensão A_3 , definida anteriormente, e A_2 é igual ao maior valor obtido com as equações (VII.9) e (VII.11).

$$A_{21} = H + 6 + 10D \quad (\text{VII.9})$$

$$A_{22} = 20D \quad (\text{VII.10})$$

$$A_{23} = C / (0,49 \times f_{ck} \times A_1) \quad (\text{VII.11})$$

onde

C é a força de compressão majorada da chapa de base e D é o diâmetro do chumbador

Nestas expressões considerou-se a distância entre o chumbador e a chapa de ligação igual a 3 cm, distância mínima proposta pelo Machinery Hand Book para que uma chave possa ser usada para o aperto da porca no parafuso utilizado como chumbador. Considerou-se também que, a distância mínima entre dois chumbadores é de $10D$ e de um chumbador a borda é de $5D$, para parafusos de expansão, de acordo com os catálogos da Tecnar e Parabolt. A expressão VII.11. determina a dimensão A_{23} da chapa de base para que a tensão de compressão no concreto seja compatível com a sua resistência.

A espessura t_1 da chapa de base deve ser tal que a sua resistência, determinada de acordo com a NBR 8800(1986) é igual ao menor valor obtido nas expressões VII.12 e VII.13, seja maior que os esforços solicitantes atuantes.

$$M_{d1} = 0,9 \times Z \times f_y \quad (\text{VII.12})$$

$$M_{d2} = 0,9 \times 1,25 \times W f_y \quad (\text{VII.13})$$

onde

Z é o módulo resistente plástico e W o módulo resistente elástico relativo ao eixo de flexão,

f_y é a tensão limite de escoamento do aço.

Deve-se observar que o esforço solicitante atuante é um momento fletor proveniente da flexão da chapa de base devido a:

- * Compressão do concreto
- * Tração no chumbador

Para se determinar o momento máximo na chapa de base, devido a compressão no concreto, considera-se que a chapa seja formada por placas diversas, conforme mostra a figura VII.4., sujeitas a uma carga distribuída " q " definida pela expressão VII.14.

$$q = \frac{C}{A_1 \times A_2} \quad (\text{VII.14})$$

onde

C é o esforço máximo de compressão na estrutura de apoio.

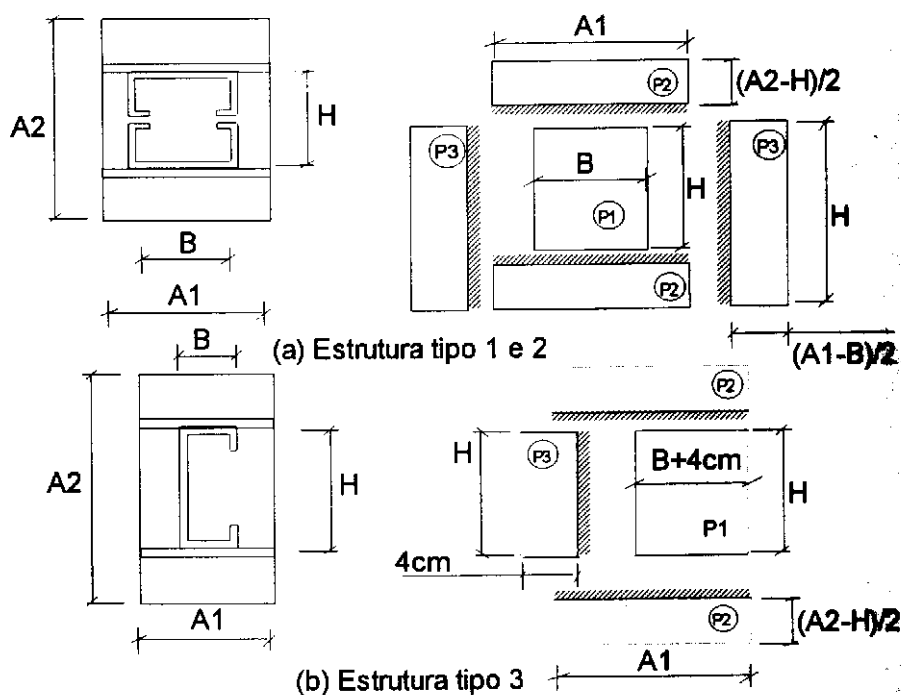


Figura VII.4 - Placas componentes da chapa de base.

Para se determinar o momento máximo na chapa de base, devido à tração no chumbador utiliza-se a expressão VII.15., observando-se que este momento se encontra distribuído em uma largura $2e$, onde "e" é a distância do chumbador ao perfil da tesoura.

$$\mu = (T/n) \times e \quad (\text{VII.15})$$

onde

T é o esforço de tração máximo na estrutura de apoio e n é o número de chumbadores.

Para o apoio articulado móvel devem ser usadas duas chapas de base, ambas com a mesma espessura t_1 determinada conforme exposto anteriormente. Os furos da chapa superior devem ser alongados, permitindo o deslocamento da estrutura.

VII.2.5. Dimensões da Solda Entre a Chapa de Ligação e a Tesoura ou Treliça.

São utilizados nesta ligação quatro cordões de solda de filete. Cada um deles deverá ter dimensão nominal mínima obtida de acordo com a tabela VII.1.

Quadro VII.1 Dimensão mínima de uma solda de filete (AISI (1991)).

Maior espessura "t" do metal base (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete (mm)
$t \leq 6,35$	3
$6,35 < t \leq 12,5$	5
$12,5 < t \leq 19$	6
$t > 19$	8

O comprimento da solda de ligação será calculado através ~a equação (VII.16) não devendo, segundo a NBR 8800, ser inferior a 4 cm e nem a 4 vezes sua dimensão nominal.

$$L = \frac{F}{(4 \times 0,707 \times N_l \times R_{d3})} \quad (\text{VII.16})$$

onde

F: o esforço máximo atuante na solda,

N_l: dimensão nominal da solda,

R_{d3}: resistência da solda, igual ao menor dos valores obtidos das equações (VII.17) e (VII.18).

$$R_{d1} = 0,9 \times 0,6 \times f_y / 0,707 \quad (\text{VII.17})$$

$$R_{d2} = 0,75 \times 0,6 \times f_w \quad (\text{VII.18})$$

f_y: tensão de escoamento do aço

f_w: resistência nominal à tração da solda.

VII.2.6. Dimensões da Solda Entre a Chapa de Ligação e a Chapa Base

Serão utilizados quatro cordões de solda de filete dispostos ao longo das duas chapas de ligação e de comprimentos iguais a A₃. A dimensão nominal das soldas deve ser tal que a resistência das mesmas seja maior que a tensão atuante. A tensão resistente das soldas é R_{d3}, conforme item VII.2.5. A tensão atuante nas soldas é definida pela equação (VII.19).

$$\sigma_1 = FR / A_s \quad (\text{VII.19})$$

onde

$$FR = ((FV)^2 + (FH)^2)^{1/2}$$

FV: força vertical máxima no apoio,

FH: força horizontal máxima no apoio

FR: força resultante no apoio

$$A_s = 0,707 \times N_2 \times A_3 \times 4 \quad (\text{VII.20})$$

N₂: dimensão nominal da solda.

VII.2.7. Dimensões da Barra de Cisalhamento

A barra de cisalhamento se encontra soldada à placa de base, possui as dimensões b , h_1 e t_3 mostradas na figura (VII.5) e serve para transmitir o esforço horizontal atuante no apoio à base de concreto.

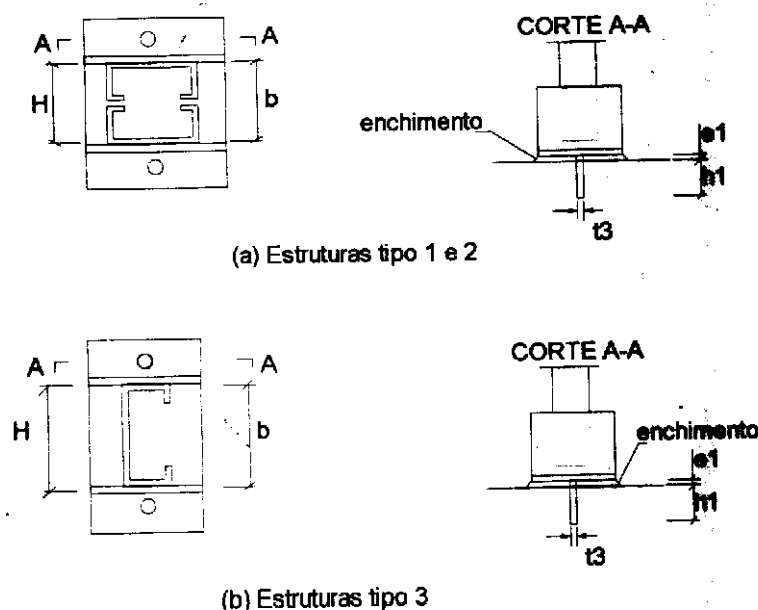


Figura VII.5 - Barras de cisalhamento das estruturas de apoio.

A dimensão b foi considerada igual à dimensão H do perfil da estrutura do telhado. A dimensão h_1 não deve ser inferior a 3 cm e deve ser tal que a tensão produzida pelo esforço horizontal no concreto, equação (VII.21), seja menor que a resistência do concreto, determinada de acordo com a NBR 8800(1986), equações (VII.22) e (VII.23).

$$\sigma_2 = \frac{FH}{bh_1} \quad (\text{VII.21})$$

$$R_d = 0,49 f_{ck} \sqrt{A_{\text{real}} / A_{\text{area2}}} \leq 1,40 f_{ck} \quad (\text{VII.22})$$

$$\text{para } A_{\text{real}} = A_{\text{area2}} \quad R_d = 0,49 f_{ck} \quad (\text{VII.23})$$

$$FH = 1,15 \times 10^{-5} \times E \times V \quad (\text{VII.23.a})$$

A_{real} : área carregada

A_{area2} : área da superfície homotética em relação a A_{real}

E é o espaçamento entre estruturas em "cm" e V é o vão das estruturas em "cm".

Para determinação da espessura t deve-se considerar:

- * cisalhamento da barra de cisalhamento;
- * A flexão da barra de cisalhamento.

Na verificação do cisalhamento deve-se considerar a tensão de cisalhamento σ_3 , dada na equação VII.24, menor que a resistência da peça ao cisalhamento, calculada através da equação VII.25.

$$\sigma_3 = \frac{FH}{bxt_3} \quad (\text{VII.24})$$

$$R_d = 0,9 \times 0,6f_y \quad (\text{VII.25})$$

Na verificação da flexão deve-se considerar o momento fletor M_1 atuante na peça, dado na equação (VII.26), inferior ao momento fletor máximo resistido pela barra de cisalhamento, dado pelas equações (VII.12) e (VII.13) do item VII.2.4.

$$M_1 = FHx(e_1 + h_1 / 2) \quad (\text{VII.26})$$

Pode-se, em algumas situações, não se utilizar a barra de cisalhamento. Neste caso, o esforço horizontal atuante deve ser resistido pelos chumbadores, que também estão sujeitos a esforço de tração. Deve-se, então, verificar a sua resistência a: tração, corte, e ao efeito combinado de tração e corte.

Para o primeiro caso as verificações foram expostas no item VII.2.2.

No segundo caso deve-se comparar o esforço horizontal atuante em cada chumbador com a sua resistência ao corte, a qual é definida pela NBR 8800 (1986), como sendo:

$$R_d = 0,60 \times 0,42 A_{pfu} \quad (\text{VII.27})$$

onde

A_p é a área bruta, baseado no diâmetro nominal "D" do parafuso e f_u é a resistência à tração do material do parafuso.

No terceiro caso, deve-se comparar o esforço máximo de tração por chumbador com a sua resistência dada, segundo a norma NBR 8800, pela equação (VII.28).

$$R_d = 0,64A_{pfu} - 1,93 V_d \quad (\text{VII.28})$$

onde A_p e f_u foram especificados anteriormente e V_d é a força cortante de cálculo no plano de corte do parafuso.

VII.2.8. Dimensões da Solda entre a Barra de Cisalhamento e a Chapa de Base

São utilizados dois cordões de solda de filete dispostos ao longo da barra de cisalhamento. A dimensão nominal das soldas N3 deve ser tal que a resistência das mesmas seja maior que a tensão atuante. A tensão resistente das soldas é definida em VII.2.5. (equações VII.17 e VII.18) . A tensão resultante atuante nas soldas é dada por

$$\sigma_R = \sqrt{(\sigma_h)^2 + (\sigma_v)^2} \quad (\text{VII.29})$$

$$\text{onde, } \sigma_h = FH / (0,707 \times N3 \times b \times 2) \quad (\text{VII.30})$$

$$\sigma_v = M1 / (b \times 0,707 \times N3 \times t_3) \quad (\text{VII.31})$$

$b, t_3, FH, M1$ foram definidos anteriormente

N3 é a dimensão nominal da solda.

VII.2.9. Exemplo de Dimensionamento de um Apoio.

a) Esforços atuantes no apoio da tesoura TES015CC.

$$T = 12,530 \text{ kN}$$

$$C = 31,947 \text{ kN}$$

$$FH = 4,83 \text{ kN, de acordo com a equação (VII.23.a)}$$

onde

T: esforço máximo de tração no apoio

FH: esforço máximo horizontal no apoio

b) Dados:

$$f_{ck} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$$

Metal da solda E70XX

$$\text{Parafuso } f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$$

Aço USI SAC41

c) Diâmetro e comprimento de ancoragem dos chumbadores

$$R_{d2} = 0,65 \times 0,75 \times (\pi D^2/4) \times f_u \quad (\text{VII.1})$$

$$R_{d2} = 0,65 \times 0,75 \times (\pi \times 1,0^2/4) \times 40 = 15,32 \text{ kN}$$

$$R_d = 15,32 \text{ kN} > 12,530/2 = 6,27 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

d) Dimensões e espessuras das chapas de ligação

Serão utilizadas duas chapas de ligação de 6,3 mm de espessura.

$$A_3 = B \sin 25^\circ + 9 \quad (\text{VII.3})$$

$$A_3 = 30 \sin 25^\circ + 9 = 21,68 \text{ cm}$$

$$A_4 = B \cos 25^\circ + 6 \quad (\text{VII.4})$$

$$A_4 = 30 \cos 25^\circ + 6 = 33,19 \text{ cm}$$

Supondo $t_2 = 6,3 \text{ mm}$

$$R_d = 0,9 \times t_2 \times A_3 \times f_y \quad (\text{VII.8})$$

$$R_d = 0,9 \times 0,63 \times 21,68 \times 25 = 307,314 \text{ kN} > 31,947/2 = 15,97 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

e) Dimensões e espessura da chapa de base.

$$A_1 = A_3 = 21,68 \text{ cm}$$

$$A_{21} = H + 6 + 10D \quad (\text{VII.9})$$

$$A_{21} = 17 + 6 + 10 \times 1 = 33,0 \text{ cm}$$

$$A_{22} = 20D \quad (\text{VII.10})$$

$$A_{22} = 20 \times 1 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{23} = C / (0,49 f_{ck} A_1) \quad (\text{VII.11})$$

$$A_{23} = 31,947 / (0,49 \times 1,5 \times 21,68) = 2,0 \text{ cm}$$

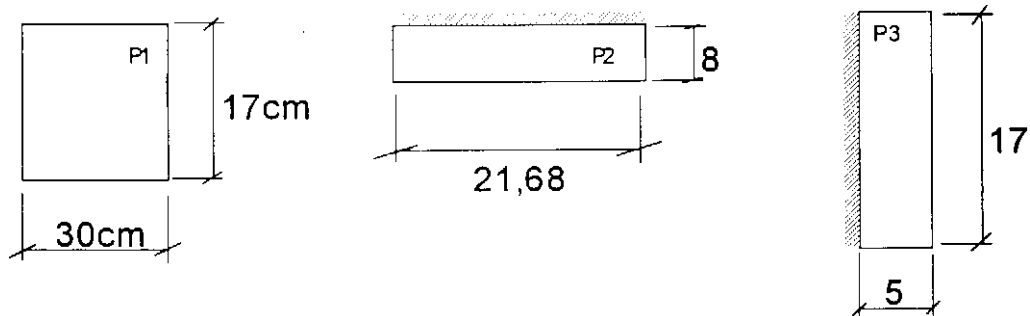
$$A_2 = 33,0 \text{ cm}$$

◇ Momentos devido a compressão do concreto

$$q = \frac{C}{A1XA2} \quad (\text{VII.14})$$

$$q = \frac{31,947}{21,68 \times 33} = 0,0447 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Placas componentes da placa de base:



Momento máximo na placa 1 de acordo com Rocha(1972)

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{17} = 1,76 \quad C2 = 13,87$$

$$M_1 = \frac{0,0447 \times 17^2}{13,87} = 0,931 \text{ kNcm / m}$$

Momento máximo na placa 2

$$M_2 = \frac{0,0447 \times 8^2}{2} = 1,430 \text{ kNcm / m}$$

Momento máximo na placa 3

$$M_3 = \frac{0,0447 \times 5^2}{2} = 0,559 \text{ kNcm / m}$$

Momento máximo na chapa de base devido a compressão do concreto.

$$M = 1,430 \text{ kNcm/cm}$$

Resistência da chapa base - supondo $t_l = 9,5 \text{ mm}$

$$Md_1 = 0,9 \times Z \times f_y \quad (\text{VII.12})$$

$$Md_1 = 0,9 \times (1 \times 0,95^2 / 4) \times 25 = 5,07 \text{ kNcm/cm}$$

$$Md_2 = 0,9 \times 1,25 \times W \times f_y \quad (\text{VII.13})$$

$$Md_2 = 0,9 \times 1,25 \times (1 \times 0,95^2 / 6) \times 25 = 4,23 \text{ kNcm/cm}$$

$$Md = 4,23 \text{ kNcm/cm} > 1,430 \text{ kNcm/cm} \quad \text{OK!}$$

- Momento devido à tração no chumbador

$$M_u = (T/n) \times e \quad (\text{VII.15})$$

$$M_u = (12,530/2) \times 3 = 18,795 \text{ kNcm}$$

Resistência da chapa de base, supondo $t_1 = 9,5 \text{ mm}$.

$$M_{d1} = 0,9 \times Z \times f_y \quad (\text{VII.12})$$

$$M_{d1} = 0,9 \times (6 \times 0,95^2 / 4) \times 25 = 30,46 \text{ kNcm}$$

$$M_{d2} = 0,9 \times 1,25 \times W \times f_y \quad (\text{VII.13})$$

$$M_{d2} = 0,9 \times 1,25 \times (6 \times 0,95^2 / 6) \times 25 = 25,38 \text{ kNcm}$$

$$M_d = 25,38 \text{ kNcm} > 18,795 \text{ kNcm} \quad \text{OK!}$$

É adotada uma chapa de $t_1 = 9,5 \text{ mm}$

f) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a tesoura.

É adotada a dimensão nominal mínima

$$N_i = 3 \text{ mm}$$

$$R_{d1} = 0,9 \times 0,6 \times f_y / 0,707 \quad (\text{VII.17})$$

$$R_{d1} = 0,9 \times 0,6 \times 25 / 0,707 = 19,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_{d2} = 0,75 \times 0,6 \times f_w \quad (\text{VII.18})$$

$$R_{d2} = 0,75 \times 0,6 \times 48,5 = 21,83 \text{ kN/cm}$$

$$R_{d3} = 19,09 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando a solda E70XX

$$L_1 = \frac{F}{(4 \times 0,707 \times N_i \times R_{d3})} \quad (\text{VII.16})$$

$$L_1 = \frac{31,947}{(4 \times 0,707 \times 0,3 \times 19,09)} = 1,97 \text{ cm}$$

Segundo o exposto em VII.25 adota-se $L = 4 \text{ cm}$.

g) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a chapa base.

$$R_{d3} = 19,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_2 = 5 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{FR}{A_s} \quad (\text{VII.19})$$

$$A_5 = 0,707 \times N_2 \times A_3 \times 4 \quad (\text{VII.20})$$

$$A_5 = 0,707 \times 0,5 \times 21,68 \times 4 = 30,66 \text{ cm}$$

$$F_R = \sqrt{31,947^2 + 4,83^2} = 32,31 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{21,31}{30,66} = 1,05 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 19,09 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

h) Dimensões da barra de cisalhamento

$$b = 17 \text{ cm}$$

$$h_1 = 3 \text{ cm}$$

$$\sigma_2 = \frac{FH}{bh_1} \quad (\text{VII.21})$$

$$\sigma_2 = \frac{4,83}{17 \times 3} = 0,095 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$R_d = 0,49 f_{ck} \quad (\text{VII.23})$$

$$R_d = 0,49 \times 1,5 = 0,735 \text{ kN} / \text{cm}^2 > 0,095 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Analisando o cisalhamento da barra de cisalhamento:

$$\text{Adotando } t_3 = 6,3 \text{ mm}$$

$$\sigma_3 = \frac{FH}{bt_3} \quad (\text{VII.24})$$

$$\sigma_3 = \frac{4,83}{17 \times 0,63} = 0,45 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$R_d = 0,9 \times 0,6 \times f_y \quad (\text{VII.25})$$

$$R_d = 0,9 \times 0,6 \times 25 = 13,5 \text{ kN} / \text{cm}^2 > 0,45 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Analisando a flexão da barra de cisalhamento:

$$M_1 = FH \times \left(e_1 + \frac{h_1}{2} \right) \quad (\text{VII.26})$$

Considerando-se um enchimento e de 3 cm:

$$M_1 = 4,83 \times (3 + 3/2) = 21,74 \text{ kNcm}$$

$$M_{d1} = 0,9 \times Z \times f_y \quad (\text{VII.12})$$

$$M_{d1} = 0,9 \times (17 \times 0,63^2 / 4) \times 25 = 37,95 \text{ kNcm}$$

$$M_{d2} = 0,9 \times 1,25 \times W \times f_y \quad (\text{VII.13})$$

$$M_{d2} = 0,9 \times 1,25 \times (17 \times 0,63^2 / 6) \times 25 = 31,63 \text{ kNcm}$$

$$M_d = 31,63 \text{ kNcm} > 21,74 \text{ kNcm} \quad \text{OK!}$$

É adotada para a barra de cisalhamento uma espessura $t_3 = 6,3$ mm

i) Dimensões da solda entre a barra de cisalhamento e a chapa base.

N3 = 5 mm - de acordo com a tabela VII.1.

$$\sigma_h = \frac{FH}{(0,707 \times N3 \times b \times 2)} \quad (\text{VII.30})$$

$$\sigma_h = \frac{4,83}{(0,707 \times 0,5 \times 17 \times 2)} = 0,40 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_v = \frac{M_1}{(b \times 0,707 N3 \times t_3)}$$

$$\sigma_v = \frac{21,74}{(17 \times 0,707 \times 0,5 \times 0,63)} = 5,74 \text{ N} / \text{cm}^2 \quad (\text{VII.31})$$

$$\sigma_R = \sqrt{(\sigma_h)^2 + (\sigma_v)^2}$$

$$\sigma_R = \sqrt{(0,40)^2 + (5,74)^2} = 5,75 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (\text{VII.29})$$

$$R_{d3} = 19,09 \text{ kN/cm}^2 > 5,75 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

j) Verificação da possibilidade de se retirar a barra de cisalhamento.

- Resistência à tração

Segundo item c deste exemplo $T = 6,27 \text{ kN} < 15,32 \text{ kN}$ OK!

- Resistência ao corte

$$FH = 4,83 \text{ kN}$$

$$R_d = 0,60 \times 0,42 \times A_p \times f_u \quad (\text{VII.27})$$

$$R_d = 0,60 \times 0,42 \times \frac{\pi \times 1,0^2}{4} \times 40 = 7,92 \text{ kN} > 2,42 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

- Resistência ao efeito combinado de tração e corte

$$T = 6,27 \text{ kN}$$

$$R_d = 0,64 A_p f_u - 1,93 V_d \quad (\text{VII.28})$$

$$R_d = 0,64 \times \frac{\pi \times 1,0^2}{4} \times 40 - 1,93 \times \frac{4,83}{2} = 15,44 \text{ kN} > 6,27 \text{ kN}$$

É dispensável o uso da barra de cisalhamento mantendo-se o chumbador com diâmetro $D = 3/8"$.

VII.3. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS, DISPOSTOS SOBRE BASE DE MADEIRA

VII.3.1. Parâmetros a Serem Determinados

Os seguintes parâmetros devem ser determinados:

- a) Diâmetro dos chumbadores.
- b) Diâmetro dos parafusos de ligação da chapa de base 2 com a estrutura de madeira.
- c) Dimensões das chapas de ligação.
- d) Dimensões das chapas de base.
- e) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a tesoura de treliça.
- f) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a chapa de base.
- g) Verificação da solda entre a chapa de base e o chumbador.

Deve-se observar que nesta situação não será usada barra de cisalhamento, sendo o esforço horizontal resistido pelos chumbadores.

Os parâmetros anteriores são determinados, para as estruturas propostas, através do programa PROG12.

As determinações dos itens (a), (c), (e) e (f) devem ser feitas de acordo com os itens VII.2.2., VII.2.3., VII.2.5. e VII.2.6., respectivamente.

VII.3.2. Diâmetro dos Parafusos de Ligação da Chapa de Base com a Estrutura de Madeira

São utilizados parafusos de mesmo diâmetro que o dos chumbadores. Deve-se, entretanto, verificar se não ocorrerá ruptura da madeira, devido a atuação de força horizontal no parafuso. Para que se faça esta verificação basta que se compare o esforço horizontal máximo em cada parafuso com a

força máxima suportada pela madeira no contato parafuso-madeira, dada segundo Pfeil (1985) pela equação VII.32.

$$F = k_R \sigma_a b D \quad (\text{VII.32})$$

onde

b e D estão representados na figura VII.6.

$$\sigma_a = 0,9 \sigma_c \quad (\text{VII.33})$$

σ_c : resistência de compressão da madeira paralelamente às fibras

$$b < b_{\text{crit}} \quad k_r = 1,0$$

$$b > b_{\text{crit}} \text{ e } \alpha \leq 33,3 \quad k_r = 0,226 + 0,63 \times 10^{-2} \alpha + 0,58 \times 10^{-4} \alpha^2 \quad (\text{VII.34})$$

$$b > b_{\text{crit}} \text{ e } \alpha > 33,3 \quad k_r = 0,25 + 0,75 \times 10^{-2} \alpha \leq 1,0 \quad (\text{VII.35})$$

$$\alpha = 59 \frac{f_y}{\sigma_a} \frac{D^2}{b^2} \quad (\text{VII.36})$$

f_y : tensão de escoamento do aço do parafuso.

$$b_{\text{crit}} = 0,77 D \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_a}} \quad (\text{VII.37})$$

Deve-se observar que as fórmulas acima são válidas para peças de madeira suportando esforços na direção de suas fibras e com talas metálicas. Cuidado especial deve ser tomado no sentido de se colocar tala metálica na parte inferior da peça de madeira, com espessura não inferior a 6,3 mm, para evitar o esmagamento da região de contato parafuso-madeira.

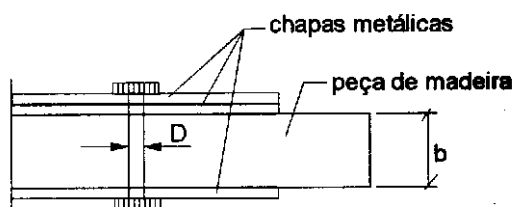


Figura VII.6 - Ligação da estrutura metálica com peça de madeira.

VII.3.3. Dimensões e Espessuras da Chapa de Base

Deve-se determinar as dimensões e espessura da chapa de base 1 e da chapa de base 2. A figura VII.7. mostra estas dimensões

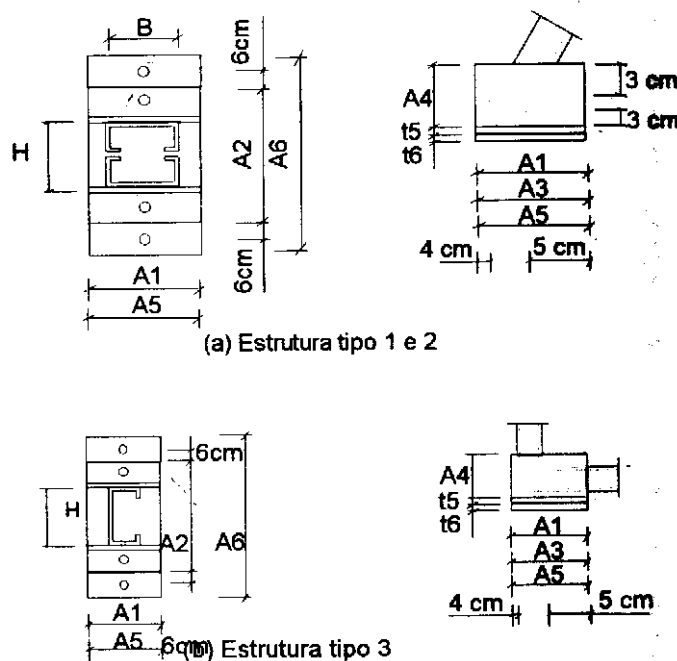


Figura VII.7 - Dimensões dos elementos componentes dos apoios.

A dimensão A1 é tomada igual a A3. A2 é igual ao maior valor obtido das equações (VII.38) e (VII.40).

$$A21 = H + 6 + 10D \quad (\text{VII.38})$$

$$A22 = 20D \quad (\text{VII.39})$$

$$A23 = C / (\sigma_c \times A_1) \quad (\text{VII.40})$$

A expressão VII.40 determina a dimensão A23 da chapa de base 1 para que a tensão de compressão da madeira de suporte, σ_c , não seja ultrapassada.

A espessura t_5 da chapa de base 1 é determinada conforme o exposto em VII.24, para o cálculo da espessura t_1 .

A dimensão A5 da chapa de base 2 será adotada igual a dimensão A1. A dimensão A6 será dada pela equação (VII.41).

$$A_6 = A_2 + 12 + 10D \quad (\text{em cm}) \quad (\text{VII.41})$$

A espessura da chapa de base 2, t_{61} deve ser tal que sua resistência, determinada de acordo com a NBR 8800(1986) e tomada igual ao menor dos valores obtidos através das expressões (VII.12) e (VII.13), seja maior que os esforços solicitantes atuantes. Deve-se observar que o esforço solicitante atuante é um momento fletor correspondente ao binário formado pelas forças de tração no chumbador e no parafuso de ligação da estrutura à peça de madeira de apoio.

VII.3.4. Verificação da Solda Entre a Chapa de Base 1 e o Chumbador

A figura VII.8. mostra a solda de ligação entre a chapa de base 2 e o chumbador, onde o ângulo α de corte da chapa vale 78° segundo o AISC(1993).

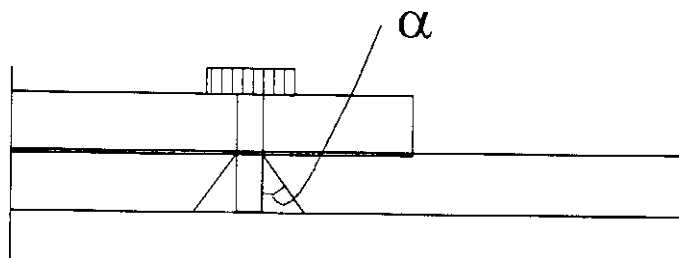


Figura VII.8 - Detalhe da ligação chapa de base 1 - chumbador.

Neste caso a tensão atuante na solda, calculada através da equação (VII.42), deve ser menor que a tensão resistente da solda definida como sendo o menor valor obtido através das expressões VII.44 e VII.45.

$$T_R = F_R / (\pi \times D \times t_6 \times \sin 78) \quad (\text{VII.42})$$

$$\text{onde } F_R = \sqrt{(F_H / n)^2 + (T / n)^2} \quad (\text{VII.43})$$

T: esforço máximo de tração na estrutura de apoio.

FH: esforço horizontal máximo na estrutura de apoio.

n - é o número de chumbadores.

$$Rd_1 = 0,9 \times 0,6 \times f_y / 0,978 \quad (\text{VII.44})$$

$$Rd_2 = 0,75 \times 0,6 \times f_w \quad (\text{VII.45})$$

VII.3.5. Exemplo de Dimensionamento de um Apoio

a) Esforços atuantes no apoio da tesoura TES015CC.

$$T = 12,530 \text{ kN}$$

$$C = 31,947 \text{ kN}$$

$$FH = 4,83 \text{ kN}$$

onde

T: esforço máximo de tração no apoio

C: esforço máximo de compressão no apoio

FH: esforço horizontal máximo no apoio

b) Dados

◊ Resistência à compressão da madeira sobre a que se encontra o apoio: $\sigma_c = 0,93 \text{ kN/cm}^2$

◊ Metal da solda E70XX

◊ Parafuso $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$ $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$

◊ Espessura da peça de madeira: 20 cm

◊ Aço USI SAC41

c) Diâmetro e comprimento de ancoragem dos chumbadores:

São usados 2 chumbadores com diâmetro $D=3/8"$, de acordo com o exposto em VII.2.9, itens (c) e (j).

d) Diâmetro dos parafusos de ligação da chapa de base 2 com a estrutura de madeira:

São utilizados 2 parafusos com diâmetro $D = 3/8"$.

Verificação da resistência da madeira:

$$\sigma_a = 0,9 \sigma_c \quad (\text{VII.37})$$

$$\sigma_a = 0,9 \times 0,93 = 0,837 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_{crit} = 0,77 \times 1,0 \times \sqrt{\frac{25}{0,837}} = 4,20 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = 59 \frac{f_y}{\sigma_a} \frac{D^2}{b^2} \quad (\text{VII.36})$$

$$\alpha = 59 \times \frac{25}{0,837} \times \frac{1^2}{20^2} = 4,40$$

$$k_R = 0,226 + 0,63 \times 10^{-2} \alpha + 0,58 \times 10^{-4} \alpha^2 \quad (\text{VII.34})$$

$$k_R = 0,226 + 0,63 \times 10^{-2} \times 4,40 + 0,58 \times 10^{-4} \times 4,4^2$$

$$k_R = 0,255$$

$$F = k_R \sigma_a b D \quad (\text{VII.32})$$

$$F = 0,255 \times 0,837 \times 20 \times 1,0 = 4,27 \text{ kN} > 4,83/2 \quad \text{OK!}$$

e) Dimensões das chapas de ligação.

De acordo com o item VII.2.9 (d), tem-se

A3 = 21,68 cm; A4 = 33,19 cm e t = 6,3 mm

f) Dimensões e espessuras das chapas de base.

f1) Chapa de base 1.

$$A1 = A3 = 21,68 \text{ cm}$$

$$A21 = H + 6 + 10D \quad (\text{VII.38})$$

$$A21 = 17 + 6 + 10 \times 1 = 33 \text{ cm}$$

$$A22 = 20D \quad (\text{VII.39})$$

$$A22 = 20 \times 1 = 20 \text{ cm}$$

$$A23 = C / (\sigma_c \times A_1) \quad (\text{VII.40})$$

$$A23 = 31,947 / (0,93 \times 21,68) = 1,58 \text{ cm}$$

$$A2 = 33,0$$

A espessura $t_5 = 9,5 \text{ mm}$ de acordo com o item VII.2.9. (e).

(f2) Chapa de base 2.

$$A5 = A1 = 21,68 \text{ cm}$$

$$A6 = A2 + 12 + 10D \quad (\text{VII.41})$$

$$A6 = 33 + 12 + 10 \times 1 = 55,0 \text{ cm}$$

Determinação da espessura : Adotando $t_6 = 9,5 \text{ mm}$.

$$M = (12,530/2) \times l1 = 68,915 \text{ kNcm}$$

$$Md_1 = 0,9 \times Z \times f_y \quad (\text{VII.12})$$

$$Md_1 = 0,9 \times 22 \times 0,95^2 \times 25/4 = 111,68 \text{ kNcm}$$

$$Md_2 = 0,9 \times 1,25 \times W \times f_y \quad (\text{VII.13})$$

$$Md_2 = 0,9 \times 1,25 \times 22 \times 0,95^2 \times 25 / 6 = 93,07 \text{ kNcm}$$

$$Md = 93,07 \text{ kNcm} > 68,915 \text{ kNcm} \quad \text{OK!}$$

g) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a tesoura:

De acordo com o item VII.2.9.f. tem-se

$$N_1 = 3 \text{ mm e } L_1 = 4 \text{ cm}$$

h) Dimensões da solda entre a chapa de ligação e a chapa base:

De acordo com o item VII.2.9. tem-se $N_2 = 5 \text{ mm}$

i) Verificação da solda entre a chapa de base e o chumbador:

$$\alpha = 78^\circ$$

$$FR = \sqrt{(FH / n)^2 + (T / n)^2} \quad (\text{VII.43})$$

$$FR = \sqrt{(4,83 / 2)^2 + (12,53 / 2)^2} = 6,71 \text{ kN}$$

$$TR = \frac{FR}{(p \times D \times t_6 \times \sin 78)} \quad (\text{VII.42})$$

$$TR = \frac{6,71}{(p \times 1,0 \times 0,95 \sin 78)} = 2,29 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$Rd_1 = 0,9 \times 0,6 \times fy / 0,978 \quad (\text{VII.44})$$

$$Rd_1 = 0,9 \times 0,6 \times 25 / 0,978 = 13,80 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$Rd_2 = 0,75 \times 0,6 \times fw \quad (\text{VII.45})$$

$$Rd_2 = 0,75 \times 0,6 \times 48,5 = 21,825 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$Rd = 13,80 \text{ kN} / \text{cm}^2 > 2,29 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

A solda é suficiente.

VII.4. APOIOS A SEREM UTILIZADOS NAS ESTRUTURAS TIPO 1, 2 E 3

O quadro VII.2. apresenta as dimensões dos apoios das estruturas tipo 1 e 2, considerando-se os mesmos dispostos sobre base de concreto com resistência característica à compressão $f_{ck} = 1,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

O quadro VII.3 apresenta as dimensões dos apoios de estruturas tipo 3, considerando-se os mesmos dispostos sobre base de concreto com $f_{ck} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$.

Não serão apresentados os quadros com as dimensões dos apoios dispostos sobre base de madeira, porque existe grande número de tipos de madeira a serem considerados em estruturas antigas. Por esta razão, deve-se utilizar o programa PROG12 sempre que se necessite de tais informações.

Quadro VII.2 - Dimensões dos apoios das estruturas tipo 1 e 2, sobre base de concreto.

Teso	D	L	A3	A4	A1	A2	T2	N1	L1	T1	N2	b	h1	T3	N3	R
4A	1,0	12,0	11,1	10,5	11,1	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	5,32
4B	1,0	12,0	13,2	15,1	13,2	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	2,18
4C	1,0	12,0	13,2	15,1	13,2	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	8,52
4D	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	1,72
4E	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	12,0	3,0	0,63	0,5	2,10
4F	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	1,50
5A	1,0	12,0	12,2	12,8	12,2	24,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	8,0	3,0	0,63	0,3	3,84
5B	1,0	12,0	14,4	17,5	14,4	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	3,08
5C	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	2,60
5D	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	3,12
5E	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,44
5F	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,98
6A	1,0	12,0	12,2	12,8	12,2	24,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	8,0	3,0	0,63	0,3	7,86
6B	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	3,86
6C	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	4,08
6D	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	3,08
6E	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	2,94
6F	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	2,94
7A	1,0	12,0	13,2	15,1	13,2	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	6,40
7B	1,0	12,0	15,3	19,6	15,3	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	5,46
7C	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	3,54
7D	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	4,86
7E	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	4,60
7F	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	4,18
8A	1,0	12,0	14,4	17,5	14,4	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	6,32
8B	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	4,34
8C	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	5,76
8D	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	5,34
8E	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	4,64
8F	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	17,0	3,0	0,8	0,5	4,96

9A	1,0	12,0	14,4	17,5	14,4	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	10,02
9B	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	6,70
9C	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	5,42
9D	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	4,92
9E	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	5,62
10A	1,0	12,0	17,5	17,5	17,5	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	13,68
10B	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	8,98
10C	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	7,50
10D	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	6,44
11A	1,0	12,0	19,6	19,6	19,6	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	13,03
11B	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	17,0	3,0	0,63	0,3	8,06
11C	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	6,60
11D	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	7,60
12A	1,0	12,0	19,6	19,6	19,6	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	16,86
12B	1,0	12,0	19,6	28,7	19,6	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	9,96
12C	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	9,08
12D	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	9,6
13A	1,0	12,0	23,0	19,6	23,0	28,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,0	3,0	0,63	0,3	20,0
13B	1,0	12,0	23,0	33,2	23,0	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	9,22
13C	1,0	12,0	23,0	33,2	23,0	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	10,24
14A	1,0	12,0	17,5	24,1	17,5	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	12,04
14B	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	12,16
14C	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	12,20
15A	1,0	12,0	21,7	24,1	21,7	31,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	15,0	3,0	0,63	0,3	15,5
15B	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	13,12
15C	1,0	12,0	21,7	33,2	21,7	33,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	17,0	3,0	0,63	0,5	14,24

Obs: Nas situações acima a barra de cisalhamento é dispensável

Quadro VII.3 - Dimensões dos apoios das estruturas tipo 3, sobre base de concreto.

Trel	D	L	A3	A4	A1	A2	T2	N1	L1	T1	N2	b	h1	T3	N3	R
4A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,20
4B	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,62
4C	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,82
4D	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,80	0,5	5,0	3,0	0,63	0,5	0,94
4E	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	7,5	3,0	0,63	0,5	1,30
4F	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	28,7	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	12,7	3,0	0,63	0,5	1,34
5A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,34
5B	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,88
5C	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	1,16
5D	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	7,5	3,0	0,63	0,5	1,40
5E	1,0	12,0	13,5	11,5	13,5	28,7	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	12,7	3,0	0,63	0,5	1,54
5F	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	1,72
6A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,48
6B	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,04
6C	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,38
6D	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	26,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	10,0	3,0	0,63	0,5	1,74
6E	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,0
6F	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	1,94
7A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,68
7B	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,44
7C	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,90
7D	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	28,7	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	12,7	3,0	0,63	0,5	2,14
7E	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,04
7F	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,56
8A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,86
8B	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,78
8C	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	1,98
8D	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,54
8E	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,40
8F	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	41,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	25,0	3,0	0,63	0,5	2,40

9A	1,0	12,0	10,5	10,0	10,5	21,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	5,0	3,0	0,63	0,3	0,88
9B	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	1,62
9C	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	28,7	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	12,7	3,0	0,63	0,5	1,90
9D	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,54
9E	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,62
9F *	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	41,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	25,0	3,0	0,63	0,5	2,94
10A	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	0,82
10B	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	2,04
10C	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,22
10D	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,96
10E	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	3,10
10F*	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,11	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	3,28
11A	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,0
11B	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	28,7	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	12,7	3,0	0,63	0,3	2,24
11C	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,38
11D	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,72
11E	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	41,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	25,0	3,0	0,63	0,5	3,42
11F*	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,47	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	3,78
12A	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,18
12B	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,40
12C	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,92
12D	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	3,04
12E	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	3,48
12F	1,25	15,0	16,5	14,5	16,5	48,5	0,63	0,3	4,83	1,6	0,6	30,0	3,0	0,63	0,6	3,96
13A	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,42
13B	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,66
13C	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,44
13D	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	3,48
13E*	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	4,02
13F	1,25	15,0	16,5	14,5	16,5	48,5	0,63	0,4	4,0	1,6	0,6	30,0	3,0	0,8	0,6	4,48
14A	1,0	12,0	12,0	10,0	12,0	23,5	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	7,5	3,0	0,63	0,3	1,60
14B	1,0	12,0	14,0	12,0	14,0	31,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	15,0	3,0	0,63	0,5	2,80
14C	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,82

14D	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	41,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	25,0	3,0	0,63	0,5	3,66
14E*	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,17	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	4,28
14F	1,25	15,0	28,0	26,0	28,0	33,5	0,63	0,4	4,17	1,6	0,6	15,0	3,0	0,95	0,6	4,66
15A	1,0	12,0	13,0	11,0	13,0	26,0	0,63	0,3	4,0	0,63	0,3	10,0	3,0	0,63	0,3	1,58
15B	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,8	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	2,42
15C	1,0	12,0	15,5	13,5	15,5	36,0	0,63	0,3	4,0	0,95	0,5	20,0	3,0	0,63	0,5	3,22
15D	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,0	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	3,78
15E*	1,0	12,0	16,5	14,5	16,5	46,0	0,63	0,3	4,44	1,25	0,5	30,0	3,0	0,63	0,5	4,62
15F*	1,25	15,0	28,0	26,0	28,0	33,5	0,63	0,4	4,44	1,6	0,6	15,0	3,0	1,25	0,6	4,80

Obs: As treliças marcadas com asteriscos são aquelas que necessitam de barra de cisalhamento

CAPÍTULO VIII

VERIFICAÇÕES

VIII.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é verificada a possibilidade da ocorrência de Web Crippling, Shear Lag e Flange Curling.

A análise destes fenômenos é importante para a determinação da estabilidade das estruturas de telhado.

VIII.2. WEB CRIPPLING

VII.2.1. Considerações Gerais

Conforme exposto em III.7.1. o fenômeno de Web Crippling pode estar presente nas estruturas onde existem cargas concentradas, como por exemplo na região dos apoios das estruturas de telhado em estudo. Por esta razão, a favor da segurança, foram consideradas chapas de ligação nos apoios, conforme figuras VII.3 e VII.7, para evitar o mencionado fenômeno.

VII.2.2. Exemplo de verificação do Web Crippling

Será apresentado, a seguir, um exemplo de verificação do fenômeno de Web Crippling na tesoura TES05CC.

a) Esforços atuantes:

$$R = 12,467 \text{ kN}$$

onde R é a reação de apoio.

b) Dados:

◊ Perfil da tesoura: Perfil caixa 150x120x20 - t= 2,0.

◊ Aço USI SAC41 - $f_y = 25 \text{ kN/cm}$

c) Verificações:

Perfil com flange enrijecido.

$$s > 1,5 h$$

$$d_e \leq 1,5 h$$

$$P_n = t^2 k C_3 C_4 C_\theta [331 - 0,61(h/t)] x [1 + 0,01(N/t)] \quad (\text{III.106})$$

$$h = 150 - 4x2 = 142 \text{ mm}$$

N = 0 a favor da segurança.

$$f_y = 25 \text{ kN/cm} = 36,4 \text{ ksi}$$

$$k = \frac{f_y}{33} \quad (\text{III.126})$$

$$k = \frac{36,41}{33} = 1,10$$

$$C_3 = (1,33 - 0,33k) \quad (\text{III.117})$$

$$C_3 = 1,33 - 0,33x1,10 = 0,96$$

$$C_4 = (1,15 - 0,15 R/t) \leq 1,0 \quad (\text{III.118})$$

$$\frac{R}{t} = \frac{2}{2} = 1,0$$

$$C_4 = (1,15 - 0,15x1) = 1,0$$

$$C_\theta = 0,7 + 0,3(\theta/90) \quad (\text{III.125})$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$C_\theta = 0,7 + 0,3(90/90) = 1,0$$

$$t = 2 \text{ mm} = 0,078 \text{ polegadas}$$

$$P_n = 0,078^2 x 1,10 x 0,96 x 1,0 x 1,0 [331 - 0,61(142/2)] = 1,85 \text{ kips} = 8,22 \text{ kN}$$

No caso de duas almas, tem-se:

$$\Phi_w P_n = 0,75 x 8,22 x 2 = 12,33 \text{ kN} < 12,467 \text{ kN}$$

Ocorre o fenômeno de Web Crlppling.

VIII.3. SHEAR LAG

VIII.3.1. Considerações Gerais

Segundo o item III.7.2, o fenômeno de Shear Lag existe em estruturas que suportam carga concentrada ou várias cargas espaçadas de uma distância maior que $2w_f$ e que tenham vão inferior a $30w_f$, onde w_f é a metade da distância entre almas para seções caixa ou U dispostos como nas estruturas tipo 3.

Nas estruturas tipo 1 e 2 o fenômeno não é relevante pois os vãos são bem maiores que $30w_f$.

Em algumas estruturas tipo 3, o vão é menor que $30w_f$. Entretanto, as cargas aplicadas pelas terças são pequenas e praticamente distribuídas uniformemente, permitindo que o fenômeno de Shear Lag seja desprezado.

VIII.4. FLANGE CURLING

VIII.4.1. Considerações Gerais

O fenômeno de Flange Curling, exposto no item III.7.3., pode estar presente nas estruturas de telhado. O AISI (1991) prescreve que quando se deseje limitar a quantidade de curling deve-se limitar o valor w_f dos perfis da estrutura.

VIII.4.2. Exemplo para Verificação do Flange Curling

Será considerada a situação mais desfavorável que é o caso de uma treliça cujo banzo superior é executado em perfil U - 300x85x25 - t=3.

$$w_f = \frac{1}{2} (30 - 4 \times 0,3) = 14,4 \text{ cm}$$

Valor limite de w_f

$$w_f = \sqrt{0,061 t d E / f_{av}} \sqrt[4]{100 C_f / d} \quad (\text{III.128})$$

$f_{av} = 25 \text{ kN/cm}^2$, a favor da segurança e é o maior valor que poderá ocorrer.

$$d = 8,5 \text{ cm}$$

$$C_f = \frac{5}{100} \times 8,5 = 0,425 \text{ cm}$$

$$W_f = \sqrt{0,061 \times 0,3 \times 8,5 \times 20500 / 25} \sqrt[4]{100 \times 0,425 / 8,5} = 16,89 \text{ cm} > 14,4 \text{ cm}$$

Como o valor limite de W_f é maior que 14,4 cm não ocorrerá Flange Curling nesta situação que é a mais desfavorável. Consequentemente nenhuma das estruturas de telhado proposta estará sujeita a este fenômeno de Flange Curling.

CAPITULO IX**ANÁLISE DOS RESULTADOS**

IX.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão dados os pesos de todas as estruturas estudadas e será verificado para cada vão qual o espaçamento ideal entre tesouras ou entre treliças, isto é, o espaçamento que conduz a estruturas mais econômicas. São analisados também os custos das estruturas propostas e para cada um dos vãos estudados será especificado.

- * Custo da estrutura do telhado considerando-o executado em tesouras metálicas com o espaçamento ideal.
- * Custo da estrutura do telhado considerando-o executado em treliças metálicas com o espaçamento ideal.
- * Custo da estrutura do telhado considerando-o executado em madeira.

IX.2. PESOS DAS ESTRUTURAS DE TELHADO

Os quadros IX.1, IX.2 e IX.3 apresentam os pesos das estruturas propostas para telhado tipo 1, tipo 2 e tipo 3, respectivamente. O quadro IX.4 apresenta as estruturas mais econômicas. Os quadros utilizam a seguinte notação:

P_E - peso da estrutura em kg

P_A - peso do apoio em kg

p_1 - peso da estrutura, contrafeito e apoio em kg/m^2

p_2 - peso das terças em kg/m

p_t - peso da estrutura em kg/m^2

QUADRO IX.1. PESO DAS ESTRUTURAS TIPO 1.

TESOVES	P_E	P_A	p_1	p_2	p_t
TESO4AS	23,49	5,78	14,63	4,25	18,88
TESO4BS	37,67	9,04	7,79	4,72	12,51
TESO4CS	37,67	9,04	5,84	4,72	10,56
TESO4DS	48,14	12,32	5,03	7,60	12,63
TESO4ES	60,93	14,04	4,17	10,95	15,12
TESO4FS	77,42	20,43	4,07	15,32	19,39
TESO5AS	38,61	7,42	18,41	4,25	22,66
TESO5BS	51,80	10,52	8,31	4,72	13,03
TESO5CS	60,25	12,32	7,26	4,72	11,98
TESO5DS	76,26	12,32	5,91	7,60	13,51
TESO5ES	96,90	18,52	5,13	10,95	16,08
TESO5FS	108,06	20,43	4,28	15,32	19,60
TESO6AS	46,31	7,42	17,91	4,25	22,16
TESO6BS	72,26	12,32	9,40	4,72	14,12
TESO6CS	91,46	12,32	8,65	4,72	13,37
TESO6DS	116,22	18,52	7,50	7,60	15,10
TESO6ES	135,48	25,54	5,96	10,95	16,91
TESO6FS	151,43	30,11	5,04	15,32	20,36
TESO7AS	65,90	9,04	21,41	4,25	25,66
TESO7BS	106,66	12,32	11,33	4,72	16,05
TESO7CS	135,54	16,36	10,85	4,72	15,57
TESO7DS	151,13	18,52	8,07	7,60	15,67
TESO7ES	176,61	25,24	6,42	10,95	17,37
TESO7FS	215,28	35,30	5,97	15,32	21,29
TESO8AS	83,52	10,52	23,51	4,25	27,76
TESO8BS	163,17	16,36	14,96	4,72	19,68

TESO8CS	163,17	16,36	11,22	4,72	15,94
TESO8DS	188,96	23,26	8,84	7,60	16,44
TESO8ES	254,38	30,24	7,90	10,95	18,85
TESO8FS	313,81	35,30	7,27	15,32	22,59
TESO9AS	102,38	10,52	25,08	4,25	29,33
TESO9BS	183,51	16,36	14,80	4,72	19,52
TESO9CS	212,41	23,26	13,09	4,72	17,81
TESO9DS	259,67	27,71	10,64	7,60	18,24
TESO9ES	352,92	35,30	9,58	10,95	20,53
TESO10AS	123,98	10,52	26,90	4,25	31,15
TESO10BS	226,12	16,36	16,16	4,72	20,88
TESO10CS	235,94	23,26	12,96	4,72	17,68
TESO10DS	317,78	30,24	11,60	7,60	19,20
TESO11AS	143,73	12,32	28,37	4,35	32,62
TESO11BS	259,67	20,68	16,99	4,72	21,71
TESO11CS	317,46	27,71	15,69	4,72	20,41
TESO11DS	431,45	30,24	13,99	7,60	21,59
TESO12AS	180,96	12,32	32,21	4,25	36,46
TESO12BS	324,35	23,26	19,31	4,72	24,03
TESO12CS	355,46	27,71	15,96	4,72	20,68
TESO12DS	528,51	30,24	15,52	7,60	23,12
TESO13AS	221,39	12,32	35,95	4,25	40,20
TESO13BS	385,01	27,71	21,16	4,72	25,88
TESO13CS	466,32	27,71	19,00	4,72	23,72
TESO14AS	296,28	16,36	44,66	4,25	48,91
TESO14BS	414,79	27,71	21,07	4,72	25,79
TESO14CS	559,86	27,71	20,98	4,72	25,70
TESO15AS	323,76	16,36	45,35	4,25	49,60
TESO15BS	544,54	27,71	25,43	4,72	30,15
TESO15CS	667,01	30,24	23,24	4,72	27,96

QUADRO IX.2.PESO DAS ESTRUTURAS TIPO 2.

	P_c	P₁	P₂	P_t
TESO4AC	14,32	21,79	4,25	26,04
TESO4BC	14,32	10,18	4,72	14,90
TESO4CC	14,32	7,63	4,72	12,35
TESO4DC	15,87	6,35	7,60	13,95
TESO4EC	22,89	5,44	10,95	16,39
TESO4FC	22,89	5,02	15,32	20,34
TESO5AC	15,55	24,63	4,25	28,88
TESO5BC	15,55	10,38	4,72	15,10
TESO5CC	15,55	8,81	4,72	13,53
TESO5DC	22,07	7,38	7,60	14,98
TESO5EC	24,85	6,23	10,95	17,18
TESO5FC	31,87	5,34	15,32	20,66
TESO6AC	16,81	23,51	4,25	27,76
TESO6BC	16,81	11,27	4,72	15,99
TESO6CC	18,64	10,27	4,72	14,92
TESO6DC	26,87	8,99	7,60	16,59
TESO6EC	26,87	6,96	10,95	17,91
TESO6FC	34,46	6,00	15,32	21,32
TESO7AC	18,04	26,56	4,25	30,81
TESO7BC	18,04	13,05	4,72	17,77
TESO7CC	25,60	12,68	4,72	17,40
TESO7DC	28,83	9,44	7,60	17,04
TESO7EC	36,98	7,59	10,95	18,54
TESO7FC	36,98	7,00	15,32	22,32
TESO8AC	19,27	28,33	4,25	32,58
TESO8BC	21,36	16,74	4,72	21,46
TESO8CC	30,79	13,14	4,72	47,86
TESO8DC	30,79	10,12	7,60	17,72
TESO8EC	39,49	9,00	10,95	19,85
TESO8FC	44,29	8,19	15,32	23,51
TESO9AC	20,53	29,64	4,25	33,89

TESO9BC	24,14	16,96	4,72	21,68
TESO9CC	32,81	14,91	4,72	19,63
TESO9DC	36,60	12,00	7,60	19,60
TESO9EC	42,08	10,62	10,95	21,57
TESO10AC	21,76	31,25	4,25	35,50
TESO10BC	34,77	18,48	4,72	23,20
TESO10CC	34,77	14,70	4,72	19,42
TESO10DC	44,60	13,09	7,60	20,69
TESO11AC	23,02	32,56	4,25	36,81
TESO11BC	36,79	19,22	4,72	23,98
TESO11CC	36,79	17,27	4,72	21,99
TESO11DC	47,18	15,42	7,60	23,02
TESO12AC	24,25	36,25	4,25	40,50
TESO12BC	38,75	36,25	4,72	26,18
TESO12CC	43,23	17,76	4,72	22,48
TESO12DC	49,70	16,90	7,60	24,50
TESO13AC	25,51	39,87	4,25	44,12
TESO13BC	40,77	23,25	4,72	27,97
TESO13CC	52,29	21,01	4,72	25,73
TESO14AC	26,77	48,48	4,25	52,73
TESO14BC	42,78	23,11	4,72	27,83
TESO14CC	54,87	22,94	4,72	27,66
TESO15AC	28,00	49,08	4,25	53,33
TESO15BC	49,92	27,65	4,72	32,37
TESO15CC	64,37	25,39	4,72	30,11

Quadro IX.3. Peso das estruturas tipo 3.

	P _E	P _A	P ₁	P ₂	P _t
TREL4A	32,96	5,35	19,16	4,25	23,41
TREL4B	32,96	5,35	6,38	4,72	11,10
TREL4C	32,96	5,35	4,78	4,72	9,50
TREL4D	36,42	6,23	3,55	7,60	11,15
TREL4E	42,32	7,69	2,78	10,95	13,73
TREL4F	53,35	11,18	2,69	15,32	18,01
TREL5A	40,64	5,35	18,40	4,25	22,65
TREL5B	41,77	5,35	6,28	4,72	11,00
TREL5C	44,91	5,35	5,02	4,72	9,74
TREL5D	52,25	7,69	3,99	7,60	11,59
TREL5E	65,91	10,37	3,39	10,95	14,34
TREL5F	86,25	13,03	3,31	15,32	18,63
TREL6A	48,33	5,35	17,89	4,25	22,14
TREL6B	62,16	6,56	7,64	4,72	12,36
TREL6C	62,16	6,56	5,72	4,72	10,44
TREL6D	72,60	9,20	4,54	7,60	12,14
TREL6E	96,48	13,03	4,06	10,95	15,01
TREL6F	136,13	20,57	4,35	15,32	19,67
TREL7A	56,07	5,35	17,55	4,25	21,80
TREL7B	72,14	6,56	7,49	4,72	12,21
TREL7C	74,73	6,56	5,81	4,72	10,53
TREL7D	94,76	9,86	4,98	7,60	12,58
TREL7E	155,40	16,62	5,46	10,95	16,41
TREL7F	160,33	20,57	4,31	15,32	19,73
TREL8A	72,00	5,35	19,34	4,25	23,59
TREL8B	90,29	6,56	8,07	4,72	12,79
TREL8C	104,09	7,84	6,99	4,72	11,71
TREL8D	130,78	11,50	5,92	7,60	13,52
TREL8E	188,06	16,62	5,68	10,95	16,63
TREL8F	233,16	24,65	5,37	15,32	20,69
TREL9A	86,78	5,35	20,47	4,25	24,72

TREL9B	117,76	7,84	9,30	4,72	14,02
TREL9C	126,39	9,86	7,56	4,72	12,28
TREL9D	147,64	11,50	5,89	7,60	13,49
TREL9E	217,95	20,57	5,88	10,95	16,83
TREL9F	251,05	24,65	5,10	15,32	20,42
TREL10A	113,30	6,56	23,97	4,25	28,22
TREL10B	130,44	7,84	9,21	4,72	13,93
TREL10C	157,15	11,50	8,43	4,72	13,15
TREL10D	183,45	13,03	6,55	7,60	14,15
TREL10E	259,28	20,57	6,22	10,95	17,17
TREL10F	340,61	27,08	6,13	15,32	21,45
TREL11A	124,32	6,56	23,80	4,25	28,05
TREL11B	159,43	8,36	10,17	4,72	14,89
TREL11C	179,51	11,50	8,68	4,72	13,40
TREL11D	265,00	16,62	8,53	7,60	16,13
TREL11E	322,37	24,65	7,01	10,95	17,96
TREL11F	408,68	27,08	6,60	15,32	21,92
TREL12A	144,55	6,56	25,19	4,25	29,44
TREL12B	197,01	11,50	11,58	4,72	16,30
TREL12C	221,12	11,50	9,69	4,72	14,40
TREL12D	305,18	16,62	8,93	7,60	16,53
TREL12E	416,10	27,08	8,21	10,95	19,16
TREL12F	503,84	34,89	7,48	15,32	22,80
TREL13A	156,33	6,56	25,06	4,25	29,31
TREL13B	226,17	11,50	12,18	4,72	16,90
TREL13C	321,99	14,65	12,94	4,72	17,66
TREL13D	344,90	16,62	9,26	7,60	16,86
TREL13E	491,06	27,08	8,86	10,95	19,71
TREL13F	579,17	34,89	7,87	15,32	23,19
TREL14A	173,17	6,56	25,68	4,25	29,93
TREL14B	261,88	11,50	13,01	4,72	17,73
TREL14C	354,86	14,65	13,19	4,72	17,92
TREL14D	418,81	24,65	10,55	7,60	18,15

TREL14E	565,71	27,08	9,41	10,95	20,36
TREL14F	669,23	49,75	8,56	15,32	23,88
TREL15A	211,80	7,84	29,28	4,25	33,53
TREL15B	386,07	14,65	17,80	4,72	22,52
TREL15C	386,07	16,62	13,423	4,72	18,14
TREL15D	513,92	27,08	12,02	7,60	19,62
TREL15E	651,09	27,08	10,05	10,95	21,00
TREL15F	733,93	49,75	8,71	15,32	24,03

Quadro IX.4- Estruturas mais econômicas e pesos

Estruturas tipo 1

TESO	PESO(kg/m ²)	TESO	PESO(kg/m ²)
TESO4CS	10,56	TESO10CS	17,68
TESO5CS	11,98	TESO11CS	20,41
TESO6CS	13,37	TESO12CS	20,68
TESO7CS	15,57	TESO13CS	23,72
TESO8CS	15,94	TESO14CS	25,70
TESO9CS	17,81	TESO15CS	27,96

Estruturas tipo 2

TESO	PESO(kg/m ²)	TESO	PESO(kg/m ²)
TESO4CC	12,35	TESO10CC	19,42
TESO5CC	13,53	TESO11CC	21,99
TESO6CC	14,92	TESO12CC	22,48
TESO7CC	17,4	TESO13CC	25,73
TESO8CC	17,72	TESO14CC	27,66
TESO9CC	19,60	TESO15CC	30,11

Estruturas tipo 3

TREL	PESO(kg/m ²)	TREL	PESO(kg/m ²)
TREL4C	9,50	TREL10C	13,15
TREL5C	9,74	TREL11C	13,4
TREL6C	10,44	TREL12C	14,4
TREL7C	10,53	TREL13C	16,86
TREL8C	11,71	TREL14C	17,73
TREL9C	12,28	TREL15C	18,14

IX.3. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS DOS TELHADOS EXECUTADOS EM AÇO COM OS EXECUTADOS EM MADEIRA.

Para as estruturas de aço foi considerado um preço médio, em fevereiro de 1996, igual R\$2,3/Kg, segundo a USIMINAS.

Para as estruturas de madeira, com vãos de 4 a 15 metros, determinou-se os seguintes parâmetros, por metro quadrado de telhado:

- * Volume de madeira necessário, de acordo com a padronização feita por Monteiro(1976) considerando-se perda de 15%.
- * Peso dos pregos e ferragens, de acordo com TCPO - Pini(1993).
- * Horas trabalhadas por carpinteiro e ajudante, de acordo com TCPO- Pini (1993).

O quadro IX.5. apresenta estes parâmetros para os diversos vãos e fornece o custo, por metro quadrado, dos telhados com estrutura de madeira considerando-se os preços dos insumos, cuja data base da pesquisa é fevereiro de 1996 e de acordo com informações da PINI de Belo Horizonte e São Paulo, dados a seguir:

- * Madeira - parajú (m³)- R\$ 400,00

* Prego (kg) - R\$ 1,64

* Ferragem (kg) - R\$ 4,39

* Carpinteiro, com encargos sociais de 125,40%(h) - R\$ 3,29

* Ajudante, com encargos sociais de 125,40%(h) - R\$ 2,57

* BDI - 30%

Quadro IX.5. Quantitativo dos insumos e custo dos telhados com estrutura de madeira, por metro quadrado

Vão (m)	Madeira (m ³)	Prego (kg)	Ferragem (kg)	Carpint (h)	Ajudante (h)	Custo R\$/m ²
4	0,037	0,12	0,18	1,2	1,2	29,66
5	0,037	0,12	0,18	1,2	1,2	29,66
6	0,037	0,12	0,18	1,2	1,2	29,66
7	0,037	0,12	0,18	1,2	1,2	29,66
8	0,039	0,12	0,23	1,5	1,5	33,27
9	0,039	0,12	0,23	1,5	1,5	33,27
10	0,041	0,12	0,26	1,8	1,8	36,77
11	0,041	0,12	0,26	1,8	1,8	36,77
12	0,041	0,12	0,26	1,8	1,8	36,77
13	0,046	0,12	0,26	1,8	1,8	39,37

No quadro IX.5. não foram especificados insumos e custo para vãos de 14 a 15 metros, por serem vãos grandes, necessitando de peças de bitolas maiores e especiais.

O quadro IX.6. compara os custos, para cada vão, das estruturas de aço e de madeira.

Quadro IX.6. Custo das estruturas de aço e de madeira (R\$/m²)

VÃO (m)	ESTRUTURA DE AÇO			ESTRUTURA DE MADEIRA
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	
4	24,28	28,40	21,85	29,66
5	27,55	31,12	22,40	29,66
6	30,75	34,32	24,01	29,66
7	35,81	40,02	24,21	29,66
8	36,66	40,76	26,93	33,27
9	40,96	45,08	28,24	33,27
10	40,66	44,67	30,25	36,77
11	46,94	50,57	30,82	36,77
12	47,56	51,70	33,12	36,77
13	54,55	59,18	38,77	39,37
14	59,11	63,61	40,78	-
15	64,30	69,25	41,72	-

CAPÍTULO X

CONCLUSÕES

X.1. CONCLUSÕES

De acordo com o exposto no capítulo IX e quadro IX.5., verifica-se que a estrutura de aço é mais econômica que a estrutura de madeira quando se executam telhados coloniais. Verifica-se que a estrutura tipo 3, espaçada de 2 m, leva a soluções mais econômicas, exceto em tesouras com vãos de 13 e 14 m, situações em que o espaçamento de 3m e 1,5m, respectivamente, são os mais adequados.

Neste estudo verificou-se também, de acordo com os quadros IX.1., IX.2. e IX.3., que as terças com vãos superiores a 2 m são extremamente pesadas, praticamente inviabilizando o uso das estruturas com grandes espaçamentos entre si.

De uma maneira geral, pode-se concluir que o uso da estrutura de aço em telhados coloniais é vantajoso pois, além de menor custo tem como características:

- ♦ Maior velocidade de construção.
- ♦ Mais exatidão nas medidas.
- ♦ Maior grau de durabilidade.
- ♦ Manutenção quase que desnecessária.
- ♦ O fato do aço não se deformar notadamente com o tempo, o que acontece com a madeira.
- ♦ Não existe perdas consideráveis na fabricação das peças de aço.

- ♦ Menor peso das estruturas em perfis metálicos de chapa dobrada, facilitando a montagem ou reposição de peças quando necessário.

Além disto, atualmente há uma forte tendência de diminuição do custo do aço quando comparado ao da madeira, devido a sua escassez.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, 1993.

AISI, "Load and Resistance Factor - Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, Washington, USA, março, 1991.

CHENG, J.J. - "Projeto de Estruturas de Perfis de Chapa Dobrada", 1ª edição, Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

COBRAPI, Grupo Siderbrás - "Galpões para Usos Gerais", 1987.

EUROCODE 6, "Design of Masonry Structures Part 1.1: General Rules for Buildings. Rules for Plain, Reinforced, Prestressed and Confined Masonry", Brussels, CEC, March, 1994.

MOLITERNO, A. - "Cadernos de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira", segunda edição, Edgard Blucher Ltda, São Paulo, Brasil, 1985

MONTEIRO, J.C.R. - "Tesouras de Telhado", 4ª edição, Interciência, Rio de Janeiro, Brasil, 1976.

MUN, M. e SANTOS, S.P. - "Métodos de Avaliação da Resistência Mecânica das Alvenarias em Edifícios Antigos", 2º Encore-Comunicações, Volume 1, LNEC-FUNDCIC, Lisboa, Portugal, 1994

NBR6123, "Forças Devidas ao Vento em Edificações", Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, junho, 1988

NBR8039, "Projeto e Execução de Telhados com Telhas Tipo Francesa e Tipo Capa e Canal", Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, julho, 1988

NBR8800, "Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios", Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, abril, 1986

NETO, C.A.M.- "Resistência Nominal de Perfis Estruturais Leves: Procedimento Para Cálculo Automático", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, abril, 1995.

ÖSTERREICHISCHER STAHLBAUVERBAND, Viena, Áustria, 1993.

PFEIL, W. - "Estruturas de Madeira", 4ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, Brasil, 1985.

QUEIROZ, G. - "Elementos das Estruturas de Aço, 1ª edição, Imprensa Universitária, Belo Horizonte, Brasil, 1986.

ROBOBAT(UK) LTD 53 Burnaby Gdns, London W4 3DR, Inglaterra

ROCHA, A.M. - "Novo Curso Prático de Concreto Armado", 13ª edição, Editora Científica, Rio de Janeiro, Brasil, 1972.

SANTOS, P.F. - "A Arquitetura da Sociedade Industrial", 1ª edição, Edição Escola de Arquitetura da UFMG, Belo Horizonte, Brasil, 1961.

SEGURADO, J.E.S. - "Alvenaria, Cantaria e Betão", Biblioteca de Instrução Profissional, Livraria Bertrand, Lisboa, Portugal.

SILVA, G.G. - "Arquitetura do Ferro no Brasil", segunda edição, Nobel, São Paulo, Brasil, 1987.

TCPO - "Tabela de Composição de Preços para Orçamentos", 9ª edição, Editora Pini Ltda, 1993.

VASCONCELOS, S. - "Arquitetura no Brasil - Sistemas Construtivos", edição Rona, Belo Horizonte, Brasil, 1979.

YU, W. W. - "Cold-Formed Steel Design", second edition, John Wiley & Sons. inc., New York, USA, 1991.