

LUAMBA SAMBA

**VERIFICAÇÃO DE PILARES METÁLICOS COMPOSTOS
CONSTITUÍDOS POR PERFIS FORMADOS A FRIO
POR MEIO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL**

**Guaratinguetá
2015**

LUAMBA SAMBA

**VERIFICAÇÃO DE PILARES METÁLICOS COMPOSTOS
CONSTITUÍDOS POR PERFIS FORMADOS A FRIO
POR MEIO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", como parte dos requisitos para a obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Wanderley Terni

**Guaratinguetá
2015**

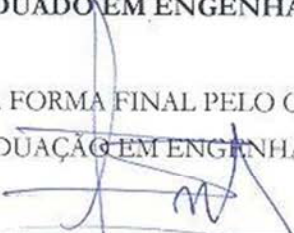
L926v	<p>Luamba, Samba</p> <p>Verificação de pilares metálicos compostos constituídos por perfis formados a frio por meio de programa computacional / Luamba Samba – Guaratinguetá , 2015. 145 f. : il. Bibliografia : f. 144-145</p> <p>Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015. Orientador: Prof. Dr. Antônio Wanderley Terni</p> <p>1. Estruturas metálicas 2. Colunas metálicas 3. Treliças (Construção civil) 4. Java (Linguagem de programação de computador) I. Título</p> <p style="text-align: right;">CDU 624.014</p>
-------	--

VERIFICAÇÃO DE PILARES METÁLICOS COMPOSTOS
CONSTITUÍDOS POR PERFIS FORMADOS A FRIO
POR MEIO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL

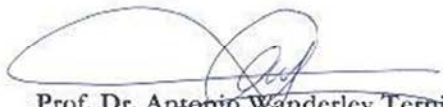
LUAMBA SAMBA


ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO PARA A
OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Coordenador do Curso

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni
Orientador: DEC-FEG/UNESP


Prof. Dr. José Bento Ferreira
Membro: DEC-FEG/UNESP

Eng. Civil Luiz Guilherme Fernandes Lopes
Membro Externo

Dezembro de 2015

Nzambe zua matondi.

LUAMBA, S. **Verificação de pilares metálicos compostos constituídos por perfis formados a frio por meio de programa computacional**. 2015. 145 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

RESUMO

Neste trabalho, são abordados os procedimentos adotados para o dimensionamento de pilares metálicos compostos ou à seção múltipla (pilares com a tipologia treliçada e com chapas de ligação). Os pilares metálicos compostos são muito utilizados na construção metálica quando as forças de compressão são relativamente baixas e os comprimentos de flambagem consideráveis. São geralmente utilizados em edifícios industriais, por exemplo, como montantes para suportar a vedação, ou como pilares para suportar uma viga de rolamento. Diferentemente dos pilares com seção cheia, no caso de pilares metálicos compostos, faz-se necessário a avaliação da rigidez ao cisalhamento. De fato, a influência do esforço cortante se traduz por uma redução significativa da carga crítica. No contexto deste trabalho, os componentes dos pilares (banzos, diagonais, montantes, etc.) são formados por perfis formados a frio. Para sistematizar e racionalizar a verificação dos pilares metálicos compostos, objetiva-se o desenvolvimento de um programa computacional baseado nas normas NBR 14762, NBR 6355 e Eurocode 3, basicamente as considerações da parte EN 1993-1-1.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas metálicas. Aço. Pilares metálicos compostos. Pilares treliçados. Pilares com chapas de ligação. Perfis formados a frio. Programa computacional. Java.

LUAMBA, S. **Verification of built-up columns made of cold formed members by way of a computer program.** 2015. 145 f. Graduate Work (Graduate in Civil Engineering) - Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

ABSTRACT

In this work, we discuss the procedures adopted for the design of built-up columns (laced and battened columns). Built-up columns are widely used in steel construction generally when the compression forces are relatively low and the column buckling lengths are large. They are commonly used in industrial buildings, for example, as posts for cladding, or as columns supporting a crane girder. Unlike columns with full section, in the case of built-up columns, it is necessary to evaluate the shear stiffness. In fact, the shear strength leads to a significant reduction of the critical load. In the context of this work, the components of the columns (chords, diagonals, posts, etc.) are formed by cold-formed members. In order to systematize and rationalize the verification of the built-up columns, this work aim to develop a computer program based on the standards NBR 14762, NBR 6355 and Eurocode 3, basically the considerations of the part EN 1993-1-1.

KEYWORDS: Metal structures. Steel. Built-up columns. Laced columns. Battened columns. Cold-formed members. Computer program. Java.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura em aço com pilares metálicos compostos.	19
Figura 2 – Deformação devida ao esforço cortante.	20
Figura 3 – Deformação de uma faixa dx de uma barra de seção retangular sob o efeito do esforço cortante.	22
Figura 4 – Pilar biarticulado comprimido.	25
Figura 5 – Viga de rolamento suportada por pilares compostos.	28
Figura 6 – Esquema de pilar composto utilizado como suporte de viga de rolamento.	29
Figura 7 – Vedação de um edifício industrial suportada por pilares compostos.	30
Figura 8 – Esquema de um pilar composto utilizado como poste.	30
Figura 9 – Pilares compostos: (a) Pilar treliçado (b) Pilar com chapas de ligação.	31
Figura 10 – Exemplos de configurações das treliças.	32
Figura 11 – Exemplo de utilização de pilares compostos com chapas de ligação.	33
Figura 12 – Elemento composto treliçado tipo N-shape. Deformação de um painel.	35
Figura 13 – Configurações de elementos compostos treliçados.	38
Figura 14 – Elemento composto com chapas de ligação. Deformação de um painel.	40
Figura 15 – Viga Vierendeel.	41
Figura 16 – Efeito de cisalhamento sobre a carga elástica crítica de um pilar.	45
Figura 17 – Dados dos pilares do exemplo.	47
Figura 18 – Flambagem local por flexão (vigas) e por compressão (pilares).	52
Figura 19 – Condições de contorno de Perfis formados a frio.	54
Figura 20 – Largura efetiva para elementos sob compressão e tração.	55
Figura 21 – Barras submetidas à força normal de compressão.	56
Figura 22 – Flambagem local e distorcional.	60

Figura 23 – Imperfeição inicial no arco.	66
Figura 24 – Modelo de cálculo do pilar.	76
Figura 25 – Geometria das seções do pilar.	77
Figura 26 – Eixos principais de inércia do pilar.	77
Figura 27 – Perfil U com os eixos principais de inércia.	78
Figura 28 – Perfil L com os eixos principais de inércia.	79
Figura 29 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa II.	85
Figura 30 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa III.	89
Figura 31 – Cálculo das larguras efetivas do perfil L da diagonal.	93
Figura 32 – Cálculo das larguras efetivas do perfil L do montante.	96
Figura 33 – Ligação soldada banzo - diagonal.	98
Figura 34 – Face do filete saliente ao metal-base.	100
Figura 35 – Descrição do pilar composto com chapas de ligação.	104
Figura 36 – Perfil U e Chapa de ligação, com os respectivos eixos principais de inércia	104
Figura 37 – Determinação do esforço máximo de compressão na metade da altura do pilar.	108
Figura 38 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa II.	111
Figura 39 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa III.	115
Figura 40 – Distribuição das solicitações nos banzos do painel de extremidade.	117
Figura 41 – Janela para a entrada de dados.	123
Figura 42 – Barra de título e de menus.	124
Figura 43 – Barra de ferramentas.	124
Figura 44 – Descrição e detalhe do pilar.	125
Figura 45 – Carregamento externo solicitante de cálculo.	126

Figura 46 – Propriedades do aço	126
Figura 47 – Geometria do pilar.	127
Figura 48 – Dimensões das chapas de ligação.	127
Figura 49 – Propriedades geométricas dos perfis do pilar.	128
Figura 50 – Texto explicativo do campo apontado pelo mouse.	129
Figura 51 – Dados da ligação soldada.	129
Figura 52 – Normas utilizadas no Programa.	130
Figura 53 – Normas utilizadas no Programa.	130
Figura 54 – Janela para seleção de perfis.	131
Figura 55 – Entrada e processamento de dados do exemplo 1.	132
Figura 56 – Relatório do exemplo 1.	133
Figura 57 – Resistência à Flambagem do Banzo - exemplo 1.	134
Figura 58 – Relatório do exemplo 2.	135
Figura 59 – Resistência à Flambagem do Banzo - exemplo 2.	136
Figura 60 – Entrada e processamento de dados do exemplo 3.	137
Figura 61 – Relatório do exemplo 3.	138
Figura 62 – Resistência das chapas e dos banzos no painel de extremidade - exemplo 3.	139
Figura 63 – Relatório do exemplo 4.	140
Figura 64 – Resistência das chapas e dos banzos no painel de extremidade - exemplo 4.	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de forma K e Área reduzida B de algumas seções.	24
Tabela 2 – Expressões da rigidez ao cisalhamento dos pilares metálicos compostos.	44
Tabela 3 – Valores da rigidez ao cisalhamento em função do tipo de pilar	49
Tabela 4 – Perfis padronizados pela NBR 6355:2012.	51
Tabela 5 – Largura efetiva e coeficiente de flambagem local para elementos AA.	54
Tabela 6 – Largura efetiva e coeficiente de flambagem local para elementos AL.	55
Tabela 7 – Fator de eficácia.	71
Tabela 8 – Propriedades geométricas do perfil U dos banzos do pilar.	78
Tabela 9 – Propriedades geométricas dos perfis L das diagonais e dos montantes.	79
Tabela 10 – Propriedades geométricas do perfil U dos banzos do pilar..	105

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A – área bruta da seção transversal da barra

A_b – área da seção transversal do banzo

A_c – área da seção transversal da chapa de ligação

A_d – área da seção transversal da diagonal

A_{ef} – área efetiva da seção transversal da barra

A_m – área da seção transversal do montante

A_n – área líquida da seção transversal da barra na região da ligação

A_{n0} – área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação

A_w – área da seção transversal da alma da barra

B – área reduzida da seção transversal

C_r – coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva

C_w – constante de empenamento da seção transversal

D – largura nominal do enrijecedor de borda

E – módulo de elasticidade do aço, adotado igual a 200 000 MPa

F – força, valor de ação, em geral

F_d – força cortante na diagonal

F_{Rd} – força resistente de cálculo, em geral

F_{Sd} – força solicitante de cálculo, em geral

G – módulo de elasticidade transversal, adotado igual a 77 000 MPa

H – altura total do pilar (distância do topo à base)

I – momento de inércia da seção transversal, em geral

I_b – momento de inércia de flexão do banzo

I_c – momento de inércia de flexão da chapa de ligação

I_{ef} – momento de inércia efetivo de flexão do elemento composto

I_t – constante de torção

$I_x ; I_y$ – momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos principais x e y , respectivamente

I_w – constante de empenamento da seção transversal

J – constante de torção

K – coeficiente de forma da seção transversal

$K_x L_x$ – comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo x

$K_y L_y$ – comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo y

$K_\xi L_\xi$ – comprimento efetivo de flambagem global por torção

L – distância entre pontos travados lateralmente da barra

– comprimento da barra

– comprimento do cordão de solda

M – massa linear do elemento

– momento fletor, em geral

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo

$M_{x,Rd} ; M_{y,Rd}$ – momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos principais x e y , respectivamente

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo

M_{Sd}^{II} – momento fletor solicitante de cálculo incluindo a imperfeição geométrica e os efeitos de segunda ordem

$M_{x,Sd} ; M_{y,Sd}$ – momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos principais x e y , respectivamente

N – força normal, em geral

$N_{e,Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo

$N_{e,Sd}$ – força axial de compressão solicitante de cálculo

N_{cr} – carga crítica efetiva do pilar

$N_{cr,id}$ – carga crítica do pilar levando em consideração as deformações devidas ao esforço cortante

N_{dist} – força axial de flambagem distorcional elástica

N_e – força axial de flambagem global elástica

N_{ex} ; N_{ey} – forças axiais de flambagem global elástica por flexão em relação aos eixos x e y , respectivamente

N_{ex} – força axial de flambagem global elástica por torção

$N_{ex\varphi}$ – força axial de flambagem global elástica por flexo-torção

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

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

S_V – rigidez ao cisalhamento do pilar

V – força cortante, em geral
– volume linear do elemento

V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo

W – módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento

W_{ef} – módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento

W_{pl} – módulo de resistência plástico da seção transversal do elemento

Letras romanas minúsculas

a – distância entre as faces que deslizam
– distância entre dois montantes ou duas chapas do elemento composto

b – largura do elemento, é a dimensão plana do elemento sem incluir dobras

b_c – largura do trecho comprimido de elementos sob gradiente de tensões normais

b_{ef} – largura efetiva

$b_{ef,1}$; $b_{ef,2}$ – larguras efetivas

b_f – largura nominal da mesa

b_w – largura nominal da alma

d – comprimento da diagonal

e – espessura, em geral

e_0 – imperfeição inicial no arco ou imperfeição geométrica do elemento composto

f_u – resistência à ruptura do aço na tração

f_w – resistência à ruptura da solda

f_y – resistência ao escoamento do aço

b – largura da alma (altura da parte plana da alma)
– dimensão do enrijecedor em ligações com solda de filete em superfície curva

h_0 – comprimento do montante
– distância entre os centros de gravidade dos banzos

i_0 – raio de giração do elemento composto

k – coeficiente de flambagem local do elemento

k_v – coeficiente de flambagem local por cisalhamento

n – número de planos dos elementos da treliça ou das chapas de ligação do elemento composto

r – raio de giração da seção bruta

r_e – raio externo de dobramento

r_i – raio interno de dobramento

r_o – raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção

r_x – raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal x

r_y – raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal y

t – espessura da chapa ou do elemento

t_{ef} – dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de penetração ou de filete

w_1 ; w_2 – pernas do filete de solda em superfícies planas

x – excentricidade da ligação, tomada como a distância entre o centroide da seção da barra e o plano de cisalhamento da ligação

x_0 – distância do centro de torção ao centroide, na direção do eixo x

y – deformada lateral total

y_0 – distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo y

y_1 – deformada lateral devida ao esforço cortante

y_2 – deformada lateral devida ao momento fletor

Letras gregas

- coeficiente de segurança
- deformação de cisalhamento

m – rotação devida ao esforço cortante

δ – deslocamento, flecha, em geral

Δd – alongamento da diagonal devido ao esforço cortante

- rotação, em geral

- índice de esbeltez, em geral

λ_{dist} – índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional

λ_0 – índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global

- fator de eficácia ou coeficiente função de esbeltez do elemento composto

- coeficiente de Poisson do aço, adotado igual a 0,3

- fator de redução associado à compressão centrada

F_{LT} – fator de redução associado à flexão simples

γ_s – massa específica do aço, adotada igual a 7850 kg/m³

- fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global

λ_{dist} – fator de redução do esforço resistente, associado à flambagem distorcional

- tensão normal, em geral

- tensão de cisalhamento, em geral

- relação λ_2 / λ_1 empregada no cálculo do coeficiente de flambagem local do elemento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	GENERALIDADES	18
1.2	OBJETIVOS	19
1.2.1	Objetivo principal	19
1.2.2	Objetivos secundários	19
2	REVISÃO BILIOGRÁFICA	20
2.1	DEFORMAÇÃO DEVIDA AO ESFORÇO CORTANTE	21
2.2	INFLUÊNCIA DO ESFORÇO CORTANTE SOBRE A DEFORMAÇÃO DAS BARRAS	22
2.3	EFEITO DAS DEFORMAÇÕES DE CISALHAMENTO SOBRE A CARGA CRÍTICA ELÁSTICA DE FLAMBAGEM	25
3	PILARES METÁLICOS COMPOSTOS	28
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	28
3.2	TIPOS DE PILARES METÁLICOS COMPOSTOS	31
3.3	AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ AO CISALHAMENTO	33
3.3.1	Considerações iniciais	33
3.3.2	Caso dos elementos compostos treliçados	34
3.3.3	Caso dos elementos compostos com chapas de ligação	40
3.3.4	Influência da rigidez ao cisalhamento em seções cheias e em seções compostas	45
4	PERFIS FORMADOS A FRIO	50
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	50
4.2	FLAMBAGEM LOCAL E O MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS	52
4.3	DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO	56

4.3.1	Força normal resistente de cálculo pela flambagem global por flexão, por torção ou por flexo-torção	57
4.3.1.1	Perfis com dupla simetria ou simétricos em relação a um ponto	58
4.3.1.2	Perfis monossimétricos	59
4.3.1.3	Perfis assimétricos	60
4.3.2	Força normal resistente de cálculo pela flambagem distorcional	60
4.4	DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO	62
4.5	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES	63
4.6	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA	63
5	METODOLOGIA DE CÁLCULO	65
5.1	VERIFICAÇÃO DE PILARES COMPOSTOS TRELIÇADOS	65
5.2	VERIFICAÇÃO DE PILARES COMPOSTOS COM CHAPAS DE LIGAÇÃO	71
6	EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO	75
6.1	PILAR COMPOSTO TRELIÇADO	75
6.1.1	Considerações iniciais	75
6.1.2	Dados do problema	75
6.1.3	Memória de cálculo	80
6.2	PILAR COMPOSTO COM CHAPAS DE LIGAÇÃO	103
6.2.1	Considerações iniciais	103
6.2.2	Dados do problema	103
6.2.3	Memória de cálculo	106
7	APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL	122
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	122
7.2	DELIMITAÇÕES DO PIMECO	122
7.3	INTERFACE DO PIMECO	123

7.3.1	Entrada de dados	123
7.3.1.1	Barra de título e de menus	124
7.3.1.2	Barra de ferramentas	124
7.3.1.3	Área central	125
7.3.2	Seleção de perfis	131
7.3.3	Saída de resultados	131
7.4	EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS	132
7.4.1	Pilar composto treliçado	132
7.4.2	Pilar composto com chapas de ligação	137
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	142
	REFERÊNCIAS	144

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A utilização de Estruturas Metálicas na Construção Civil começou no século XVIII, e até hoje, o aço vem proporcionando aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções inovadoras, eficientes e de alta qualidade. Em Construção Metálica, os pilares compostos (treliçados ou com chapas de ligação) são utilizados para atender a grandes comprimentos de flambagem e quando as forças de compressão na estrutura são relativamente baixas. Em um edifício industrial e para uma altura definida, os pilares compostos levam teoricamente, a um peso de aço muito menor que o obtido em qualquer outro sistema estrutural.

O presente trabalho apresenta os métodos de cálculo para o dimensionamento desses elementos estruturais. Será utilizado o Eurocode 3, parte EN 1993-1-1 para a determinação dos esforços solicitantes e a NBR 14762 (2010) para a determinação dos esforços resistentes em cada componente dos pilares (banzos, diagonais, montantes, chapas). Os componentes desses pilares serão constituídos por perfis formados a frio, logo serão seguidas as recomendações da NBR 6355 (2012).

Em decorrência das deformações de cisalhamento, é imprescindível avaliar a rigidez ao cisalhamento dos diferentes tipos de pilares metálicos compostos, diferentemente dos pilares com seção cheia em que essa avaliação não é crítica. Para verificar a resistência normal de um pilar metálico composto, será necessário examinar os seguintes pontos:

- determinação das solicitações, levando em consideração a influência da imperfeição inicial no arco e os efeitos de segunda ordem;
- verificação dos banzos e das treliças (diagonais, montantes, chapas) e
- verificação das ligações.

Figura 1 – Estrutura em aço com pilares metálicos compostos.



Fonte: (PEB STEEL BUILDINGS, 2009).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

O principal objetivo deste trabalho é desenvolver um programa computacional, por meio da linguagem Java, que verifique pilares metálicos compostos, em perfis formados a frio, submetidos à compressão simples e à flexo-compressão, com base nas normas ABNT NBR 14762, ABNT NBR 6355 e EUROCODE 3 – EN 1993-1-1.

1.2.2 Objetivos secundários

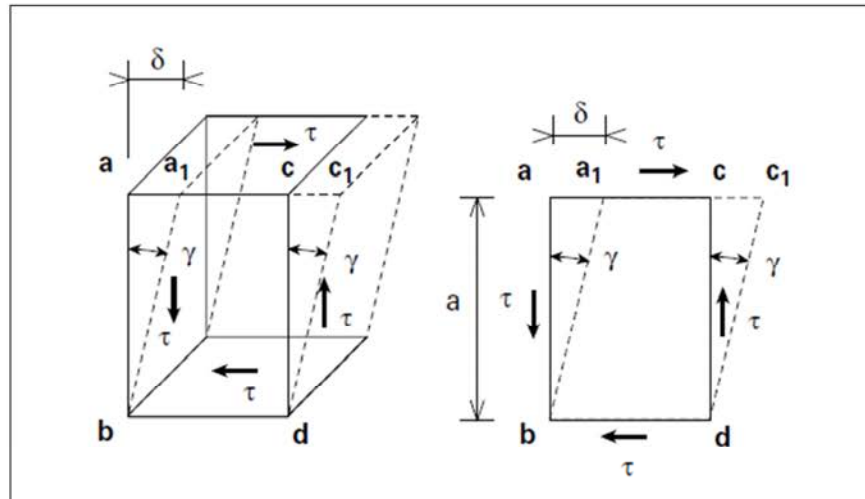
- Apresentar os diferentes tipos de pilares metálicos compostos e suas utilizações;
- Estudar os procedimentos de dimensionamento de perfis formados a frio;
- Descrever, baseando-se nas normas, as diferentes etapas para a verificação de pilares metálicos compostos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFORMAÇÃO DEVIDA AO ESFORÇO CORTANTE

As deformações axiais relacionadas à modificação das dimensões e que se produzem sob a ação de forças externas atuando ao longo da barra, diferem das deformações angulares que se produzem devido aos esforços cortantes, ou seja, são deformações ligadas à modificação dos ângulos retos dos paralelepípedos elementares isolados da barra. Essas deformações são também conhecidas como deformações de deslizamento ou deformações de cisalhamento (MOLDOVAN, 1999).

Figura 2 – Deformação devida ao esforço cortante.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

A grandeza das deformações de deslizamento se avalia (ver Figura 2) pela distância $aa_1 = \delta$ com a qual a face superior do paralelepípedo desliza em relação à face inferior. δ é chamado deslizamento (ou deslizamento absoluto) e depende das dimensões do elemento considerado.

Define-se também o deslizamento específico (ou deslizamento unitário) como a relação entre o deslizamento absoluto δ e a distância a entre as faces que deslizam.

$$\frac{aa_1}{ab} = \frac{\delta}{a} = \text{tg } \gamma \approx \gamma \quad (1)$$

A relação entre as tensões τ e as deformações γ de cisalhamento pode ser deduzida a partir do diagrama característico de cisalhamento que apresenta, na sua primeira parte (domínio elástico), uma relação linear entre as tensões τ e o deslizamento específico, dada por:

$$\tau = G \gamma \quad (2)$$

Onde G é o módulo de elasticidade transversal (ou de cisalhamento).

Vale também lembrar a relação fundamental entre G e o módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young E , dada por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3)$$

Com ν : coeficiente de Poisson (para o aço, $\nu = 0,3$).

Portanto, se o material é elástico, aparecem nas facetas da seção reta, tensões tangenciais uniformemente distribuídas sobre toda seção, com área A . Expressando as tensões como sendo proporcionais ao esforço cortante V , obtêm-se as seguintes relações:

$$V = \tau A \quad (4)$$

Com:

$$\tau = \frac{V}{A} = G \gamma \quad (5)$$

Tem-se:

$$\gamma = \frac{V}{GA} \quad (6)$$

E conseqüentemente:

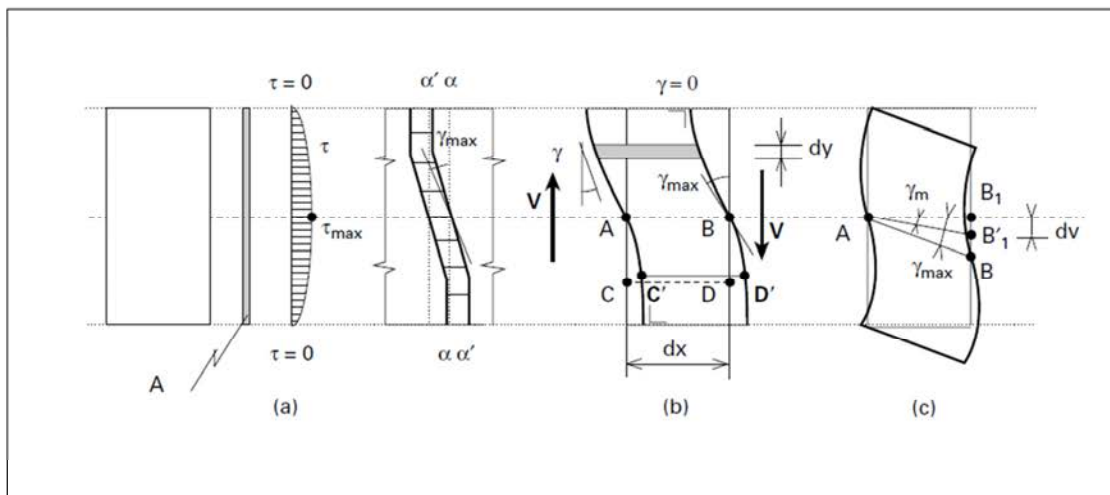
$$\delta = \frac{Va}{GA} \quad (7)$$

2.2 INFLUÊNCIA DO ESFORÇO CORTANTE SOBRE A DEFORMAÇÃO DAS BARRAS

Quando uma barra é solicitada por um momento fletor variável M , este é necessariamente acompanhado de um esforço cortante:

$$V = -\frac{dM}{dx} \tag{8}$$

Figura 3 – Deformação de uma faixa dx de uma barra de seção retangular sob o efeito do esforço cortante.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Em flexão pura, as seções planas normais sobre o eixo da barra permanecem planas e perpendiculares ao eixo deformado. O esforço cortante acarreta uma deformação adicional sob a forma de um deslizamento relativo das seções vizinhas.

Seja uma faixa dx de uma barra de seção retangular fina (Figura 3). Sob a ação de tensões tangenciais τ , os elementos $dx dy$ sofrem os deslizamentos:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \tag{9}$$

Como τ é variável, o ângulo γ também será variável ao longo da altura da seção, sendo máximo na linha neutra e nulo nas fibras extremas.

Por conseguinte, a seção plana $\alpha\alpha$ se torna, depois da deformação, uma superfície curva $\alpha'\alpha'$. A deformação por esforço cortante aumenta os deslocamentos de flexão em uma quantidade elementar $dv = \gamma_m dx$. Esse deslocamento aparece quando se reergue o elemento deformado para fazer coincidir, o máximo possível, as seções curvas com a sua configuração inicialmente plana (Figura 3c).

Essa operação pode ser realizada através de uma rotação γ_m em torno do ponto A . Para avaliar os deslocamentos do eixo da barra, utiliza-se o deslizamento médio da seção, isto é, o ângulo γ_m com o qual o eixo AB_1' faz com o eixo inicial AB_1 , e que corresponde a um deslizamento global de duas seções distantes de uma unidade, ou seja:

$$\gamma_m = K \frac{V}{GA} = \frac{V}{GB} \quad (10)$$

Onde: $B = \frac{A}{K}$

De acordo com a Figura 3:

$$\gamma_m = \frac{dv}{dx} \quad (11)$$

Logo,

$$\frac{dv}{dx} = \frac{KV}{GA} \quad (12)$$


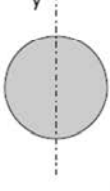
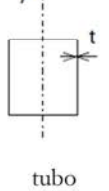
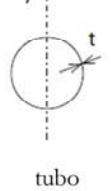
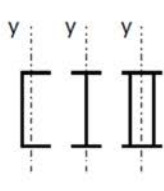
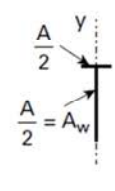
A equação (12) representa a equação diferencial do eixo deformado pelo esforço cortante.

K é o coeficiente de forma da seção transversal pelo qual se deve multiplicar a tensão média de cisalhamento para obter a tensão de cisalhamento no centro de gravidade da seção. Em outras

palavras, K é um coeficiente que depende da forma da seção transversal de tal modo que, $\frac{KV}{GA}$ represente a grandeza da deformação devida aos cisalhamentos em relação à linha neutra.

B é a área reduzida já que tem as dimensões de uma área. Logo, para calcular os deslocamentos devidos ao esforço cortante, substitui-se A pela área reduzida B . Alguns valores de B e K são indicados na tabela abaixo:

Tabela 1 – Coeficiente de forma K e Área reduzida B de algumas seções.

Seção reta (esforço cortante V)						
Área reduzida B	$\frac{5}{6}A$	$\frac{27}{32}A$	$\frac{5}{12}A$	$\frac{1}{2}A$	$\approx A_w$	$\approx 0,8 A_w$
Coeficiente de forma K	$\frac{6}{5}$	$\frac{32}{27}$	$\frac{12}{5}$	2	$\frac{A}{A_w}$	$1,25 \frac{A}{A_w}$

Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

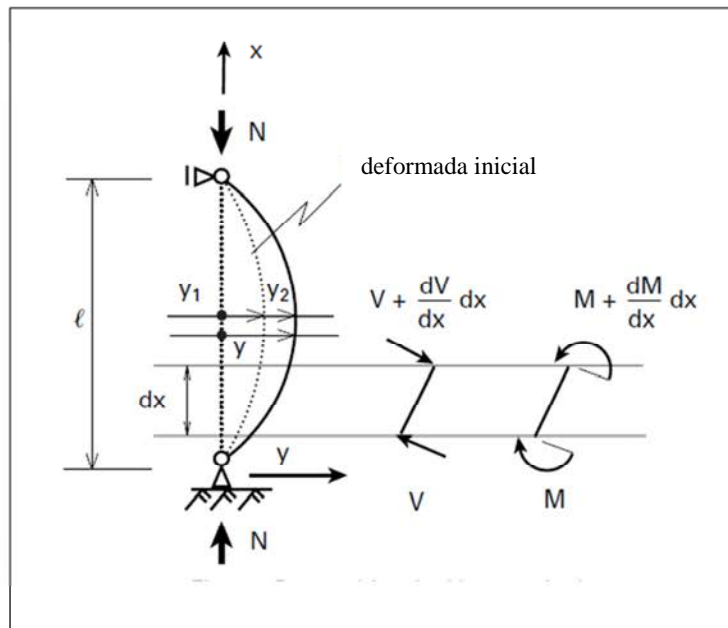
2.3 EFEITO DAS DEFORMAÇÕES DE CISLHAMENTO SOBRE A CARGA CRÍTICA ELÁSTICA DE FLAMBAGEM

Nesta seção será estudado o efeito da deformação de cisalhamento sobre a carga crítica de um pilar biarticulado submetido às solicitações M, N, V .

Vale lembrar as seguintes relações fundamentais:

$$M = Ny \quad \text{e} \quad V = \frac{dM}{dx} = N \frac{dy}{dx} \tag{13}$$

Figura 4 – Pilar biarticulado comprimido.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

A deformada lateral total y do eixo do pilar resulta de dois componentes y_1 e y_2 :

$$y = y_1 + y_2 \tag{14}$$

O momento fletor M é responsável pela deformada y_1 e o esforço cortante V , pela deformada adicional y_2 .

Segundo a teoria da elasticidade, a curvatura devida ao momento fletor M , se expressa pela seguinte equação diferencial de segunda ordem:

$$\frac{d^2 y_1}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{Ny}{EI} \quad (15)$$

Onde:

E : módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young

I : momento de inércia da seção transversal

A inclinação devida ao esforço cortante V se expressa pela seguinte equação diferencial de primeira ordem:

$$\frac{dy_2}{dx} = K \frac{V}{GA} = K \frac{N}{GA} \frac{dy}{dx} \quad (16)$$

Onde:

A : área da seção transversal

G : módulo de elasticidade transversal

K : coeficiente de forma da seção transversal do pilar (ver Tabela 1)

A curvatura devida ao esforço cortante V se expressa através da seguinte equação diferencial de segunda ordem:

$$\frac{d^2 y_2}{dx^2} = \frac{K}{GA} \frac{dV}{dx} = K \frac{N}{GA} \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (17)$$

A curvatura total da deformada devida ao momento fletor M e ao esforço cortante V se deduz das equações (15) e (17), portanto, é expressa pela seguinte equação diferencial:

$$\frac{d^2y_1}{dx^2} + \frac{d^2y_2}{dx^2} = -\frac{Ny}{EI} + K \frac{N}{GA} \frac{d^2y}{dx^2} \quad (18)$$

Escrevendo de outra forma, tem-se:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{N}{\left(1 - \frac{KN}{GA}\right)EI} y = 0 \quad (19)$$

Logo a carga crítica do pilar pode ser definida pela seguinte expressão:

$$\frac{N}{\left(1 - \frac{KN}{GA}\right)EI} = \frac{\pi^2}{l^2} \quad (20)$$

Resolvendo a equação (20), obtém-se a seguinte expressão da carga crítica elástica:

$$N_{cr,id} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \left(\frac{1}{1 + \frac{K\pi^2 EI}{GA l^2}} \right) = N_{cr} \frac{1}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} = \frac{1}{\frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v}} \quad (21)$$

Onde:

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$: carga crítica de Euler obtida desprezando as deformações devidas ao esforço cortante

$S_v = \frac{GA}{K}$: rigidez ao cisalhamento da barra

3 PILARES METÁLICOS COMPOSTOS

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os pilares metálicos compostos constituem estruturas de peso relativamente baixo e com grande inércia. Sem dúvida, a posição dos banzos, afastados do centro de gravidade da seção composta, favorece a obtenção de uma grande inércia. Esses pilares são geralmente destinados a estruturas de grande altura em que deslocamentos horizontais são limitados a pequenos valores. (STEEL BUILDING IN EUROPE, 2008).

São geralmente utilizados em edifícios industriais como postes para suportar uma vedação, quando o comprimento de flambagem é muito grande ou como pilares de sustentação de uma viga de rolamento.

Quando utilizado como suporte de uma viga de rolamento, o pilar metálico composto é engastado na base e articulado no topo, e é dimensionado para resistir:

- aos esforços horizontais decorrentes das ações da ponte rolante aplicadas na face interna dos banzos do pilar e das ações do vento aplicadas na face externa.
- aos esforços de compressão oriundos, seja do pórtico, seja da viga de rolamento.

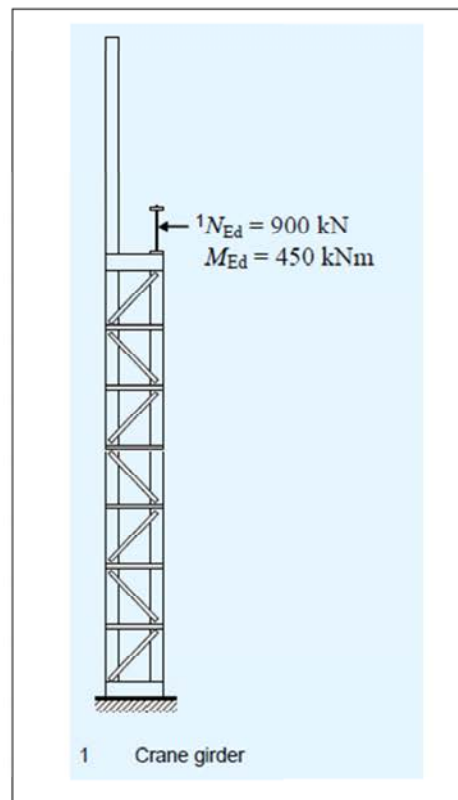
Nesse caso, os esforços de compressão são predominantes em relação ao momento fletor.

Figura 5 – Viga de rolamento suportada por pilares compostos.



Fonte: (SIMPLEX CRANES, 2010).

Figura 6 – Esquema de pilar composto utilizado como suporte de viga de rolamento.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

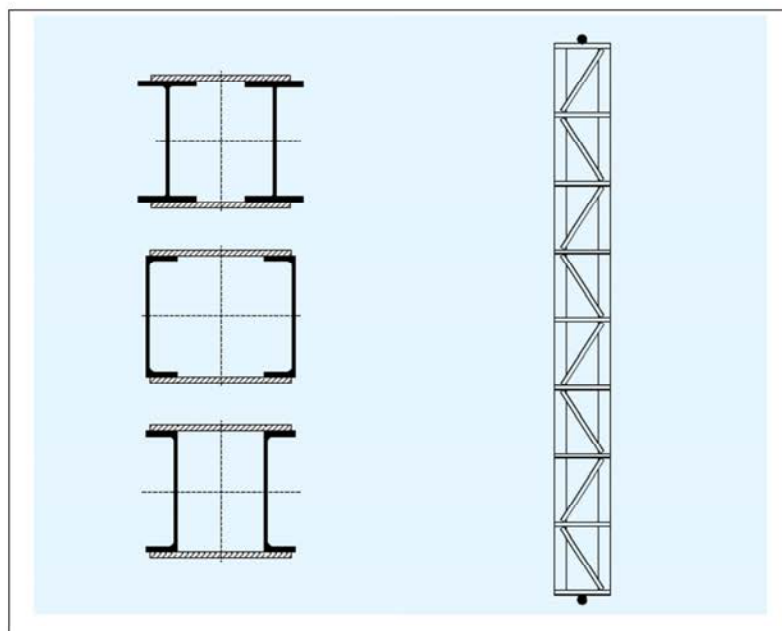
O dimensionamento deve levar em consideração os esforços horizontais, principalmente devidos ao vento, quando o pilar é utilizado como poste biarticulado para suportar uma vedação. Nesse caso, o momento fletor solicitante é predominante em relação ao esforço de compressão.

Figura 7 – Vedação de um edifício industrial suportada por pilares compostos.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

Figura 8 – Esquema de um pilar composto utilizado como poste.

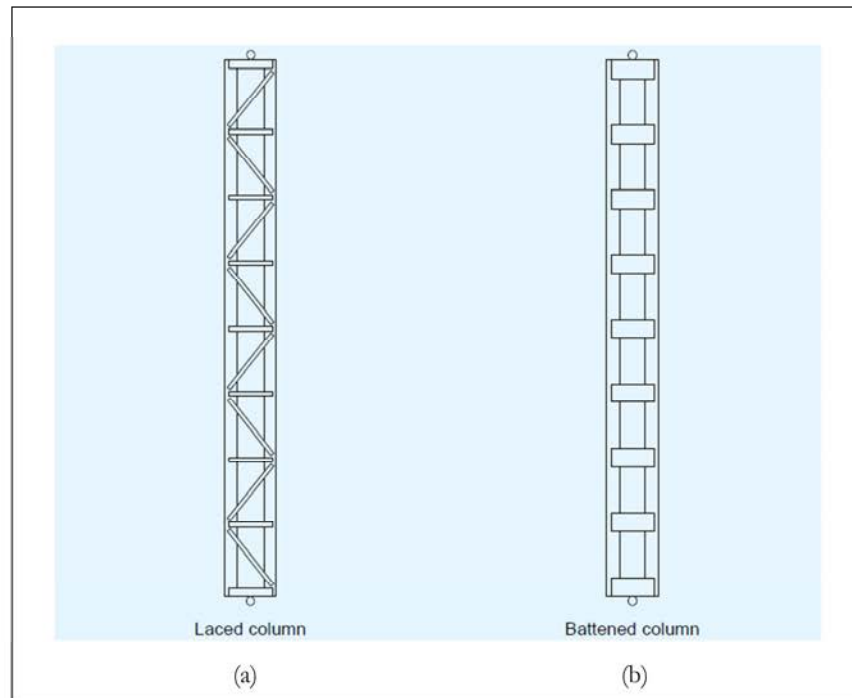


Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

3.2 TIPOS DE PILARES METÁLICOS COMPOSTOS

São dois tipos de pilares metálicos compostos: os pilares metálicos treliçados e os pilares metálicos com chapas de ligação.

Figura 9 – Pilares compostos: (a) Pilar treliçado (b) Pilar com chapas de ligação.



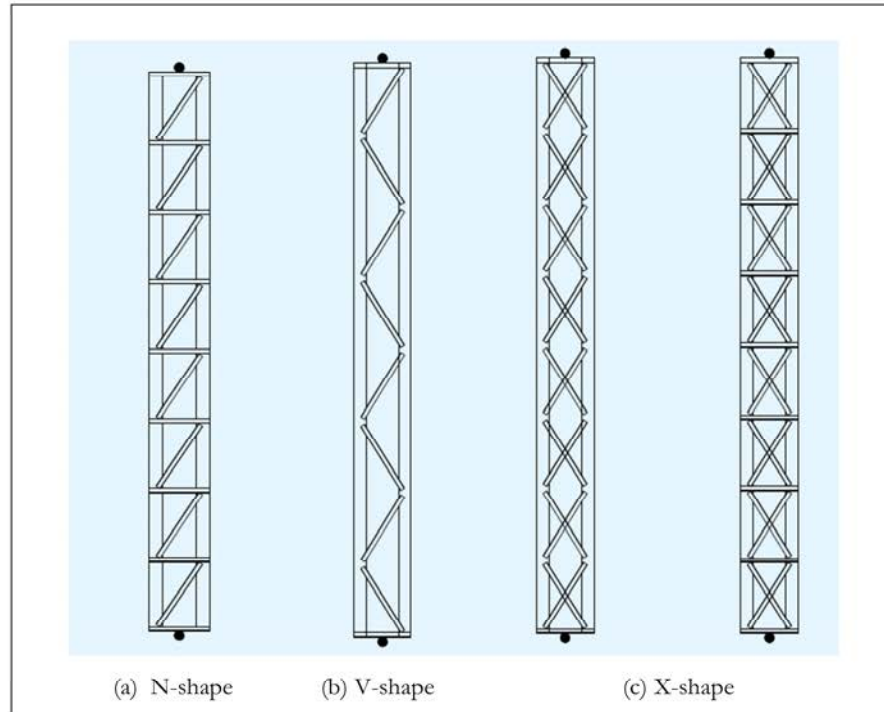
Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

A diferença entre os dois tipos de pilares reside no modo de montagem dos elementos das almas (treliças ou chapas) sobre os banzos (barras laterais). O primeiro tipo (Figura 9a) é formado por diagonais (e eventualmente, montantes) calculadas como articuladas nas extremidades. O segundo tipo (Figura 9b) necessita de chapas cujas extremidades encontram-se engastadas nos banzos que trabalham como painéis retangulares.

Existe uma variedade de configurações de pilares treliçados (Figura 10). Contudo, as disposições das treliças em forma de N e de V são as mais utilizadas. Para os banzos, adota-se geralmente seções em U ou em I , cada uma com as suas vantagens. E para realizar as almas dos pilares, as cantoneiras são

uma ótima escolha por minimizar operações de soldagem, reduzindo assim os custos de fabricação. Outros tipos de seções podem exigir operações de soldagem muito mais complexas.

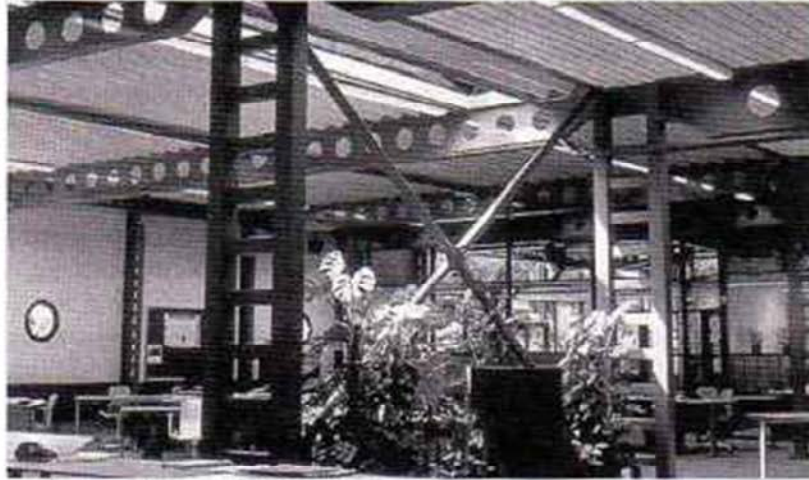
Figura 10 – Exemplos de configurações das treliças.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

Os pilares com chapas de ligação não são apropriados para os pórticos de edifícios industriais. São algumas vezes utilizados como elementos de pórticos isolados nas condições específicas em que esforços horizontais não são significativos. As seções em *U* e *I* são as mais utilizadas para os banzos, e as extremidades das chapas devem estar engastadas nos banzos.

Figura 11 – Exemplo de utilização de pilares compostos com chapas de ligação.



Fonte: (EUROCODE STANDARDS, 2015).

3.3 AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ AO CISALHAMENTO

3.3.1 Considerações iniciais

A expressão (21) fornece o valor do esforço crítico $N_{cr,id}$ que leva em consideração as deformações devidas ao esforço cortante (MOLDOVAN, 1999),

$$N_{cr,id} = N_{cr} \frac{1}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} \quad (22)$$

Nota-se que

$$N_{cr,id} < N_{cr} \quad (23)$$

Quanto maior for a relação, $\frac{N_{cr}}{S_v}$, menor será a relação, $\frac{N_{cr,id}}{N_{cr}}$.

Para as seções cheias, a rigidez ao cisalhamento S_v é muito maior que N_{cr} . A diferença entre $N_{cr,id}$ e N_{cr} é conseqüentemente muito menor e pode ser desprezada no contexto de um dimensionamento.

Por outro lado, para os pilares compostos treliçados ou com chapas de ligação, objeto do presente estudo, a rigidez ao cisalhamento S_v é muito menor que no caso de pilares com seção cheia. A influência do esforço cortante se traduz então por uma redução significativa da carga crítica. A rigidez ao cisalhamento deve portanto ser levada em consideração.

3.3.2 Caso dos elementos compostos treliçados

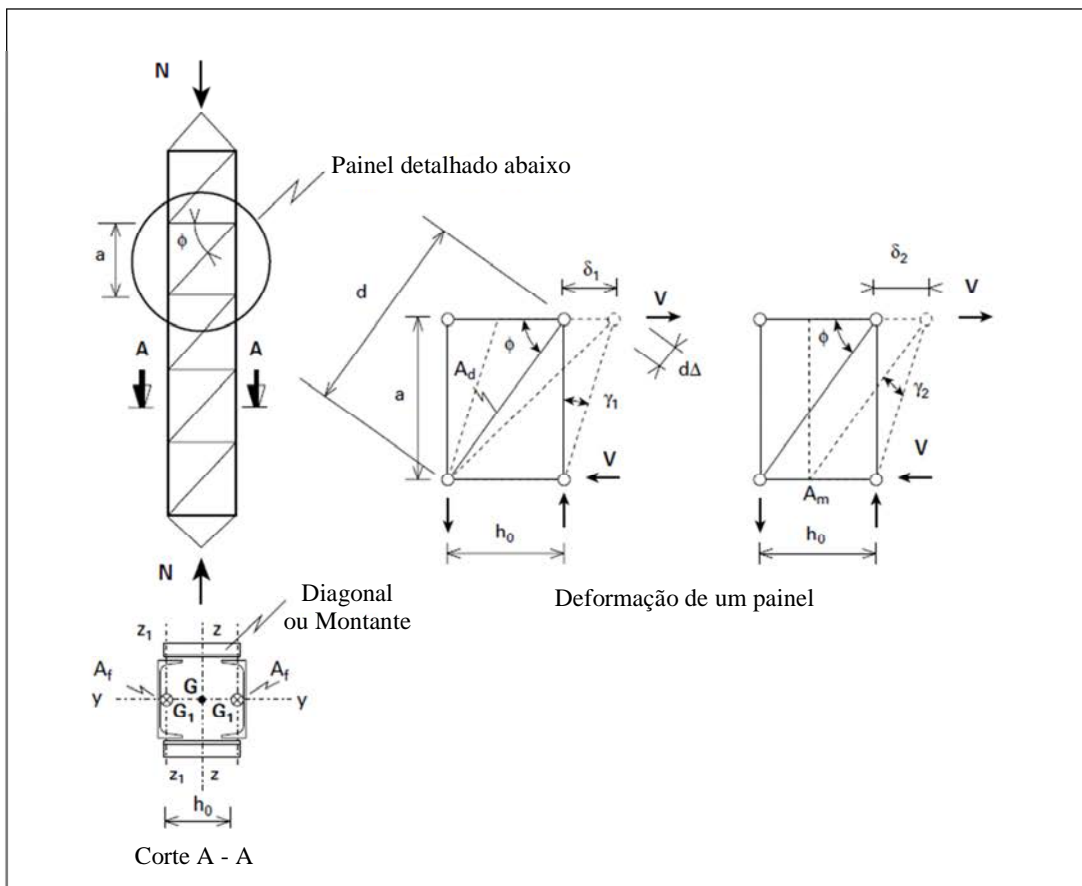
A relação,

$$\frac{V}{GA} = \frac{V}{S_v} \quad (24)$$

representa a inclinação γ da deformação sob a ação do esforço cortante, podendo ser de um pilar com alma cheia ou de um pilar composto treliçado, com a condição de se ter um número elevado de painéis.

Para determinar S_v , faz-se necessário estudar os deslocamentos transversais (deslizamentos) devidos ao esforço cortante.

Figura 12 – Elemento composto treliçado tipo N-shape. Deformação de um painel.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Seja um painel de um elemento composto treliçado, conforme representado na Figura 12. O deslocamento devido ao cisalhamento é o que resulta do alongamento e do encurtamento das diagonais e dos montantes em cada painel. Supondo os nós articulados, o alongamento da diagonal produzido pelo esforço cortante V é dado por:

$$\Delta d = \frac{F_d d}{E A_d} = \frac{V a}{\sin \phi \cos \phi E A_d} \tag{25}$$

Na expressão (25):

$$F_d = \frac{V}{\cos \phi} : \text{esforço cortante na diagonal}$$

$$d = \frac{a}{\sin \phi} : \text{comprimento da diagonal}$$

A_d : Área da seção transversal de duas diagonais

A expressão do deslocamento transversal (ou deslizamento absoluto) correspondente é:

$$\delta_1 = \frac{\Delta d}{\cos \phi} = \frac{Va}{\sin \phi \cos^2 \phi E A_d} \quad (26)$$

O encurtamento de um montante e o deslocamento transversal correspondente são dados por:

$$\delta_2 = \frac{V h_0}{E A_m} \quad (27)$$

Onde:

h_0 : comprimento do montante

A_m : área da seção transversal de dois montantes

A expressão de desvio angular (ou deslizamento específico) γ , produzido pelo esforço cortante é:

$$\gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{a} = \frac{Va}{\sin \phi \cos^2 \phi E A_d} + \frac{V h_0}{E A_m} \quad (28)$$

Com:

$$\gamma = \frac{V}{S_v} \quad \text{e} \quad S_v = \frac{V}{\gamma} \quad (29)$$

Tem-se:

$$\frac{1}{S_v} = \frac{1}{\sin\phi \cos^2\phi E A_d} + \frac{h_0}{a E A_m} \quad (30)$$

E com,

$$\cos\phi = \frac{h_0}{d} \quad \text{e} \quad \sin\phi = \frac{a}{d} \quad \text{ou seja,} \quad \frac{1}{\cos\phi} = \frac{d}{h_0} \quad \text{e} \quad \frac{1}{\sin\phi} = \frac{d}{a} \quad (31)$$

Tem-se:

$$\frac{1}{S_v} = \frac{d}{a} \frac{d^2}{h_0^2} \frac{1}{E A_d} + \frac{h_0}{a} \frac{1}{E A_m} = \frac{d^3}{a h_0^2 E A_d} \left[1 + \frac{h_0(a h_0^2 E A_d)}{a E A_m d^3} \right] \quad (32)$$

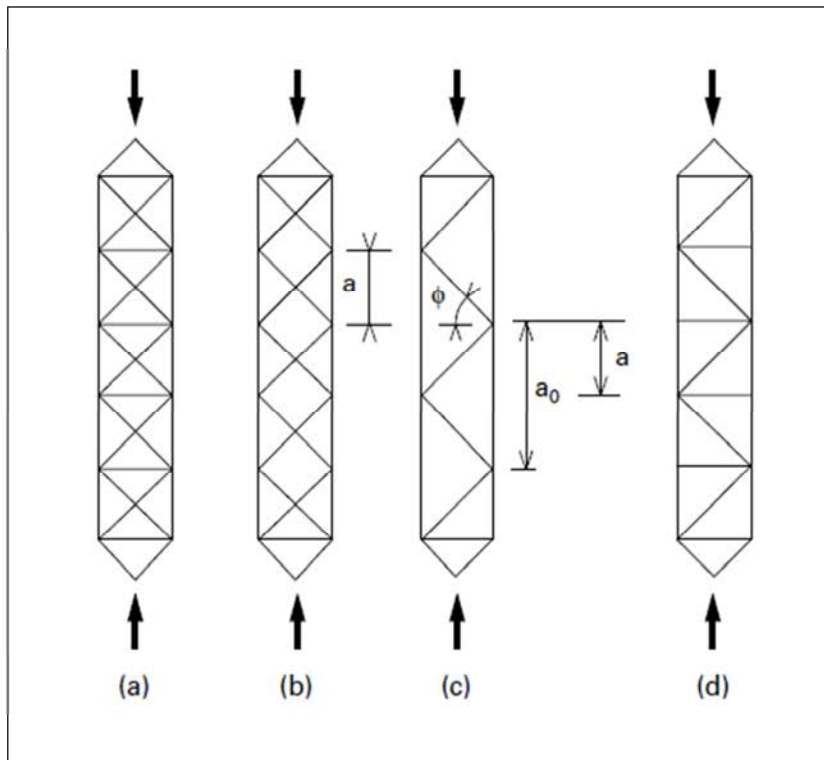
$$\frac{1}{S_v} = \frac{d^3}{a h_0^2 E A_d} \left(1 + \frac{h_0^3 A_d}{d^3 A_m} \right) \quad (33)$$

Finalmente, chega-se a expressão dada na Figura 5.9.3 do Eurocode 3 DAN:

$$S_v = \frac{A_d E a h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{h_0^3}{d^3} \cdot \frac{A_d}{A_m} \right)} \quad (34)$$

Pode-se obter a expressão da rigidez ao cisalhamento S_v quando cada painel da treliça comporta diagonais em cruz (Figura 3.9a).

Figura 13 – Configurações de elementos compostos treliçados.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Sob a ação do esforço cortante, uma das diagonais trabalha à tração e a outra à compressão. Os montantes da treliça não contribuem na transmissão do esforço cortante e o sistema equivale ao representado na Figura 13b.

A expressão da rigidez ao cisalhamento S_v é obtida ao omitir na expressão (30), o termo contendo A_m e ao dobrar a área A_d da seção das diagonais.

Tem-se portanto:

$$\frac{1}{S_v} = \frac{1}{\sin\phi \cos^2\phi E A_d} = \frac{d}{a} \frac{d^2}{h_0^2} \frac{1}{E A_d} = \frac{d^3}{a h_0^2 E A_d} \quad (35)$$

Com: $A_d = n A_{d1}$

Onde:

A_{d1} : área da seção de uma diagonal

n : número das diagonais em um painel

Assim, para a treliça da Figura 13a e 13b, com $n = 4$, tem-se:

$$S_v = \frac{a h_0^2 E n A_{d1}}{d^3} \quad (36)$$

Pode-se ainda empregar a expressão (36) no caso de uma treliça *V-shape* somente com diagonais (Figura 13c) ou para uma treliça *V-shape* com diagonais e montantes (Figura 13d). Nesse caso, A_d representa a seção de duas diagonais.

Assim, com $n = 2$, $A_d = 2A_{d1}$, a expressão de S_v fica:

$$S_v = \frac{a h_0^2 E n A_{d1}}{d^3} \quad (37)$$

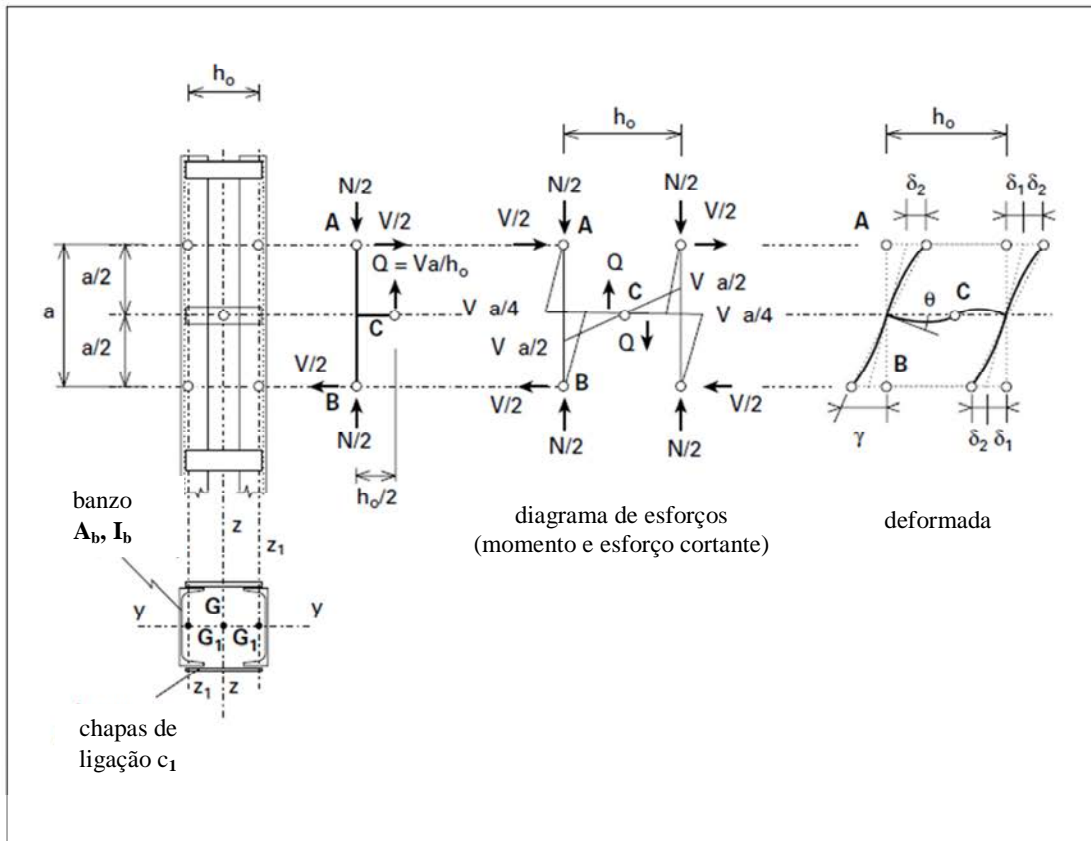
Na Figura 5.9.3 do Eurocode 3 DAN, para a treliça *V-shape* (Figura 13c), o comprimento de um painel é representado por $a_0 = 2a$, ou seja $a = \frac{a_0}{2}$, e obtém-se portanto a expressão de S_v :

$$S_v = \frac{a_0 h_0^2 E n A_{d1}}{2d^3} \quad (38)$$

3.3.3 Caso dos elementos compostos com chapas de ligação

Considera-se um elemento composto biarticulado com dois banzos paralelos, com as mesmas propriedades geométricas A_b (área) e I_b (momento de inércia), espaçados e rigidamente ligados entre eles, a intervalos regulares, sobre todo o comprimento do elemento, com chapas de ligação (Figura 14).

Figura 14 – Elemento composto com chapas de ligação. Deformação de um painel.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Com:

A_b : área da seção transversal de um banzo

I_b : momento de inércia de flexão de um banzo

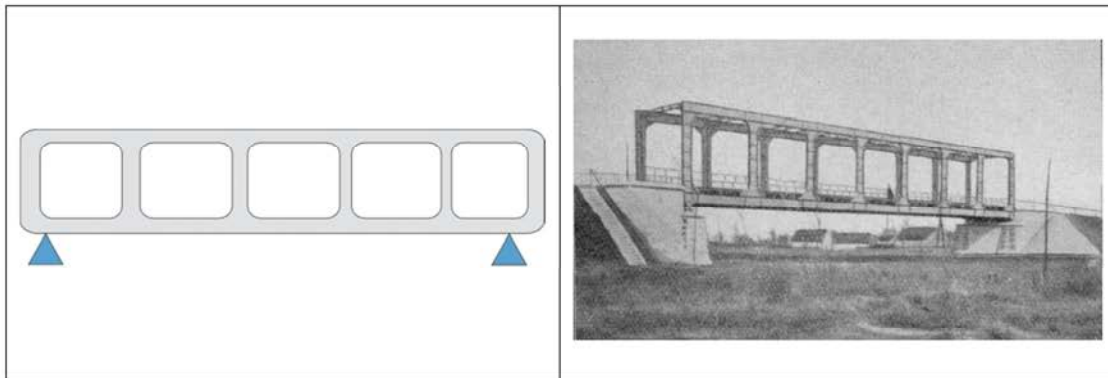
h_0 : distância entre os centros de gravidade dos banzos

I_{c1} : momento de inércia de flexão de uma chapa no plano das chapas

n : número de plano das chapas

Esse tipo de elemento composto se assemelha à uma viga Vierendeel (Figura 15) em que se retira a hiperestaticidade ao admitir rótulas no meio dos banzos entre cada chapa de ligação, e no meio de cada chapa (Figura 14).

Figura 15 – Viga Vierendeel.



Fonte: (WIKIPEDIA, 2015).

Sob a ação do esforço cortante, a deformação apresenta pontos de inflexão no meio dos comprimentos dos banzos entre duas chapas, e no meio das chapas (Figura 14).

Nos pontos de inflexão dos banzos, atuam forças:

$$F = \frac{V}{2} \quad (39)$$

E nos pontos de inflexão das chapas, atuam forças:

$$Q = \frac{V a}{h_0} \quad (40)$$

O que resulta no equilíbrio do elemento ABC .

As extremidades das chapas estão submetidas aos momentos:

$$M = \frac{V a}{2} \quad (41)$$

E a uma rotação de ângulo dada por:

$$\theta = \frac{V a}{2} \frac{h_0}{3 E I_c} - \frac{V a}{2} \frac{h_0}{6 E I_c} = \frac{V a h_0}{12 E I_c} \quad (42)$$

Onde:

$$I_c = n I_{c1} \quad (43)$$

O deslocamento transversal δ_1 produzido pela flexão das chapas é dado por:

$$\delta_1 = \theta \frac{a}{2} = \frac{V a^2 h_0}{24 E I_c} \quad (44)$$

O deslocamento δ_2 é dado por:

$$\delta_2 = \frac{V \left(\frac{a}{2}\right)^3}{2(3 E I_b)} = \frac{V a^3}{48 E I_b} \quad (45)$$

O deslocamento transversal (ou deslizamento absoluto) Δ dos pontos A e B é a soma dos deslocamentos produzidos pela rotação do elemento ABC , δ_1 , e da deformada δ_2 da parte do banzo de comprimento $a/2$.

O deslizamento específico (deslocamento angular) total resultante do esforço cortante V é dado pela expressão:

$$\gamma = \frac{\Delta}{a/2} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{a/2} = \frac{V a h_0}{12 E I_c} + \frac{V a^2}{24 E I_b} \quad (46)$$

E como:

$$\gamma = \frac{V}{S_v} \quad (47)$$

Obtém-se a expressão:

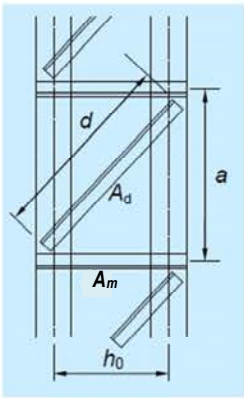
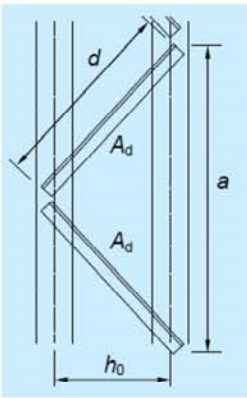
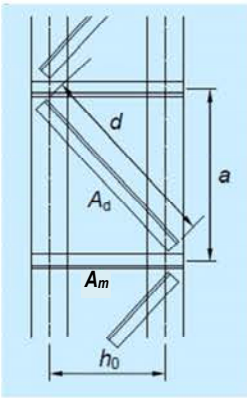
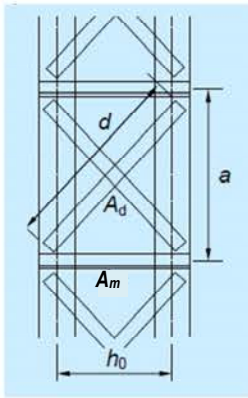
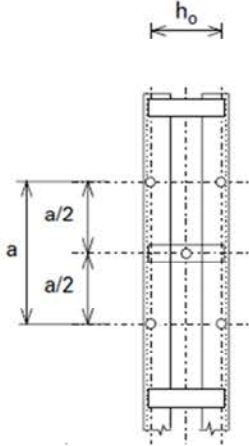
$$\frac{1}{S_v} = \frac{a h_0}{12 E I_c} + \frac{a^2}{24 E I_b} \quad (48)$$

Logo, tem-se a expressão final da rigidez ao cisalhamento, encontrada no item 5.9.3.4(3) do Eurocode 3 DAN:

$$S_v = \frac{24 E I_b}{a^2 \left(1 + \frac{2 I_b h_0}{I_c A} \right)} \quad (49)$$

Em resumo, as expressões da rigidez ao cisalhamento para os diferentes tipos de pilares metálicos compostos são apresentadas na Tabela abaixo.

Tabela 2 – Expressões da rigidez ao cisalhamento dos pilares metálicos compostos.

N-shape	V-shape	K-shape	X-shape	Chapas
				
$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{h_0^3}{d^3} \cdot \frac{A_d}{A_m} \right)}$	$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{2d^3}$	$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{d^3}$	$S_v = \frac{2 n A_d E a h_0^2}{d^3}$	$S_v = \frac{24 E I_b}{a^2 \left(1 + \frac{2I_b}{n I_c} \cdot \frac{h_0}{a} \right)}$

Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008), (MOLDOVAN, 1999).

3.3.4 Influência da rigidez ao cisalhamento em seções cheias e em seções compostas

A relação

$$\frac{N_{cr}}{S_v}$$

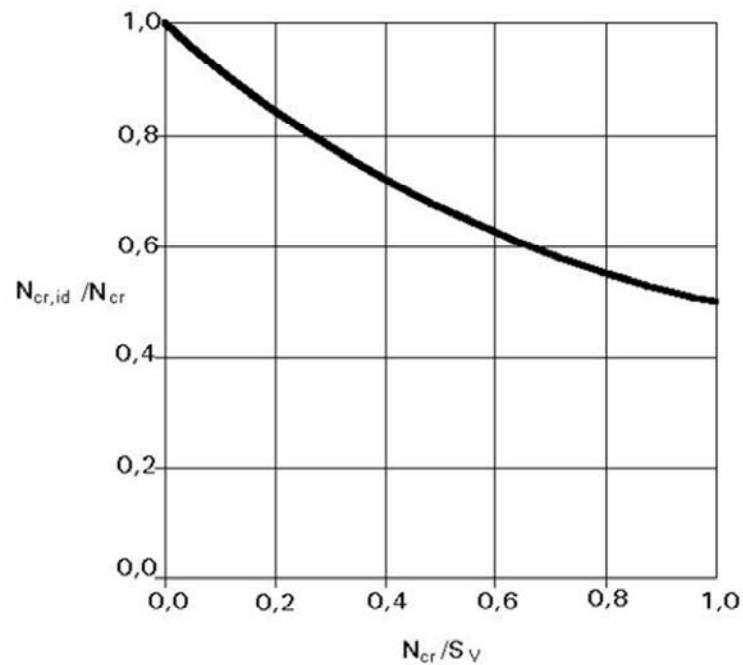
obtida da expressão (22):

$$N_{cr,id} = N_{cr} \frac{1}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} \quad (50)$$

é representada na Figura 16 como função de:

$$\frac{N_{cr,id}}{N_{cr}}$$

Figura 16 – Efeito de cisalhamento sobre a carga elástica crítica de um pilar.

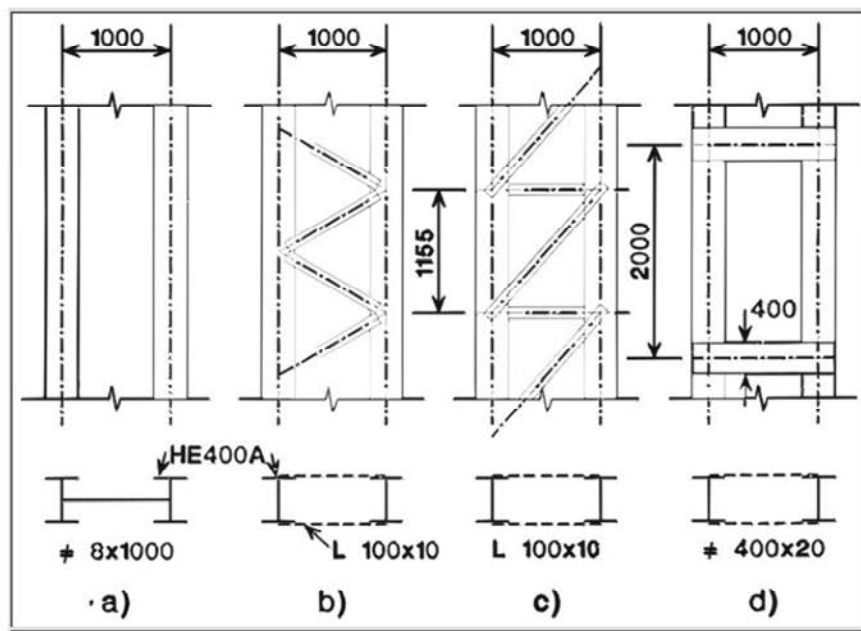


Fonte: (BUILT-UP COLUMNS, 2015)

Ou seja, quanto maior a rigidez ao cisalhamento do pilar, menor o efeito de cisalhamento sobre a carga elástica crítica do pilar.

O exemplo a seguir mostra a diferença entre os valores da rigidez ao cisalhamento em um pilar com seção cheia, em pilares treliçados e um pilar com chapas de ligação. As fórmulas de rigidez ao cisalhamento encontram-se na Tabela 2.

Figura 17 – Dados dos pilares do exemplo.



Fonte: (BUILT-UP COLUMNS, 2015).

(a) Pilar com seção cheia

- Dados

$$E = 20 \text{ MN/cm}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$A_w = 100 \times 0,8 = 80 \text{ cm}^2$$

- Volume e Massa linear

$$V = 0,8 \times 100 \times 100 = 8000 \text{ cm}^3/m$$

$$M = \rho_s V = 0,00785 \times 8000 = 63 \text{ kg/m}$$

- Rigidez ao cisalhamento

$$S_v = \frac{E}{2(1 + \nu)} A_w$$

$$S_v = \frac{20}{2(1 + 0,3)} \cdot 80 = 615 \text{ MN}$$

(b) Pilar V-shape

- Dados

$$L \ 100 \times 10$$

$$A_d = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$n = 2$$

$$h_0 = 100 \text{ cm}$$

$$a = 115,5 \text{ cm}$$

$$d = \left[\left(\frac{a}{2} \right)^2 + h_0^2 \right]^{0,5} = 115,5 \text{ cm}$$

- Volume e Massa linear

$$V = \frac{19,2 \times 115,5 \times 4}{1,155} = 7680 \text{ cm}^3/m$$

$$M = \rho_s V = 0,00785 \times 7680 = 60 \text{ kg/m}$$

- Rigidez ao cisalhamento

$$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{2d^3}$$

$$S_v = \frac{2 \times 19,2 \times 20 \times 115,5 \times 100^2}{2 \times 115,5^3} = 288 \text{ MN}$$

(c) Pilar N-shape

- Dados

$$L \ 100 \times 10$$

$$A_d = A_m = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$n = 2$$

$$h_0 = 100 \text{ cm}$$

$$a = 115,5 \text{ cm}$$

$$d = [a^2 + h_0^2]^{0,5} = 152,8 \text{ cm}$$

- Volume e Massa linear

$$V = \frac{19,2 \times (100 + 152,8) \times 2}{1,155} = 8405 \text{ cm}^3/m$$

$$M = \rho_s V = 0,00785 \times 8405 = 66 \text{ kg/m}$$

- Rigidez ao cisalhamento

$$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{h_0^3 A_d}{d^3 A_m} \right)}$$

$$S_v = \frac{2 \times 19,2 \times 20 \times 115,5 \times 100^2}{152,8^3 \left(1 + \frac{100^3 \cdot 19,2}{152,8^3} \right)} = 194 \text{ MN}$$

(d) Pilar com chapas de ligação

- Dados

$$HE \ 400 \ A$$

$$I_b = 8564 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{2 \times 40^3}{12} = 10667 \text{ cm}^4$$

$$n = 2$$

$$h_0 = 100 \text{ cm}$$

$$a = 200 \text{ cm}$$

- Volume e Massa linear

$$V = \frac{2 \times 40 \times 100 \times 2}{2} = 8000 \text{ cm}^3/m$$

$$M = \rho_s V = 0,00785 \times 8000 = 63 \text{ kg/m}$$

- Rigidez ao cisalhamento

$$S_v = \frac{24 E I_b}{a^2 \left(1 + \frac{2I_b}{n I_c} \cdot \frac{h_0}{a} \right)}$$

$$S_v = \frac{24 \times 20 \times 8564}{200^2 \left(1 + \frac{2 \times 8564}{2 \times 10667} \cdot \frac{100}{200} \right)} = 73 \text{ MN}$$

Os resultados do exemplo encontram-se resumidos na seguinte Tabela:

Tabela 3 – Valores da rigidez ao cisalhamento em função do tipo de pilar.

Tipo de Pilar	Rigidez ao cisalhamento S_v [MN]	Massa linear do aço M [kg/m]
Pilar com seção cheia	615	63
Pilar treliçado V-shape	288	60
Pilar treliçado N-shape	194	66
Pilar com chapas de ligação	73	63

Fonte: (BUILT-UP COLUMNS, 2015).

4 PERFIS FORMADOS A FRIO

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os perfis de aço formados a frio apresentam evidentes vantagens em comparação aos perfis laminados e soldados (YU, 2010), tais como:

- elevada relação inércia/peso;
- grande variabilidade na composição de seções transversais;
- menor custo energético na produção.

O uso desses perfis na Construção Civil vem se tornando cada vez mais presente devido à rapidez e à economia que o mercado requer. São várias finalidades de utilização eficiente desse elemento estrutural, tais como: coberturas, mezaninos, galpões de pequeno e médio porte, em casas populares e edifícios de pequeno porte (LUBAS, 2008).

As normas brasileiras ABNT NBR 14762 (2010) – “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio” e ABNT NBR 6355 (2012) – “Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização”, regulamentam a utilização dos perfis formados a frio.

A NBR 14762, com base no método dos estados limites, estabelece os princípios gerais para o dimensionamento de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço-carbono ou aço de baixa liga, com espessura máxima igual a 8 mm, conectados por parafusos ou soldas e destinados a estruturas de edifícios.

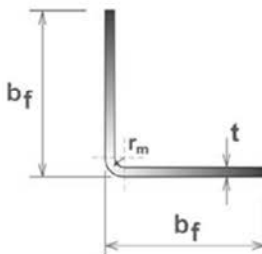
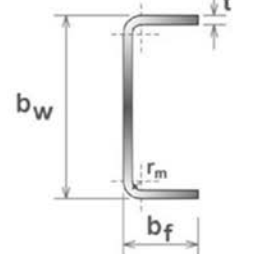
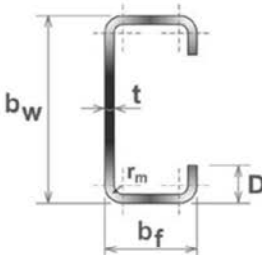
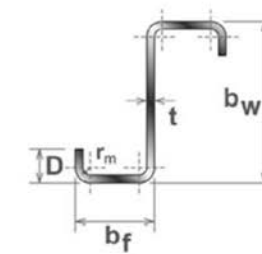
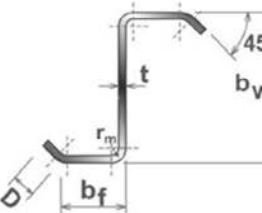
A NBR 6355 apresenta uma série comercial de perfis formados com chapas de espessura entre 0,43 mm e 8,00 mm, indicando suas características geométricas, pesos e tolerâncias de fabricação.

Neste trabalho, serão utilizados os perfis conforme mostrados na Tabela 4. A nomenclatura dos perfis é feita da seguinte forma:

tipo do perfil × dimensões dos lados × espessura.

Todas as dimensões são em [mm].

Tabela 4 – Perfis padronizados pela NBR 6355:2012.

Série	Seção transversal	Designação
Cantoneira de abas iguais		<p>L $b_f \times t$ Ex: L 50 x 3,00</p>
U simples		<p>U $b_w \times b_f \times t$ Ex: U 150 x 50 x 2,65</p>
U enrijecido		<p>Ue $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Ue 150 x 60 x 20 x 2,65</p>
Z enrijecido a 90°		<p>Z₉₀ $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z₉₀ 200 x 75 x 20 x 2,25</p>
Z enrijecido a 45°		<p>Z₄₅ $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z₄₅ 200 x 75 x 20 x 2,25</p>

Fonte: (LUBAS, 2014).

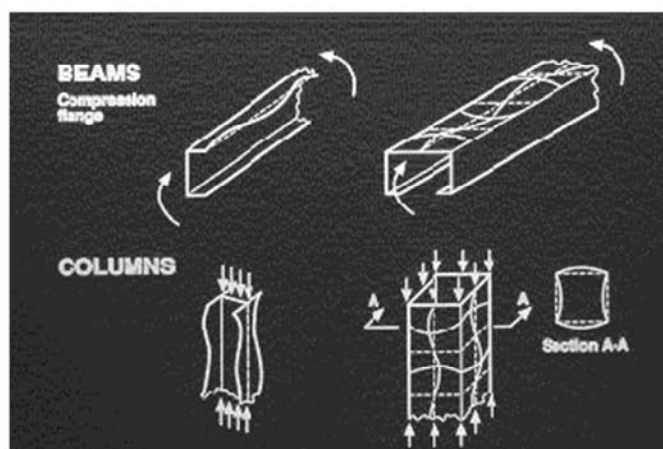
A seguir são apresentados os procedimentos de dimensionamento (método das larguras efetivas, dimensionamento à compressão, à tração, à flexão simples e à flexão composta) dos perfis formados a frio, procedimentos importantes que serão utilizados nos exemplos de verificação dos pilares metálicos compostos. Outras considerações normativas serão apresentadas nos próprios exemplos.

4.2 FLAMBAGEM LOCAL E O MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

Nos perfis formados a frio, a seção transversal é formada por elementos de chapas finas com elevada relação largura/espessura. Logo, no dimensionamento desses perfis, é necessário verificar os elementos quanto à flambagem local. Tratando-se de perfis laminados ou soldados, no dimensionamento, a flambagem local pode ser evitada empregando-se uma classe de perfis com pequena relação largura/espessura (LUBAS, 2008).

A verificação permite avaliar a redução da rigidez global do perfil à deformação. A flambagem local devida à compressão axial, à compressão com flexão, ao cisalhamento, etc. não implica necessariamente no fim da capacidade portante do perfil.

Figura 18 – Flambagem local por flexão (vigas) e por compressão (pilares).



Fonte: (CHEN, 2015).

A NBR 14762 (2010) recomenda o método das larguras efetivas para o dimensionamento de perfis formados a frio. As larguras efetivas b_{ef} dos elementos da seção transversal que se encontrem total ou parcialmente submetidos a tensões normais de compressão, são calculadas conforme descrito a seguir (NBR 14762 item 9.2):

$$b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b \quad (51)$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \quad (52)$$

Onde:

b : largura do elemento

λ_p : índice de esbeltez

t : espessura do elemento

E : módulo de elasticidade do aço

σ : tensão normal de compressão definida por:

$\sigma = \rho \cdot f_y$, sendo ρ o fator de redução associado à compressão centrada e

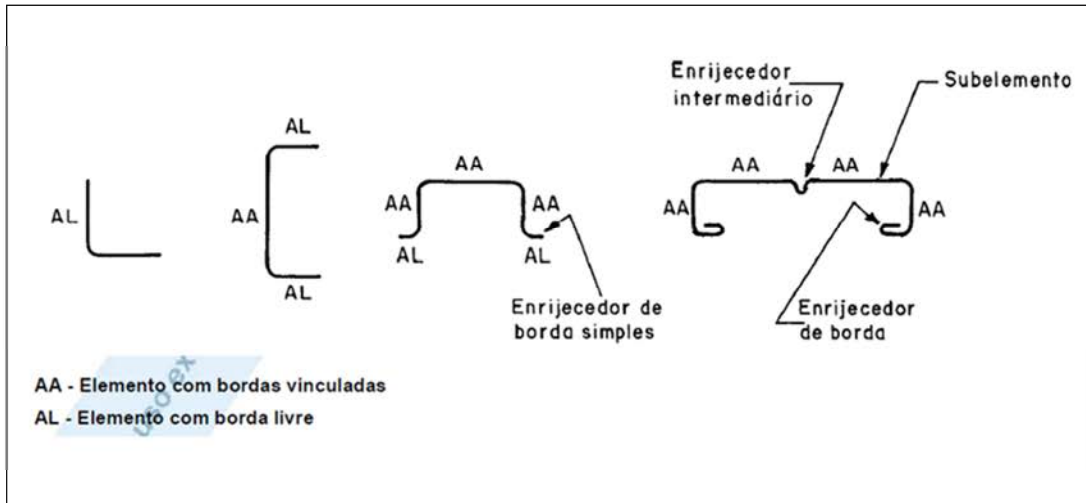
$\sigma = \rho_{FLT} \cdot f_y$, sendo ρ_{FLT} o fator de redução associado à flexão simples

k : coeficiente de flambagem local

Observa-se que para valores de $b_{ef} \leq 0,673$, a Equação (51) resulta em $b_{ef} = b$.

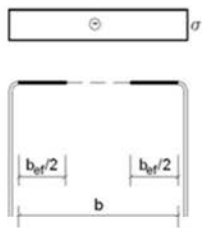
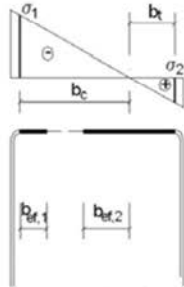
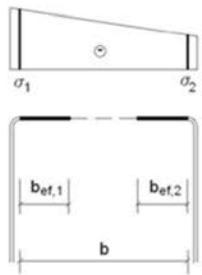
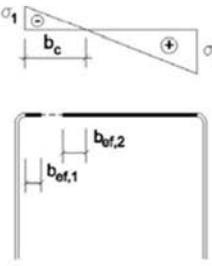
Os valores do coeficiente de flambagem, para elementos classificados como AA (com bordas vinculadas) e AL (com borda livre) são dados nas Tabelas 5 e 6.

Figura 19 – Condições de contorno de Perfis formados a frio.



Fonte: (NBR 14762, 2001).

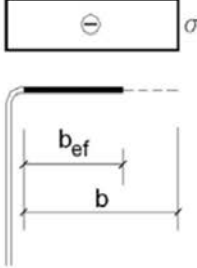
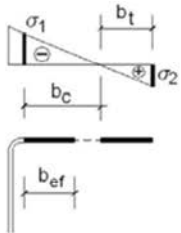
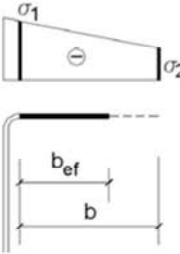
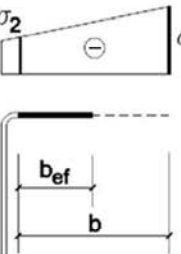
Tabela 5 – Largura efetiva e coeficiente de flambagem local para elementos AA.

<p>Caso a</p>  <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1,0$</p> <p>$k = 4,0$</p>	<p>Caso c</p>  <p>$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p> <p>Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva</p>
<p>Caso b</p>  <p>$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p>	<p>Caso d</p>  <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0,236$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = 0,5b_{ef}$</p> <p>sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p> <p>Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva</p>

Nota: o sinal (-) indica compressão

Fonte: (LUBAS, 2014).

Tabela 6 – Largura efetiva e coeficiente de flambagem local para elementos AL.

<p>Caso a</p>  <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1,0$</p> <p>$k = 0,43$</p>	<p>Caso c</p>  <p>$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$</p> <p>$k = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$</p> <p>Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva</p>
<p>Caso b</p>  <p>$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$</p> <p>$k = 0,578 / (\psi + 0,34)$</p>	<p>Caso d</p>  <p>$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq 1,0$</p> <p>$k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$</p>
<p>Nota: o sinal (-) indica compressão</p>	

Fonte: (LUBAS, 2014).

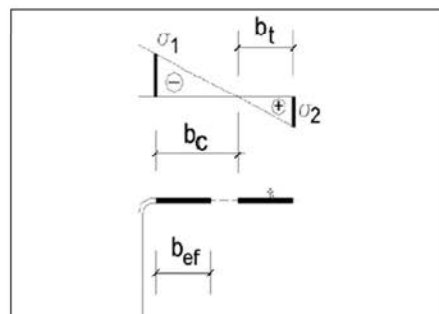
Caso tiver tensões de tração e compressão no elemento, as larguras efetivas serão calculadas apenas para elementos com borda livre, substituindo na equação (51), a largura total do elemento pela largura comprimida, b_c .

$$b_{ef} = \frac{b_c \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b \tag{53}$$

Onde:

b_c : comprimento da parte comprimida do elemento AL.

Figura 20 - Largura efetiva para elementos sob compressão e tração.



Fonte: (LUBAS, 2014).

4.3 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO

De acordo com a NBR 14762 (2010) item 9.7, no dimensionamento de barras submetidas à força normal de compressão (Figura 21), a seguinte condição deve ser atendida:

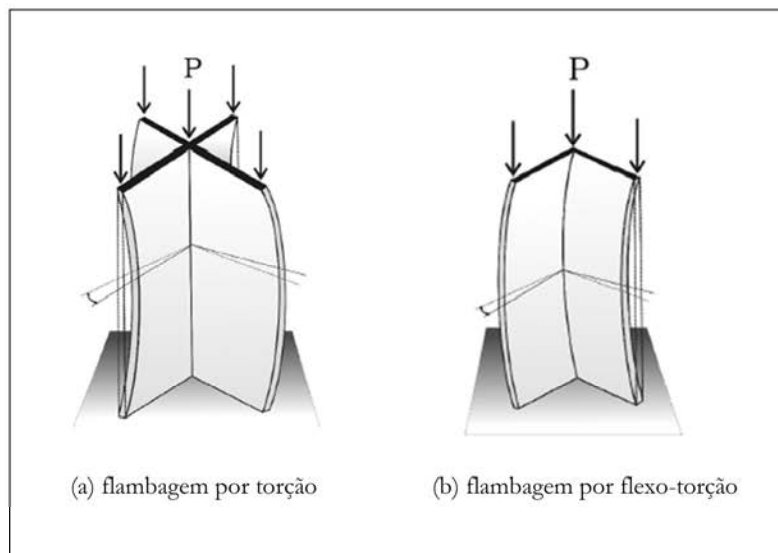
$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (54)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$: é a força normal de compressão solicitante de cálculo

$N_{c,Rd}$: é a força normal de compressão resistente de cálculo

Figura 21 – Barras submetidas à força normal de compressão.



Fonte: (LUBAS, 2014).

$N_{c,Rd}$ deve ser tomada como o menor valor calculado entre:

- a força normal resistente de cálculo pela flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção;
- a força normal resistente de cálculo pela flambagem por distorção da seção transversal.

4.3.1 Força normal resistente de cálculo pela flambagem global por flexão, por torção ou por flexo-torção

Essa verificação engloba a interação dos modos de flambagem global e local do perfil. A força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ é calculada através da seguinte fórmula:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (55)$$

Onde:

$$\gamma = 1,20$$

χ : é o fator de redução da força normal de compressão resistente, associado à flambagem global, calculado conforme indicado a seguir ou obtido diretamente da Tabela 8 da NBR 14762 (2010), para os casos em que λ_0 não supere 3,0.

- para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$
- para $\lambda_0 > 1,5$: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

λ_0 : é o índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global, dado por:

$$\lambda_0 = \left(\frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (57)$$

N_e : é a força normal de flambagem global elástica

A : é a área bruta da seção transversal da barra

A_{ef} : é a área efetiva da seção transversal da barra, calculada com base em uma das opções apresentadas a seguir:

- no método da largura efetiva (MLE), método apresentado na seção 4.2, adota-se:

$$\sigma = \chi f_y \quad (58)$$

- no método da seção efetiva (MSE), segue-se o roteiro apresentado no item 9.7.2 da NBR 14762 (2010).

4.3.1.1 Perfis com dupla simetria ou simétricos em relação a um ponto

A força normal de flambagem global elástica N_e é o menor valor dentre os obtidos por (a), (b) e (c):

(a) força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x :

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (59)$$

(b) força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y :

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (60)$$

(c) força normal de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (61)$$

Onde:

C_w : é a constante de empenamento da seção

E : é o módulo de elasticidade

G : é o módulo de elasticidade transversal da seção

J : é a constante de torção da seção

$K_x L_x$: é o comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo x

$K_y L_y$: é o comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo y

$K_z L_z$: é o comprimento efetivo de flambagem global por torção. Quando o impedimento ao empenamento não for garantido, deve-se tomar $K_z = 1,0$.

r_0 : é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, dado por:

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5} \quad (62)$$

r_x e r_y : são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y , respectivamente;

x_0 e y_0 : são as distâncias do centro de torção ao centroide, na direção dos eixos principais x e y respectivamente.

4.3.1.2 Perfis monossimétricos

A força normal de flambagem global elástica N_e de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos por (a) e (b):

(a) força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y :

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (63)$$

(b) força normal de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (64)$$

Onde:

N_{ex} e N_{ez} : são as forças normais de flambagem global elástica conforme 4.3.1.1(a) e 4.3.1.1(c) respectivamente;

r_0 e x_0 : são conforme definidos em 4.3.1.1.

No caso em que o eixo y for o eixo de simetria, basta substituir y por x em (a); x por y e x_0 por y_0 em (b).

4.3.1.3 Perfis assimétricos

A força normal de flambagem global elástica N_e de um perfil com seção assimétrica é dada pela menor das raízes da equação cúbica seguinte:

$$r_0^2(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2(N_e - N_{ey})x_0^2 - N_e^2(N_e - N_{ex})y_0^2 = 0 \quad (65)$$

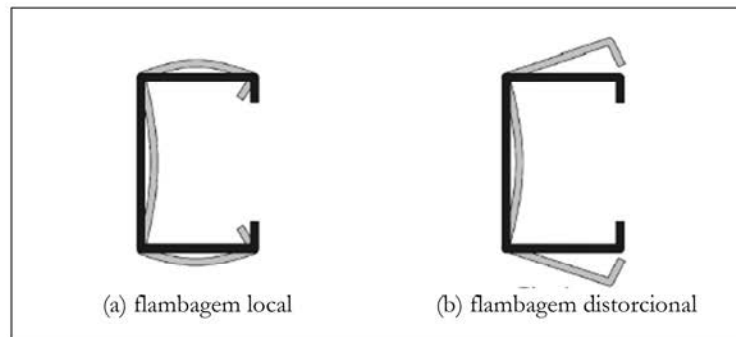
Onde:

N_{ex} , N_{ey} , N_{ez} , x_0 , y_0 e r_0 : são conforme definidos em 4.3.1.1.

4.3.2 Força normal resistente de cálculo pela flambagem distorcional

A flambagem distorcional é caracterizada pela alteração da forma inicial da seção transversal, ocorrendo uma rotação dos elementos submetidos à compressão.

Figura 22 – Flambagem local e distorcional.



Fonte: (LUBAS, 2014).

A flambagem por distorção ocorre de modo independente das demais flambagens e de forma súbita, sendo sua verificação realizada depois da verificação das flambagens global e local. Para as barras com seção transversal aberta, sujeitas à flambagem distorcional, a força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ é calculado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi_{dist} A f_y}{\gamma} \quad (66)$$

Onde:

$$\gamma = 1,20$$

χ_{dist} : é o fator de redução da força normal de compressão resistente, associado à flambagem distorcional, calculado por:

$$\begin{aligned} \chi_{dist} &= 1 && \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \\ \chi_{dist} &= \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} && \text{para } \lambda_{dist} > 0,561 \end{aligned} \quad (67)$$

A : é a área bruta da seção transversal da barra

λ_{dist} : é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{A f_y}{N_{dist}}\right)^{0,5}$$

N_{dist} : é a força normal de flambagem distorcional elástica que deve ser calculada com base na análise de estabilidade elástica.

Para barras com seção U enrijecido e seção Z enrijecido, caso a relação D/b_w (com D e b_w : dimensões conforme indicadas na Tabela 9 da NBR 14762) for igual ou superior aos valores listados na Tabela 11 da NBR 14762 (2010), a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada. E para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis L , U e Z , a instabilidade distorcional não é crítica.

4.4 DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO

Segundo a NBR 14762 (2010) item 9.6, no dimensionamento das barras submetidas à força normal de tração, a seguinte condição deve ser atendida:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (68)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$: é a força normal de tração solicitante de cálculo

$N_{t,Rd}$: é a força normal de tração resistente de cálculo, determinada conforme item 9.6.2 da norma.

A força normal de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, é o menor dos valores obtidos considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta, ruptura da seção líquida fora da região da ligação e ruptura da seção líquida na região da ligação, conforme as expressões a seguir:

(a) para o escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma} \quad (\gamma = 1,10) \quad (69)$$

(b) para a ruptura na seção líquida fora da região da ligação:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0} f_u}{\gamma} \quad (\gamma = 1,35) \quad (70)$$

(c) para a ruptura da seção líquida na região da ligação:

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma} \quad (\gamma = 1,65) \quad (71)$$

Onde:

A : é a área bruta da seção transversal da barra

A_{n0} : é a área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação

A_n : é a área líquida da seção transversal da barra da ligação

C_t : é o coeficiente de redução da área líquida.

As considerações para a obtenção de A_n e C_t são fornecidas no item 9.6.2 da NBR 14762 (2010).

4.5 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

Segundo o item 9.8 da NBR 14762 (2010), no dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (72)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (73)$$

Onde:

M_{Sd} : é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} : é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{Sd} : é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} : é a força cortante resistente de cálculo.

4.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA

Conforme o item 9.9 da NBR 14762 (2010), a força normal de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer a expressão de interação indicada a seguir:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (74)$$

Onde:

N_{Sd} : é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, considerada constante na barra e oriunda da análise estrutural;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$: são os momentos flettores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y , respectivamente, e oriundos da análise estrutural;

N_{Rd} : é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$: são os momentos flettores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y , respectivamente.

5 METODOLOGIA DE CÁLCULO

A seguir é apresentada a metodologia de cálculo para a verificação dos componentes de um pilar metálico composto biarticulado nas duas extremidades, para a combinação mais crítica: no Estado Limite Último (ELU). Os valores de cálculo do esforço normal, N_{Sd} , e o valor de cálculo do momento fletor, M_{Sd} , em relação ao eixo de maior momento de inércia, são considerados já previamente determinados.

A metodologia é aplicável aos pilares compostos em que as treliças ou as chapas de ligação consistem em módulos idênticos com banzos paralelos. O número mínimo de módulos em um pilar é três (3).

As formulações para a determinação dos esforços solicitantes nos componentes dos pilares são fornecidas pelo Eurocode 3. Já os esforços resistentes serão determinados conforme a NBR 14762 (2010).

5.1 VERIFICAÇÃO DE PILARES COMPOSTOS TRELIÇADOS

Etapa 1: Esforço de compressão máximo nos banzos

- Momento de inércia efetivo de flexão

O momento de inércia efetivo é calculado através da seguinte expressão [EN 1993-1-1 § 6.4.2.1 (4)]:

$$I_{ef} = 0,5 h_0^2 A_b \quad (75)$$

Onde:

h_0 : é a distância entre os centros de gravidade dos banzos

A_b : é a área da seção transversal de um banzo

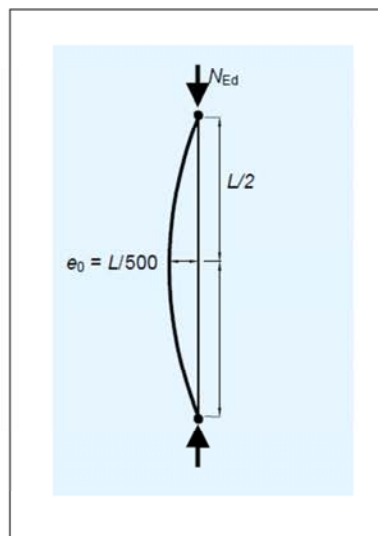
- Rigidez de cisalhamento

Para a verificação da estabilidade de um pilar composto treliçado, faz-se necessário considerar os alongamentos elásticos das diagonais e dos banzos a fim de deduzir a rigidez ao cisalhamento S_v . As formulações para o cálculo da rigidez ao cisalhamento, S_v , das diferentes configurações de pilares compostos treliçados são fornecidas na Tabela 2 do Capítulo 3.

- Imperfeição inicial no arco

Considera-se uma imperfeição inicial no arco igual a e_0 , no pilar composto, conforme ilustrada na Figura 23.

Figura 23 - Imperfeição inicial no arco.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (76)$$

Onde:

L : é o comprimento de flambagem do pilar composto.

- Esforço de compressão máximo nos banzos

As verificações dos banzos devem ser feitas com os esforços axiais de cálculo $N_{b,sd}$ que resultam do esforço de compressão N_{sd} e do momento fletor M_{sd} atuando na metade da altura do pilar composto.

Para um pilar com dois banzos idênticos, o esforço de cálculo é determinado através da seguinte expressão [EN 1993-1-1 § 6.4]:

$$N_{b,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}^{II} h_0 A_b}{2 I_{ef}} \quad (77)$$

Onde:

M_{sd}^{II} : é o valor de cálculo do momento fletor máximo atuando na metade da altura do pilar composto, incluindo a imperfeição equivalente e_0 e os efeitos de segunda ordem:

$$M_{sd}^{II} = \frac{N_{sd} e_0 + M_{sd}}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}} \quad (78)$$

N_{cr} : é o esforço crítico efetivo do pilar composto:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{ef}}{L^2} \quad (79)$$

N_{sd} : é o valor de cálculo do esforço de compressão atuando no pilar composto.

M_{sd} : é o valor de cálculo do momento fletor máximo atuando na metade da altura do pilar composto sem levar em consideração os efeitos de segunda ordem.

Etapa 2: Esforço cortante máximo

A verificação da treliça de um pilar composto articulado nas extremidades é feita para os painéis de extremidade, levando em consideração o esforço cortante conforme descrito a seguir.

Para um pilar composto submetido apenas a um esforço axial de compressão. A expressão do esforço cortante é:

$$V_{Sd} = \pi \frac{M_{Sd}^{II}}{L} \quad (80)$$

Onde:

M_{Sd}^{II} : é o momento fletor conforme calculado na Etapa 1, com $M_{Sd} = 0$.

Para um pilar composto submetido a uma carga uniformemente distribuída, a expressão de cálculo do esforço cortante é:

$$V_{Sd} = 4 \frac{M_{Sd}}{L} \quad (81)$$

Onde:

M_{Sd} : é o momento fletor máximo devido à carga distribuída.

Os pilares compostos são geralmente submetidos à combinação de um esforço de compressão N_{Sd} e de uma carga uniformemente distribuída. Conseqüentemente, o coeficiente varia entre π/L e $4/L$. Por simplificação, o esforço cortante pode ser calculado por interpolação linear:

$$V_{Sd} = \frac{1}{L} \left[4 - (4 - \pi) \frac{e_0 N_{Sd}}{e_0 N_{Sd} + M_{Sd}} \right] M_{Sd}^{II} \quad (82)$$

Onde:

M_{Sd}^{II} : é o momento fletor máximo conforme calculado na Etapa 1. O momento M_{Sd} é o momento máximo devido à carga distribuída.

Etapa 3: Resistência à flambagem no plano do banzo

- Flambagem local do banzo - Método das Larguras Efetivas

Determinam-se as larguras efetivas da seção do banzo, conforme o item 9.2 da NBR 14762 (2010), a fim de se obter a área efetiva da seção a considerar no cálculo do esforço resistente.

- Resistência à flambagem do banzo

A resistência do banzo deve ser verificada à flambagem por flexão no plano do pilar composto, ou seja, em torno do eixo de menor inércia da seção transversal do banzo (eixo y). O critério de resistência à flambagem é dado pela expressão [NBR 14762 (2010) item 9.7]:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (83)$$

Onde:

$N_{b,y,Rd}$: é o valor de cálculo da resistência do banzo à flambagem em torno do eixo de menor inércia da seção transversal.

Etapa 4: Resistência à flambagem fora do plano dos banzos

A flambagem fora do plano do banzo, ou seja, a flambagem em torno do eixo de maior inércia da seção transversal do banzo (eixo x), deve ser considerada. A verificação à flambagem é dada por:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,x,Rd}} \leq 1 \quad (84)$$

Onde:

$N_{b,x,Rd}$: é o valor de cálculo da resistência do banzo à flambagem em torno do eixo de maior inércia da seção transversal.

O comprimento de flambagem depende das condições de apoio do pilar composto, para a flambagem fora do plano. Nas extremidades do pilar, os apoios são geralmente considerados como articulados. No entanto, é possível ter travamentos laterais intermediários.

Etapa 5: Resistência à flambagem da treliça em compressão

- Esforço de compressão máximo

O esforço axial máximo N_{Sd} nas treliças adjacentes às extremidades decorre do esforço cortante V_{Sd} .

- Flambagem local dos elementos da treliça - Método das Larguras Efetivas

Determinam-se as larguras efetivas das seções dos elementos da treliça (diagonais e montantes) a fim de calcular a área efetiva da seção a considerar nos esforços resistentes.

- Resistência à flambagem

A verificação da resistência à flambagem dos elementos da treliça deve ser realizada para a flambagem em torno do eixo de menor inércia da seção transversal, utilizando o seguinte critério:

$$\frac{N_{e,Sd}}{N_{e,Rd}} \leq 1 \quad (85)$$

Onde:

$N_{e,Rd}$: é o valor de cálculo da resistência à flambagem dos elementos da treliça em torno do eixo de menor inércia da seção transversal.

Etapa 6: Resistência da treliça à tração

A resistência à tração de um elemento da treliça deve ser verificada conforme o item 9.6 da NBR 14762 (2010), para um esforço axial solicitante de tração oriundo do esforço cortante máximo V_{Sd} .

Etapa 7: Resistência das ligações diagonais - banzos

A resistência das ligações entre a treliça e os banzos deve ser verificada conforme o item 10 da NBR 14762 (2010). Essa verificação depende do tipo de ligação: com parafusos ou com solda. A verificação deve ser feita utilizando as solicitações calculadas nas etapas precedentes.

5.2 VERIFICAÇÃO DE PILARES COMPOSTOS COM CHAPAS DE LIGAÇÃO

Etapa 1: Esforço de compressão máximo nos banzos

- Momento de inércia efetivo de flexão

O momento de inércia efetivo é calculado através da seguinte expressão [EN 1993-1-1 § 6.4.3.1 (3)]:

$$I_{ef} = 0,5 h_0^2 A_b + 2 \mu I_b \quad (86)$$

Onde:

h_0 : é a distância entre os centros de gravidade dos banzos

A_b : é a área da seção transversal de um banzo

I_b : é o momento de inércia de flexão no plano para um banzo

μ : é o fator de eficácia conforme a Tabela 6.

Tabela 7 - Fator de eficácia.

Critério	Fator de eficácia μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$2 - \lambda/75$
$\lambda \leq 75$	1,0

Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

Com:

$$\lambda = \frac{L}{i_0} \quad i_0 = \left(\frac{I_1}{2A_b} \right)^{0,5} \quad I_1 = 0,5 h_0^2 A_b + 2I_b \quad (87)$$

- Rigidez de cisalhamento

Para a verificação da estabilidade de um pilar composto com chapas de ligação, deve-se considerar as deformações elásticas das chapas e dos banzos a fim de deduzir a rigidez ao cisalhamento S_v dada pela expressão:

$$S_v = \frac{24 E I_b}{a^2 \left(1 + \frac{2 I_b \cdot h_0}{n I_c \cdot a}\right)} \leq \frac{2\pi^2 E I_b}{a^2} \quad (88)$$

Onde:

a : é a distância entre as chapas

n : é o número de planos das chapas

I_c : é o momento de inércia de flexão no plano para uma chapa

- Imperfeição inicial no arco

A imperfeição inicial no arco é dada por:

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (89)$$

Onde:

L : é o comprimento do pilar composto.

- Esforço de compressão máximo nos banzos

O valor de cálculo do esforço de compressão máximo $N_{b,sd}$ nos banzos é obtido a partir da expressão dada em (77).

Etapa 2: Esforço cortante

O esforço cortante V_{sd} é calculado a partir do momento fletor máximo conforme realizado para um pilar composto treliçado (etapa 2 da seção 5.1).

Etapa 3: Resistência à flambagem no plano do banzo

▪ Flambagem local do banzo - Método das Larguras Efetivas

Determinam-se as larguras efetivas da seção do banzo, conforme o item 9.2 da NBR 14762 (2010), a fim de se obter a área efetiva da seção a considerar no cálculo do esforço resistente.

▪ Resistência à flambagem do banzo

A resistência do banzo deve ser verificada para a flexo-compressão e para a flambagem no plano do pilar composto, ou seja, em torno do eixo de menor inércia da seção transversal do banzo (eixo y). A verificação é feita conforme o item 9.7 da NBR 14762 (2010).

Em função da geometria do pilar composto com chapas de ligação, as verificações devem ser feitas para diferentes trechos do banzo:

- Para um painel de extremidade com o esforço cortante máximo, e portanto com o momento fletor local máximo;
- Para um painel na metade da altura onde o esforço de compressão pode ser máximo no banzo.

Etapa 4: Resistência à flambagem fora do plano dos banzos

A condição de resistência à flambagem do banzo fora do plano é dada por:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,x,Rd}} \leq 1 \quad (90)$$

Onde:

$N_{b,x,Rd}$: é o valor de cálculo da resistência do banzo à flambagem em torno do eixo de maior inércia da seção transversal..

Etapa 5: Resistência das chapas

As chapas devem ser dimensionadas para resistir ao esforço cortante:

$$V = V_{sd} \cdot \frac{a}{h_0} \quad (91)$$

E ao momento fletor:

$$M = V_{sd} \cdot \frac{a}{2} \quad (92)$$

A resistência da seção deve ser verificada utilizando os critérios dados pela NBR 14762 (2010) item 9.7 e 9.8.

Etapa 6: Resistência das ligações chapa - banzo

A resistência das ligações entre as chapas e os banzos deve ser verificada conforme o item 10 da NBR 14762 (2010). Essa verificação depende do tipo de ligação: com parafusos ou com solda. A verificação deve ser feita utilizando as solicitações calculadas nas etapas precedentes

6 EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO

6.1 PILAR COMPOSTO TRELIÇADO

6.1.1 Considerações iniciais

Este exemplo trata da verificação de um pilar composto treliçado típico submetido a uma força axial de compressão e a um momento fletor. Os cálculos são realizados segundo o Eurocode 3, a NBR 14762 (2010) e a NBR 6355 (2012).

A verificação é realizada conforme as seguintes etapas:

Etapa I: Esforço de compressão máximo nos banzos

Etapa II: Esforço cortante máximo

Etapa III: Resistência à flambagem no plano do banzo

Etapa IV: Resistência à flambagem fora do plano do banzo

Etapa V: Resistência à flambagem das barras da treliça em compressão

Etapa VI: Resistência à tração de uma barra da treliça

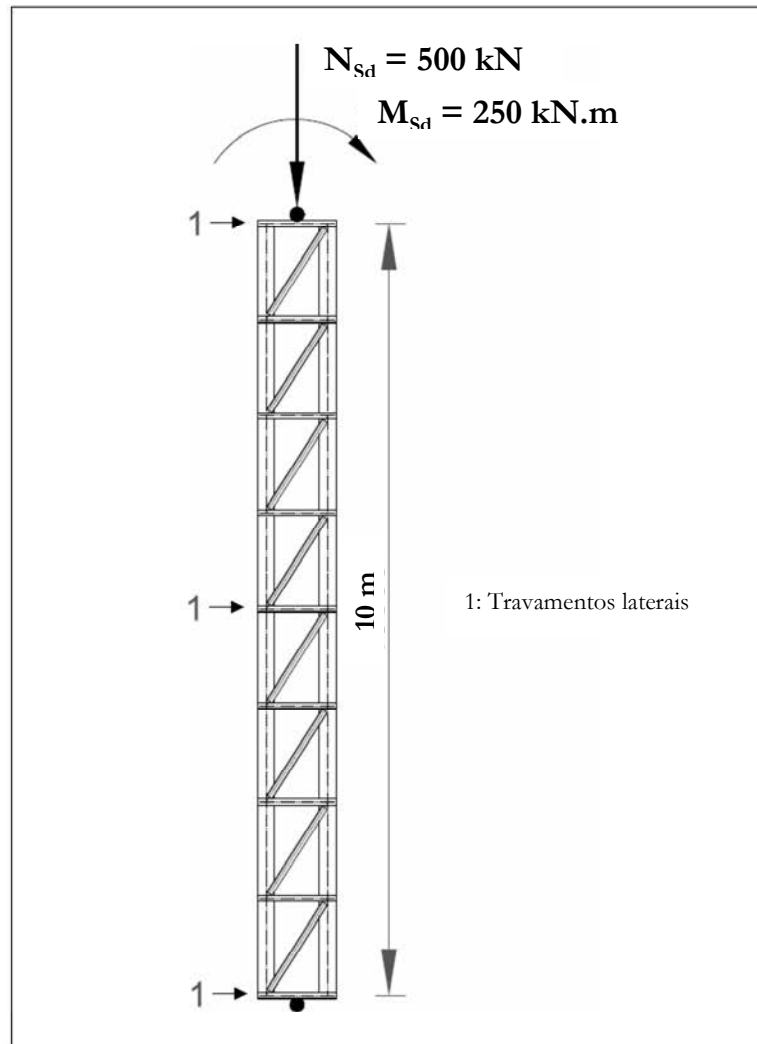
Etapa VII: Resistência da ligação soldada diagonal-banzo

6.1.2 Dados do problema

- **Carregamento e geometria do pilar**

A geometria do pilar encontra-se descrita nas Figuras 24 a 26. Para a combinação de ações, a mais desfavorável no ELU, um esforço axial e um momento fletor, em torno do eixo de maior momento de inércia da seção composta, são aplicados no topo do pilar. As extremidades do pilar estão articuladas.

Figura 24 – Modelo de cálculo do pilar.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

O pilar composto é mantido contra a flambagem fora do plano nas suas extremidades e na metade da altura.

▪ **Propriedades do aço**

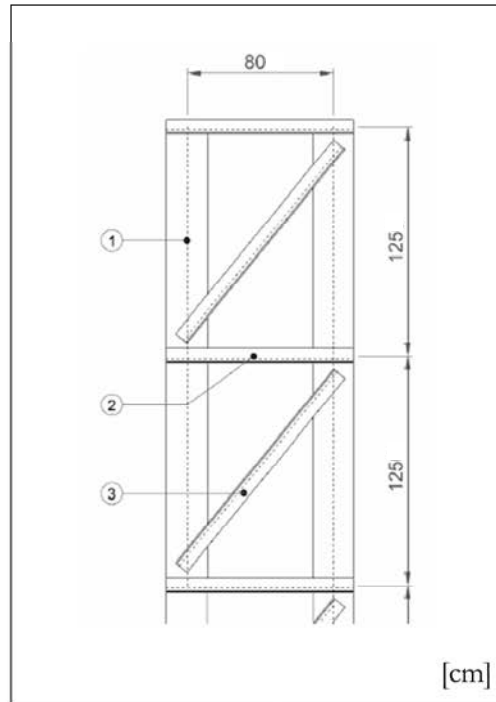
Tensão de escoamento: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Tensão de ruptura: $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidade longitudinal: $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$

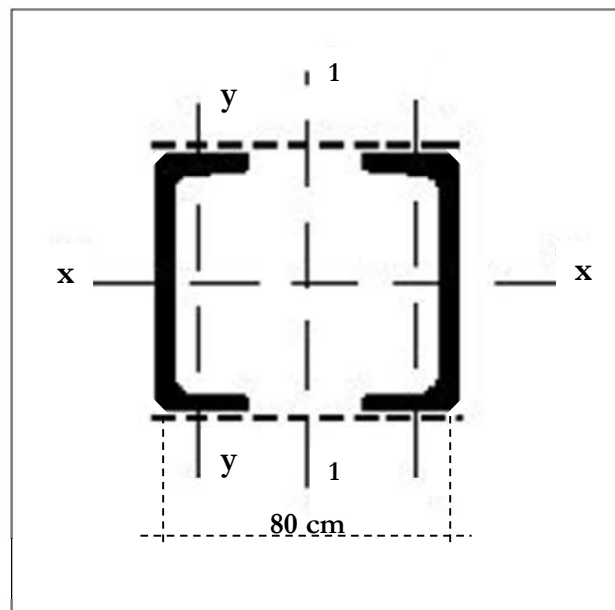
Módulo de elasticidade transversal: $G = 7700 \text{ kN/cm}^2$

Figura 25 – Geometria das seções do pilar.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

Figura 26 – Eixos principais de inércia do pilar.

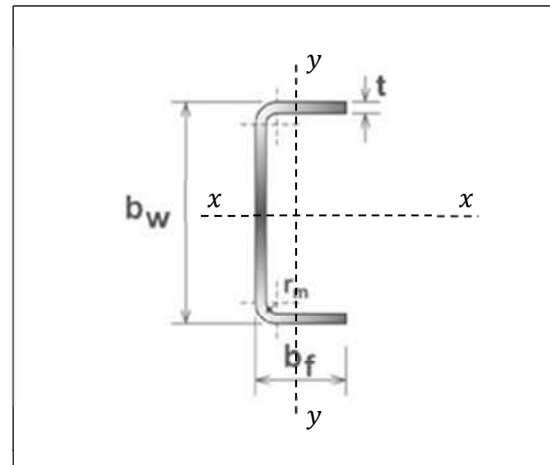


Fonte: (BUILT-UP COLUMNS, 2015).

- Propriedades geométricas das seções (indicadas na Figura 25)

① Banzos $U\ 300 \times 100 \times 8$

Figura 27 – Perfil U com os eixos principais de inércia.



Fonte: (LUBAS, 2014).

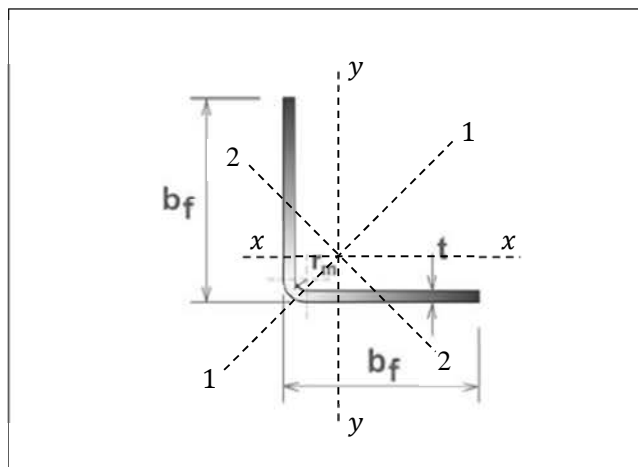
Tabela 8 – Propriedades geométricas do perfil U dos banzos.

Perfil	Massa e Área		Dimensões					Eixo x				Eixo y			Torção/Empenamento		
	m kg/m	A cm ²	b _w mm	b _f mm	t=t ₀ mm	r _i mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	x _g cm	x ₀ cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶	r ₀ cm
300 x 100 x 8	29,53	37,62	300	100	8,00	12	4700,96	313,40	11,18	2,37	5,15	326,12	42,73	2,94	8,018	50522,51	12,66

Fonte: (NBR 6355, 2012).

- ② Montantes $L 80 \times 8,00$
- ③ Diagonais $L 100 \times 8,00$

Figura 28 – Perfil L com os eixos principais de inércia.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Tabela 9 – Propriedades geométricas dos perfis L das diagonais e dos montantes.

Perfil	Massa e Área		Dimensões			Eixo x / Eixo y					Eixos principais			Torção/Empenamento			
	m kg/m	A cm ²	b _f mm	t=t ₀ mm	r _i mm	I _x = I _y cm ⁴	W _x = W _y cm ³	r _x =r _y cm	x _g = y _g cm	I _{xy} cm ⁴	I ₁ cm ⁴	I ₂ cm ⁴	r ₂ cm	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶	x ₀ cm	r ₀ cm
80 x 8,00	9,11	11,61	80	8,00	12,00	70,05	12,51	2,46	2,40	-45,88	115,93	24,17	1,44	2,47	0,00	2,83	4,48
100 x 8,00	11,63	14,81	100	8,00	12,00	142,92	20,13	3,11	2,90	-91,80	234,72	51,12	1,86	3,16	0,00	3,53	5,64

Fonte: (NBR 6355, 2012).

6.1.3 Memória de cálculo

ETAPA I : ESFORÇO DE COMPRESSÃO MÁXIMO NOS BANZOS

I.1 Momento de inércia efetivo de flexão

O momento de inércia efetivo da seção composta é calculado pela expressão (75):

$$I_{ef} = 0,5h_0^2 A_b$$

Onde:

A_b : é a área da seção transversal de um banzo

h_0 : é a distância entre os centros de gravidade dos banzos

O valor do momento de inércia efetivo é:

$$I_{ef} = 0,5 \times 80^2 \times 37,62 = 120384,00 \text{ cm}^4$$

I.2 Rigidez ao cisalhamento

Para as treliças tipo *N-shape*, a expressão (Tabela 2) da rigidez ao cisalhamento é:

$$S_v = \frac{n A_d E a h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{h_0^3}{d^3} \cdot \frac{A_d}{A_m} \right)}$$

Onde:

$$d = \sqrt{h_0^2 + a^2} = \sqrt{0,8^2 + 1,25^2} = 1,48 \text{ m}$$

n : é o número de planos da treliça ($n = 2$)

A_d : é a área da seção das diagonais

A_m : é a área da seção dos montantes.

Portanto:

$$S_v = \frac{2 \times 14,81 \times 20000 \times 125 \times 80^2}{148^3 \left(1 + \frac{80^3}{148^3} \cdot \frac{14,81}{11,61}\right)} = 121676,70 \text{ kN}$$

I.3 Imperfeição inicial no arco

A imperfeição inicial no arco é dada por (76):

$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{10000}{500} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

I.4 Esforço de compressão máximo nos banzos

O esforço de compressão máximo nos banzos, $N_{b,sd}$, é determinado na metade da altura do pilar composto através da expressão (77):

$$N_{b,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}^{II} h_0 A_b}{2I_{ef}}$$

Onde:

$$M_{sd}^{II} = \frac{N_{sd} e_0 + M_{sd}}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}}$$

N_{cr} : é a força crítica efetiva do pilar composto

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{ef}}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 120384}{1000^2} = 23762,85 \text{ kN}$$

O momento fletor máximo, incluindo a imperfeição inicial no arco e os efeitos de segunda ordem, é:

$$M_{sd}^{II} = \frac{500 \times 0,02 + 250}{1 - \frac{500}{23762,85} - \frac{500}{121676,70}} = 266,71 \text{ kNm}$$

Logo, o esforço axial máximo no banzo é:

$$N_{b,sd} = \frac{500}{2} + \frac{266,71 \times 0,80 \times (37,62 \times 10^{-4})}{2(120384 \times 10^{-8})} = 583,39 \text{ kN}$$

ETAPA II: ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO

O esforço de compressão máximo é obtido nas diagonais dos painéis de extremidade do pilar composto. E depende do esforço cortante nesses painéis. O esforço cortante é determinado pela expressão (82):

$$V_{Sd} = \frac{1}{L} \left[4 - (4 - \pi) \frac{e_0 N_{Sd}}{e_0 N_{Sd} + M_{Sd}} \right] M_{Sd}^{II}$$

Onde:

$$L = 10 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,02 \text{ m}$$

$$N_{Sd} = 500 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 250 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd}^{II} = 266,71 \text{ kN.m}$$

Logo:

$$V_{Sd} = \frac{1}{10} \left[4 - (4 - \pi) \frac{0,02 \times 500}{0,02 \times 500 + 250} \right] \cdot 266,71$$

$$\therefore V_{Sd} = 105,80 \text{ kN}$$

ETAPA III: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM NO PLANO DO BANZO

O cálculo do esforço resistente é feito segundo a NBR 14762 (2010) item 9.7.

III.1 Instabilidade da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

III.1.1 Cálculo da Força normal de flambagem global elástica

- Comprimentos de flambagem

$$L_x = L_y = L_z = a = 125 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica:

Pelas expressões (59), (60), (61) e (64), tem-se:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 4700,96}{(1,0 \times 125)^2} = 59387,67 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 326,12}{(1,0 \times 125)^2} = 4119,90 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{12,66^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 50522,51}{(1,0 \times 125)^2} + 7700 \times 8,018 \right]$$

$$= 4367,44 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{59387,04 + 4367,44}{2[1 - (5,15/12,66)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 59387,04 \times 4367,44[1 - (5,15/12,66)^2]}{(59387,04 + 4367,44)^2}} \right]$$

$$= 4311,58 \text{ kN}$$

Segundo o item 9.7.2.2 da ABNT NBR 14762 (2010), para perfil monossimétrico, em relação ao eixo y , o valor de N_e é o menor valor entre N_{ex} e N_{exz} .

Logo:

$$N_e = \min(N_{ex}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 4311,58 \text{ kN}$$

III.1.2 Cálculo da Tensão de trabalho

- Índice de esbeltez

Pela expressão (57), tem-se:

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{37,62 \times 25}{4311,58} \right)^{0,5} = 0,467$$

- Fator de redução

Pela expressão (56), tem-se

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,467^2} = 0,913$$

- Tensão de trabalho

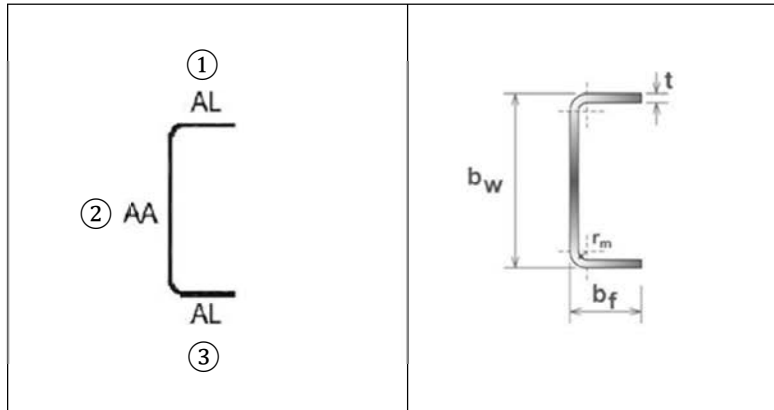
Pela expressão (58), tem-se

$$\sigma = \chi f_y = 0,913 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 22,83 \text{ kN/cm}^2$$

III.1.3 Cálculo da Área efetiva

Figura 29 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa II.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $U\ 300 \times 100 \times 8$

$$\sigma = 22,83\text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ③

Elemento AL

$$b = 10,0 - 2t = 10,0 - 2(0,800) = 8,40\text{ cm}$$

Com $\sigma_1 = \sigma_2 = -22,83\text{ kN/cm}^2$, tem-se: $\psi = 1$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

Pela expressão (52), tem-se:

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{8,40/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{22,83}}} = 0,569 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 8,40\text{ cm}$$

- Largura efetiva do elemento ②

Elemento AA

$$b = 30,0 - 4 t = 30,0 - 4(0,800) = 26,80 \text{ cm}$$

NBR 14762 (2010) – Tab05, caso a:

$$k = 4$$

Pela expressão (52), tem-se:

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{26,80/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{22,83}}} = 0,596 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 26,80 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 37,62 \text{ cm}^2$$

III.1.4 Cálculo da Força normal resistente de cálculo

A força normal resistente de cálculo é dada pela expressão (55):

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,913 \times 37,62 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{b,y,Rd} = 715,56 \text{ kN}$$

III.2 Instabilidade distorcional

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo L , U , Z , a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{583,39}{715,56} = 0,82 < 1$$

∴ **Perfil aceito !**

ETAPA IV: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM FORA DO PLANO DO BANZO

IV.1 Instabilidade da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

IV.1.1 Cálculo da Força normal de flambagem global elástica

- Comprimentos de flambagem

$$L_x = \frac{L}{2} = 500 \text{ cm}$$

$$L_y = L_z = a = 125 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 4700,96}{(1,0 \times 500)^2} = 3711,73 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 326,12}{(1,0 \times 125)^2} = 4119,90 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{12,66^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 50522,51}{(1,0 \times 125)^2} + 7700 \times 8,018 \right]$$

$$= 4367,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 N_{exz} &= \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \\
 &= \frac{3711,73 + 4367,44}{2[1 - (5,15/12,66)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3711,73 \times 4367,44[1 - (5,15/12,66)^2]}{(3711,73 + 4367,44)^2}} \right] \\
 &= 2839,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Segundo o item 9.7.2.2 da ABNT NBR 14762:2010, para perfil monossimétrico, em relação ao eixo x , o valor de N_e é o menor valor entre N_{ey} e N_{exz} .

Logo:

$$N_e = \min(N_{ey}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 2839,06 \text{ kN}$$

IV.1.2 Cálculo da Tensão de trabalho

- Índice de esbeltez

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{37,62 \times 25}{2839,06} \right)^{0,5} = 0,576$$

- Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,576^2} = 0,870$$

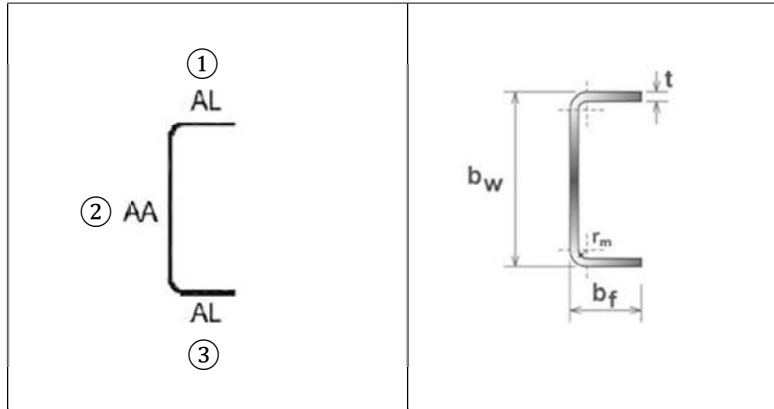
- Tensão de trabalho

$$\sigma = \chi f_y = 0,870 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 21,75 \text{ kN/cm}^2$$

IV.1.3 Cálculo da Área efetiva

Figura 30 - Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa III.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $U\ 300 \times 100 \times 8$

$$\sigma = 21,75\text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ③

Elemento AL

$$b = 10,0 - 2t = 10,0 - 2(0,800) = 8,40\text{ cm}$$

Com $\sigma_1 = \sigma_2 = -21,75\text{ kN/cm}^2$, tem-se: $\psi = 1$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{8,40/0,800}{0,95\sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{21,75}}} = 0,556 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 8,40\text{ cm}$$

- Largura efetiva do elemento ②

Elemento AA

$$b = 30,0 - 4t = 30,0 - 4(0,800) = 26,80 \text{ cm}$$

NBR 14762 (2010) – Tab05, caso a:

$$k = 4$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{26,80/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{21,75}}} = 0,581 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 26,80 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 37,62 \text{ cm}^2$$

IV.1.4 Cálculo da Força normal resistente de cálculo

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,870 \times 37,62 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{b,x,Rd} = 681,86 \text{ kN}$$

IV.2 Instabilidade distorcional

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo L , U , Z , a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,x,Rd}} = \frac{583,39}{681,86} = 0,86 < 1$$

∴ Perfil aceito !

ETAPA V: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM DAS BARRAS DA TRELIÇA EM COMPRESSÃO

V.1 Diagonais

V.1.1 Esforço de compressão máximo

A expressão do esforço de compressão máximo $N_{d,sd}$ em uma diagonal é deduzida do esforço cortante conforme segue:

$$N_{d,sd} = \frac{V_{sd} \cos \varphi}{n} = \frac{V_{sd} d}{n h_0}$$

Onde:

$$h_0 = 80 \text{ cm}$$

$$d = 148 \text{ cm}$$

$n = 2$: é o número de planos da treliça.

Logo, tem-se:

$$\therefore N_{d,sd} = \frac{105,80 \times 148}{2 \times 80} = 97,87 \text{ kN}$$

V.1.2 Resistência à flambagem de uma diagonal

- Comprimentos de flambagem

$$L_x = L_y = L_z = d = 148 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 234,72}{(1,0 \times 148)^2} = 2115,22 \text{ kN}$$

Com o termo I_x na equação acima substituída pelo valor de I_1 (Ver Tabela 9).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 51,12}{(1,0 \times 148)^2} = 460,68 \text{ kN}$$

Com o termo I_y na equação acima substituída pelo valor de I_2 (Ver Tabela 9).

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{5,64^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 0,00}{(1,0 \times 148)^2} + 7700 \times 3,16 \right]$$

$$= 764,93 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{2115,22 + 764,93}{2[1 - (3,53/5,64)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2115,22 \times 764,93[1 - (3,53/5,64)^2]}{(2115,22 + 764,93)^2}} \right]$$

$$= 651,38 \text{ kN}$$

Em relação ao eixo y (eixo de menor momento de inércia), o valor de N_e é o menor valor entre N_{ex} e N_{exz} , logo:

$$N_e = \min(N_{ex}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 651,38 \text{ kN}$$

- Índice de esbeltez

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{14,81 \times 25}{651,38} \right)^{0,5} = 0,754$$

- Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,754^2} = 0,788$$

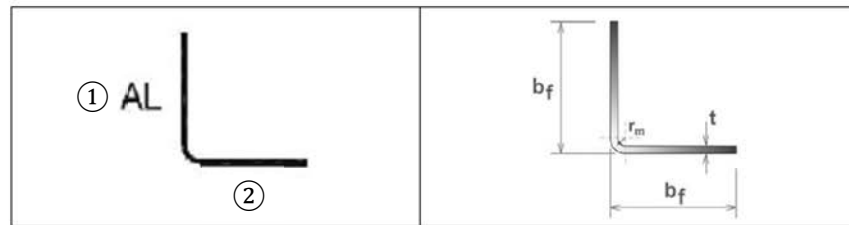
- Tensão de trabalho

$$\sigma = \chi f_y = 0,788 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 19,70 \text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ②

Figura 31 – Cálculo das larguras efetivas do perfil L da diagonal.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $L 100 \times 8,00$

$$\sigma = 19,70 \text{ kN/cm}^2$$

Elemento AL

$$b = 10,0 - 2t = 10,0 - 2(0,800) = 8,40 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } \sigma_1 = \sigma_2 = -19,70 \text{ kN/cm}^2, \text{ tem-se: } \psi = 1$$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{8,40/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{19,70}}} = 0,529 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 8,40 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 14,81 \text{ cm}^2$$

- Força normal resistente de cálculo

$$N_{d,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,788 \times 14,81 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{d,Rd} = 243,13 \text{ kN}$$

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo *L*, *U*, *Z*, a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{d,Sd}}{N_{d,Rd}} = \frac{97,87}{243,13} = 0,40 < 1$$

\therefore Perfil aceito !

V.2 Montantes

V.2.1 Esforço de compressão máximo

$$N_{m,Sd} = V_{Sd} = 105,80 \text{ kN}$$

Onde: V_{Sd} : calculado na Etapa II.

V.2.2 Resistência à flambagem de um montante

- Comprimentos de flambagem

$$L_x = L_y = L_z = h_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 115,93}{(1,0 \times 80)^2} = 3575,57 \text{ kN}$$

Com o termo I_x na equação acima substituída pelo valor de I_1 (Ver Tabela 9).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 24,17}{(1,0 \times 80)^2} = 745,46 \text{ kN}$$

Com o termo I_y na equação acima substituída pelo valor de I_2 (Ver Tabela 9).

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{4,48^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 0,00}{(1,0 \times 80)^2} + 7700 \times 2,47 \right]$$

$$= 947,61 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{3575,57 + 947,61}{2[1 - (2,83/4,48)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3575,57 \times 947,61[1 - (2,83/4,48)^2]}{(3575,57 + 947,61)^2}} \right]$$

$$= 843,66 \text{ kN}$$

Em relação ao eixo y (eixo de menor momento de inércia), o valor de N_e é o menor valor entre N_{ex} e N_{exz} .

Logo:

$$N_e = \min(N_{ex}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 843,66 \text{ kN}$$

- Índice de esbeltez

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{11,61 \times 25}{843,66} \right)^{0,5} = 0,587$$

- Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,587^2} = 0,866$$

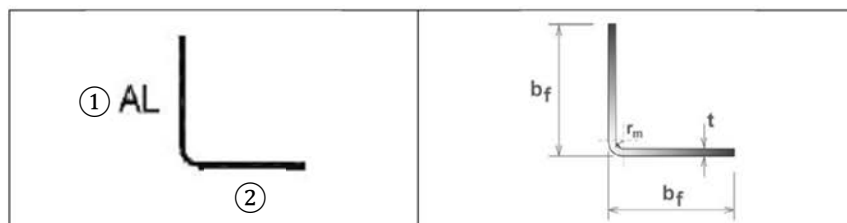
- Tensão de trabalho

$$\sigma = \chi f_y = 0,866 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 21,65 \text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ②

Figura 32 – Cálculo das larguras efetivas do perfil L do montante.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $L 80 \times 8,00$

$$\sigma = 21,65 \text{ kN/cm}^2$$

Elemento AL

$$b = 8,0 - 2 t = 8,0 - 2(0,800) = 6,40 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } \sigma_1 = \sigma_2 = -21,65 \text{ kN/cm}^2, \text{ tem-se: } \psi = 1$$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{6,40/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{21,65}}} = 0,423 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 6,40 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 11,61 \text{ cm}^2$$

- Força normal resistente de cálculo

$$N_{m,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,866 \times 11,61 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{m,Rd} = 209,46 \text{ kN}$$

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo L , U , Z , a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{m,Sd}}{N_{m,Rd}} = \frac{105,80}{209,46} = 0,51 < 1$$

\therefore Perfil aceito !

ETAPA VI: RESISTÊNCIA DE UMA BARRA DA TRELIÇA À TRAÇÃO

Deve-se verificar a resistência das diagonais à tração, embora essa situação seja menos crítica que quando elas estão sujeitas à compressão. Será feita a verificação considerando uma ligação soldada dos elementos.

O valor de cálculo máximo do esforço de tração é (valor de $N_{d,Sd}$ calculado na Etapa V):

$$N_{t,Sd} = 97,87 \text{ kN}$$

A força resistente de cálculo à tração é calculada conforme o item 9.6.2 da NBR 14762 (2010):

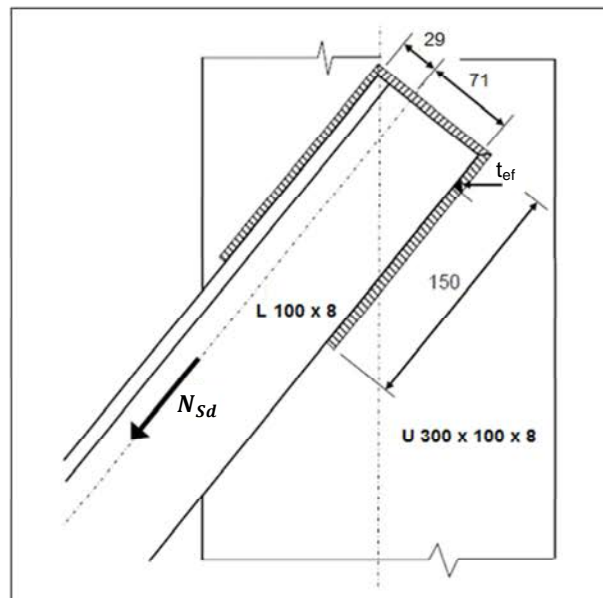
a) para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma} = \frac{14,81 \times 25}{1,10} = 336,59 \text{ kN}$$

b) para a ruptura da seção líquida na região da ligação

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma}$$

Figura 33 – Ligação soldada banzo - diagonal.



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2008).

Com:

$$C_t = 1,0 - 1,2 \left(\frac{x}{L} \right)$$

Cantoneiras com soldas longitudinais:

$$x = 29 \text{ mm}$$

$$L = 150 \text{ mm}$$

Tem-se:

$$C_t = 1,0 - 1,2 \left(\frac{29}{150} \right) = 0,77$$

$$A_n = A = 14,81 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1,65$$

Logo

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma} = \frac{0,77 \times 14,81 \times 40}{1,65} = 276,45 \text{ kN}$$

Tomando-se o menor valor entre (a) e (b), tem-se:

$$N_{t,Rd} = 276,45 \text{ kN}$$

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{97,87}{276,45} = 0,35 < 1$$

∴ Perfil aceito !

ETAPA VII: RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO SOLDADA DIAGONAL - BANZO

A força resistente de cálculo de uma solda de filete em superfícies curvas é calculada conforme o item 10.2 da NBR 14762 (2010):

VII.1 Estado-limite último de ruptura da solda

$$F_{Rd} = \frac{0,75 t_{ef} L f_w}{\gamma}$$

Onde:

t_{ef} : é a dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de filete.

No caso será considerada a face externa do filete saliente ao metal-base (Figura 34)

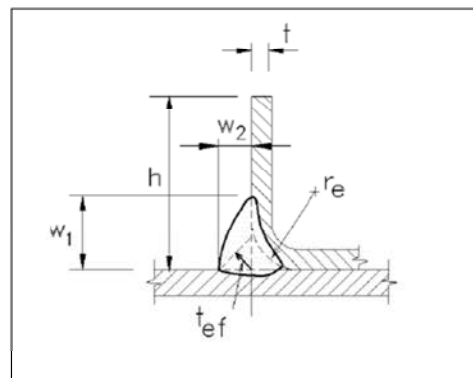
Com t_{ef} o menor valor entre $0,7w_1$ e $0,7w_2$.

L : é o comprimento do filete da solda

f_w : é a resistência à ruptura da solda

$$\gamma = 1,65$$

Figura 34 – Face do filete saliente ao metal-base.



Fonte: (NBR 14762, 2010).

Considerando:

$$t_{ef} = 5 \text{ mm}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 150 + 150 + 100 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$f_w = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

Tem-se:

$$F_{Rd} = \frac{0,75 t_{ef} L f_w}{\gamma} = \frac{0,75 \times 0,5 \times 40 \times 41,5}{1,65}$$

$$\therefore F_{Rd} = 377,27 \text{ kN}$$

Com o esforço de tração sendo:

$$N_{t,Sd} = 97,87 \text{ kN}$$

O critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{t,Sd}}{F_{Rd}} = \frac{97,87}{377,27} = 0,26 < 1$$

\therefore Solda ok !

VII.2 Estado-limite último do metal-base

VII.2.1 Solicitação normal ao eixo da solda - superfície plana

$$F_{Rd,1} = \frac{t L f_u}{\gamma}$$

Onde:

t : é o menor valor entre as espessuras dos elementos em ligação

L : é o comprimento do filete da solda

f_u : é a resistência à ruptura do aço (metal-base)

$$\gamma = 1,55$$

Tem-se:

$$F_{Rd} = \frac{0,80 \times 10 \times 40}{1,55}$$

$$\therefore F_{Rd} = 206,45 \text{ kN}$$

VII.2.2 Solicitação paralela ao eixo da solda - superfície plana

Com:

$$\frac{L}{t} = \frac{150}{8} = 18,75 < 25$$

Tem-se:

$$F_{Rd,2} = \left(1 - 0,01 \frac{L}{t}\right) \cdot \frac{t L f_u}{\gamma} = \left(1 - 0,01 \cdot \frac{15}{0,8}\right) \cdot \left(\frac{0,80 \times 15 \times 40}{1,65}\right) = 236 \text{ kN}$$

VII.2.3 Solicitação paralela ao eixo da solda - superfície curva

$$F_{Rd,3} = 0,75 \cdot \frac{t L f_u}{\gamma} = \frac{0,75 \times 0,8 \times 15 \times 40}{1,80} = 200 \text{ kN}$$

Tem-se a força resistente total de cálculo da solda, no estado-limite último do metal base:

$$F_{Rd} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = 642,45 \text{ kN}$$

O critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{t,Sd}}{F_{Rd}} = \frac{97,87}{642,45} = 0,15 < 1$$

\therefore Solda ok !

6.2 PILAR COMPOSTO COM CHAPAS DE LIGAÇÃO

6.2.1 Considerações iniciais

Este exemplo trata da verificação de um pilar composto com chapas de ligação de uma pequena estrutura tridimensional. O pilar está submetido a uma força axial de compressão. Os cálculos são realizados segundo o Eurocode 3 (EN 1993-1-1), a NBR 14762 (2010) e a NBR 6355 (2012).

A verificação é realizada conforme as seguintes etapas:

Etapa I: Esforço de compressão máximo nos banzos

Etapa II: Resistência à flambagem no plano do banzo

Etapa III: Resistência à flambagem fora do plano do banzo

Etapa IV: Solicitações no painel de extremidade

Etapa V: Resistência das chapas no painel de extremidade

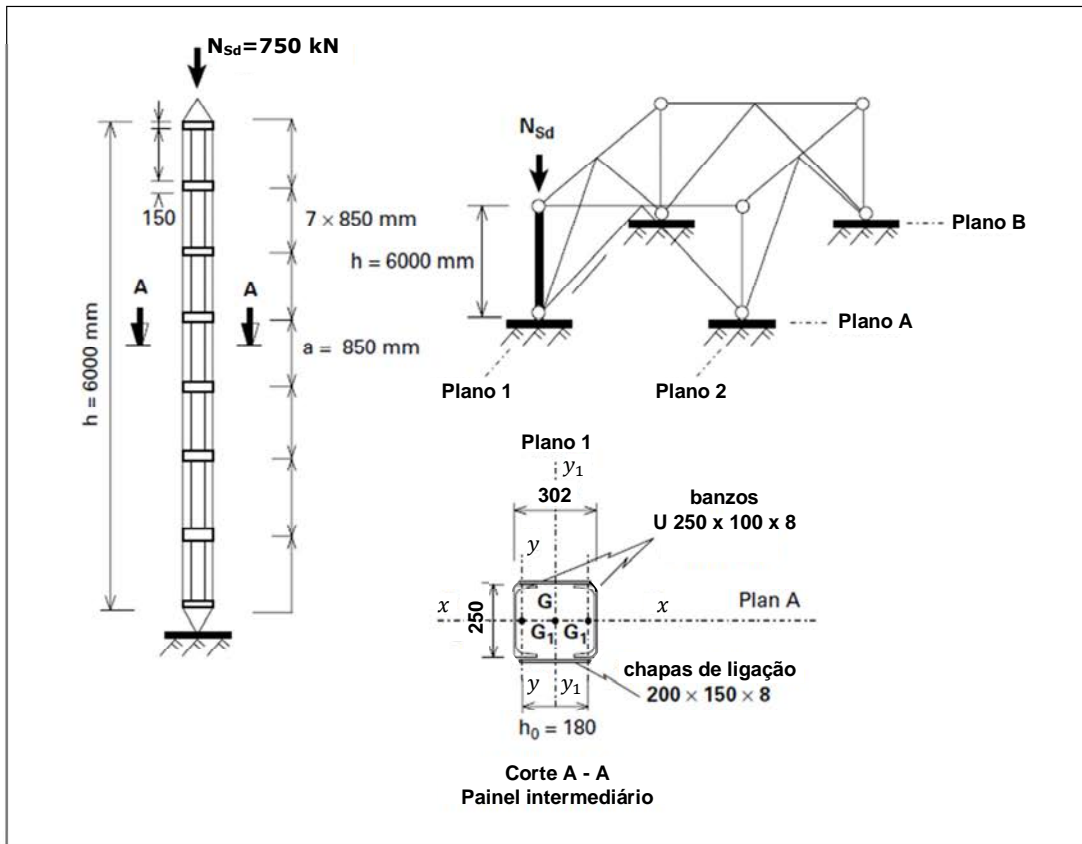
Etapa VI: Resistência à flambagem de um banzo no painel de extremidade

Etapa VII: Resistência da ligação soldada chapa-banzo

6.2.2 Dados do problema

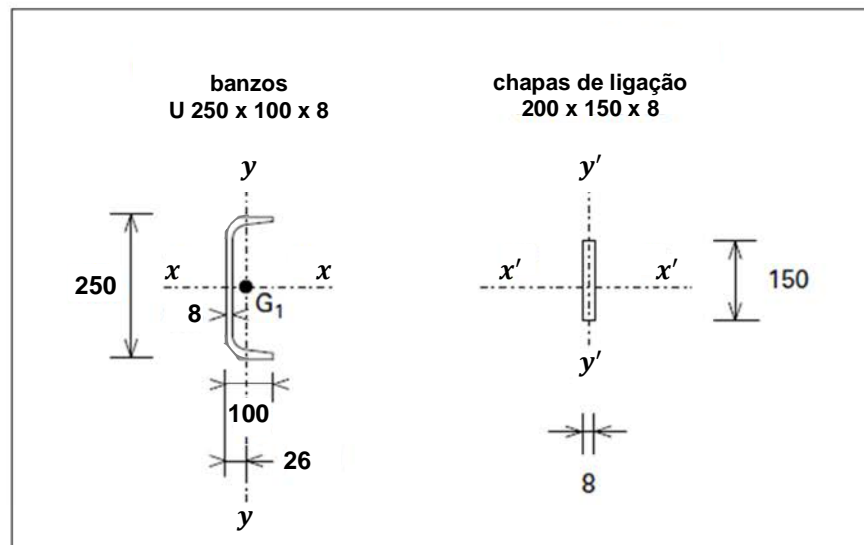
A geometria do pilar e das seções encontra-se descrita nas Figuras 35 e 36. Para a combinação de ações mais desfavorável, no ELU, um esforço axial é aplicado no topo do pilar. E as extremidades estão articuladas.

Figura 35 – Descrição do pilar composto com chapas de ligação.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Figura 36 – Perfil U e Chapa de ligação, com os respectivos eixos principais de inércia.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

▪ Propriedades geométricas das seções

Banzos U 250 × 100 × 8 :

Tabela 10 – Propriedades geométricas do perfil U dos banzos.

Perfil	Massa e Área		Dimensões				Eixo x					Eixo y			Torção/Empenamento		
	m	A	b _w	b _f	t=t ₀	r _i	I _x	W _x	r _x	x _g	x ₀	I _y	W _y	r _y	I _t	I _w	r ₀
U	kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁶	cm
250 x 100 x 8	26,39	33,62	250	100	8,00	12	3031,02	242,48	9,49	2,60	5,58	308,79	41,74	3,03	7,165	32599,97	11,42

Fonte: (NBR 6355, 2012).

Chapas de ligação 200 × 150 × 8 :

$$A_c = 12 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,x'} = \frac{0,8 \times 15^3}{12} = 225 \text{ cm}^4$$

▪ Propriedades do aço

Tensão de escoamento: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Tensão de ruptura: $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidade longitudinal: $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidade transversal: $G = 7700 \text{ kN/cm}^2$

6.2.3 Memória de cálculo

ETAPA I: ESFORÇO DE COMPRESSÃO MÁXIMO NOS BANZOS

I.1 Momento de inércia efetivo de flexão

O momento de inércia efetivo da seção composta é calculado pela expressão (86):

$$I_{ef} = 0,5h_0^2 A_b + 2 \mu I_{b,y}$$

Onde:

A_b : é a área da seção transversal de um banzo

h_0 : é a distância entre os centros de gravidade dos banzos

$I_{b,y}$: é o momento de inércia do banzo em torno do eixo principal y

μ : é coeficiente função da esbeltez λ_{y_1}

λ_{y_1} : esbeltez do elemento composto segundo o eixo y_1

$$\lambda_{y_1} = \frac{l_{y_1}}{i_{0,y_1}}$$

l_{y_1} : é o comprimento de flambagem do elemento composto segundo o eixo y_1

i_{0,y_1} : é o raio de giração do elemento composto segundo o eixo y_1

$$i_{0,y_1} = \left(\frac{0,5 I_1}{A_b} \right)^{0,5}$$

I_1 : valor de I_{ef} com $\mu = 1$

Tem-se:

$$I_1 = 0,5h_0^2 A_b + 2 I_{b,y} = 0,5 \times 18^2 \times 33,62 + 2 \times 308,79 = 6064,02 \text{ cm}^2$$

$$i_{0,y_1} = \left(\frac{0,5 \times 6064,02}{33,62} \right)^{0,5} = 9,50 \text{ cm}$$

$$\lambda_{y_1} = \frac{l_{y_1}}{i_{0,y_1}} = \frac{600}{9,50} = 63,16$$

Como: $\lambda_{y_1} = 63,16 < 75$, tem-se: $\mu = 1$

Logo,

$$I_{ef} = I_1 = 6064,02 \text{ cm}^2$$

I.2 Rigidez ao cisalhamento

Antes de calcular a rigidez ao cisalhamento do pilar, deve-se verificar a condição de rigidez das chapas de ligação, dada pela seguinte expressão:

$$\frac{n I_{c,x'}}{h_0} \geq \frac{10 I_{b,y}}{a}$$

Com: $n = 2$: número de planos das chapas

Tem-se:

$$\frac{n I_{c,x'}}{h_0} = \frac{2 \times 225}{18} = 25,00 < \frac{10 I_{b,y}}{a} = \frac{10 \times 308,79}{85} = 36,33$$

Logo, deve-se levar em consideração a rigidez própria das chapas de ligação no cálculo da rigidez ao cisalhamento do pilar, através da expressão (88):

$$S_v = \frac{24 E I_{b,y}}{a^2 \left(1 + \frac{2 I_{b,y}}{n I_{c,x'}} \cdot \frac{h_0}{a} \right)} \leq \frac{2 \pi^2 E I_{b,y}}{a^2}$$

Caso a condição de rigidez das chapas fosse verificada, a rigidez ao cisalhamento seria calculada como:

$$S_v = \frac{2 \pi^2 E I_{b,y}}{a^2}$$

No caso, tem-se:

$$S_v = \frac{24 \times 20000 \times 308,79}{85^2 \left(1 + \frac{2 \times 308,79}{2 \times 225} \cdot \frac{18}{85}\right)} = 15895,21 \text{ kN}$$

I.3 Imperfeição inicial no arco

A imperfeição inicial no arco é dada pela expressão (89):

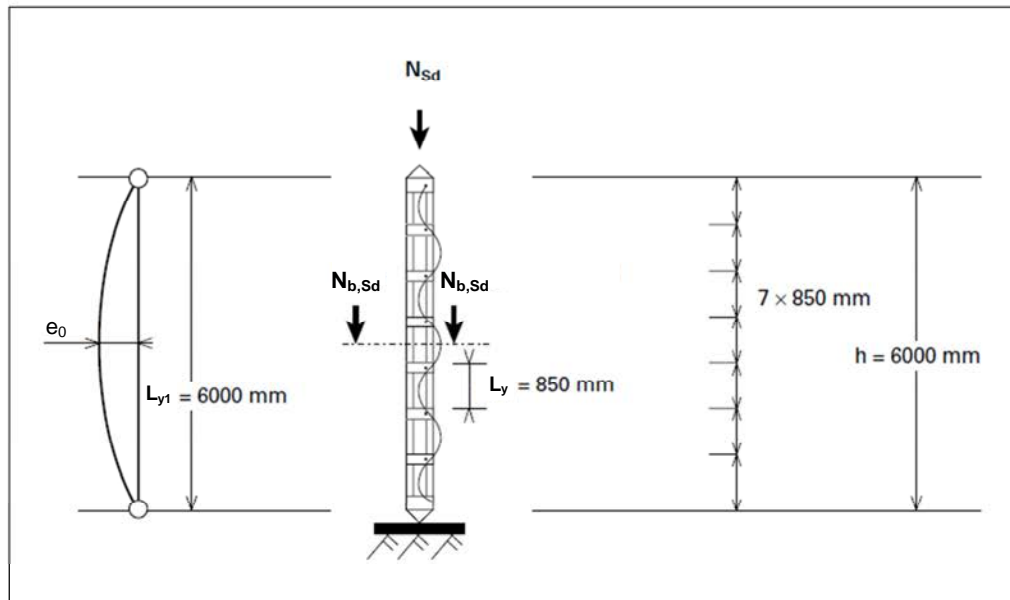
$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{6000}{500} = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

I.4 Esforço de compressão máximo nos banzos

O esforço de compressão máximo nos banzos, $N_{b,Ed}$, é determinado na metade da altura do pilar composto através da expressão (77):

$$N_{b,Sd} = \frac{N_{Sd}}{2} + \frac{M_{Sd}^{II} h_0 A_b}{2I_{ef}}$$

Figura 37 – Determinação do esforço máximo de compressão na metade da altura do pilar.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

Onde:

M_{Sd}^{II} : é o momento fletor máximo, incluindo a imperfeição inicial no arco e os efeitos de segunda ordem;

N_{cr} : é a carga crítica efetiva do pilar.

Tem-se:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{ef}}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 6064,02}{600^2} = 3324,97 \text{ kN}$$

$$M_{Sd}^{II} = \frac{N_{Sd} e_0 + M_{Sd}}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{Sd}}{S_v}} = \frac{750 \times 0,012 + 0}{1 - \frac{750}{3324,97} - \frac{750}{15895,21}} = 12,38 \text{ kNm}$$

Logo, o esforço de compressão máximo no banzo é:

$$N_{b,sd} = \frac{750}{2} + \frac{12,38 \times 0,18 \times (33,62 \times 10^{-4})}{2(6064,02 \times 10^{-8})} = 436,77 \text{ kN}$$

ETAPA II: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM NO PLANO DO BANZO

O cálculo do esforço resistente é feito segundo a NBR 14762 (2010) item 9.7.

II.1 Instabilidade da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

II.1.1 Cálculo da Força normal de flambagem global elástica

- Comprimentos de flambagem

$$L_x = L_y = L_z = a = 85 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3031,02}{(1,0 \times 85)^2} = 82809,60 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 308,79}{(1,0 \times 85)^2} = 8436,36 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{11,42^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 32599,97}{(1,0 \times 85)^2} + 7700 \times 7,165 \right]$$

$$= 7252,34 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{82809,60 + 7252,34}{2[1 - (5,58/11,42)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 82809,60 \times 7252,34[1 - (5,58/11,42)^2]}{(82809,60 + 7252,34)^2}} \right]$$

$$= 7093,71 \text{ kN}$$

Segundo o item 9.7.2.2 da ABNT NBR 14762 (2010), para perfil monossimétrico, em relação ao eixo y , o valor de N_e é o menor valor entre N_{ex} e N_{exz} .

Logo:

$$N_e = \min(N_{ex}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 7093,71 \text{ kN}$$

II.1.2 Cálculo da Tensão de trabalho

- Índice de esbeltez

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{33,62 \times 25}{7093,71} \right)^{0,5} = 0,344$$

- Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,344^2} = 0,952$$

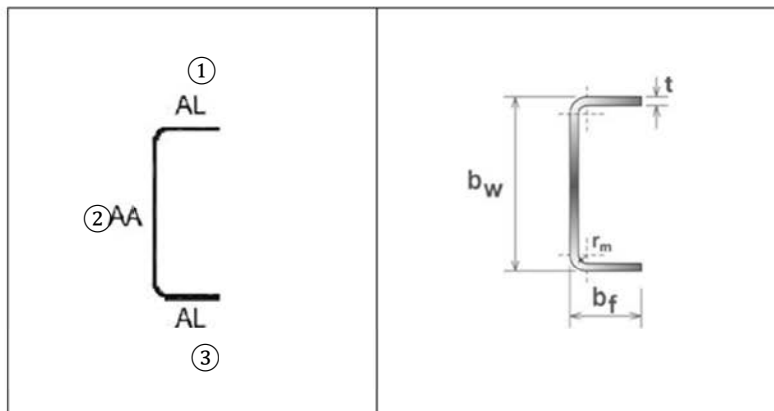
- Tensão de trabalho

$$\sigma = \chi f_y = 0,952 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 23,80 \text{ kN/cm}^2$$

II.1.3 Cálculo da Área efetiva

Figura 38 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa II.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $U 250 \times 100 \times 8$

$$\sigma = 23,80 \text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ③

Elemento AL

$$b = 10,0 - 2 t = 10,0 - 2(0,800) = 8,40 \text{ cm}$$

$$\text{Com } \sigma_1 = \sigma_2 = -23,80 \text{ kN/cm}^2, \text{ tem-se: } \psi = 1$$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{8,40/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{23,80}}} = 0,581 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 8,40 \text{ cm}$$

- Largura efetiva do elemento ②

Elemento AA

$$b = 25,0 - 4 t = 25,0 - 4(0,800) = 21,80 \text{ cm}$$

NBR 14762 (2010) – Tab05, caso a:

$$k = 4$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{21,80/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{23,80}}} = 0,495 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 21,80 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 33,62 \text{ cm}^2$$

II.1.4 Cálculo da Força normal resistente de cálculo

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,952 \times 33,62 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{b,y,Rd} = 666,80 \text{ kN}$$

II.2 Instabilidade distorcional

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo L , U , Z , a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{436,77}{666,80} = 0,66 < 1$$

∴ Perfil aceito !

ETAPA III: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM FORA DO PLANO DO BANZO

III.1 Instabilidade da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

III.1.1 Cálculo da Força normal de flambagem global elástica

- Comprimentos de flambagem

Supõe-se o perfil biarticulado e com comprimento de flambagem em relação ao eixo x :

$$L_x = L = 600 \text{ cm}$$

$$L_y = L_z = a = 85 \text{ cm}$$

$$\text{Com: } K_x = K_y = K_z = 1,0$$

- Força normal de flambagem global elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3031,02}{(1,0 \times 600)^2} = 1661,94 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 308,79}{(1,0 \times 85)^2} = 8436,36 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] = \frac{1}{11,42^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 32599,97}{(1,0 \times 85)^2} + 7700 \times 7,165 \right]$$

$$= 7252,34 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{1661,94 + 7252,34}{2[1 - (5,58/11,42)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1661,94 \times 7252,34[1 - (5,58/11,42)^2]}{(1661,94 + 7252,34)^2}} \right]$$

$$= 1559,89 \text{ kN}$$

Segundo o item 9.7.2.2 da ABNT NBR 14762 (2010), para perfil monossimétrico, em relação ao eixo x , o valor de N_e é o menor valor entre N_{ey} e N_{exz} .

Logo:

$$N_e = \min(N_{ey}; N_{exz})$$

$$\therefore N_e = 1559,89 \text{ kN}$$

III.1.2 Cálculo da Tensão de trabalho

- Índice de esbeltez

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{33,62 \times 25}{1559,89} \right)^{0,5} = 0,734$$

- Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,734^2} = 0,798$$

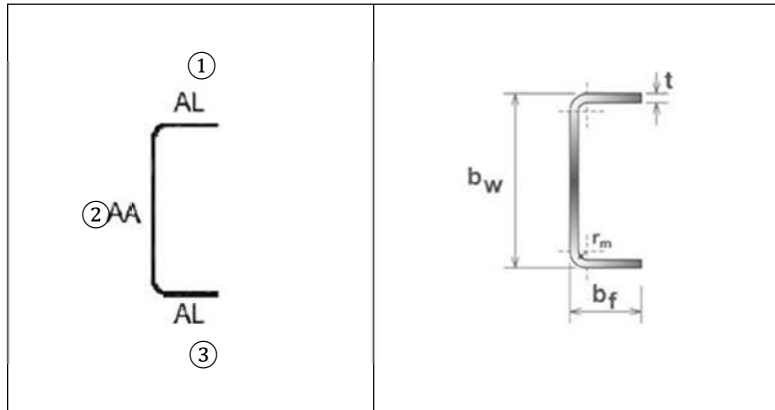
- Tensão de trabalho

$$\sigma = \chi f_y = 0,798 \times 25$$

$$\therefore \sigma = 19,95 \text{ kN/cm}^2$$

III.1.3 Cálculo da Área efetiva

Figura 39 – Cálculo das larguras efetivas do perfil U do banzo - Etapa III.



Fonte: (LUBAS, 2014).

Perfil $U\ 250 \times 100 \times 8$

$$\sigma = 19,95\text{ kN/cm}^2$$

- Largura efetiva do elemento ① = Largura efetiva do elemento ③

Elemento AL

$$b = 10,0 - 2t = 10,0 - 2(0,800) = 8,40\text{ cm}$$

Com $\sigma_1 = \sigma_2 = -19,95\text{ kN/cm}^2$, tem-se: $\psi = 1$

NBR 14762 (2010) – Tab06, caso a:

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{8,40/0,800}{0,95\sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{19,95}}} = 0,532 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 8,40\text{ cm}$$

- Largura efetiva do elemento ②

Elemento AA

$$b = 25,0 - 4t = 25,0 - 4(0,800) = 21,80 \text{ cm}$$

NBR 14762:2010 - Tab05, caso a:

$$k = 4$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{21,80/0,800}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{19,95}}} = 0,453 < 0,673$$

$$\therefore b_{ef} = b = 21,80 \text{ cm}$$

Logo

$$\therefore A_{ef} = A = 33,62 \text{ cm}^2$$

III.1.4 Cálculo da Força normal resistente de cálculo

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,798 \times 33,62 \times 25}{1,2}$$

$$\therefore N_{b,x,Rd} = 558,93 \text{ kN}$$

III.2 Instabilidade distorcional

Para os perfis não enrijecidos, tais como os perfis tipo L, U, Z, a instabilidade distorcional elástica não é crítica.

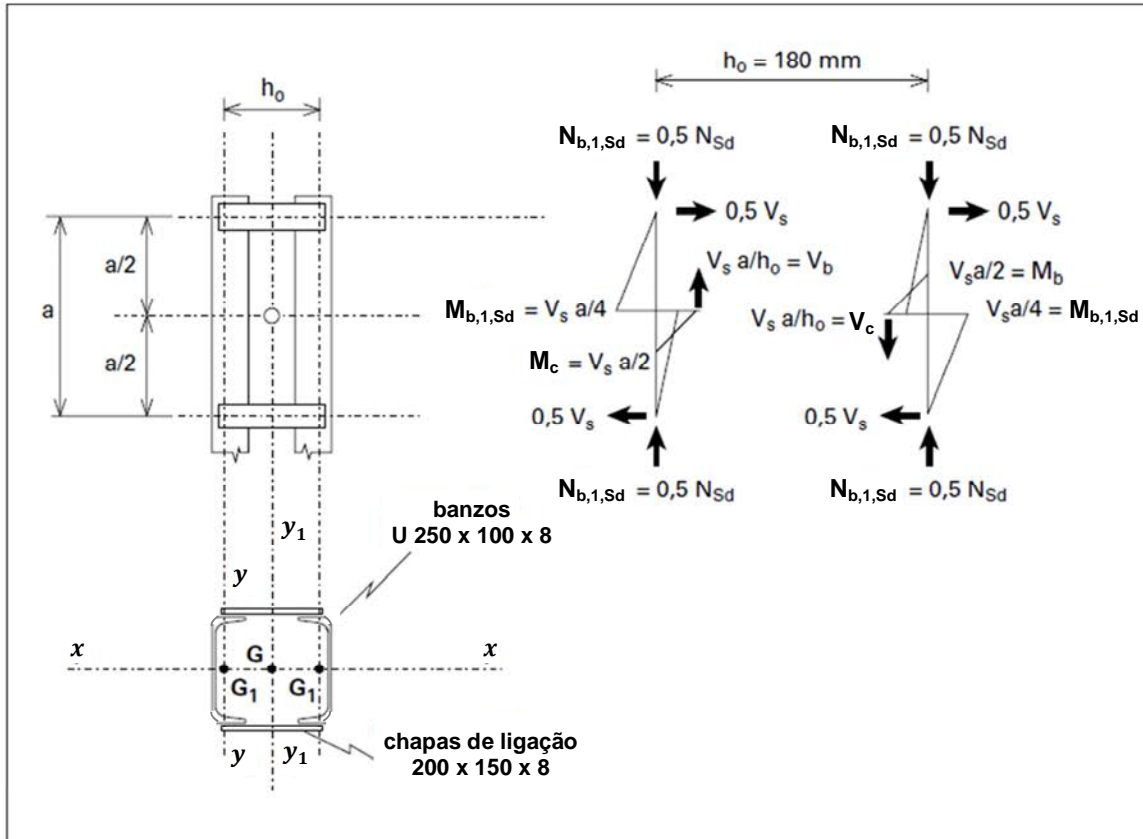
Finalmente, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{b,Sd}}{N_{b,x,Rd}} = \frac{436,77}{558,93} = 0,78 < 1$$

∴ Perfil aceito !

ETAPA IV: SOLICITAÇÕES NO PAINEL DE EXTREMIDADE

Figura 40 – Distribuição das solicitações nos banzos do painel de extremidade.



Fonte: (MOLDOVAN, 1999).

IV.1 Esforço cortante máximo no painel de extremidade

O esforço cortante V_S é calculado pela expressão (80):

$$V_S = \pi \frac{M_{Sd}^{II}}{L}$$

Com: M_{Sd}^{II} calculado na Etapa 1.

Tem-se:

$$V_S = \frac{\pi \times 12,38}{6} = 6,48 \text{ kN}$$

IV.2 Solicitações no banzo

- Esforço axial

O esforço axial $N_{b,1,sd}$ em cada banzo pode ser tomado como:

$$N_{b,1,sd} = 0,5 \times N_{b,sd}$$

$$N_{b,1,sd} = 0,5 \times 750 = 375,00 \text{ kN}$$

- Momento fletor

$$M_{b,1,sd} = V_s \frac{a}{4}$$

$$M_{b,1,sd} = \frac{6,48 \times 0,85}{4} = 1,38 \text{ kNm}$$

IV.3 Solicitações na chapa

- Esforço cortante

$$V_{c,sd} = V_s \frac{a}{h_0}$$

$$V_{c,sd} = \frac{6,48 \times 85}{18} = 30,60 \text{ kN}$$

- Momento fletor

$$M_{c,sd} = V_s \frac{a}{2}$$

$$M_{c,sd} = \frac{6,48 \times 0,85}{2} = 2,75 \text{ kNm}$$

ETAPA V: RESISTÊNCIA DAS CHAPAS NO PAINEL DE EXTREMIDADE

V.1 Resistência ao cisalhamento

- Esforço cortante resistente

Conforme o item 9.8.3 da NBR 14762 (2010), para:

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \left(\frac{Ek_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

a força cortante de cálculo é dada por:

$$V_{c,Rd} = 0,6 \frac{f_y h t}{\gamma}$$

Onde:

$$\gamma = 1,10$$

$h = 15 \text{ cm}$: altura da chapa

$t = 0,8 \text{ cm}$: espessura da chapa

$k_v = 5,0$: coeficiente de flambagem, para alma sem enrijecedores transversais

Tem-se:

$$\frac{h}{t} = 18,75 < 1,08 \left(\frac{Ek_v}{f_y} \right)^{0,5} = 68,31$$

Logo, tem-se:

$$V_{c,Rd} = \frac{0,6 \times 25 \times 15 \times 0,8}{1,10} = 163,64 \text{ kN}$$

- Esforço cortante solicitante

$V_{c,Sd} = 30,60 \text{ kN}$: calculado no item IV.3.

Logo, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{V_{c,Sd}}{V_{c,Rd}} = \frac{30,60}{163,64} = 0,19 < 1$$

∴ Chapa aceita !

V.2 Resistência plástica à flexão pura

- Momento fletor resistente

O momento fletor resistente é dado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma}$$

Com: W_{pl} : módulo de resistência plástica da chapa, dado por:

$$W_{pl} = \frac{t h^2}{4} = \frac{0,8 \times 15^2}{4} = 45,00 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$M_{c,Rd} = \frac{45,00 \times 25}{1,10} \times 10^{-2} = 10,23 \text{ kNm}$$

- Momento fletor solicitante

$M_{c,Sd} = 2,75 \text{ kNm}$: calculado no item IV.3.

Logo o critério de resistência resulta em:

$$\frac{M_{c,Sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{2,75}{10,23} = 0,27 < 1$$

∴ Chapa aceita !

ETAPA VI: RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM DE UM BANZO NO PAINEL DE EXTREMIDADE

Deve-se verificar a flambagem de um banzo no painel de extremidade considerando-o submetido a flexo-compressão. Conforme o item 9.9 da NBR 14762 (2010), a força normal solicitante e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer a seguinte expressão (74) de interação:

$$\frac{N_{b,1,Sd}}{N_{b,1,Rd}} + \frac{M_{b,1,Sd}}{M_{b,1,Rd}} \leq 1$$

Tem-se:

$$N_{b,1,Rd} = 666,80 \text{ kN} : \text{ calculado no item II.1.4.}$$

$$N_{b,1,Sd} = 375,00 \text{ kN} : \text{ calculado no item IV.2.}$$

$$M_{b,1,Sd} = 1,38 \text{ kNm} : : \text{ calculado no item IV.2.}$$

$$M_{b,1,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma} : \text{ conforme o item 9.8.2.1 da NBR 14762:2010.}$$

No caso $W_{ef} = W$ para $\lambda_p = 0,581 < 0,673$: conforme calculado no item II.1.3.

Assim,

$$M_{b,1,Rd} = \frac{41,74 \times 25}{1,10} \times 10^{-2} = 9,49 \text{ kNm}$$

Logo, o critério de resistência resulta em:

$$\frac{N_{b,1,Sd}}{N_{b,1,Rd}} + \frac{M_{b,1,Sd}}{M_{b,1,Rd}} = \frac{375,00}{666,80} + \frac{1,38}{9,49} = 0,71 < 1$$

∴ Perfil aceito !

7 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Programa Computacional desenvolvido, doravante denominado PIMECO, foi escrito em linguagem de programação Java, dentro do ambiente de desenvolvimento NetBeans. E escolheu-se o sistema de gerenciamento de banco de dados MySQL para a manipulação (cadastro, consulta, inserção, supressão e atualização) de dados de perfis.

O objetivo do PIMECO é agilizar e sistematizar a verificação de pilares metálicos compostos. O usuário precisa apenas inserir os dados do problema tais como: carregamento externo, propriedades do aço, dimensões do pilar e propriedades geométricas dos componentes (diagonais, banzos, montantes e chapas) do pilar a ser verificado. O Programa por sua parte, realiza as devidas verificações e apresenta os resultados ao usuário de forma direta e precisa.

PIMECO faz as verificações dos pilares, submetidos à compressão simples e à flexo-compressão, baseando-se nas seguintes normas: ABNT NBR 14762 (2010), a NBR 6355 (2012) e o Eurocode 3 – Part 1.1.

A seguir apresenta-se as delimitações do PIMECO, a sua interface gráfica, o modo de utilização, e no final do capítulo, exemplos de dimensionamento de pilares metálicos compostos para a validação dos resultados.

7.2 DELIMITAÇÕES DO PIMECO

São as principais restrições do programa desenvolvido:

- Carregamento externo (esforço axial e momento fletor) suposto conhecido;
- Perfis tipo U para os banzos;
- Perfis tipo L ou U para as diagonais e os montantes;
- Ligação soldada entre os elementos do pilar;
- Verificação do pilar no ELU (Estado Limite Último).

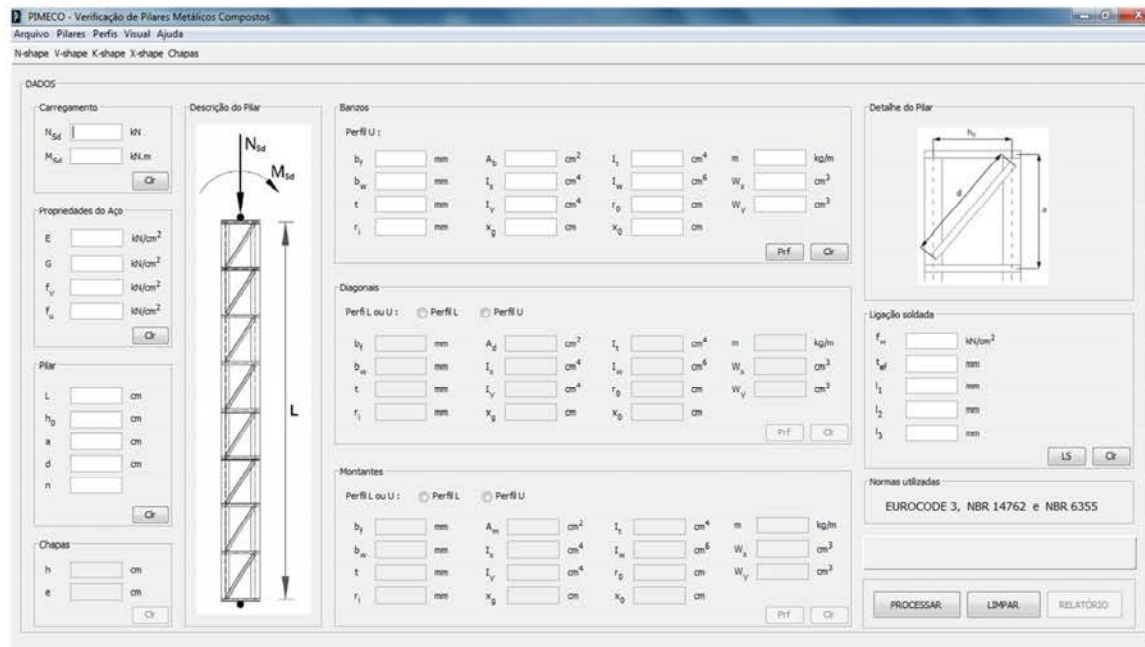
7.3 INTERFACE DO PIMECO

O programa dispõe de duas principais janelas: a janela para a entrada de dados e a janela para a visualização de resultados. Existem outras janelas, como a janela para cadastro de perfis.

7.3.1 Entrada de dados

Na Janela da Figura 41, pode-se notar uma barra de título, de menus, de ferramentas e uma área central contendo 13 painéis.

Figura 41 – Janela para a entrada de dados.

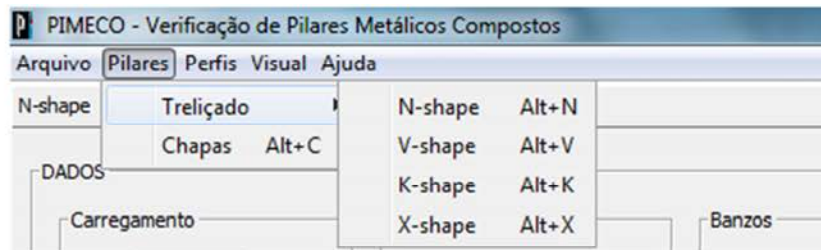


Fonte: (Autor).

Luamba Samba

7.3.1.1 Barra de título e de menus

Figura 42 – Barra de título e de menus.



Fonte: (Autor).

Na barra de título, aparece o nome do Programa: “PIMECO - Verificação de Pilares Metálicos compostos”.

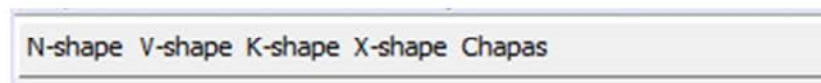
Na barra de menus, tem-se quatro menus:

- “Arquivo” com o item de menu “Sair” para fechar o programa;
- “Pilares” para escolher o tipo de pilar a dimensionar;
- “Perfis” para ter acesso ao banco de dados dos perfis;
- “Visual” para mudar a aparência (*Look and Feel*) da janela;
- “Ajuda” com o item de menu “Sobre...” para obter informações sobre a autoria do Programa.

7.3.1.2 Barra de ferramentas

A barra de ferramentas permite ter acesso rápido ao tipo de pilar a dimensionar: Pilar treliçado tipo *N-shape*, *V-shape*, *K-shape*, *X-shape* e Pilar com chapas de ligação.

Figura 43 – Barra de ferramentas.



Fonte: (Autor).

7.3.1.3 Área central

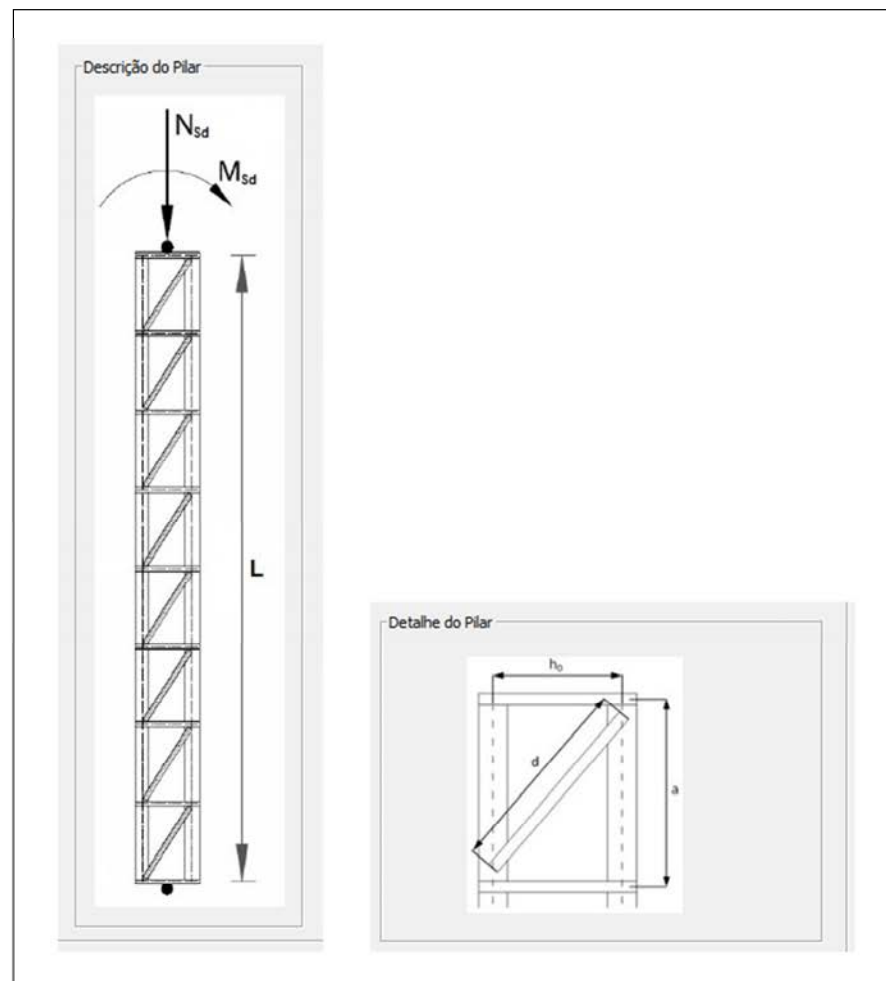
A área central é a área de entrada de dados. Nela, o usuário insere os dados sobre o carregamento externo solicitante, as propriedades do aço, a geometria do pilar, as dimensões dos elementos da treliça (banzos, diagonais, montantes) ou das chapas de ligação, e dados sobre a ligação soldada entre os elementos da alma do pilar e os banzos.

A seguir apresenta-se os painéis constituintes da área central:

▪ Descrição e detalhe do pilar

Esses dois painéis exibem a geometria do pilar e o detalhe de um módulo do pilar a ser dimensionado.

Figura 44 – Descrição e detalhe do pilar.



Fonte: (Autor).

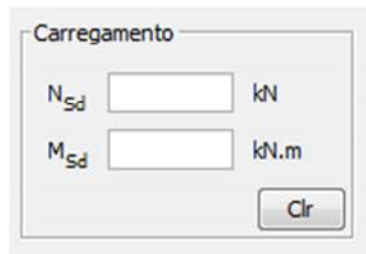
▪ Carregamento

Nesse painel, insere-se:

N_{Sd} : esforço axial solicitante de cálculo

M_{Sd} : momento fletor solicitante de cálculo

Figura 45 – Carregamento externo solicitante de cálculo.



Carregamento

N_{Sd} kN

M_{Sd} kN.m

Clr

Fonte: (Autor).

▪ Propriedades do aço

Nesse painel, insere-se:

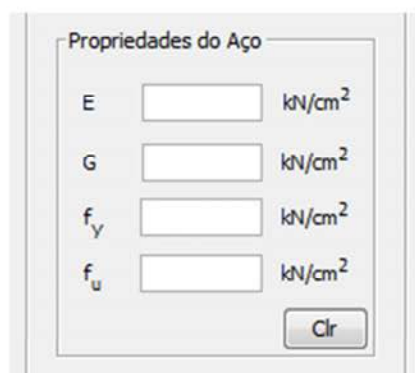
E : módulo de elasticidade longitudinal do aço

G : módulo de elasticidade transversal do aço

f_y : tensão de escoamento do aço

f_u : tensão de ruptura do aço

Figura 46 – Propriedades do aço.



Propriedades do Aço

E kN/cm²

G kN/cm²

f_y kN/cm²

f_u kN/cm²

Clr

Fonte: (Autor).

▪ Pilar

Nesse painel, insere-se:

L : comprimento do pilar

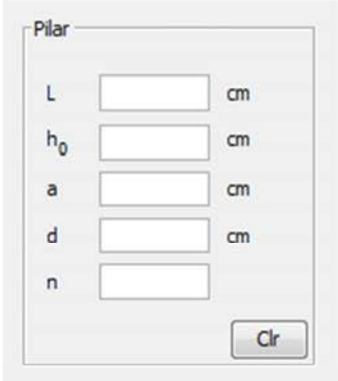
h_0 : distância entre os centros de gravidade dos banzos

a : distância entre dois montantes ou duas chapas do elemento composto

d : comprimento da diagonal

n : número de planos dos elementos da treliça ou das chapas

Figura 47 – Geometria do pilar.



The image shows a software interface panel titled "Pilar". It contains five input fields, each followed by the unit "cm":
- L: [input field] cm
- h_0 : [input field] cm
- a: [input field] cm
- d: [input field] cm
- n: [input field] cm
At the bottom right of the panel is a button labeled "Clr".

Fonte: (Autor).

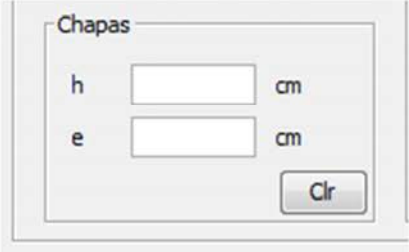
▪ Chapas

Nesse painel, insere-se:

h : altura da chapa

e : espessura da chapa

Figura 48 – Dimensões das chapas de ligação.



The image shows a software interface panel titled "Chapas". It contains two input fields, each followed by the unit "cm":
- h: [input field] cm
- e: [input field] cm
At the bottom right of the panel is a button labeled "Clr".

Fonte: (Autor).

▪ **Banzos, Diagonais e Montantes**

Nesse painel, insere-se as propriedades geométricas dos perfis do pilar, tais como::

b_f e b_w : larguras da mesa e da alma do perfil respectivamente

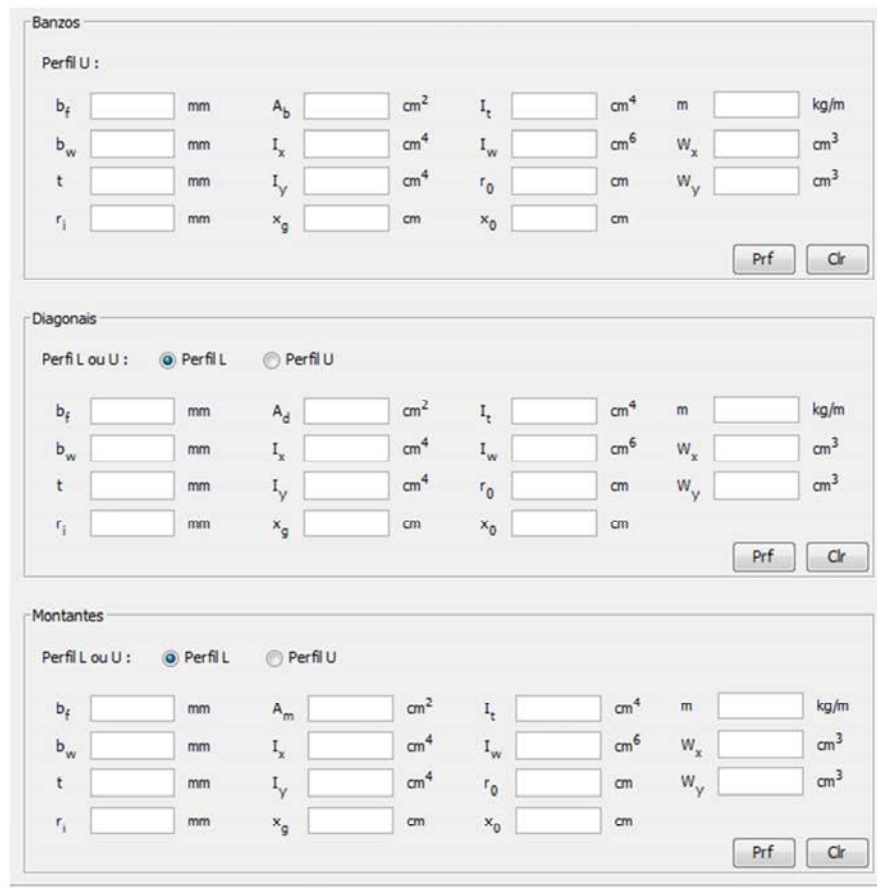
t : espessura do perfil

A_b : área do perfil do banzo

I_x, I_y : momentos de inércia em relação aos eixos principais x e y respectivamente

Pode-se notar nos painéis, a presença do botão “Prf” que permite preencher os campos com os dados de um perfil previamente cadastrado.

Figura 49 – Propriedades geométricas dos perfis do pilar.



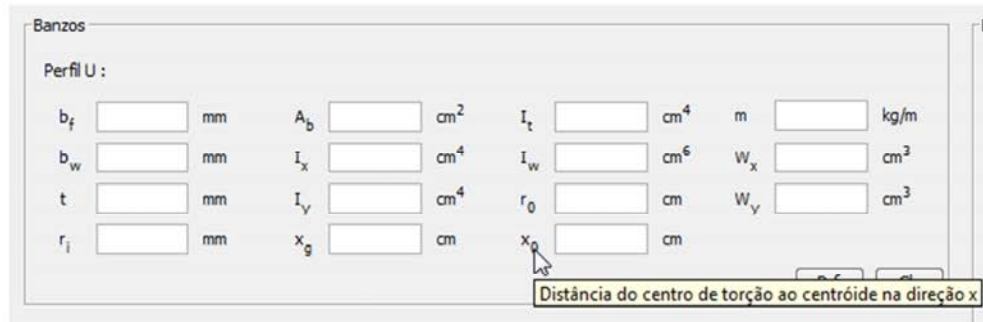
The figure shows three software panels for defining the geometric properties of column profiles. Each panel has a title and a set of input fields with units, and two buttons labeled 'Prf' and 'Clr'.

- Banzos:**
 - Perfil U :
 - b_f [] mm, A_b [] cm², I_t [] cm⁴, m [] kg/m
 - b_w [] mm, I_x [] cm⁴, I_w [] cm⁶, W_x [] cm³
 - t [] mm, I_y [] cm⁴, r_0 [] cm, W_y [] cm³
 - r_i [] mm, x_g [] cm, x_0 [] cm
- Diagonais:**
 - Perfil L ou U : Perfil L Perfil U
 - b_f [] mm, A_d [] cm², I_t [] cm⁴, m [] kg/m
 - b_w [] mm, I_x [] cm⁴, I_w [] cm⁶, W_x [] cm³
 - t [] mm, I_y [] cm⁴, r_0 [] cm, W_y [] cm³
 - r_i [] mm, x_g [] cm, x_0 [] cm
- Montantes:**
 - Perfil L ou U : Perfil L Perfil U
 - b_f [] mm, A_m [] cm², I_t [] cm⁴, m [] kg/m
 - b_w [] mm, I_x [] cm⁴, I_w [] cm⁶, W_x [] cm³
 - t [] mm, I_y [] cm⁴, r_0 [] cm, W_y [] cm³
 - r_i [] mm, x_g [] cm, x_0 [] cm

Fonte: (Autor).

Vale mencionar que todos os campos do programa vêm acompanhados de um texto explicativo (*Tool Tip Text*) conforme mostrado na Figura 50.

Figura 50 – Texto explicativo do campo apontado pelo mouse.



Fonte: (Autor).

▪ **Ligação soldada**

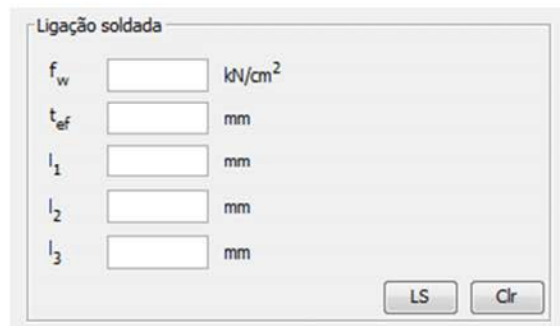
Nesse painel, insere-se:

f_w : tensão de ruptura da solda

t_{ef} : garganta efetiva do filete de solda

l_1 , l_2 e l_3 : comprimentos do filete de solda sendo l_1 e l_3 , comprimentos na direção paralela ao esforço, e l_2 , comprimento na direção perpendicular ao esforço. O esquema da ligação aparece ao clicar no botão “LS” e corresponde ao esquema da Figura 33.

Figura 51 – Dados da ligação soldada.



Fonte: (Autor).

- **Normas utilizadas**

Painel contendo os nomes das normas cujas considerações foram implementadas no Programa.

Figura 52 – Normas utilizadas no Programa.



Fonte: (Autor).

- **Processamento e Visualização dos resultados**

Uma vez preenchidos todos os dados, o usuário deverá pressionar o botão “PROCESSAR” a fim de processar os dados inseridos e visualizar o resultado final da verificação do pilar, que aparecerá no painel em cima do painel dos botões conforme será mostrado nos exemplos.

Figura 53 – Normas utilizadas no Programa.



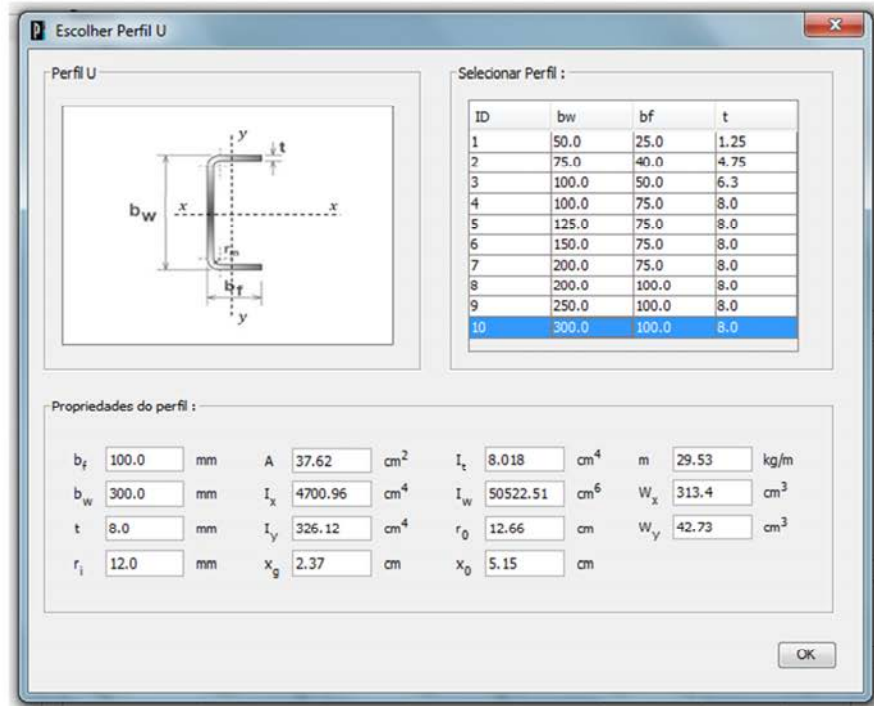
Fonte: (Autor).

O botão “LIMPAR” apaga todos os dados inseridos na tela, facilitando a entrada de novos dados. Pode-se notar também em cada painel a presença do botão “Clr” que permite apagar apenas os dados do painel contendo o botão. E o botão “RELATÓRIO” abre a Janela com o detalhamento dos resultados do pilar processado.

7.3.2 Seleção de perfis

Na janela da Figura 54, o usuário tem a possibilidade de selecionar o perfil a ser utilizado como elemento do pilar metálico composto.

Figura 54 – Janela para seleção de perfis.



Fonte: (Autor).

7.3.3 Saída de resultados

Dependendo do tipo de pilar processado (treliçado ou com chapas de ligação), ao pressionar o botão “RELATÓRIO” aparecerá uma Janela específica com os resultados da verificação tais como: os esforços solicitantes nos elementos do pilar, a resistência à flambagem do banzo, das diagonais e dos montantes, a condição de rigidez das chapas, etc.

Para melhor apresentar a Janela dos resultados, serão apresentados a seguir, exemplos de verificação de pilares metálicos compostos por meio do programa computacional.

7.4 EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

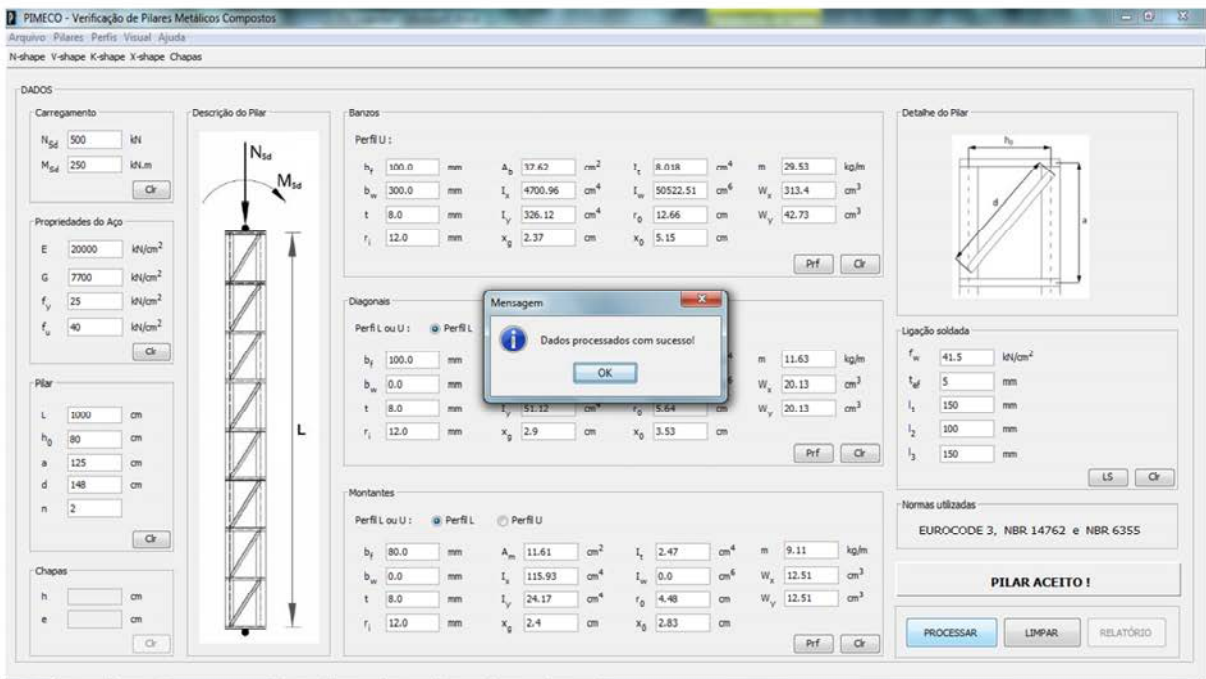
7.4.1 Pilar composto treliçado

Exemplo 1: é o mesmo exemplo resolvido na seção 6.1 do capítulo 6.

▪ Entrada de dados

Inserindo os dados do exemplo, e pressionando o botão “PROCESSAR”, pode-se visualizar o resultado final da verificação com a mensagem “PILAR ACEITO !” no painel localizado no canto inferior direito, acima do botão de processamento.

Figura 55 – Entrada e processamento de dados do exemplo 1.

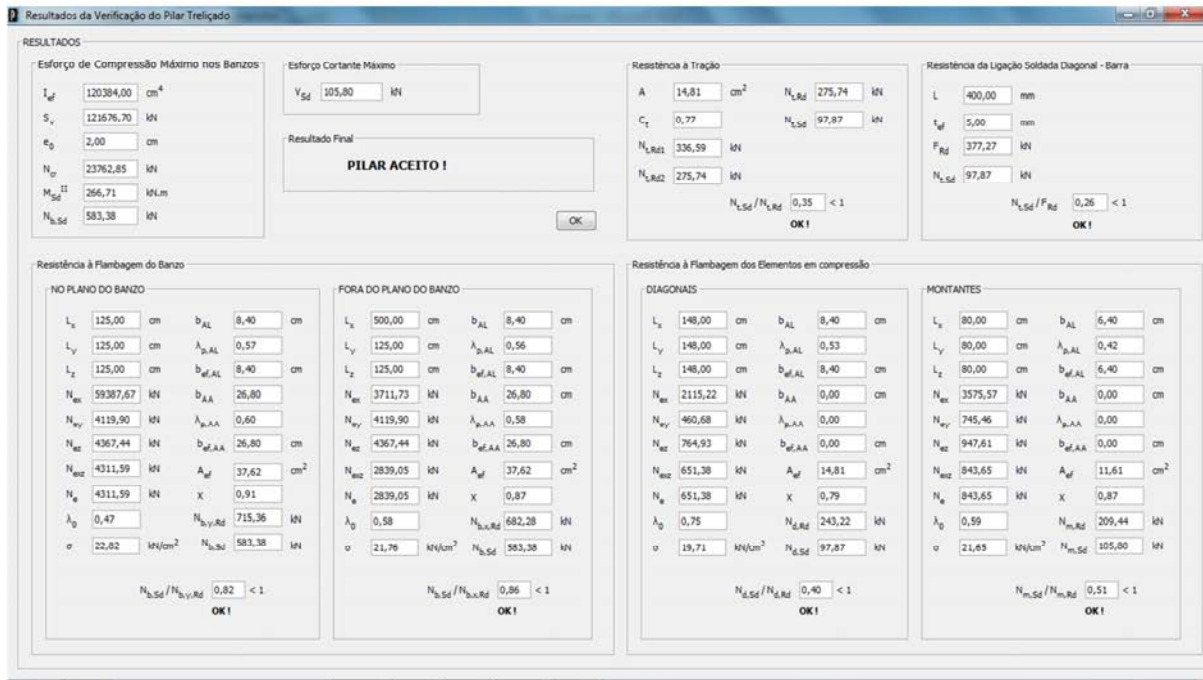


Fonte: (Autor).

▪ Relatório

Todas as condições de resistência foram atendidas. E pode-se ler a mensagem de confirmação “OK” nos painéis.

Figura 56 – Relatório do exemplo 1.



Fonte: (Autor).

Figura 57 – Resistência à Flambagem do Banzo - exemplo 1.

Resistência à Flambagem do Banzo

NO PLANO DO BANZO				FORA DO PLANO DO BANZO							
L_x	125,00	cm	b_{AL}	8,40	cm	L_x	500,00	cm	b_{AL}	8,40	cm
L_y	125,00	cm	$\lambda_{p,AL}$	0,57		L_y	125,00	cm	$\lambda_{p,AL}$	0,56	
L_z	125,00	cm	$b_{ef,AL}$	8,40	cm	L_z	125,00	cm	$b_{ef,AL}$	8,40	cm
N_{ex}	59387,67	kN	b_{AA}	26,80		N_{ex}	3711,73	kN	b_{AA}	26,80	cm
N_{ey}	4119,90	kN	$\lambda_{p,AA}$	0,60		N_{ey}	4119,90	kN	$\lambda_{p,AA}$	0,58	
N_{ez}	4367,44	kN	$b_{ef,AA}$	26,80	cm	N_{ez}	4367,44	kN	$b_{ef,AA}$	26,80	cm
N_{esz}	4311,59	kN	A_{ef}	37,62	cm ²	N_{esz}	2839,05	kN	A_{ef}	37,62	cm ²
N_e	4311,59	kN	χ	0,91		N_e	2839,05	kN	χ	0,87	
λ_0	0,47		$N_{b,y,Rd}$	715,36	kN	λ_0	0,58		$N_{b,x,Rd}$	682,28	kN
σ	22,82	kN/cm ²	$N_{b,Sd}$	583,38	kN	σ	21,76	kN/cm ²	$N_{b,Sd}$	583,38	kN
$N_{b,Sd} / N_{b,y,Rd}$ 0,82 < 1				$N_{b,Sd} / N_{b,x,Rd}$ 0,86 < 1							
OK!				OK!							

Fonte: (Autor).

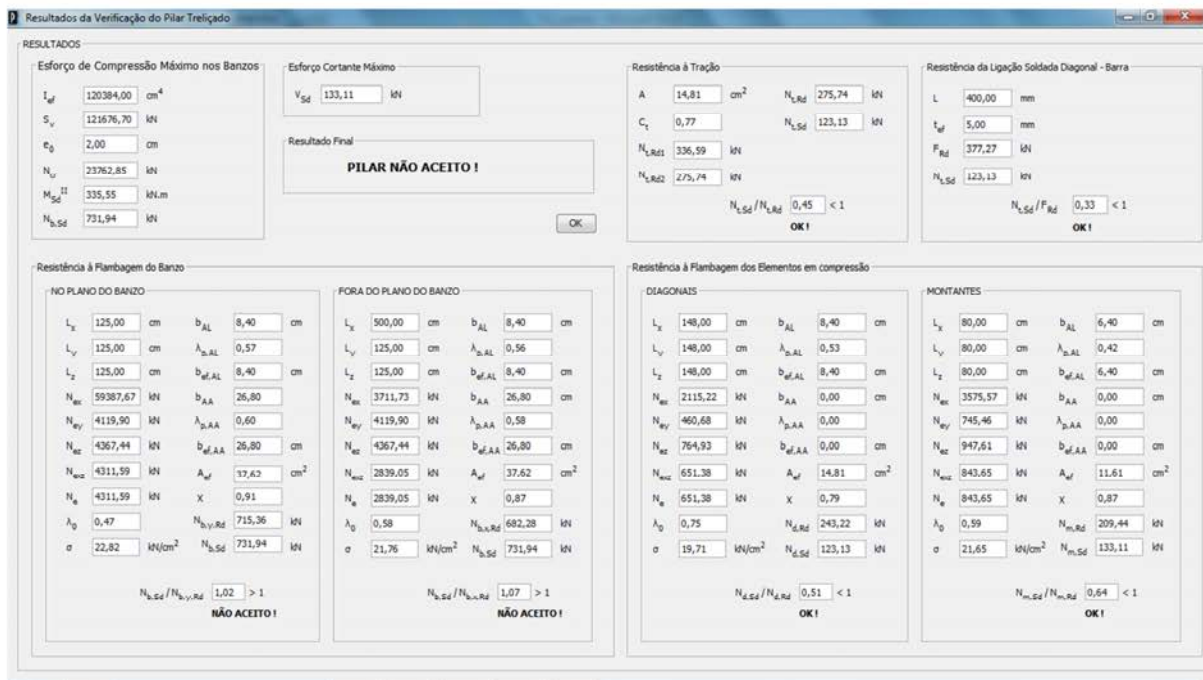
Exemplo 2: é o exemplo precedente com um acréscimo de 25% no carregamento, ou seja, com:

$$N_{Sd} = 625,00 \text{ kN e } M_{Sd} = 312,50 \text{ kNm.}$$

▪ Relatório

As duas condições da resistência à flambagem do banzo não foram atendidas, logo a mensagem “PILAR NÃO ACEITO !”.

Figura 58 – Relatório do exemplo 2.



Fonte: (Autor).

Figura 59 – Resistência à Flambagem do Banzo - exemplo 2.

Resistência à Flambagem do Banzo

NO PLANO DO BANZO				FORA DO PLANO DO BANZO			
L_x	125,00 cm	b_{AL}	8,40 cm	L_x	500,00 cm	b_{AL}	8,40 cm
L_y	125,00 cm	$\lambda_{p,AL}$	0,57	L_y	125,00 cm	$\lambda_{p,AL}$	0,56
L_z	125,00 cm	$b_{ef,AL}$	8,40 cm	L_z	125,00 cm	$b_{ef,AL}$	8,40 cm
N_{ex}	59387,67 kN	b_{AA}	26,80 cm	N_{ex}	3711,73 kN	b_{AA}	26,80 cm
N_{ey}	4119,90 kN	$\lambda_{p,AA}$	0,60	N_{ey}	4119,90 kN	$\lambda_{p,AA}$	0,58
N_{ez}	4367,44 kN	$b_{ef,AA}$	26,80 cm	N_{ez}	4367,44 kN	$b_{ef,AA}$	26,80 cm
N_{exz}	4311,59 kN	A_{ef}	37,62 cm ²	N_{exz}	2839,05 kN	A_{ef}	37,62 cm ²
N_e	4311,59 kN	x	0,91	N_e	2839,05 kN	x	0,87
λ_0	0,47	$N_{b,y,Rd}$	715,36 kN	λ_0	0,58	$N_{b,x,Rd}$	682,28 kN
σ	22,82 kN/cm ²	$N_{b,Sd}$	731,94 kN	σ	21,76 kN/cm ²	$N_{b,Sd}$	731,94 kN
$N_{b,Sd} / N_{b,y,Rd}$ 1,02 > 1				$N_{b,Sd} / N_{b,x,Rd}$ 1,07 > 1			
NÃO ACEITO !				NÃO ACEITO !			

Fonte: (Autor).

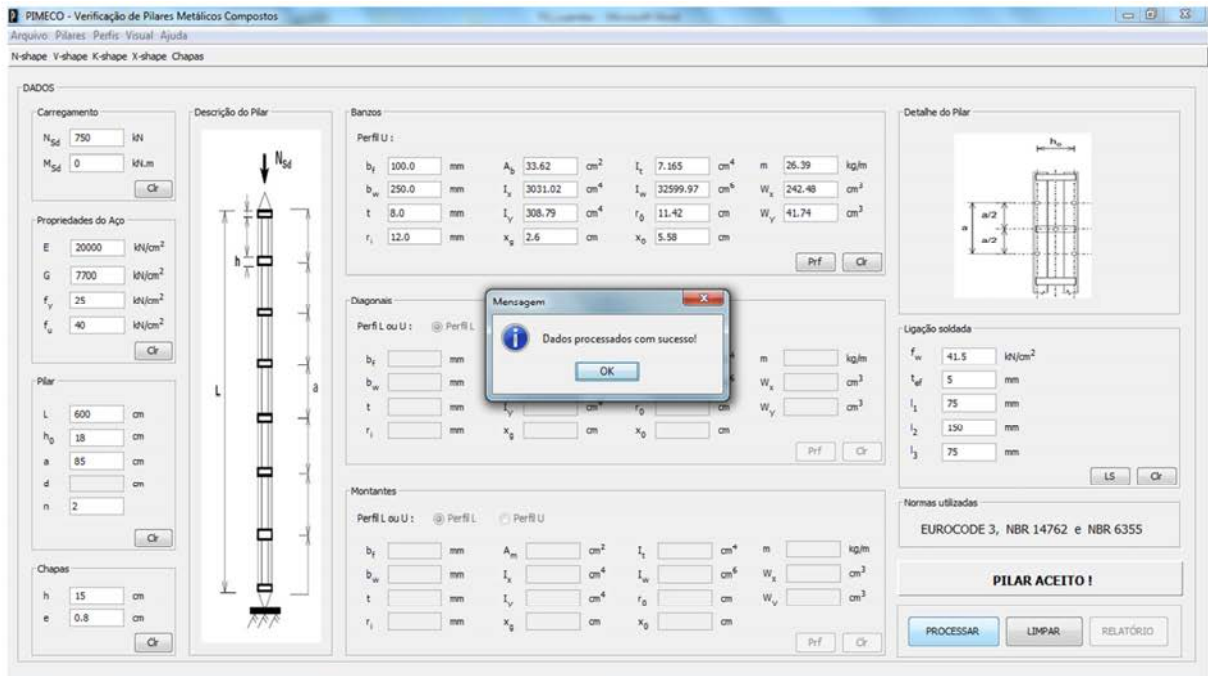
7.4.2 Pilar composto com chapas de ligação

Exemplo 3: é o mesmo exemplo resolvido na seção 6.2 do capítulo 6.

▪ **Entrada de dados**

Inserindo os dados do exemplo, e pressionando o botão “PROCESSAR”, pode-se visualizar o resultado final da verificação através da mensagem “PILAR ACEITO !”.

Figura 60 – Entrada e processamento de dados do exemplo 3.

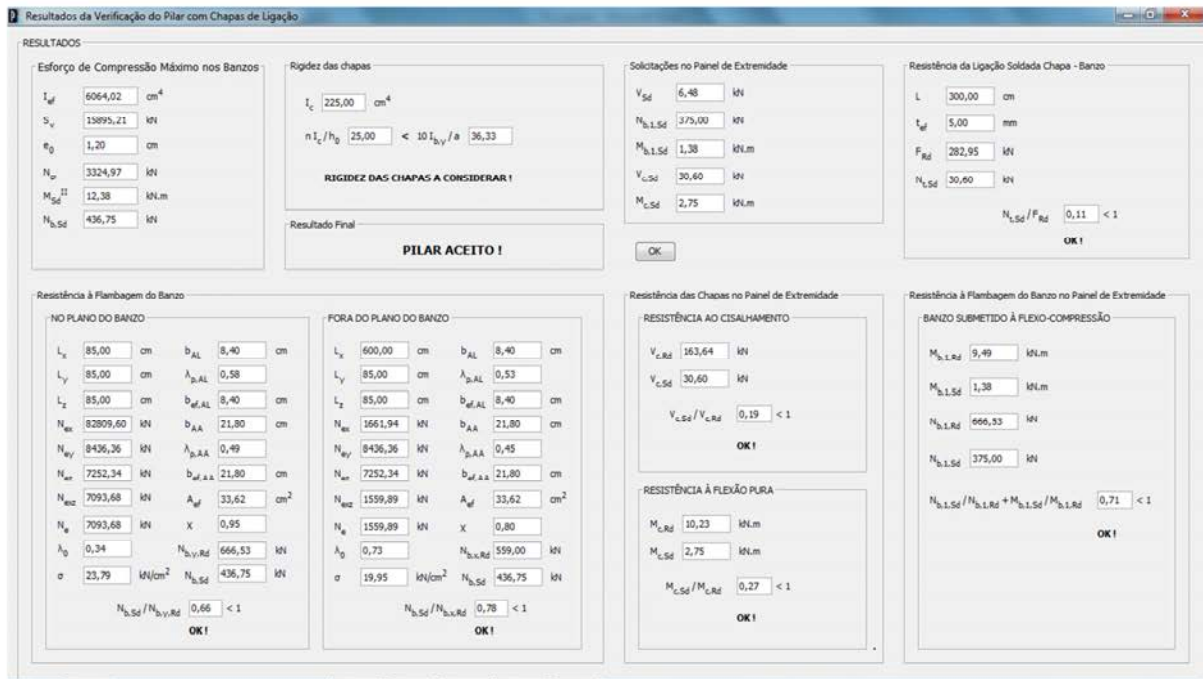


Fonte: (Autor).

▪ Relatório

Todas as condições de resistência foram atendidas. E pode-se ler a mensagem de confirmação “OK” nos painéis.

Figura 61 – Relatório do exemplo 3.



Fonte: (Autor).

Figura 62 – Resistência das chapas e dos banzos no painel de extremidade - exemplo 3.

Resistência das Chapas no Painel de Extremidade

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

$V_{c,Rd}$ 163,64 kN

$V_{c,Sd}$ 30,60 kN

$V_{c,Sd} / V_{c,Rd}$ 0,19 < 1

OK!

RESISTÊNCIA À FLEXÃO PURA

$M_{c,Rd}$ 10,23 kN.m

$M_{c,Sd}$ 2,75 kN.m

$M_{c,Sd} / M_{c,Rd}$ 0,27 < 1

OK!

Resistência à Flambagem do Banzo no Painel de Extremidade

BANZO SUBMETIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

$M_{b,1,Rd}$ 9,49 kN.m

$M_{b,1,Sd}$ 1,38 kN.m

$N_{b,1,Rd}$ 666,53 kN

$N_{b,1,Sd}$ 375,00 kN

$N_{b,1,Sd} / N_{b,1,Rd} + M_{b,1,Sd} / M_{b,1,Rd}$ 0,71 < 1

OK!

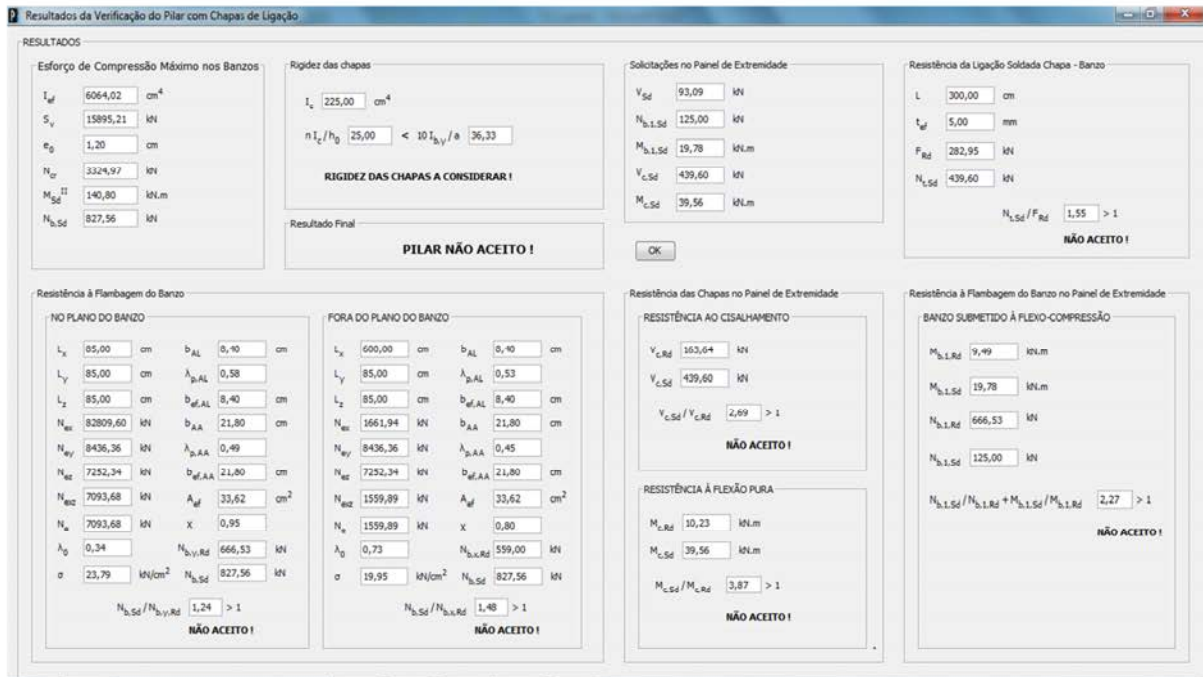
Fonte: (Autor).

Exemplo 4: é o exemplo precedente considerando a metade do carregamento do exemplo 1, ou seja, com: $N_{Sd} = 250 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 125 \text{ kNm}$.

▪ Relatório

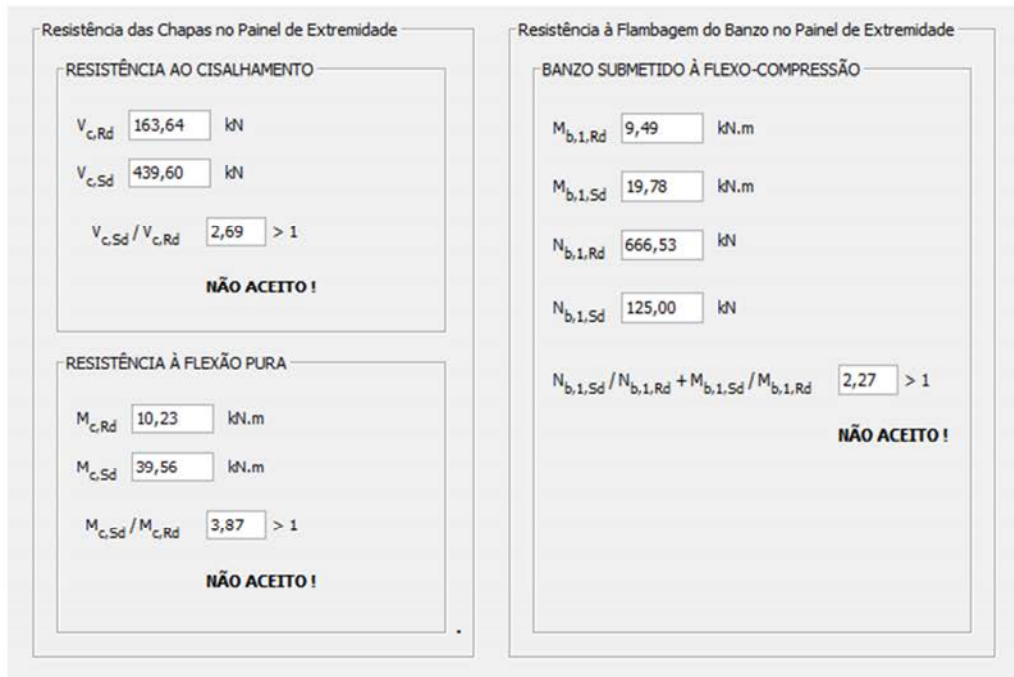
Nenhuma condição foi atendida, logo a mensagem “PILAR NÃO ACEITO !”.

Figura 63 – Relatório do exemplo 4.



Fonte: (Autor).

Figura 64 – Resistência das chapas e dos banzos no painel de extremidade - exemplo 4.



Fonte: (Autor).

De fato, os pilares compostos com chapas de ligação, diferentemente dos pilares compostos treliçados, funcionam melhor quando submetidos apenas à compressão simples ou quando os esforços horizontais não são muito significativos.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, realizou-se, em primeiro lugar, uma revisão bibliográfica apresentando algumas noções de resistência dos materiais tais como: deformação devida ao esforço cortante, influência do esforço cortante sobre a deformação das barras. O objetivo foi contextualizar o conceito da rigidez ao cisalhamento. Em seguida, foram apresentados os diferentes tipos de pilares metálicos compostos (treliçados e com chapas de ligação), e avaliou-se a rigidez ao cisalhamento desses elementos estruturais. De fato, os pilares metálicos compostos, embora possibilitem a execução de estruturas leves, apresentam uma rigidez ao cisalhamento menor do que a obtida com pilares com seção cheia, definida a altura. E quanto menor a rigidez ao cisalhamento, maior o efeito de cisalhamento sobre os pilares. Logo a necessidade de se avaliar essa propriedade intrínseca dos pilares metálicos compostos.

Foram estabelecidos na sequência, conceitos pertinentes sobre os perfis formados a frio tais como: o método das larguras efetivas e os procedimentos para o dimensionamento à compressão, à tração, à flexão simples e à flexão composta. De fato, os componentes dos pilares (banzos, diagonais, montantes e chapas) dimensionados foram constituídos por perfis formados a frio. Detalhou-se a metodologia de cálculo para a verificação de pilares metálicos compostos, e exemplos numéricos de verificação retirados na bibliografia, e adaptados aos perfis formados a frio foram minuciosamente resolvidos. Os mesmos exemplos foram em seguida, inseridos no programa computacional desenvolvido a fim de validar os resultados.

O dimensionamento de pilares metálicos compostos é um tema pouco difundido na literatura nacional, e a rotina de cálculo implementada em alguns programas computacionais, na maioria comercial, não fornece um passo a passo detalhado da resolução. Logo a ideia de desenvolver um programa computacional, de livre acesso, acompanhado de memórias de cálculo revelou-se adequada. Para futuros trabalhos, e com o objetivo de ampliar as funcionalidades do programa desenvolvido, sugere-se: considerar a influência do vento nos pilares, empregar outros tipos de perfis tais como os perfis enrijecidos. Outra sugestão seria, dadas as dimensões da seção transversal de um perfil (espessura, larguras da alma e da mesa), calcular as propriedades geométricas, desconsiderando o raio de dobramento. Apesar dessa prática não levar a resultados precisos, ela pode num primeiro instante fornecer uma estimativa razoável.

Foram inúmeros aprendizados adquiridos ao longo do desenvolvimento do presente trabalho. Aprender sobre os pilares metálicos compostos através da literatura internacional, principal fonte do trabalho, permitiu não somente entender os mecanismos desses elementos estruturais, como também possibilitou entrar em contato com normas estrangeiras. Por outro lado, os perfis formados a frio é um tema geralmente não abordado nos cursos de graduação, logo aprender a respeito resultou em um acréscimo de conhecimentos em estruturas metálicas. E por fim, o programa computacional aqui apresentado, é o maior já desenvolvido pelo autor, possibilitando assim, ampliar os conhecimentos sobre a linguagem de programação Java.

REFERÊNCIAS

ARCELOR MITTAL. **Detailed design of built-up columns**. Single-storey steel buildings. Steel building in Europe. Esch-sur-Alzette, 2008. Disponível em: <http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/4-SBE/EN/SSB06_Detailed_design_of_built-up_columns.pdf> Acesso em: 01 jun. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a fogo – Procedimento, Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização, Rio de Janeiro, 2012.

BUILT-UP COLUMNS. Faculty of Civil and Geodetic Engineering. Ljubljana: University of Ljubljana, 2015. Disponível em: <www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg07/10600.htm#SEC_1> Acesso em: 10 jul. 2015.

CHEN, H. **An overview of cold-formed steel structures**. Washington, DC: American Iron and Steel Institute. Disponível em: <<http://www.pdhonline.org/courses/s101/s101.htm>> Acesso em 21 out. 2015.

DEITEL P.J. **Java**: como programar. 8. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

EUROCODE STANDARDS. **Battened steel column**. Steel structures Eurocode. 2015. Disponível em: <<http://www.eurocode.us/steel-structures-eurocode-3/info-obl.html>> Acesso em: 15 out. 2015.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3 - Part 1.1**: design of steel structures - general rules and rules for buildings. CEN, 2005.

LUBAS, E.S.; PIGNATTA, V.S. **Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2008. 119 p.

LUBAS, E.S.; PIERIN, I.; PIGNATTA, V.S. **Estruturas compostas por perfis formados a frio: dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2014. 192 p.

MOLDOVAN M. ; LEQUIEN P. Application de l'Eurocode 3: Résistance des éléments composés comprimés. **Revue Construction Métallique**: CTICM. 1999.

PEB STEEL BUILDINGS. **PEB Steel buildings news**. 2009. Disponível em: <<http://www.pebsteel.com/news/peb-steel-buildings-vietnam-awarded-project-supply-2000-mt-steel-buildings-sunsteel>> Acesso em: 25 nov. 2015.

PFEIL, W. **Estruturas de aço**: Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

SCHIEL, F. **Introdução à resistência dos materiais**. São Paulo: Harbra. 1984.

SIMPLEX CRANES. **Single girder EOT crane**. 2010. Disponível em: <<http://www.simplexcranes.com/single-crane.html>> Acesso em: 15 out. 2015.

WIKIPEDIA. **Viga Vierendeel**. 2015. Disponível em: <https://es.wikipedia.org/wiki/Viga_Vierendeel> Acesso em: 21 out. 2015.

YU, W. W.; LABOURE, R.A. **Cold-formed steel design**. 4th ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2010.