

**Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental**

**SISTEMA COMPUTACIONAL PARA O DIMENSIONAMENTO
DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM CHAPA
DOBRADA A FRIO SEGUNDO O AISI S100-16**

**Calebe Araújo Azevedo
Johnnatan Vinícius de Almeida Nogueira**

**Orientador: José Humberto Matias de Paula
Coorientador: Lenildo Santos da Silva**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

Brasília, Maio de 2021

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

**SISTEMA COMPUTACIONAL PARA O DIMENSIONAMENTO
DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM CHAPA
DOBRADA A FRIO SEGUNDO O AISI S100-16**

Calebe Araújo Azevedo
Johnnatan Vinícius de Almeida Nogueira

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

José Humberto Matias de Paula
MSc. (UnB), (Orientador)

Lenildo Santos da Silva
PhD (UnB), (Coorientador)

Marco Aurélio Souza Bessa
DSc (Uniceub), (Examinador Externo)

José Manoel Morales Sánchez
PhD (FAU/UnB) (Examinador Externo)

Brasília, maio de 2021.

Ficha Catalográfica

AZEVEDO, C. A., NOGUEIRA, J. V. A.

Sistema Computacional Para o Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Em Chapa Dobrada A Frio Segundo o AISI S100-16 [Distrito Federal] 2021.

xiv; 60 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, E.S., Estruturas, 2021).

Estruturas de Aço - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Estruturas de Aço | 2. Chapa Dobrada |
| 3. Dimensionamento | 4. Dimensionamento com computadores |
| I. ENC/FT/UnB II. Título (série) | II. Título (série) |

Referência Bibliográfica

AZEVEDO, C. A., NOGUEIRA, J. V. A.; 2021. Sistema Computacional Para o Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Em Chapa Dobrada A Frio Segundo o AISI S100-16. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72p., Brasília-DF, maio de 2021.

Cessão de Direitos

Nome dos Autores: Calebe Araújo Azevedo, Johnnatan Vinicius de Almeida Nogueira

Título do Estágio Supervisionado: Sistema Computacional Para o Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Em Chapa Dobrada A Frio Segundo o AISI S100-16.

Grau: Engenheiro Civil

Ano: 2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias deste relatório de estágio supervisionado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste relatório de estágio supervisionado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

Calebe Araújo Azevedo
Cs do Est. Unv. de Graduação, 112A,
Campus Darcy Ribeiro, Brasília – DF

Johnnatan V. de A. Nogueira
Cond. Entre Lagos Et 2 Cj M Lt
1273255-901, Região dos Lagos
(Sobradinho), Brasília - DF

Brasília-DF, maio de 2021.

Resumo

Este trabalho consiste no desenvolvimento de um sistema computacional para o dimensionamento de elementos estruturais de aço fabricados de perfis de chapa dobra a frio. Como norma de referência será utilizada as prescrições estabelecidas pela nova edição da norma Norte-Americana do *American Iron And of Steel Institute* AISI S100 2016. Este trabalho incorpora, portanto, todas as principais modificações e atualizações feitas em relação às versões anteriores da norma Norte-Americana em referência. O software terá como base as versões anteriores, com quase trinta anos de tradição, da plataforma PECAD de dimensionamento e verificação de elementos estruturais fabricados em perfis de chapa dobrada a frio. Esta plataforma denominada PECAD: Projeto de Elementos Estruturais em Chapa Dobrada, vem sendo desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. O PECAD, em suas versões anteriores, foi desenvolvido a partir das edições do AISI de 1980, 1986, 1991 e 2007 e da correspondente norma Canadense de chapa dobrada, S136 – 84. O PECAD tem sido utilizado com função educacional, mas também em escritórios de projeto em diversas regiões do País. A nova versão do AISI S100-16, incorpora importantes e significativas alterações, quando comparadas às versões anteriores. Destacam-se as modificações decorrentes da ultra tendência mundial de utilização de aços de alta resistência, tendo como consequência importantes alterações nos modelos de resistência à compressão axial e, especialmente, à flexão composta, critério dominante na verificação da segurança da maioria das situações reais que utili aço. A nova versão do PECAD 16 deverá conter rotinas para verificação de 15 tipos de seções transversais mais utilizadas em projeto de estruturas fabricadas em chapa dobrada no mercado brasileiro. Para cada tipo de seção a plataforma computacional é capaz de verificar barras tracionadas, comprimidas axialmente, barras fletidas e submetidas à flexão composta, além de estados limites de utilização relativos a deslocamentos. Nesta versão o PECAD 16 utiliza o modelo de segurança probabilístico constante no AISI 16 e não aborda o modelo de segurança determinístico de tensões admissíveis.

Palavras Chave: Estruturas de Aço; Dimensionamento; Chapa Dobrada; Perfis Dobrados a Frio; Software de Estruturas.

Abstract

This study consists of the development of a computational system for the design of Cold Formed Steel structural elements. As a reference standard, the requirements established by the new edition of the American Iron and Steel Institute AISI S100 2016 North American Standard will be used. This work therefore covers all major modifications and updates made to previous versions of the AISI Specification in reference. The software will build on previous versions, nearly 30-year-old versions of the PECAD platform for dimension and verifying structural elements made from Cold Steel Formed profiles. This platform, called PECAD: *Projeto de Elementos Estruturais em Chapa Dobrada*, has been developed at the Department of Civil and Environmental Engineering at the University of Brasilia. PECAD has previous versions from the 1980, 1986, 1991 and 2007 AISI editions and the corresponding Canadian standard for Cold Formed Steel, S136-M84. PECAD has been used as an educational function, but also in a design office in several regions of the country. The new version of AISI S100-16 incorporates important and significant changes when compared to previous versions of AISI. It is important to highlight the changes resulting from the worldwide trend of using very high strength steels, resulting in important changes in the axial compressive strength models and, especially, the combined axial load and bending, the main criteria in the safety verification of most real situations of structural steel design. The new version of PECAD 16 contain routine programming for checking 15 types of cross sections most commonly used in the design of Cold Formed Steel structures in Brazil. For each type of section, the computational platform is capable of checking tensile, axially compressed, combined axial load and bending bars, as well as service limit states related to displacements. In this version PECAD 16 will use the probabilistic security model of AISI 16 and does not mention the deterministic model of Allowable Stresses Design.

Key-Words: Steel structures; steel design; Cold Formed Steel; computational plataform; structural software.

Agradecimentos

A presente monografia é fruto de meses de estudo e esforço para compreensão do projeto de estruturas em chapas de aço dobradas a frio e a compilação de todo o know-how desenvolvido em algumas páginas. Apesar de todo o esforço e tempo despendidos, nada seria realizado sem o apoio das demais pessoas que contribuíram para a realização deste trabalho. Portanto, queremos deixar aqui o nosso sincero agradecimento àqueles que fizeram parte deste projeto.

A Deus, pelo sopro da vida.

Ao Prof. José Humberto Matias de Paula, estimado amigo e orientador, por ter nos acolhido desde agosto de 2019, quando iniciamos conversas sobre uma tal monografia em projeto de estruturas de aço. Por nos guiar nas veredas da engenharia e por vezes da vida, nosso especial agradecimento.

Aos lendários George Winter (in memoriam), Wei-Wen Yu e Roger A. Laboube pelo pioneirismo, vanguarda e contribuição primordial nas formulações teóricas, estudos experimentais e difusão das chapas dobradas como material de construção, sem os quais estas páginas restariam em branco.

Aos nossos pais, familiares e amigos que mesmo sem entender uma pala de instabilidade estrutural nos proporcionaram todo o apoio que as distâncias permitem.

“Só quando se tem rio fundo, ou cava de buraco, é que a gente por riba põe ponte...”

(Guimarães Rosa em *Grande Sertão: Veredas*, 1956.)

Lista de Figuras

Figura 1-1 Perfis estruturais individuais (Fonte: (Yu, 2005))	6
Figura 1-2 Painéis e Chapas Corrugadas. Fonte: (Yu, 2005)	6
Figura 1-3 Bobinas e chapas planas de aço. (Disponível em: https://www.google.com/imgres?imgurl=http%3A%2F%2Fwww.galvisa.com.br ; Acesso em: 16 de abril de 2021)	7
Figura 1-4 Perfilagem de perfil U-enrijecido e de telha galvanizada de perfil trapezoidal (Disponível em: https://shopmetaltech.com/fabricating-technology/purchasing-roll-forming-equipment.html Acesso em: 16 de abril de 2021)	8
Figura 1-5 Dobradeira de chapa a frio. (Disponível em: www.indrofer.com.br , acesso em: 16 de abril de 2021).....	9
Figura 1-6 Flambagem local de elementos comprimidos: (a) vigas e (b) colunas. Fonte: (Yu, et al., 2019).....	10
Figura 1-7 Modelo de resistência pós-flambagem de um elemento enrijecido sujeito à compressão. Fonte:(Yu, 2005)	11
Figura 1-8 Estágios da distribuição de tensão de elementos comprimidos enrijecidos. Fonte: (Yu, 2005)	11
Figura 1-9 Largura efetiva de elemento comprimido	12
Figura 1-10 Ilustração das variáveis da Tabela 1-2. Fonte: (Yu, et al., 2019).....	14
Figura 1-11 Exemplos de largura efetiva de projeto de barras sob: (a) flexão, 1 a 5, e (b) compressão, 6 a 9. Fonte: (Yu, et al., 2019).....	15
Figura 1-12 Relação entre ρ e λ . Fonte: (Yu, 2005).	18
Figura 1-13 Elementos enrijecidos sob tensão gradiente:(a) largura plana do elemento; (b) alma; (d) e (e) dimensões fora-a-fora dos elementos. Fonte: (Yu, 2005).	20
Figura 2-1 Espécime de chapa para ensaio de tração segundo a ASTM A370	26
Figura 2-2 Aço com escoamento rápido (chapas laminadas a quente). Fonte: Autoria Própria	26
Figura 2-3 Aço com escoamento gradual (chapas laminadas a frio ou tratadas termicamente). Fonte: Autoria Própria.....	27

Figura 4-1 Estados limites de uma coluna de chapa dobrada. Adaptado de (Piyawat, et al., 2013)	34
.....	34
Figura 4-2 Propriedades de elementos lineares.	35
Figura 4-3 Distribuições de tensão devida ao momento de escoamento (início de escoamento).	36
.....	36
Figura 4-4 Distribuições de tensão devido ao momento máximo (resistência reserva inelástica).	37
(Fonte: Autoria Própria)	37
Figura 6-1 Interface do PECAD 96. Fonte: Acervo próprio.....	52
Figura 6-2 Tela inicial do PECAD 07. Fonte: Acervo próprio.....	52
Figura 6-3 Tela inicial do PECAD 16. Fonte: Acervo próprio.....	53
Figura 6-4 - Apresentação e verificação das propriedades geométricas do Perfil. Fonte: Autoria própria.	54
Figura 6-5 Verificações de Tração. Fonte: Autoria própria.....	55
Figura 6-6 Verificação de Flexão e Cortante.Fonte: Autoria própria.	55
Figura 6-7 Mensagem de alerta sobre a consideração dos efeitos de segunda ordem na combinação de flexocompressão. Fonte: Autoria própria.....	56
Figura 6-8 Botão que gera o respectivo relatório de verificação. Fonte: Autoria própria.	57
Figura 6-9 Exemplo de relatório de verificação de tração. Fonte: Autores.	57
Figura 6-10 Relatório de verificação de tração do CFS 11. Fonte: Autores.....	58
Figura 6-11 - Comparativo entre resultados do PECAD 07 (a) e PECAD 16 (b). Fonte: Autoria Própria	59

Lista de Tabelas

Tabela 1-1 - Sumário Cronológico das normas de projeto de chapa dobrada a frio.....	3
Tabela 1-2 Limites de aplicabilidade das formulações de projeto de membros do AISI S100-16	13
Tabela 1-3 Valores de k para cálculo de tensão crítica de flambagem local	16
Tabela 2-1 Principais Aços utilizados no Brasil para produção de Chapas Dobradas	27
Tabela 3-1 Fatores de segurança (Ω) e resistência (ϕ) usados no AISI S100-16.....	31
Tabela 4-1 Fatores de comprimento efetivo (K) para cargas concentradas de compressão no membro.....	43
Tabela 2 - Lista de variáveis empregadas no PECAD 16. Fonte: A autoria Própria.....	59

Lista de Símbolos

Símbolo	Significado
λ	fator de esbeltez
b	largura efetiva de projeto do elemento comprimido
b_d	largura efetiva para cálculo de deslocamento
E	módulo de elasticidade do aço
F_u	tensão de ruptura
F_y	tensão de escoamento utilizado no projeto
f	tensão no elemento comprimido calculado com base na largura efetiva de cálculo
f_d	tensão de compressão baseado na seção efetiva relativa para deslocamento
G	módulo de elasticidade transversal do aço
t	espessura base da chapa do perfil
w	largura plana da mesa
$B1, B2$	Fatores amplificadores de translação e de deformação, respectivamente
$P-\Delta$	Efeito translacional de uma carga aplicada a estrutura
$P-\delta$	Efeito de deformação de membros restringidos da estrutura
b_0	Largura de fora a fora do elemento com enrijecedor de borda (desconsiderando enrijecedores intermediários)
b_e	Comprimento efetivo medido entre centroide dos elementos extremos
d_0	Largura de fora a fora do elemento AL (desconsiderando enrijecedores intermediários)
nf	Número de enrijecedores intermediários em elementos AA sob compressão
nfe	Número de enrijecedores intermediários em enrijecedor de borda
nw	Número de enrijecedores intermediários em elementos AA sob tensão gradiente (e.g. alma)
f_{crl}	tensão crítica de flambagem local
ν	Coefficiente de Poisson (Aço = 0,3)
ρ	Fator de redução local da largura plana total
R	Raio de canto
ψ	$ f_2/f_1 $
h_0	Largura total do elemento
Ω	Fator de segurança para o ASD
ϕ	Fator de minoração da resistência, LSD e LRFD
γ_i	Fator de majoração das cargas LSD e LRFD
R_n	Resistência Nominal
I	Momento de inércia
I'	Momento de inércia a linha média
T_n	Resistência Nominal à tração
A_g	Área Bruta da Seção
A_n	Área líquida da seção
M_n	Resistência nominal da seção ao início do escoamento
S_e	Módulo resistente elástico da seção
σ	Tensão atuante na seção
A_e	Área efetiva

Prefácio

O projeto de estruturas em chapas de aço dobradas é complexo, dada a grande variedade de perfis, tipologias estruturais, estados limites e modelos de dimensionamento, especialmente com a consideração de resistência pós-flambagem das seções transversais. O objetivo desta monografia é o desenvolvimento da versão atualizada da plataforma computacional PECAD, atualmente baseada no AISI S100-07, incorporando todas as atualizações trazidas pelo AISI S100-16, no que se refere ao projeto de elementos estruturais de chapa dobrada e ligações e fornecer um guia de projeto de elementos estruturais em chapas dobradas a frio.

Uma revisão teórica é apresentada para permitir ao leitor a compreensão dos fundamentos relativos a especificação do aço estrutural, dos métodos de dimensionamento, dos modelos de resistências de elementos esbeltos a partir do Método dos Estados Limites (LRFD), para o dimensionamento de elementos estruturais de chapa dobrada a frio. Dado o objetivo didático deste trabalho, ao final dos capítulos com formulações teóricas são apresentados exemplos de aplicações a partir de materiais, produtos e parâmetros mais utilizados no mercado brasileiro, especialmente na fabricação de estruturas de aço em chapa dobra a frio.

São abordados ainda os aspectos práticos do projeto assistido por computador de modo a fundamentar o desenvolvimento do PECAD 16. Para desenvolvimento e atualização da plataforma computacional será utilizará da linguagem de programação C# (leia-se “C Sharp”) tomando-se como base a Versão do PECAD 07, que por sua vez foi baseado no PECAD 91. O uso do PECAD 16 deve ser conforme o Tutorial e subsidiariamente suas formulações conforme dispostas nesta monografia. Pontua-se que essa família de softwares, desde o PECAD 80, é resultado do esforço direto do Professor José Humberto Matias de Paula, do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade de Brasília e seus diversos orientandos, que vêm desenvolvendo o PECAD conforme as atualizações do AISI S100, além de versões anteriores baseadas na Norma Canadense de chapa de aço dobrada a frio.

Os autores esperam que esta monografia possa contribuir para o avanço do ensino de estruturas de aço em cursos de graduação em engenharia civil e, também, pretendem disponibilizar uma ferramenta eficiente para o projeto assistido por computador em escritórios de projetos de engenharia.

Calebe Araújo Azevedo, Bacharelado
Engenharia Civil

Johnnatan Vinícius de Almeida Nogueira, Bacharelado
Engenharia Civil

Brasília, Distrito Federal, Brasil. 2021.

Sumário

Ficha Catalográfica.....	iii
Resumo.....	iv
Abstract.....	v
Agradecimentos.....	vi
Lista de Tabelas.....	x
Lista de Símbolos.....	xi
Prefácio.....	xii
Sumário.....	xiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2 DESENVOLVIMENTO NORMATIVO DAS ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO.....	3
1.3 TIPOS DE SEÇÕES E SUAS APLICAÇÕES.....	5
1.3.1 Perfis estruturais individuais.....	5
1.3.2 Painéis e chapas corrugadas.....	6
1.3.3 Outras aplicações chapas de aço dobradas a frio.....	6
1.4 MÉTODOS DE FORMAÇÃO DOS PERFIS.....	7
1.4.1 Perfilagem de chapas a frio.....	7
1.4.2 Dobragem de Chapas a frio.....	8
1.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE PROJETO.....	9
1.5.1 Método da Largura Efetiva - MLE (Effective Width Method).....	11
1.5.2 Método da Resistência Direta (Direct Strength Method).....	12
1.5.3 Limites de aplicabilidade do AISI S100-16 para projeto de Elementos estruturais.....	13
1.5.4 Elementos enrijecidos sob compressão uniforme.....	16
1.5.5 Almas e outros elementos enrijecidos sob tensão gradiente.....	19
1.5.6 Elementos não enrijecidos sob compressão uniforme.....	20
1.5.7 Elementos não enrijecidos sob tensão gradiente.....	22
2 MATERIAIS E PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	23
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	23
2.2 FABRICAÇÃO DO AÇO.....	24
2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO.....	25
2.4 ESPECIFICAÇÃO DO AÇO PARA CHAPAS DOBRADAS.....	28
3 SEGURANÇA E DESEMPENHO.....	29
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	29
3.2 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS (EM INGLÊS: <i>ALLOWABLE STRENGTH DESIGN</i>).....	29
3.3 MÉTODO DOS ESTADOS LÍMITES (EM INGLÊS: <i>LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN</i>).....	29
3.4 ESTADOS LÍMITES DE PROJETO (<i>LIMIT STATES DESIGN</i>).....	30
4 PROJETO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	33
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	33
4.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES.....	34

4.2.1	<i>Método linear</i>	34
4.2.2	<i>Influência do C_w e J_t na resistência dos perfis</i>	35
4.3	BARRAS TRACIONADAS	35
4.4	BARRAS FLETIDAS	36
4.4.1	<i>Resistência Nominal da Seção</i>	36
4.4.2	<i>Resistência à flambagem lateral com torção</i>	38
4.4.3	<i>Vigas com mesas de grande largura e vigas com vão curto</i>	40
4.4.4	<i>Resistência ao cisalhamento</i>	40
4.5	BARRAS COMPRIMIDAS.....	41
4.5.1	<i>Escoamento</i>	41
4.5.2	<i>Flambagem de colunas</i>	41
4.6	CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRAVAMENTO DE BARRAS SUBMETIDAS A COMPRESSÃO	44
4.7	RESISTÊNCIA DE TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR	44
4.7.1	<i>Resistência à flexão</i>	44
4.7.2	<i>Resistência à compressão Axial</i>	45
5	ALTERAÇÕES NORMATIVAS E MECÂNICAS IMPLEMENTADAS	46
5.1	CRITÉRIOS PARA PROJETO DO AISI/07 E AISI/2016.....	46
5.1.1	<i>Flexão Combinada à Tração</i>	46
5.1.2	<i>Flexão Combinada à Compressão (aisi/07)</i>	46
5.1.3	<i>Flexão Combinada à Compressão (aisi/16)</i>	48
6	O SOFTWARE PECAD	51
6.1	PLATAFORMA DE PROJETO PECAD 16.....	53
6.1.1	<i>Principais funcionalidades do PECAD 16</i>	54
6.1.2	<i>comparativo entre as versões do aisi 07 e aisi 2016</i>	58
6.1.3	<i>lista de variáveis do PECAD 16</i>	59
7	CONCLUSÃO	61
8	BIBLIOGRAFIA	62

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O uso de perfis de chapas de aço dobradas a frio como material de construção remonta ao século XIX, especialmente após o advento da Revolução Industrial na Europa, mas também nos Estados Unidos, embora em materiais, formas, dimensões e aplicações diferentes dos perfis atuais. As primeiras aplicações de chapa dobrada foram com fins não estruturais, como em vedações e sistemas de tapamento de edifícios (DePaula, 1994). Nos anos 1890 o advento da galvanização dos perfis, então fabricados em ferro fundido ou aço de baixa resistência, possibilitou o emprego massivo dos perfis de chapa dobrada em sistemas de cobertura e fechamentos de edifícios, mas também nos mais diversos tipos de construções e climas. Não se sabe estabelecer com precisão as primeiras aplicações estruturais de chapas de aço dobradas a frio, mas o primeiro uso documentado foi em 1925 no Hospital Batista da Virginia, onde se utilizou algo como as atuais vigas I formados por duas seções U enrijecidas, ainda em serviço atualmente (DePaula, 2019) (Williams, 2016) (Yu, et al., 2019).

Por volta de 1933, começaram a surgir aplicações de chapas de aço dobradas a frio em edifícios residenciais nos Estados Unidos como alternativa as tradicionais estruturas de madeira. Entretanto, a falta de quaisquer recomendações e prescrições de projeto, acessórios de montagem e manufatura padronizada constituíam grandes barreiras de mercado frente a madeira. Em 1939, contudo, o *American Iron and Steel Institute* (AISI) criou um comitê normativo cujos trabalhos em parceria com a *Cornell University* resultaram na primeira edição do AISI: “*Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members*”. Esta norma de projeto foi pioneira, bem como os estudos experimentais que a embasaram (Williams, 2016) (DePaula, 2019). Este momento histórico coincide, não por acaso, com o período da segunda guerra mundial, na qual foram largamente utilizadas pelos aliados na frente de guerra, chapas de aço dobradas a frio na construção de alojamentos, pontes e estruturas provisórias em geral. Muito em parte devido ao baixo peso próprio e facilidade de transporte e montagem em campo. A publicação da primeira edição das especificações de projeto do AISI em 1946 coincidiu com o fim da segunda guerra mundial, o que possibilitou a popularização massiva das construções em chapa dobrada a frio nos Estados Unidos. A demanda por construções residenciais se deu tanto nos países arrasados pela guerra, quanto nos países que recebiam de volta um grande contingente de soldados, como os Estados Unidos (DePaula, 1994) (Williams, 2016).

Curiosamente, países onde a predação de madeiras por cupins subterrâneas, como Austrália e Havaí, são os de maior sucesso em aplicações estruturais e não estruturais de chapa dobrada frio (Williams, 2016).

O estudo nas universidades brasileiras e a normatização para projeto de perfis de chapa dobrada a frio no Brasil é recente, quando comparado com os Estados Unidos, a Europa e também com países como Canadá, Austrália e Japão. Por outro lado, o uso de perfis dobrados a frio não é tão recente assim, no Brasil, especialmente por se constituir, junto com os perfis soldados, como alternativa ao uso do concreto e pela indisponibilidade de perfis laminados no Brasil, até há quinze anos. A disponibilidade de chapas de aço nacionais só surgiu no final da década de 40 com a instalação da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em 1946, e a partir das décadas de 50 e 60, com a conclusão da Companhia Siderúrgica Paulista (COSIPA), em Cubatão-SP e da Usina Siderúrgica de Minas Gerais (USIMINAS), em Ipatinga-MG (DePaula, 2015). Apesar da relativa disponibilidade e o uso estrutural de chapas dobradas no Brasil, a popularização deste material só se intensificou a partir de 2001 após a publicação da primeira edição da NBR 14762 (ABNT, 2001).

As tecnologias de manufatura computadorizada, atualmente, nas chamadas estruturas algorítmicas, proporcionam escalabilidade e precisão desde a dobragem e perfilagem, ao corte e montagem de perfis em estruturas de aço de chapas dobradas. Desde sua origem os perfis de chapas dobradas a frio se destacam em relação a outros materiais de construção como o concreto, a madeira e até mesmo a perfis de aço laminados ou soldados, especialmente em coberturas de um pavimento, conhecidos como galpões leves. As seguintes vantagens são mais pronunciadas (DePaula, 2019):

- Os perfis de chapa dobrada podem ser fabricados com dimensões para resistir a pequenas cargas, e com comprimentos precisos;
- Variados tipos de seção podem ser produzidos em escala de modo a se obter perfis com relações resistência/peso elevadas;
- Economia no consumo de aço e fundações, em virtude baixo peso próprio das estruturas
- Fabricação de perfis adequados a requisitos de instabilidade local e global dos projetos;
- Facilidade de fabricação e montagem das estruturas em virtude, principalmente, do pequeno peso dos perfis e elementos estruturais;
- Precisão rigorosa nas medidas (dimensões, prumo);
- Permite desmontagem para utilização em outro local;
- Uniformidade de qualidade, em virtude da pré-fabricação com mão-de-obra e maquinário especializados, normalmente não disponível nas construções convencionais;
- Economia no transporte em virtude, principalmente, do pequeno peso das estruturas;

- Resistência ao fogo equivalente às estruturas de concreto;
- Resistência à corrosão com a galvanização e a disponibilidade no Brasil de aços anticorrosivos com preços competitivos ao aço comum, a partir da segunda metade da década de 1980;
- Facilidade de reciclagem e reuso.

1.2 DESENVOLVIMENTO NORMATIVO DAS ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO

O desenvolvimento normativo das especificações de projeto de estruturas em chapa de aço dobrada a frio contribuiu para a difusão e o uso eficiente deste material, a exemplo da primeira edição das especificações do AISI, em 1946. A seguir, na Tabela 1-1, está disposto um sumário cronológico com a linha do tempo das edições da norma do AISI e da norma brasileira pontuando-se as principais contribuições.

Tabela 1-1 - Sumário Cronológico das normas de projeto de chapa dobrada a frio

Ano	Significância
1946	Primeira edição da Norma Norte-Americana for The Design of Light Gage Steel Structural Members pelo AISI já baseada no modelo da largura efetiva
1949	Publicação da primeira edição do <i>Manual Light Gage Steel Design Manual</i> pelo AISI
1956	O <i>Design Manual</i> e <i>Specification</i> são adotados pelos códigos oficiais de construção nos Estados Unidos
1961	O coeficiente de segurança para ruína ao início de escoamento do ASD foi reduzido de 1,85 para 1,65 no AISI
1962	Consideração do aumento da resistência devido ao trabalho a frio das chapas dobradas foi admitido como critério de dimensionamento em projetos
1968	Adicionou-se considerações de flambagem lateral com torção para barras comprimidos axialmente
1980	O escopo da especificação foi estendido para englobar chapas de até 25,4mm de espessura
1984	Publicação da primeira edição da norma canadense CSA-S136-M84, baseada no método dos estados limites
1986	Nesta edição do AISI, baseada no método das tensões admissíveis, introduziu-se uma formulação adimensional das equações, já prevendo uma futura versão com modelo de segurança probabilístico, a partir do método dos estados limites. Estabeleceu-se uma abordagem unificada para determinação da resistência à flambagem local de paredes comprimidas enrijecidas e não enrijecidas. Estabeleceu-se diretrizes para o projeto assistido por computadores
1991	Foi publicada a primeira edição do AISI com modelo de segurança probabilístico, denominado nos USA por LRFD
1996	Foi publicada a primeira edição o AISI incorporando no mesmo corpo da norma os métodos das tensões admissíveis (ASD) e o método dos estados limites (LRFD)
2001	Foi publicada a primeira edição da <i>North American Specification</i> pelo AISI, nos Estados Unidos, pela <i>Canadian Standards Association</i> (CSA) no Canadá, e também pela <i>Camara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero</i> (CANACERO) no México, unificando os procedimentos de dimensionamento de chapa dobrada na América do Norte.
2001	Foi publicada a primeira edição da norma brasileira de chapa dobrada, a NBR 14762/01 (Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio) baseada na norma do AISI, no Eurocode 3 e na norma canadense de chapas dobrada
2004	Foi publicado o suplemento nº 1 da edição de 2001 que incluía o <i>Direct Strength Method</i> como apêndice à edição de 2001 da Norma do AISI
2007	Foi publicada a edição 2007 da <i>North American Specification</i> e foi estabelecida a designação AISI S100. Introduziu-se a análise da flambagem distorcional separada da flambagem local. Nos

	Apêndices 1 e 2 foram adicionados o <i>Direct Strength Method</i> e as análises de segunda ordem de sistemas estruturais, respectivamente.
2010	Foi publicada a 2ª edição da NBR14762 (ABNT, 2010) inteiramente baseada no AISI S100-07, com coeficientes de minoração das resistências seguindo as particularidades da versão canadense do <i>North American Specification</i> do AISI
2012	Iniciaram-se os trabalhos para a reestruturação dos conteúdos do AISI S100 com vistas a atender aos requisitos de padronização do <i>American National Standards Institute</i> , os mesmos adotados para estruturas de perfis laminados a quente e os perfis soldados
2016	Foi publicada a edição 2016 do AISI S100, na qual integrou-se a análise de segunda ordem da estabilidade de sistemas estruturais. O <i>Direct Strength Method</i> foi movido do apêndice para o corpo principal da norma ficando em paralelo com o método da largura efetiva. Há mudanças importantes para a consideração dos aços de ultra resistência ($F_y \geq 500 \text{ MPa}$), que atualmente já são utilizados na Europa e Ásia. Além disso, essa edição do AISI passa a exigir, em virtude de estruturas cada vez mais esbeltas a partir do advento dos aços ultra resistentes, a elaboração de análise não linear de segunda ordem, resultando em novos critérios de dimensionamento de elementos a flexão composta.

Além das especificações normativas, o AISI vem publicando há décadas suplementos, comentários e manuais de aplicação das respectivas edições da norma Norte Americana, como por exemplo o manual *The 2017 AISI Cold-Formed Steel Design Manual* (Buckholt, et al., 2017) referente ao AISI S100-16. No Brasil foi publicado manual de aplicação (Lubas, et al., 2014) da norma brasileira NBR 14.762 (ABNT, 2010).

Atualmente diversos países possuem normas e recomendações de projeto de estruturas de chapa dobrada como Austrália e Nova Zelândia; Áustria; Estados Unidos, Canadá e México; República Checa; Finlândia; França; Alemanha; Índia; Itália; Japão; Países Baixos; China; África do Sul; Suécia; Romênia; Reino Unido e Rússia. A atual edição do *Eurocode 3* referente ao dimensionamento de perfis dobrados a frio encontra-se em fase de revisão, devendo ser publicada na metade de 2022, especialmente com as novas considerações para o uso de aços estruturais ultra resistentes ($F_y = 960 \text{ MPa}$).

A edição de 2016 do AISI S100 estabelece uma lista de procedimentos que devem ser considerados, independentemente do método de análise de instabilidade adotado: determinação de deslocamento de barras por flexão, cisalhamento e/ou carga axial; deformações de ligações; efeitos de segunda ordem (P- Δ e P- δ); imperfeições geométricas; redução da rigidez devido ao comportamento em regime inelástico do aço, inclusão de efeitos de tensões residuais e plastificação parcial da seção; redução da rigidez devido deformações da seção ou flambagens local e distorcional, e incertezas nos sistemas e elementos estruturais, rigidez de ligações e modelos de resistência (Yu, et al., 2019).

A norma permite o uso de método de análise elástica, desde que seja capaz de considerar de forma consistente os efeitos de segunda ordem (P- Δ e P- δ), devido aos deslocamentos do sistema e

das barras respectivamente, nas solicitações sobre os elementos estruturais. Alternativamente, é permitida uma análise simplificada que considere apenas o efeito de P- Δ , sendo o momento resistente resultante amplificado por um multiplicador B_1 , para estruturas classificadas com rígidas e medianamente rígidas. Para estruturas classificadas com esbeltas é exigido a utilização de um modelo matemático consistente exato, para análise elástica não linear (AISI, 2016) (Yu, et al., 2019).

Um método simplificado apresentado pela norma norte-americana é o método da análise direta usando análise elástica de primeira ordem e multiplicadores (B_1 e B_2) para a amplificação dos esforços solicitantes nos elementos. Neste caso, o momento solicitante de segunda ordem é a soma do momento da análise elástica de primeira ordem, devido a translação da estrutura amplificado por um fator B_1 , e o momento da análise elástica de primeira ordem com a estrutura restringida à translação lateral. A carga axial solicitante de segunda ordem, por sua vez, é a soma da carga da análise elástica de primeira ordem da estrutura devido a translação lateral amplificada pelo multiplicador B_2 , com a carga da análise elástica de primeira ordem da estrutura com restrição de translação lateral (AISI, 2016) (Yu, et al., 2019).

1.3 TIPOS DE SEÇÕES E SUAS APLICAÇÕES

Os perfis de chapa de aço dobrada a frio como material de construção podem ser divididos em dois grupos distintos, tanto pela forma das seções, como também pelo processo de fabricação: perfis estruturais individuais e painéis e chapas corrugadas, no Brasil utilizadas com telhas de coberturas e sistemas de fechamentos em edifícios de um pavimento (galpões leves).

Existem diversas aplicações de chapas dobradas como material de construção, mas o foco do presente trabalho é voltado para os edifícios leves de aço como coberturas para galpões de armazenamento, galpões graneleiros, fábricas e indústrias, escolas, além de elementos secundários em edifícios de múltiplos andares.

1.3.1 PERFIS ESTRUTURAIS INDIVIDUAIS

As seções típicas de perfis estruturais individuais são apresentadas na Figura 1-1 abaixo. As seções tipo U-simples, U-enrijecido, cartola, cantoneira, perfis tipo Z e tubo cilíndricos e retangulares, e os perfis compostos a partir de perfis individuais, como as seções em I-simples, I-enrijecidos, perfis tipo caixa, perfis tipo T formados a partir da associação de cantoneiras simples e enrijecidas são os tipos mais utilizados em estruturas metálicas leves no Brasil, esquadrias, na indústria moveleira e automotiva (DePaula, 2019).

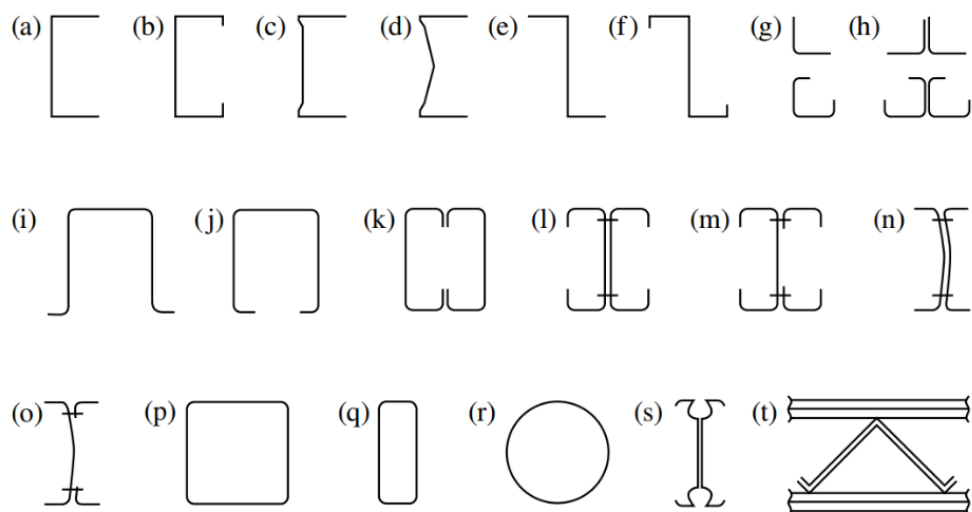


Figura 1-1 Perfis estruturais individuais (Fonte: (Yu, 2005))

1.3.2 PAINÉIS E CHAPAS CORRUGADAS

As chapas corrugadas são muito utilizadas na fabricação das conhecidas telhas de aço galvanizado. As telhas, geralmente, são aplicadas em coberturas e fechamentos de edifícios e, especialmente, de galpões leves de aço. Nos fechamentos, podendo ser pré-pintadas, processo que além da função estética aumenta a resistência a corrosão do aço.

As seções típicas de painéis e chapas corrugadas são apresentadas na Figura 1-2 abaixo.

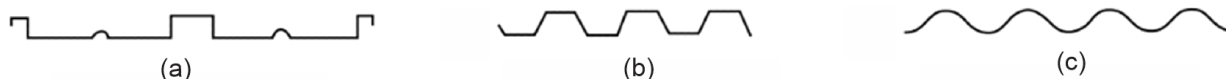


Figura 1-2 Painéis e Chapas Corrugadas. Fonte: (Yu, 2005)

A utilização de Steel Frame, nos moldes consagrados no mercado dos USA, é pouco frequente no Brasil devido à falta de equipamentos adequados para produção desse tipo de estrutura, além de questões culturais referentes ao uso do aço como material de construção no Brasil (DePaula, 2019). Algumas iniciativas se restringem a obras específicas, especialmente na região sudeste do País, não são representativas sob o ponto de vista do mercado. Em virtude disso, esses elementos não serão abordados no presente trabalho, embora o AISI S100-16, apresente disposições específicas ao seu dimensionamento.

1.3.3 OUTRAS APLICAÇÕES CHAPAS DE AÇO DOBRADAS A FRIO

Os perfis formados a frio são bastante utilizados na indústria automotiva, vagões, indústria de equipamentos para a agricultura, defensas em rodovias, postes e torres de linhas de transmissão,

pontes vicinais, estacas prancha, silos, prateleiras de armazéns, suportes de iluminação, suporte de sinais de trânsito, lajes mistas (Steel Deck) e tapamento em geral (Yu, 2005).

1.4 MÉTODOS DE FORMAÇÃO DOS PERFIS

Os perfis formados a frio são produzidos a partir da dobra de chapas de aço comercializadas em bobinas, ou em chapas cortadas, normalmente quando as espessuras são maiores do que 4,75mm, como das



Figura 1-3.



Figura 1-3 Bobinas e chapas planas de aço. (Disponível em:

<https://www.google.com/imgres?imgurl=http%3A%2F%2Fwww.galvisa.com.br>; Acesso em: 16 de abril de 2021)

Dois métodos normalmente são utilizados na fabricação dos perfis a partir de chapas e de bobinas de aço: perfilagem e dobragem.

1.4.1 PERFILAGEM DE CHAPAS A FRIO

No processo de perfilagem de chapas a frio utilizam-se previamente desbobinadeiras e corte e posteriormente as perfiladeiras, essas últimas conforme Figura 1-4. O equipamento pode ser desde

uma simples perfiladeira de seis rolos, até uma bateria de vários rolos dispostos em uma pista de produção como na Figura 1-4.

A perfilagem é executada a partir de uma pequena bobina de chapa, previamente cortada e formada, cuja largura corresponde ao desenvolvimento da seção transversal dos perfis, incluindo as partes curvas. Este processo, normalmente, é utilizado para fabricação de perfis com chapas de espessura de até 3mm, mas pode chegar a 6,4mm, no caso de perfilagem de perfis para chassis automotivos, por exemplo. As chamadas telhas de aço galvanizado são produzidas por este processo. Seções simples tipo U-simples, U-enrijecido, cartola, tubos de seção circular e retangular podem ser fabricados pelo processo de perfilagem, geralmente no Brasil utilizados em esquadrias e pela indústria moveleira. A velocidade de produção varia com o tipo da seção transversal e espessura da chapa, variando de 20 a 60 m/min, podendo chegar em casos de tubos a velocidades da ordem de 140 m/min. O corte transversal dos perfis também é automático, geralmente, feito por policorte (DePaula, 2019).

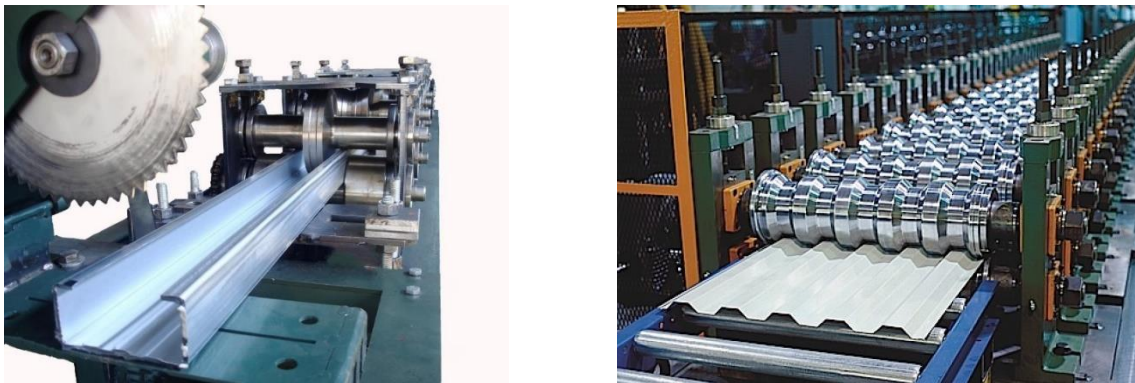


Figura 1-4 Perfilagem de perfil U-enrijecido e de telha galvanizada de perfil trapezoidal (Disponível em: <https://shopmetaltech.com/fabricating-technology/purchasing-roll-forming-equipment.html> Acesso em: 16 de abril de 2021)

1.4.2 DOBRAGEM DE CHAPAS A FRIO

No processo de dobragem de chapas a frio utilizam-se dobradeiras hidráulicas. Encontram-se no mercado dobradeiras com capacidade para dobrar tiras de chapa com comprimento de 3.000mm, 4.000mm e 7.000mm. Sob condições especiais podem ser fabricadas dobradeiras de até 14.000mm de comprimento.



Figura 1-5 Dobradeira de chapa a frio. (Disponível em: www.indrofer.com.br, acesso em: 16 de abril de 2021)

A dobragem é executada a partir de uma tira de chapa previamente cortada em guilhotina hidráulica de acordo com o comprimento da dobradeira, conforme Figura 1-5. A operação consiste no movimento de uma lâmina superior (macho), atuando contra um encaixe inferior fixo (fêmea). Essas barras (macho e fêmea) são alteradas conforme o tipo de perfil a ser dobrado. Este processo de fabricação é utilizado tanto para a produção dos perfis de chapa fina, como para os perfis de chapa grossa, podendo chegar a 25,4mm. No mercado metalúrgico do Centro-Oeste, incluindo o Distrito Federal, é possível dobrar perfis de até 16mm. O processo de dobragem tem menor produtividade, em relação às perfiladeiras, da ordem 12m/min, não ultrapassando 20 m/min (DePaula, 2019). Por outro lado, é possível fabricar perfis de grandes espessuras, o que não é possível com as perfiladeiras.

Além desses dois processos de formação de perfis de chapa dobrada têm-se a calandragem que consiste em um processo mecânico de conformação a frio de perfis, utilizando-se para efetuar o curvamento de barras estruturais com finalidades arquitetônicas específicas, tais como as estruturas destinadas às coberturas em arco.

1.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE PROJETO

Os perfis de chapas de aço dobradas a frio em geral apresentam seções com paredes (elementos) esbeltas, isto é, com grandes razões largura/espessura (w/t) – de mesas – e altura/espessura (h/t) – de almas. Essa peculiaridade dos perfis de chapa dobrada tonam os elementos do perfil altamente propensos aos fenômenos de instabilidade, como flambagem local (L), flambagem distorcional (D) e flambagem global (G) por flexão pura, ou por flexotorção. Portanto, esses elementos da seção e a seção em si, em geral, podem flambar sob tensões inferiores à tensão de escoamento do aço quando sujeitos a compressão de flexão ou de carga axial de compressão, conforme figura 1-6:

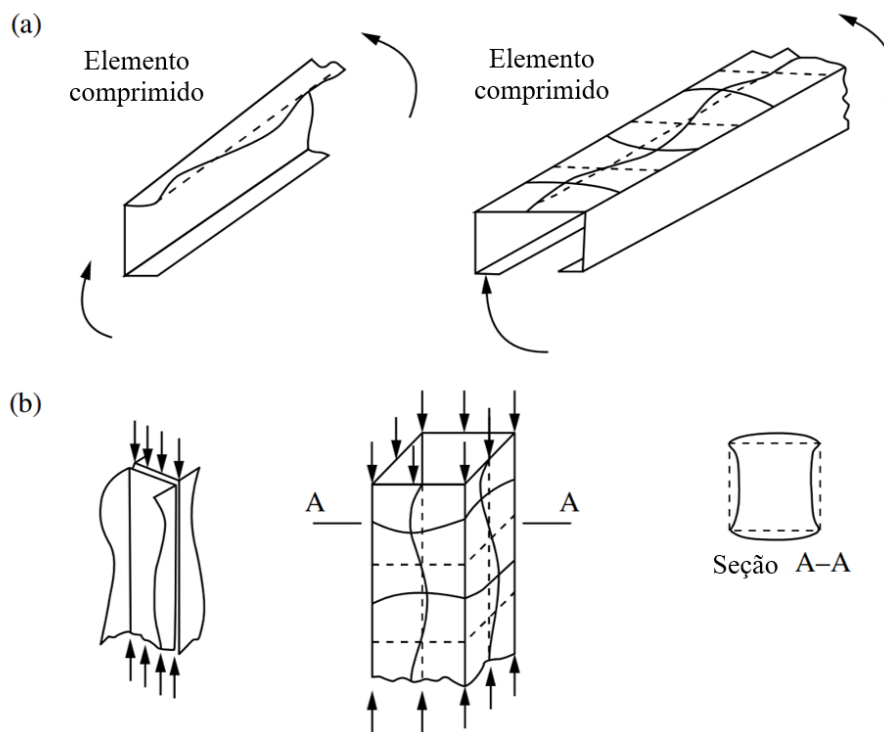


Figura 1-6 Flambagem local de elementos comprimidos: (a) vigas e (b) colunas. Fonte: (Yu, et al., 2019).

Portanto, a flambagem local e a resistência pós-flambagem dos elementos da seção constituem pontos chave do projeto de perfis de chapa dobrada.

O mecanismo da resistência pós-flambagem pode ser visualizado no perfil cartola da Figura 1-7 e no trecho da mesa constituído pela placa quadrada $abcd$ mostrada na figura Figura 1-7. Assim que a placa começa a flambar devido a compressão as barras horizontais atuam como tirantes, que suportam a deflexão das barras verticais e equilibram o modelo mesmo após o início da flambagem

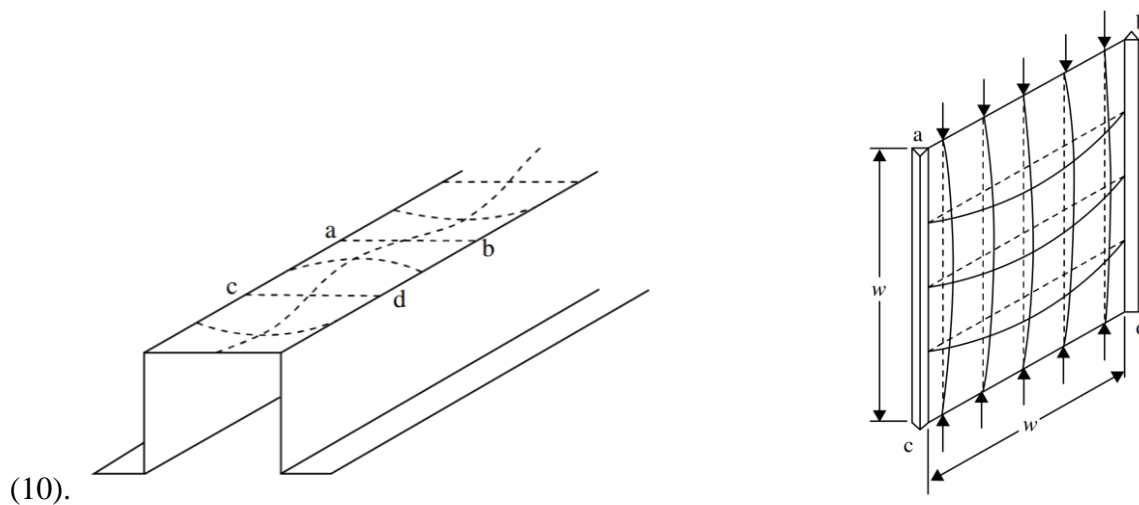


Figura 1-7 Modelo de resistência pós-flambagem de um elemento enrijecido sujeito à compressão.

Fonte:(Yu, 2005)

Há duas abordagens principais para o cálculo da tensão atuante na seção, o tradicional método da largura efetiva (1940s) e o moderno método da resistência direta (2000s).

1.5.1 MÉTODO DA LARGURA EFETIVA - MLE (*EFFECTIVE WIDTH METHOD*)

O Método da Largura Efetiva (MLE) se baseia no fato de que uma placa plana, com as bordas simplesmente apoiadas (AA), em inglês: *simple supported edge (SS)*, pode flambar e ainda apresentar resistência, conhecida como resistência pós-flambagem. Para que o elemento da seção apresente essa resistência pós-flambagem é necessário que tenha ambos os bordos suportados por outras paredes (AA), ligada em ângulo reto ou inclinado, ou por um enrijecido de borda (Hancock, et al., 2001). Devido ao mecanismo da pós-flambagem, a distribuição de tensões em um elemento comprimido ocorre nos estágios apresentados na Figura 1-8 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

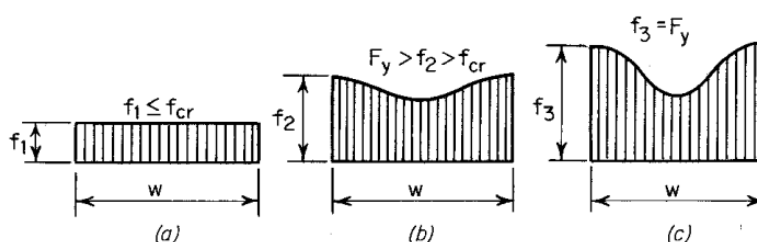


Figura 1-8 Estágios da distribuição de tensão de elementos comprimidos enrijecidos. Fonte: (Yu, 2005)

No primeiro estágio (a) a tensão atuante (f_1) é menor que a crítica (f_{cr}) e a resistência do elemento é a resistência elástica linear à compressão sendo a largura efetiva (b) é igual à largura plana do elemento (w); no segundo estágio (b) o elemento já começou a flambar ($f_y > f_2 > f_{cr}$) e a tensão antes uniformemente distribuída foi redistribuída; num terceiro estágio (c) a tensão próxima as bordas apoiadas (f_2) atinge a tensão de escoamento (F_y). A tensão de escoamento marca o limite da resistência do elemento (Yu, 2005).

Para simplificar o cálculo da tensão foi introduzido o conceito de largura efetiva (b), tal que a área sobre a curva da tensão não uniforme no estágio 3 é igual a área sobre uma curva de tensão uniformemente distribuída com $f_3 = f_{max}$ sobre um elemento de largura b , conforme equação 1-1.

$$\int_0^w f dx = b \cdot f_{max} \quad 1-1$$

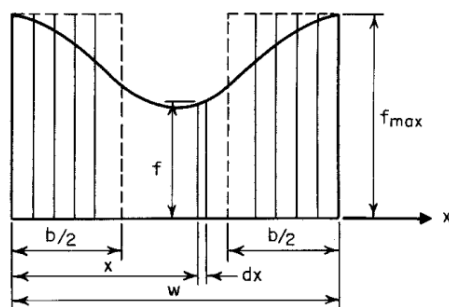


Figura 1-9 Largura efetiva de elemento comprimido

Vale destacar que o conceito e as formulações do Método da Largura Efetiva foram proposto por Von Kármán e depois aperfeiçoado por um grupo de pesquisa sob a liderança do Dr. George Winter na *Cornell University* no início de 1940. Esse método constitui a base da primeira edição da Norma Norte-Americana do AISI em 1946 e se manteve inalterado até a edição de 1986 (Hancock, et al., 2001) (Camotim, et al., 2016).

1.5.2 MÉTODO DA RESISTÊNCIA DIRETA (*DIRECT STRENGTH METHOD*)

O Método da Resistência Direta (MRD), no inglês *Direct Strength Method (DSM)*, consiste em uma abordagem unificada de dimensionamento de chapas dobradas sujeitas à compressão e flexão com falhas interativas por flambagem local (L), distorcional (D) e/ou global (G), isto é, o MRD considera a reserva plástica e a instabilidade do membro estrutural na sua modelagem numérica (Camotim, et al., 2016).

Esse método foi inicialmente abordado nas pesquisas de Hancock, em 1994, passando pelas aplicações por Schafer e Peköz, em 1998 e seu eventual desenvolvimento através de diversas pesquisas posteriores, mostrando-se promissor devido ao advento de seções cada vez mais complexas (e.g. presença de enrijecedores de borda e intermediários, grandes raios de canto e seções otimizadas por algoritmos computacionais) e o emprego de aços de alta resistência. Têm-se, atualmente diversas implementações do MRD, como o software de análise de flambagem elástica: CUFSM 5, do professor Bem Shafer da *Johns Hopkins University*, baseado no “método das tiras finitas” (Camotim, et al., 2016).

O MRD baseia-se nas propriedades brutas da seção e considera unicamente a tensão de escoamento do aço e a flambagem elástica, incorporando flambagens local, distorcional e global, ou seja, $f_n = F(F_y, f_{crL}, f_{crD}, f_{crG})$. Onde f_n é a resistência nominal do membro estrutural, f_{crL} , f_{crD} e f_{crG} são as tensões devido às flambagens elásticas local (L), distorcional (D) e global (G), respectivamente. Assim, a simulação computacional de praticamente qualquer perfil prismático de

chapa dobrada proporciona resultados de resistência mais confiáveis e realistas que o MLE (AISI, 2010) (Camotim, et al., 2016).

A solução da flambagem elástica considerando a seção bruta garante a compatibilidade entre os elementos da seção, inclusive o equilíbrio das ligações entre eles de maneira precisa. Dessa forma os efeitos de restrição de elementos adjacentes são considerados. O *DSM* é considerado um método de análise racional de engenharia, cujo uso é permitido desde a edição de 2001 do AISI S100, contando com fatores de segurança próprios a despeito dos métodos das tensões admissíveis (ASD) e estados limites (LRFD) (Yu, et al., 2016).

1.5.3 LIMITES DE APLICABILIDADE DO AISI S100-16 PARA PROJETO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O AISI S100-16 estabelece os seguintes valores limites de esbeltez de elementos da seção sob compressão e flexão, conforme valores apresentados na Tabela 1-2, adaptada de (Yu, et al., 2019).

Tabela 1-2 Limites de aplicabilidade das formulações de projeto de membros do AISI S100-16

Critério	Variáveis Limite ^a	MLE	MRD
Elementos AA (compressão)	w/t ^b	≤ 500	≤ 500
Elemento enrijecedor de borda (compressão)	b/t	≤ 90 para $ls \geq la$ ≤ 60 para $ls < la$	≤ 160
Elemento AL (compressão)	d/t ^b	≤ 60	≤ 60
Elemento AA e AL (flexão)	h/t	< 200 para alma AL	≤ 300
		≤ 260 para alma com enrijecedores transversais ^c	
		≤ 300 para alma com enrijecedores transversais ^c e intermediários	
Raio interno de canto	R/t	$R/t < 20$	≤ 20 ^d
Enrijecedor simples de borda	d_0/b_0	≤ 0.7	≤ 0.7
Tipo de enrijecedor de borda	-	Apenas simples	Simple e complexo
Número máximo de enrijecedores intermediários em w	nf	4	4
Número máximo de enrijecedores intermediários em b	nfe	2	2
Número de enrijecedores intermediários em h	nw	0	4
Tensão de escoamento nominal	F_y	$< 552 \text{Mpa}$ ^e	$< 655 \text{Mpa}$ ^e
Notas:			
^a Definições de variáveis conforme Figura 1-10.			
w = Largura plana do elemento AA (desconsiderando enrijecedores intermediários - d.e.i.)			
t = Espessura do elemento			
b = Largura plana do elemento com enrijecedor de borda (d.e.i.)			
b_0 = Largura de fora a fora do elemento com enrijecedor de borda (d.e.i.)			
d = Largura plana de de fora a fora do elemento não enrijecido (d.e.i.)			

d_o = Largura de de fora a fora do elemento AL (d.e.i.)
 h = Profundidade da porção plana da alma (d.e.i.)
 R = Raio interno de canto
 n_f = Número de enrijecedores intermediários em elementos AA sob compressão
 n_{fe} = Número de enrijecedores intermediários em enrijecedor de borda
 n_w = Número de enrijecedores intermediários em elementos AA sob tensão gradiente (e.g. alma)
 F_y = Tensão de escoamento nominal do aço
^b Elementos enrijecidos (compressão) com $w/t > 250$ e não enrijecedores com $d/t > 30$ apresentam deformações visíveis antes de desenvolver sua resistência total.
^c Os enrijecedores transversais e intermediários devem estar de acordo com a seção F5.1 da *Norma Norte-Americana*.
^d Para raios internos de canto com razões R/t maiores que 10, a análise racional de engenharia (MFD) é permitida de acordo com a seção A3 do AISI S100-16.
^e Para limitações adicionais ver a seção A3 da *Norma Norte-Americana*.

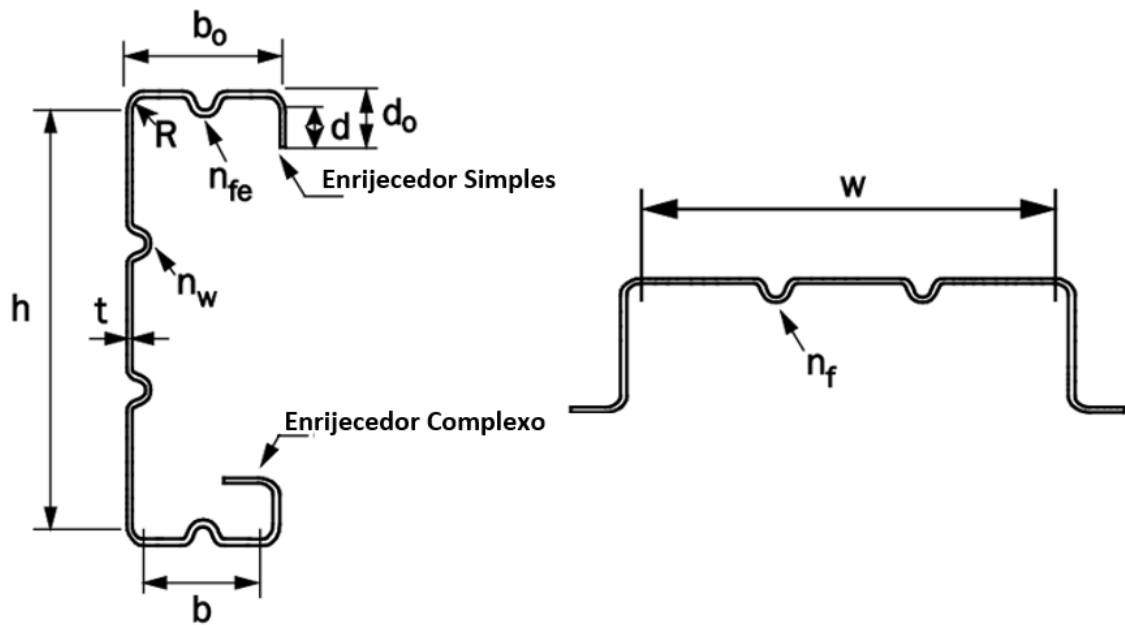


Figura 1-10 Ilustração das variáveis da Tabela 1-2. Fonte: (Yu, et al., 2019).

A seguir, Figura 1-11, são apresentados alguns exemplos de seções de chapas dobradas onde se pode visualizar as larguras efetivas resultantes da aplicação do MLE.

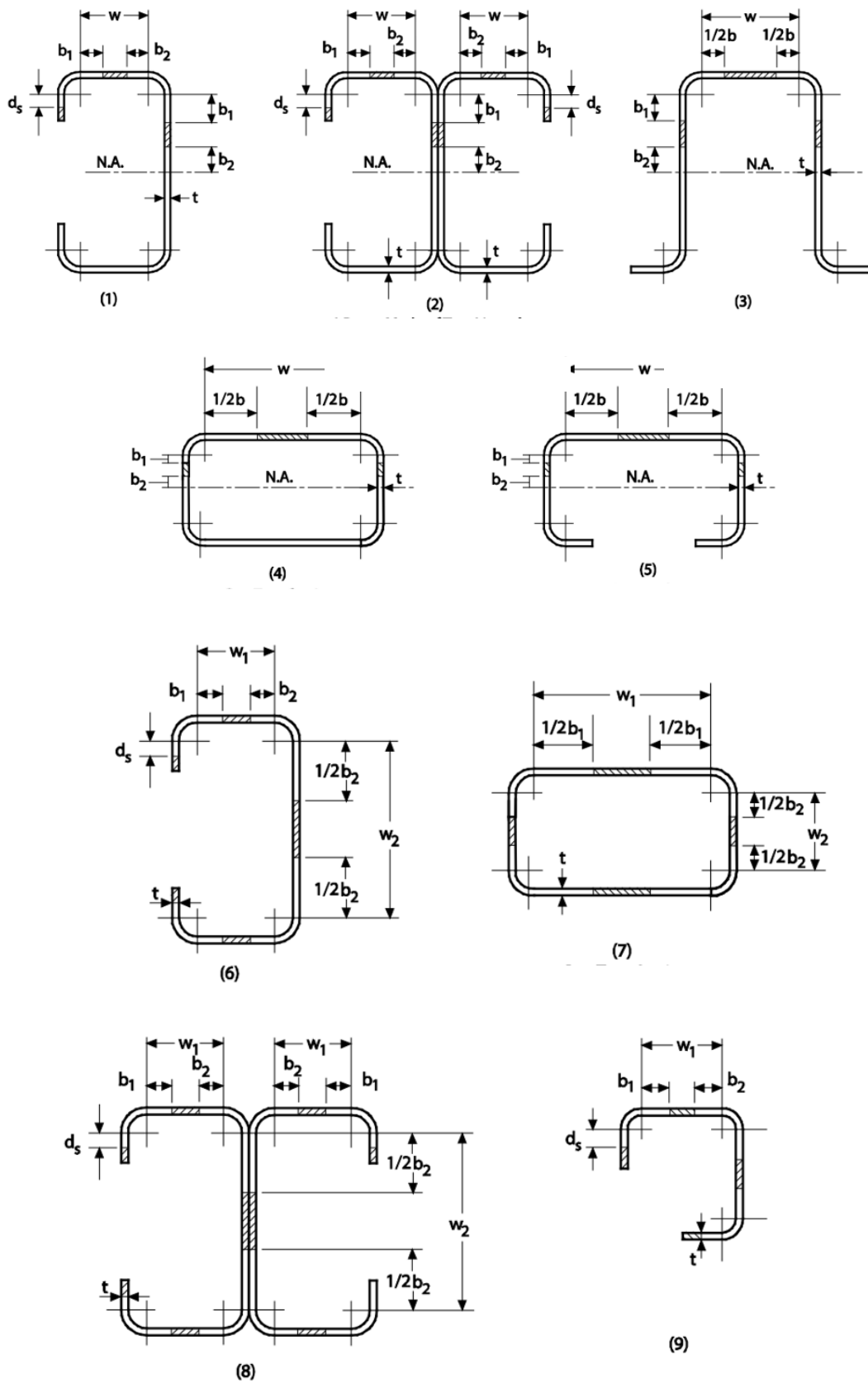


Figura 1-11 Exemplos de largura efetiva de projeto de barras sob: (a) flexão, 1 a 5, e (b) compressão, 6 a 9.

Fonte: (Yu, et al., 2019).

1.5.4 ELEMENTOS ENRIJECIDOS SOB COMPRESSÃO UNIFORME

O escoamento de elementos da seção de um perfil de chapa dobrada submetidos a compressão uniforme pode ser atingido, desde que a relação w/t seja relativamente pequena. Mas como já referido os perfis de chapa dobrada tendem a ter razões w/t amplas e, portanto, são governadas por mecanismos de instabilidade flambando com tensão muito menores que a de escoamento do aço (Yu, et al., 2019). A tensão crítica de flambagem local de uma placa retangular com as bordas simplesmente apoiadas (AA), pode ser determinada pela equação 1-2 a seguir.

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{w}{t}\right)^2} \quad 1-2$$

Onde,

- f_{cr} = tensão crítica de flambagem local;
- k = o coeficiente de flambagem para placas retangulares (Tabela 1-3);
- ν = coeficiente de Poisson (0,3);
- E = módulo de elasticidade do aço (2.074.000 kgf/cm²);
- w = largura plana da placa
- t = espessura da placa.

Os valores de k para placas retangulares com relações comprimento/largura maiores que 4 são apresentados na Tabela 1-3 abaixo.

A tensão crítica de flambagem local inelástica pode ser determinada pela equação 1-3

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1 - \mu^2)(w/t)^2} = \frac{k\pi^2 \sqrt{EE_t}}{12(1 - \mu^2)(w/t)^2} \quad 1-3$$

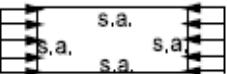
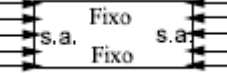
, abaixo.

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1 - \mu^2)(w/t)^2} = \frac{k\pi^2 \sqrt{EE_t}}{12(1 - \mu^2)(w/t)^2} \quad 1-3$$

Onde $\sqrt{\tau} = \sqrt{E \cdot E_t}$ é o fator de redução de plasticidade, com E_t sendo o módulo tangente.

A largura efetiva de um elemento sob compressão uniforme pode ser determinada pela equação generalizada para todos os tipos de placas cujos valores do coeficiente de flambagem local constam na Tabela 1-3, equação 1-4.

Tabela 1-3 Valores de k para cálculo de tensão crítica de flambagem local

Caso	Condições de Contorno	Tipo de Tensão	Valor de k para placas longas ^a
A		Compressão	4,00
B		Compressão	6,97

C		Compressão	0,425
D		Compressão	1,277
E		Compressão	5,42
F		Cisalhamento	5,34
G		Cisalhamento	8,98
H		Flexão	23,90
I		Flexão	41,80

^a Valores para $R/t \leq 10$, para $10 \leq R/t \leq 20$ adotar o valor reduzido, k_R , conforme Equação 1-9.

Observação: s.a. = borda simplesmente apoiada.

$$b = 0.95t \sqrt{\frac{kE}{f_{max}} \left[1 - 0.208 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{max}}} \right]} \quad 1-4$$

A equação 1-4 pode ser reescrita em função razão $f_{cr} = f_{max}$, como segue:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \left[1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \right] \quad 1-5$$

Assim, pode-se determinar a largura efetiva de um elemento, a partir da equação 1-5 como:

$$b = \rho \cdot w \quad 1-6$$

Onde ρ é o fator de redução local da largura plana total (w), conforme equação 1-7.

$$\rho = \frac{1 - 0.22/\sqrt{f_{max}/f_{cr}}}{\sqrt{f_{max}/f_{cr}}} = \frac{1 - 0.22/\lambda}{\lambda} \leq 1 \quad 1-7$$

Sendo λ é o fator de esbelte determinado conforme a equação 1-8.

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{max}}{f_{cr}}} \quad 1-8$$

O gráfico da Figura 1-12 mostra a relação entre λ e ρ .

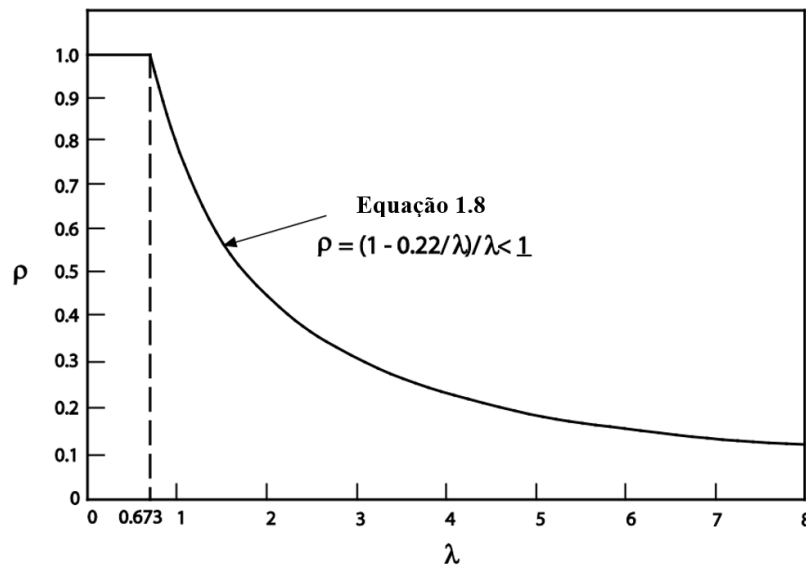


Figura 1-12 Relação entre ρ e λ . Fonte: (Yu, 2005).

Observa-se que para $\lambda \leq 0.673$, $b=w$. As equações de 1-11-1 a 1-8 podem ser encontradas no Apêndice 1 do AISI S100-16, que apresenta o método da largura efetiva.

Uma novidade importante adicionada na edição 2016 do AISI S100 foi a consideração da influência do raio de canto na largura efetiva de placas ligadas a outros elementos por cantos, a partir da equação 1-4. Isso se deve ao fato de que para razões $R/t > 10$ o apoio simples proporcionado pelo canto à placa é enfraquecido. Assim, para o intervalo de $10 < R/t \leq 20$, a AISI prescreve a redução do coeficiente de flambagem, k , para um valor k_R conforme a equação 1-9:

$$k_R = kR_{R1}R_{R2} \quad 1-9$$

Onde:

$$R_{R1} = 1.08 - (R_1/t)/50 \quad 1-10$$

$$R_{R2} = 1.08 - (R_2/t)/50 \quad 1-11$$

Há que se considerar ainda a influência de conexões intermediárias em seções compostas sobre a largura efetiva de projeto, cujo espaçamento quando excede o limite exige a determinação pelo exposto na seção 1.1.4 do Apêndice 1 do AISI S100-16.

1.5.5 ALMAS E OUTROS ELEMENTOS ENRIJECIDOS SOB TENSÃO GRADIENTE

Membros sujeitos a flexão contam com elementos da seção sujeitos à compressão e, portanto, podem flambar localmente. A tensão crítica de flambagem local da porção comprimida da alma pode ser determinada pela equação 1-12.

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad 1-12$$

Neste caso se utiliza a chamada altura efetiva da alma, determinada conforme segue.

Para alma submetida a tensão gradiente (f_1 de compressão e f_2 de tração), conforme

Figura 1-13, o comprimento efetivo e o coeficiente de flambagem da placa é calculado da seguinte forma:

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) \quad 1-13$$

Para $\frac{h_0}{b_0} \leq 4$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 + \psi)} \quad 1-14$$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} \text{ quando } \psi > 0.236 \quad 1-15$$

$$b_2 = b_e - b_1 \text{ quando } \psi \leq 0.236 \quad 1-16$$

Para complementar, $b_1 + b_2$ não deve exceder a porção de compressão da alma calculada com base na seção efetiva.

Para $\frac{h_0}{b_0} > 4$

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 + \psi)} \quad 1-17$$

$$b_2 = \frac{b_e}{(1 + \psi)} - b_1 \quad 1-18$$

Para outros elementos enrijecidos submetidos a tensão gradiente (f_1 e f_2 de compressão):

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad 1-19$$

$$b_1 = b_e / (3 - \psi) \quad 1-20$$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad 1-21$$

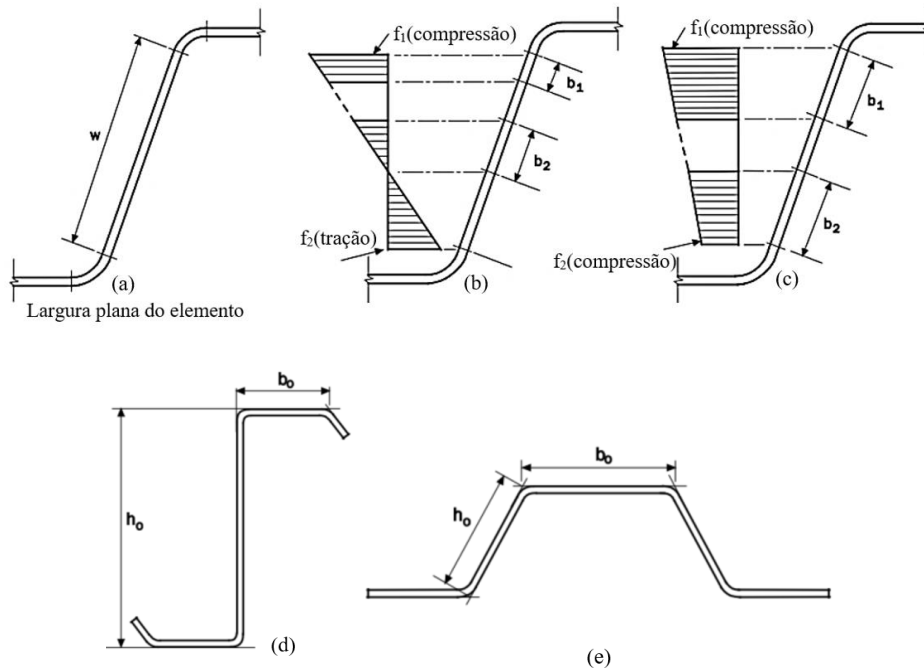


Figura 1-13 Elementos enrijecidos sob tensão gradiente:(a) largura plana do elemento; (b) alma; (d) e (e) dimensões fora-a-fora dos elementos. Fonte: (Yu, 2005).

1.5.6 ELEMENTOS NÃO ENRIJECIDOS SOB COMPRESSÃO UNIFORME

1.5.6.1 ESCOAMENTO

Um elemento não enrijecido, como a mesa de um perfil I pode apresentar falha por escoamento se o comprimento longitudinal é curto e a razão w/t é menor que determinado valor. Este pode flambar por um valor previsto de tensão a qual deverá ser menor que a tensão de escoamento quando a relação w/t exceder esse limite. A falha por escoamento do elemento ocorrerá apenas para placas com w/t menores que $63.3\sqrt{F_y}$. Na prática a grande maioria dos elementos flamba com tensões muito menores que a de escoamento (Yu, 2005).

1.5.6.2 FLAMBAGEM LOCAL

A tensão crítica de flambagem local para uma placa uniformemente comprimida também pode ser determinada pela equação 1-12.

Para uma placa retangular, comprida, simplesmente apoiada em seus três lados, com uma borda livre e sem carregamento, o valor de $k=0.425$. Entretanto, quando a restrição do efeito da alma é considerada, um $k=0.5$ deve ser adotado para o projeto de mesas não enrijecidas comprimidas.

1.5.6.3 RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM

Quando a razão w/t para elementos não enrijecidos excede 25, a barra distorce mais gradualmente em uma tensão próxima a tensão teórica de flambagem local e retorna ao estado original, sem carregamento, pois a tensão de flambagem é consideravelmente menor que a tensão de escoamento. Winter propôs a seguinte equação para cálculo da largura efetiva não enrijecida de elementos comprimidos, onde a tensão de pós-flambagem foi considerada:

$$b = 0.8t \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \left[1 - 0.202 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \right] \quad 1-22$$

Onde f_{max} é a tensão no elemento comprimido não enrijecido em bordas apoiadas. Mas baseado na flambagem local selecionada para $k=0.5$, a equação 1-22 pode ser generalizada da seguinte forma:

$$b = 1.13t \sqrt{\frac{kE}{f_{max}}} \left[1 - 0.286 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{max}}} \right] \quad 1-23$$

Sendo k o coeficiente de flambagem local para elementos não enrijecidos sob compressão. Essa equação pode ainda ser escrita em função de $\frac{f_{cr}}{f_{max}}$, conforme a equação abaixo:

$$\frac{b}{w} = 1.19 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \left(1 - 0.3 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \right) \quad 1-24$$

Onde f_{cr} é a tensão elástica de flambagem determinada pela equação 1-12 utilizando $k=0.5$.

Com base na equação 1-24, o fator de redução r_o para o comprimento efetivo de projeto de elementos não enrijecidos pode ser determinado como segue abaixo:

$$\rho = \frac{1.19 \left(1 - \frac{0.3}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad 1-25$$

Assim, pode-se determinar a largura efetiva de um elemento, a partir da equação 1-24 como:

$$b = \rho w \quad 1-26$$

1.5.7 ELEMENTOS NÃO ENRIJECIDOS SOB TENSÃO GRADIENTE

O comprimento efetivo, b , de um elemento não enrijecido sob uma tensão gradiente deve ser determinada seguindo a seção 3.3.1.1, onde f é igual à máxima tensão de compressão na porção efetiva do elemento e o coeficiente k de flambagem da placa é calculado de acordo com a seção 1.2.2 da norma Norte-Americana, salvo indicação em contrário. O cálculo de k

- (i) Para f_1 e f_2 estão na região de compressão, o coeficiente de flambagem da placa deve ser calculado de acordo com a equação 1-27 ou equação 1-28:

Se a tensão diminui ao longo da borda não enrijecida, tem-se:

$$k = \frac{0.578}{\psi + 0.34} \quad 1-27$$

Se a tensão aumenta ao longo da borda não enrijecida, seguirá a equação:

$$k = 0.57 - 0.21\psi + 0.007\psi^2 \quad 1-28$$

- (ii) Quando f_1 está comprimindo e f_2 tracionando, o fator de redução da área efetiva, bem como o coeficiente de flambagem da placa devem ser calculados, se houver bordas não enrijecidas submetidas a compressão, da seguinte forma:

- a) Se a borda não apoiada está comprimida:

$$\rho = \begin{cases} 1 & \text{quando } \lambda \leq 0.673(1 + \psi) \\ (1 + \psi) \frac{1 - \frac{[0.22(1 + \psi)]}{\lambda}}{\lambda} & \text{quando } \lambda > 0.673(1 + \psi) \end{cases} \quad 1-29$$

$$k = 0.57 + 0.21\psi + 0.07\psi^2 \quad 1-30$$

- b) Se a borda enrijecida está comprimida, para $\psi < 1$:

$$\rho = \begin{cases} 1 & \text{quando } \lambda \leq 0.673 \\ (1 - \psi) \frac{(1 - 0.22\lambda)}{\lambda} \psi & \text{quando } \lambda > 0.673 \end{cases} \quad 1-31$$

$$k = 1.70 + 5\psi + 17.1\psi^2 \quad 1-32$$

Para $\psi > 1$, $\rho = 1$

2 MATERIAIS E PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As propriedades do aço utilizado na produção de perfis de chapas dobradas fundamentam o comportamento estrutural destes, mesmo quando este é governado por instabilidades como flambagem local distorcional, uma vez que as tensões críticas são formuladas com base nessas propriedades mecânicas. Além disso, a agressividade do meio pode exigir propriedades específicas do aço, bem como situações de incêndio nas quais essas propriedades do aço são profundamente afetadas (DePaula, 2019).

Assim, o AISI S100 desde a primeira edição em 1946 estabelece uma lista de aços que podem ser utilizados em chapas dobradas, conforme são atendidos requisitos de ductilidade, tensões de escoamento e última, ganho de resistência devido ao encruamento (F_u/F_y) dentre outras. Na edição corrente, AISI S10-16, são listados 17 aços padronizados pela ASTM para aplicações estruturais, com destaque para o A36 e o A570 amplamente utilizados no Brasil.

A ductilidade consiste na capacidade do aço de resistir a deformações plásticas ou permanentes antes da fratura, sendo importante tanto para a segurança estrutural quanto para a formação a frio dos perfis de chapas dobradas. A razão F_u/F_y também é uma importante propriedade do aço que indica a capacidade de encruar e, portanto, de redistribuir tensões internas (AISI, 2016).

Na edição de 2016 da norma Norte-Americana, o AISI estabeleceu uma categorização dos aços utilizáveis em perfis de chapa dobrada e suas respectivas disposições e aplicações a partir da capacidade de alongamento uniforme (Δl) na tração de um corpo de prova de 50,8mm, determinado pelo ensaio prescrito pela ASTM A370(13). Isso permite a especificação dos aços pelos requisitos de desempenho dos mesmos.

A seguir, as três categorias de aços, sua aplicabilidade e disposições quanto ao projeto (1):

- $\Delta l > 10\%$ (atinge até 30%): uso estrutural indistinto, desde que atendam aos requisitos da seção 3.3.2 da referida norma. Destacam-se algumas características desta categoria, em geral, $F_u/F_y \geq 1,13$ com $F_y \in 1690$ a 5620 kgf/cm², $F_u \in (2950$ a 7030 kgf/cm²) e uso predominante em membros principais da estrutura.
- $3\% < \Delta l < 10\%$: uso restrito com redução da tensão de escoamento e da resistência a tração desde que atendam aos requisitos da seção 3.3.2 da Norma. São largamente utilizados para produção de acessórios, conexões e membros estruturais secundários.

- $\Delta l < 3\%$: podem ser utilizados em configurações de seções com múltiplas almas (e.g. telhas, tapamentos, deck de aço) desde que atendam aos requisitos da seção 3.2.3 da *Norma do AISI*. Apresentam F_y mínima de 5620kgf/cm² e f_u de 5770 kgf/cm², portanto, com ductilidade menor que a mínima estabelecida na seção 3.1.1 da *Norma Norte-Americana*. Por isso, permitem pouco trabalho a frio, exigindo raios de canto maiores e restrição de aplicação como membros estruturais primários.
- Aços galvanizados: foram adicionadas disposições específicas para aços galvanizados em 2012 na norma Norte-Americana.

Todos os aços aplicáveis à chapas dobradas devem atender a razão F_u/F_y mínima de 1,08, com exceção daqueles empregados em perfis para terças e terças de fechamento lateral, para os quais a norma Norte-Americana permite razão 1,0. Chapas de aço com espessura entre 1,6 e 2mm devem atender os requisitos de alongamento da seção A3.2.1, já chapas com espessura menor que 1,6mm e tensão de escoamento maior que 380Mpa não atendem tais requisitos e estão sujeitas a reduções da tensão de escoamento e resistência a tração da seção A3.3.2. Destaca-se ainda, o alongamento mínimo no segmento, de 12,7mm, onde ocorre a estricção, dever ser maior que 20% assim definido para evitar a ruptura frágil da seção na tração (Yu, et al., 2019).

É relevante destacar que na edição corrente o AISI estabeleceu-se que aços não identificados devem ser submetidos, cada bonina mestra, a ensaios de tração suficientes à definição da tensão de escoamento e tensão última, devendo-se por segurança exigir resultados 10% maiores que os especificados para a categoria do aço tabelado correspondente (AISII, 2016).

2.2 FABRICAÇÃO DO AÇO

O aço utilizado na produção de chapas dobradas é obtido através de uma série de transformações metalúrgicas desde o minério de ferro, até o ferro isento de impurezas. A este são adicionados os elementos da liga desejada e carbono (teor menor que 0,3%) com vistas a proporcionar as propriedades requeridas conforme a aplicação.

Pode-se resumir o processo de fabricação do aço nas quatro grandes etapas: Preparo das matérias primas - minério de ferro e carvão; Produção de gusa; Produção de aço, e; Laminação (conformação mecânica) (DePaula, 1994).

Além dos elementos de liga adicionados, o aço apresenta impurezas como resíduos de enxofre e fósforo cujas quantidades devem atender os limites estabelecidos para cada aço. Os principais elementos de liga e sua função são apresentados abaixo:

- Manganês: Usado praticamente em todo aço comercial. Melhora a resistência mecânica;
- Níquel: Aumenta a dureza, a resistência mecânica e a resistência à corrosão atmosférica;
- Cobre: melhora a resistência à corrosão atmosférica;
- Cromo: Melhora as qualidades de endurecimento e a resistência à corrosão atmosférica;
- Molibdênio: Melhora a temperabilidade e a dureza;
- Vanádio: Melhora as propriedades mecânicas, dureza e características de tratamento térmico;
- Zircônio: Melhora a dureza do aço;
- Boro: Melhora a temperabilidade do aço;
- Nióbio: aumenta a ductilidade, melhora a soldabilidade e aumenta a resistência do aço.

2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas constituem as características mais importantes dos aços para a sua aplicação no campo da Engenharia Civil, uma vez que o projeto e a execução das estruturas metálicas são baseados no seu conhecimento. Essas propriedades definem o comportamento dos aços quando sujeitos a esforços mecânicos e correspondem às propriedades que determinam a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços que lhes são aplicados, sem romper, ou sem que se verifique deslocamentos excessivos. Contudo, é importante saber que as propriedades dos aços não dependem apenas da sua composição química.

Além desta, características ditas microestruturais, resultantes de tratamentos térmicos, deformação mecânica e velocidade de solidificação, conferem aos materiais propriedades físicas, mecânicas e químicas adequadas à aplicação para a qual se destinam (DePaula, 1994).

As principais propriedades mecânicas do aço, sob o ponto de vista estrutural, são: Limite de escoamento (F_y); Limite de Resistência (F_u); Limite de Proporcionalidade (F_p); Módulo de elasticidade ($E = 2,074 \cdot 10^6$ daN/cm²); Ductilidade; Soldabilidade; Dureza; Massa específica ($\rho = 7850$ Kgf/cm³); Coeficiente de Poisson ($\nu = 0,3$); Módulo de elasticidade transversal ($G = 7,79 \cdot 10^5$ Kgf/cm²); Coeficiente de dilatação térmica ($\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ °C⁻¹), e; Características do diagrama Tensão-Deformação. Adicionalmente, a capacidade de trabalho a frio (formação) e a durabilidade são importantes propriedades para membros de chapas dobradas (DePaula, 2019).

Essas propriedades mecânicas são obtidas pelo ensaio de tração de um espécime como o apresentado na figura. Para aplicação do AISI S100-16 é necessário seguir o método de ensaio prescrito pela ASTM A370 (ASTM, 2017). A curva de tensão-deformação permite a determinação do módulo de elasticidade (E), da tensão de escoamento (Fy) e da tensão de ruptura (Fu).

Há na versão 2016 do AISI novas considerações de efeitos de segunda ordem para determinação dos esforços solicitantes em estruturas de chapa dobrada, cujos critérios de cálculo dos esforços solicitantes de flexão composta preveem o uso de modelos exatos de análise linear dos efeitos de segunda ordem ou métodos simplificados para casos específicos.

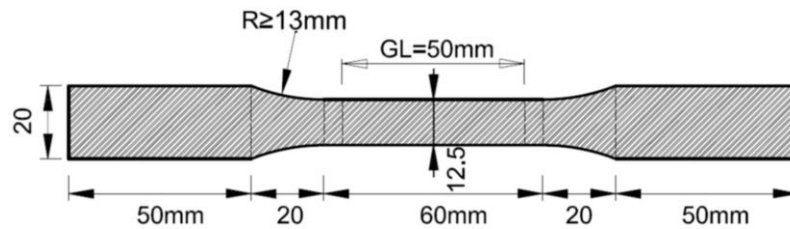


Figura 2-1 Espécime de chapa para ensaio de tração segundo a ASTM A370

Os aços podem desenvolver dois tipos de curvas tensão-deformação: uma é característica dos aços de escoamento rápido (Figura 2-2), isto é escoam rapidamente quando atingem F_y ; e a outra dos aços de escoamento gradual (Figura 2-3) que não apresentam patamar de escoamento definido (Yu, et al., 2019).

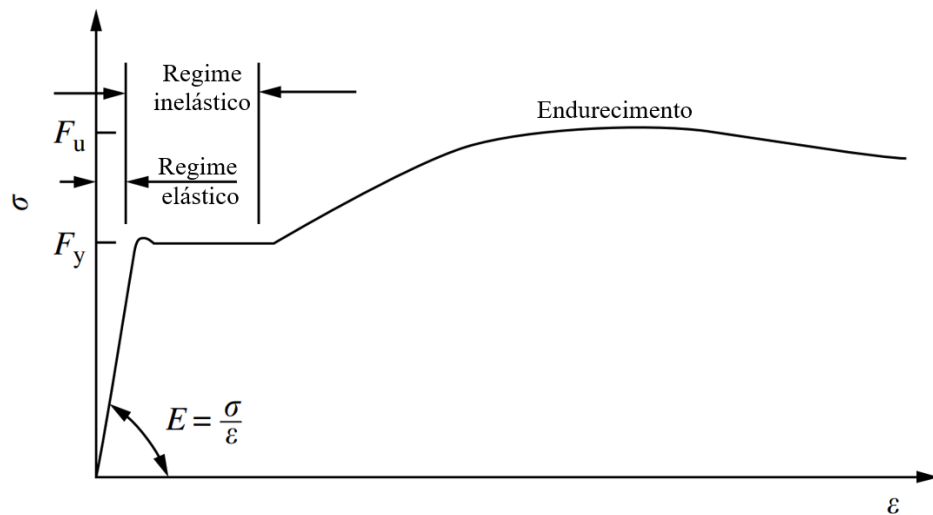


Figura 2-2 Aço com escoamento rápido (chapas laminadas a quente). Fonte: Autoria Própria

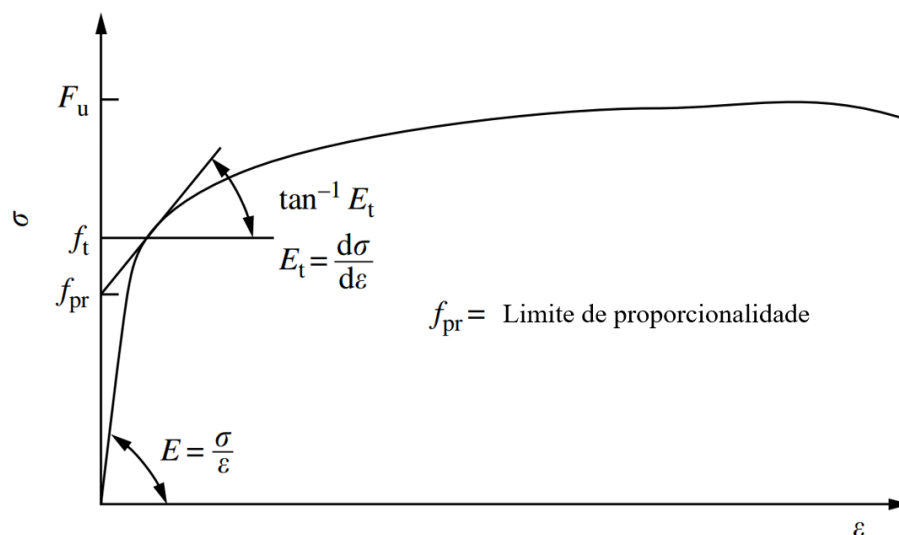


Figura 2-3 Aço com escoamento gradual (chapas laminadas a frio ou tratadas termicamente). Fonte: Autoria Própria

Para estes aços o limite de escoamento é bem definido, através de um patamar da curva tensão-deformação. Outrossim, os aços laminados a frio e os tratados termicamente, são aços de escoamento gradual. Para estes, o limite de escoamento não é bem definido

Para determinar a tensão de escoamento dos aços de escoamento contínuo utiliza-se, em geral, o *Offset Method* prescrito pela ASTM A370 (ASTM, 2017), que consiste em traçar uma linha paralela ao trecho linear elástico do diagrama a partir da deformação de 0,2%. Ao ponto que essa paralela interceptar o diagrama corresponderá a tensão de escoamento.

Os aços estruturais, normalmente utilizados no Brasil para produção de chapas estão sumarizados na Tabela 2-1, destaca-se que são de boa soldabilidade (DePaula, 2019).

Tabela 2-1 Principais Aços utilizados no Brasil para produção de Chapas Dobradas

Classificação	Denominação	Produtos	Espessura (mm)	F_y (daN/cm ²)	F_u (daN/cm ²)	Ductilidade (%)
Aços-carbono	ASTM-A-36	Chapas	$t \leq 200$	2500	4000	20
	ASTM-A-570-C	Chapas	$0,65 \leq t \leq 5,84$	2320	3656	18-23
Aços de Baixa Liga Resistentes à Corrosão	USI-SAC-300	Chapas	$2,00 \leq t \leq 50,8$	2450	4020	19
Aços de Baixa Liga	USI-SAC-350	Chapas	$2,00 \leq t \leq 16,0$	3730 3530	4900	16 19
			$2,65 \leq t \leq 5,00$ $6,35 \leq t \leq 50,8$	2400 2500		3600 3800
Alta	COS-AR-COR-400	Chapas	$2,65 \leq t \leq 5,00$ $6,35 \leq t \leq 50,8$	2400 2500	3600 3800	19

Resistência Mecânica Resistentes à Corrosão	COS-AR- COR-500	Chapas	$2,65 \leq t \leq 5,00$ $6,35 \leq t \leq 50,8$	3750 3750	4900	16
	ASTM-A- 242	Chapas	$t \leq 19,0$ $19,0 < t \leq 38,0$	3450 3150	4800 4600	16
	NIOCOR – 1	Chapas	$3,00 \leq t \leq 76,2$	3450	4850	16

2.4 ESPECIFICAÇÃO DO AÇO PARA CHAPAS DOBRADAS

A especificação do aço para chapas dobradas deve levar em consideração os seguintes critérios:

- Categoria do aço conforme a finalidade estrutural (membros primários ou secundários);
- F_y e F_y/F_u ;
- Agressividade do meio;
- Disponibilidade do aço no mercado;

As propriedades F_y , F_y/F_u e Δl dependem da finalidade última dos perfis especificados, a qual devem atender os requisitos de seção A3.2 da AISI S100-16. A disponibilidade dos aços no mercado é um fator econômico importante de escolha, pois não só permite o suprimento nas quantidades e no tempo necessário ao processo produtivo, como, também, contribui para a redução dos custos de aquisição de matéria-prima. Deve-se considerar além dos aços comuns no mercado brasileiro, como também aços importados como os chineses que estão ganhando mercado devido o preço mais competitivo.

A disponibilidade do aço no mercado deve ser verificada junto aos fornecedores em cada situação, bem como a capacidade de produção dos perfis desejados a partir das bobinas disponíveis, conforme o tipo de perfiladeira ou dobradeira disponíveis.

3 SEGURANÇA E DESEMPENHO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A norma norte-americana, atualmente, elenca três abordagens de projeto, com relação ao desempenho e segurança estrutural. São elas: o ASD (*Allowable Strength Design*), o LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) e o LSD (*Limit States Design*). Os métodos ASD e LRFD são usados nos Estados Unidos e México, enquanto o método LSD é usado majoritariamente no Canadá. Os sistemas de unidades utilizados são: (1) unidades habituais dos EUA (força em *Kip* e comprimento em polegadas), (2) unidades do SI (força em newtons e comprimento em milímetros), e (3) unidades MKS (força em quilogramas e comprimento em centímetros) (DePaula, 2019).

3.2 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS (EM INGLÊS: *ALLOWABLE STRENGTH DESIGN*)

Na abordagem ASD, os esforços submetidos (momentos, os esforços axiais, e os esforços de cisalhamento) em membros estruturais são calculadas por métodos de análise estrutural para todas as combinações de cargas nominais aplicáveis, conforme estipulado pela norma vigente (Yu, et al., 2019). Para essa metodologia, os esforços submetidos não devem exceder as resistências de projeto obtidas após a divisão dos valores de resistência de nominal pelos fatores de segurança estipulados, como se segue:

$$R_d = \frac{R_n}{\Omega} \quad 3-1$$

Onde R_d é a resistência minorada de projeto, R_n é a resistência nominal e Ω é o fator de segurança. Para o projeto de Chapas de Aço Dobradas a Frio, os fatores de segurança para o projeto de membros estruturais são dados na Tabela 3-1, bem como nas especificações do AISI.

3.3 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES (EM INGLÊS: *LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN*)

Dois tipos de estados limites são considerados no método *LRFD*. Sendo eles: (a) O estado limite das resistências requeridas para resistir às cargas extremas durante sua vida útil, (b) o estado limite de serviço/uso da estrutura para que esta consiga exercer sua função (Yu, et al., 2019). Para o estado limite de resistência, o modelo geral do método do LRFD está expresso abaixo:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad 3-2$$

Sendo $R_u = \sum \gamma_i \cdot Q_i$ a resistência solicitada, $\phi \cdot R_n$ a resistência de projeto, onde γ_i é o fator de majoração das cargas, Q_i é o efeito solicitante dessa carga (momento, cortante ou esforço normal), ϕ é o fator de minoração da resistência, e R_n é a resistência nominal.

O equacionamento de projeto via *LRFD* abaixo pode ainda ser utilizado para majorações de cargas em projetos de construção de pisos e telhados utilizando Chapas de Aço Dobradas a Frio:

$$1,2D_s + 1,6C_w + 1,4C \quad 3-3$$

Onde D_s é o peso das telhas de chapa de aço, C_w é o peso do concreto fresco durante o período de construção, e C é a sobrecarga do processo de construção (inclui equipamentos, trabalhadores, formas, aqui se exclui o peso do concreto fresco pois este já se encontra majorado no índice anterior). A Tabela 3-1 lista os fatores ϕ que são usados tanto no *LRFD* quanto no *LSD* para o projeto de estruturas e conexões que envolva chapas de aço dobradas à frio.

3.4 ESTADOS LIMITES DE PROJETO (*LIMIT STATES DESIGN*)

A metodologia para projetar em *LSD* é a mesma do *LRFD*, o que muda são os fatores de carregamento, a combinação de cargas, os índices de confiabilidade, e a relação de carga permanente e carga acidental utilizadas nesse critério que também são diferentes (Yu, et al., 2019). As outras diferenças são relacionadas a nomenclaturas dos termos. Assim como no *LRFD*, o *LSD* estabelece que os membros estruturais e conexões devem ser dimensionados para ter a resistência minorada de igual modo ou maior que o efeito de majoração das cargas, como se observa abaixo:

$$\phi R_n \geq R_d \quad 3-4$$

Sendo ϕR_n o efeito da faturação de cargas na resistência, o que resulta em R_d , resistência de cálculo, onde R_n é a resistência nominal, e ϕ o fator de minoração das resistências.

Para o método do *LSD*, os fatores de minoração de resistências e de combinação usados no projeto de estruturas com chapa de aço dobrada a frio estão presentes no Código Nacional de Construção do Canadá bem como na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 Fatores de segurança (Ω) e resistência (ϕ) usados no AISI S100-16

Tipo de Esforço	ASD (Fator de Segurança, Ω)	LRFD (Fator de Resistência, ϕ)	LSD (Fator de Resistência, ϕ)
1. Enrijecedores			
1.1 Enrijecedor contra esmagamento	2,00	0,85	0,80
1.2 Enrijecedores contra esmagamento de viga U	1,70	0,90	0,80
2. Membros tracionados			
2.1. Para Escoamento	1,67	0,90	0,90
2.2. Para fratura distante da conexão	2,00	0,75	0,75
2.3. Para fratura na conexão	<i>Ver em conexões</i>		
3. Membros Fletidos			
3.1 Escoamento e flambagem global	1,67	0,90	0,90
3.2 interações entre Flambagem local, escoamento e flambagem global	1,67	0,90	0,90
3.3 Flambagem distorcional	1,67	0,90	0,90
3.4 Vigas com uma mesa presa a uma superfície ou revestimento			
3.4.1 Para seções em geral e sistemas estruturais interconectados	1,67	0,90	0,85
3.4.2 Para seções C- ou Z em sistemas estruturais específicos	1,67	0,90	0,90
3.5 Vigas com uma mesa fixada ao sistema de forro	1,67	0,90	a
3.6 Projeto de almas			
3.6.1 Resistência ao cisalhamento	1,60	0,95	0,80
3.6.2 Corrugamento da alma			
3.6.2.1 Seções prontas	1,75-2,00	0,75-0,85	0,60-0,75
3.6.2.2 Seções de almas simples e tipo C	1,65-2,00	0,75-0,90	0,65-0,80
3.6.2.3 Seções tipo Z de alma simples	1,65-2,00	0,75-0,90	0,65-0,80
3.6.2.4 Seções cartola	1,75-2,00	0,75-0,85	0,65-0,75
3.6.2.5 Seções de almas múltiplas	1,65-2,45	0,60-0,90	0,50-0,80
3.7 Combinação de flexão e corrugamento da alma	1,7	0,9	0,75-0,80
4. Cargas concentradas em membros comprimidos			
4.1 Escoamento e flambagem global	1,80	0,85	0,80
4.2 Interação da Flambagem local com a global	1,80	0,85	0,80
4.3 Flambagem distorcional	1,80	0,85	0,80
5. Cilindros tubulares fechados			
5.1 Resistência à flexão	1,67	0,95	0,90
5.2 Compressão axial	1,80	0,85	0,80
6. Membros comprimidos com mesa presa a uma superfície ou revestimento			
6.1 Para seções em geral e sistemas estruturais interconectados	1,80	0,85	0,80
6.2 Para seções C- ou Z em sistemas estruturais específicos	1,80	0,85	0,80
7. Estruturas de parede			
7.1 Estruturas de parede submetidas à compressão	1,80	0,85	0,80
7.2 Estruturas de parede submetidas à flexão	1,67	0,90-0,95	0,90
8. Construção com diafragmas	2,15-3,00	0,55-0,80	0,40-0,75
9. Análise racional de engenharia para membros	2,00	0,8	0,75

10. Ligações soldadas			
<i>10.1 Groove welds</i>			
10.1.1 Tensão ou compressão	1,70	0,90	0,80
10.1.2 Cisalhamento na solda	1,90	0,80	0,70
10.1.3 Cisalhamento na base metálica	1,70	0,90	0,80
<i>10.2 Arc Spot welds</i>			
10.2.1 Soldas submetidas a cisalhamento	2,550	0,600	0,500
10.2.2 Parte conectada submetida a cisalhamento	2,20-3,05	0,50-0,70	0,40-0,60
10.2.3 Tração na solda	2,50-3,00	0,50-0,60	0,40-0,50
<i>10.3 Arc seam welds</i>			
10.3.1 Soldas submetidas a cisalhamento	2,55	0,60	0,50
10.3.2 Parte conectada submetida a cisalhamento	2,20	0,70	0,60
10.3.3 Parte superior do arco de solda submetido ao cisalhamento	2,60	0,60	0,55
<i>10.4 Fillet welds</i>			
10.4.1 Carregamento longitudinal na parte conectada	2,55-3,05	0,50-0,60	0,40-0,50
10.4.2 Carregamento transversal na parte conectada	2,35	0,65	0,6
10.4.3 Solda	2,55	0,6	0,5
<i>10.5 Flare groove welds</i>			
10.5.1 Carregamento transversal na parte conectada	2,55	0,60	0,50
10.5.2 Carregamento longitudinal na parte conectada	2,80	0,55	0,45
10.5.3 Solda	2,55	0,60	0,50
10.5.4 Resistência da Solda	2,35	0,65	0,55
10.5.5 Ruptura	2,50	0,60	0,75
11. Ligações parafusadas			
11.1 Resistência ao esmagamento	2,22-2,50	0,60-0,65	0,50-0,55
11.2 Resistência ao cisalhamento dos parafusos	2,00	0,75	0,55
11.3 Resistência à tração dos parafusos	2,00	0,75	0,65
11.4 Ruptura	2,22	0,65	0,75
12. Ligações com parafusos de rosca soberba	3,00	0,50	0,40
12.1 Combinação de cisalhamento com arrancamento do parafuso	2,35	0,65	0,55
12.2 Combinação de cisalhamento com arrancamento da cabeça do parafuso	2,55	0,60	0,50
12.3 Ruptura	3,00	0,50	0,75
13. Ligações pinos cravados			
13.1 Submetidos à tração	2,65	0,60	0,50
13.2 Arrancamento da cabeça por tração	4,00	0,40	0,30
13.3 Arrancamento do parafuso	3,00	0,50	0,40
13.4 Submetidos a cisalhamento	2,65	0,60	0,55
13.5 Corrugamento e inclinação do pino	2,05	0,80	0,65
13.6 Arrancamento devido ao cisalhamento	2,55	0,60	0,50
13.7 Ruptura do pino	3,00	0,50	0,75
14. Análise Racional de engenharia para ligações	2,00	0,55	0,50

4 PROJETO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentadas as formulações do AISI S100 (1) para o ELU: **de tração** - escoamento da área bruta e ruptura da área líquida, considerando os diferentes tipos de ligações; **de compressão** - escoamento da seção, instabilidade por flexão pura, torção pura, flambagem distorcional e flexotorsão; **de flexão simples** - FLM, FLA, FLT, flambagem distorcional, cisalhamento, interação cisalhamento e flexão, efeitos de cargas localizadas, interação de cargas localizadas e flexão; **de flexotração e de flexocompressão**. Os estados limites para uma coluna, a exemplo, são resumidos no esquema da Figura 4-1. Adaptado de Piyawat, et al., 2013, a seguir.

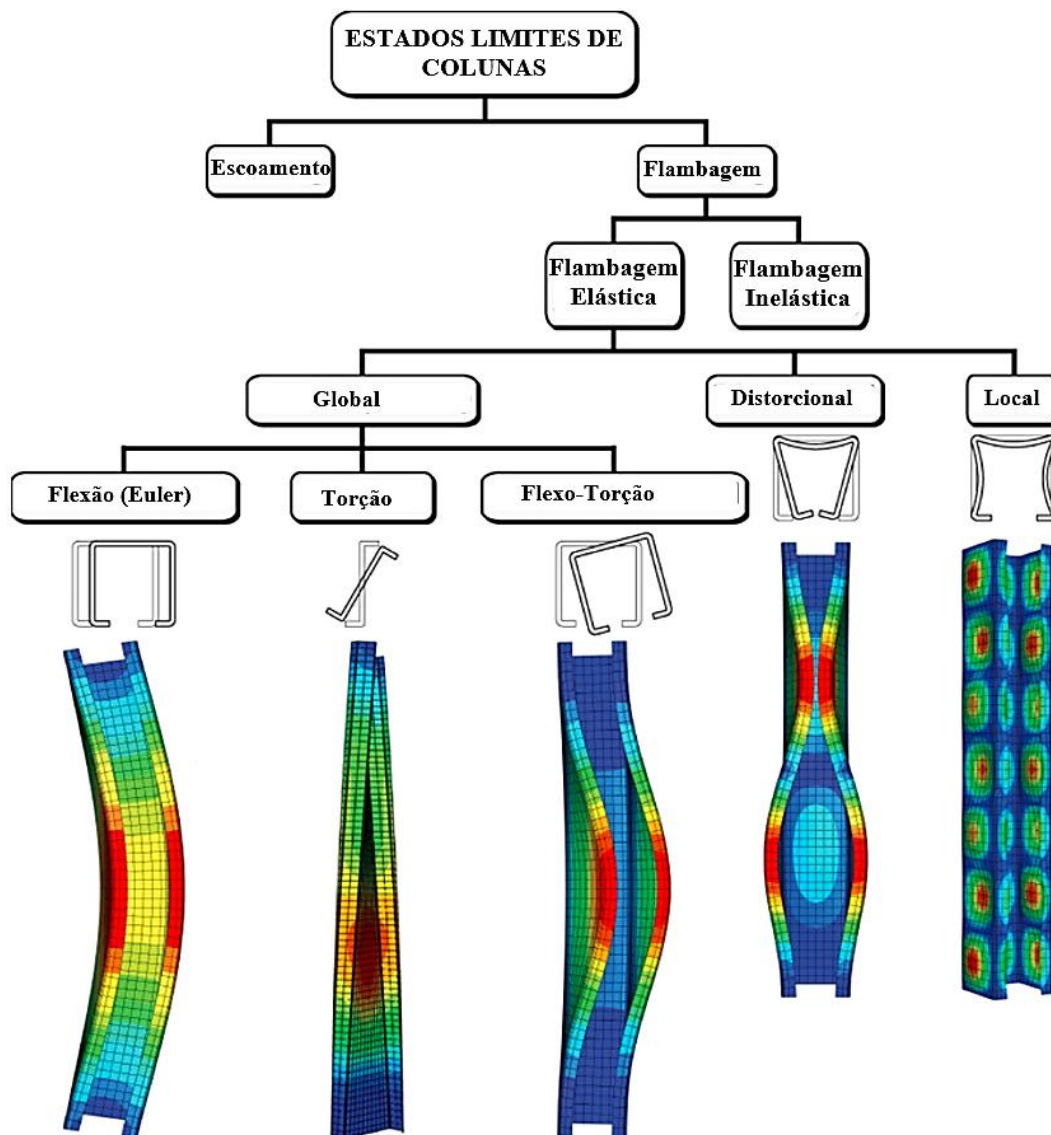


Figura 4-1 Estados limites de uma coluna de chapa dobrada. Adaptado de (Piyawat, et al., 2013)

4.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES

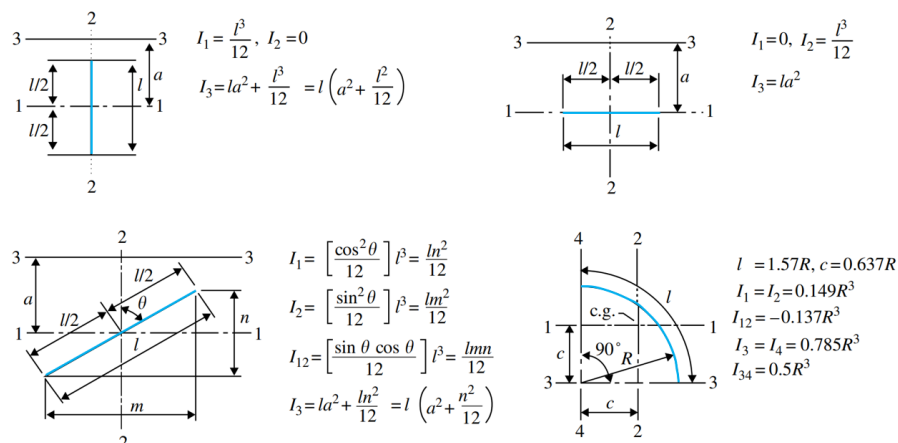
As propriedades da seção de um membro estrutural em chapas dobradas como área, momento de inércia, módulo elástico e raio de rotação são calculadas conforme métodos tradicionais de desenho estrutural. Essas propriedades são calculadas a partir de dimensões brutas ou efetivas/liquidas conforme o caso.

A resistência de membros à tração é baseada em seções bruta e líquida, enquanto para membros sob flexão e compressão axial as dimensões brutas são utilizadas no cálculo do momento e carga críticos, as dimensões efetivas são utilizadas para determinar as tensões correspondentes ao momento e à carga crítica com vistas ao cálculo da resistência nominal do membro. Como a espessura do membro de chapa dobrada é uniforme, o cálculo das propriedades da seção pode ser simplificado pelo método da linear ou da linha média (Yu, 2005).

4.2.1 MÉTODO LINEAR

Esse método simplificado consiste em considerar que toda a massa do material da seção está concentrada na linha média da chapa e a área é substituída nas formulações pelos comprimentos lineares ou curvos da linha média. A espessura t da chapa é introduzida após os cálculos lineares. Por exemplo, a área bruta e o momento de inércia são calculados como, $A=L.t$ e $I=I'.t$, onde L e I' são o comprimento e o momento de inércia da linha média (Yu, 2005).

O momento de inércia da linha média, em trechos lineares e arcos, é calculado conforme esquemas da Figura 4-2:



4.2.2 INFLUÊNCIA DO C_w E J_t NA RESISTÊNCIA DOS PERFIS

Tais propriedades representam uma parcela da resistência que determinados perfis apresentam quando submetidos a esforços de torção. Embora o coeficiente de empenamento (C_w), às vezes, apresenta diferenças de grande magnitude – a depender da consideração ou não o modo de soldagem do perfil de perfis compostos, como é o caso de perfis caixa ou I, enrijecidos ou simples – este valor entra na segunda parcela da equação de resistência do perfil à torção, demonstrada abaixo, e em seguida se divide por um valor muito grande, que é o comprimento de flambagem ($K_z L_z$), que por sua vez é elevado ao quadrado. Em geral o C_w e o $K_z L_z$ são expressos em cm^6 e cm , respectivamente, sendo que o valor do comprimento de flambagem em geral fica na casa das centenas, tal valor ao quadrado supera a monta dos 10.000 e quando o C_w divide por valores grandes, a parcela de resistência referente ao coeficiente de empenamento do perfil é pequena, e não representa significativamente em aumento de resistência envolvendo aquele perfil devido a essa propriedade.

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right) \quad 4-1$$

4.3 BARRAS TRACIONADAS

A resistência nominal à tração de membros estruturais submetidos à tração, segundo o AISI S100-16, pode ser determinada pelas seguintes equações:

Para o escoamento da área bruta:

$$T_n = A_g \cdot F_y \quad 4-2$$

Para ruptura da área líquida:

$$T_n = C_t \cdot A_n F_u \quad 4-3$$

Onde, T_n é a resistência nominal do membro sob tração, A_g é a área bruta da seção, A_n é a área líquida da seção, C_t é o coeficiente de concentração de tensões, F_y é o limite de escoamento do aço e F_u é o limite de resistência a tração do aço.

Para ruptura da ligação a resistência nominal à tração é limitada pelas seções J2.7, J3 e J4 do AISI S100-16.

4.4 BARRAS FLETIDAS

A resistência a flexão de membros fletidos (vigas) depende da existência ou não do contraventamento lateral. Se a viga for totalmente contraventado lateralmente seu projeto é baseado na resistência nominal da seção. Pelo contrário, se o membro não for contraventado lateralmente, a resistência a flexão será governada pela resistência a flambagem laterotorsional. No caso de seções U e Z ligadas a plataformas pela aba tracionada e com a aba comprimida não contraventada a resistência a flambagem nominal deve ser reduzida em pôr um fator de redução de 0,60 e 0,70, respectivamente. Respeitadas as condições elencadas na seção I6.2.1 da norma do AISI.

4.4.1 RESISTÊNCIA NOMINAL DA SEÇÃO

A resistência nominal da seção é determinada por um dos seguintes procedimentos: (1) início de escoamento e (2) capacidade de reserva inelástica.

De acordo com o procedimento 1, baseado no início do escoamento da seção, o momento resistente nominal, M_n , da seção é o momento de escoamento, M_y , determinado pelas áreas efetivas das mesas e da alma. A largura efetiva da mesa comprimida e a profundidade efetiva da alma podem ser calculadas conforme exposto na seção 1.5. O momento de escoamento do membro estrutural de chapa dobrada é definido como o momento no qual a fibra mais solicitada da seção (compressão ou tração) atinge a tensão de escoamento do aço. A Figura 4-3 apresenta as 3 configurações possíveis de distribuição de tensão devido o momento de escoamento.

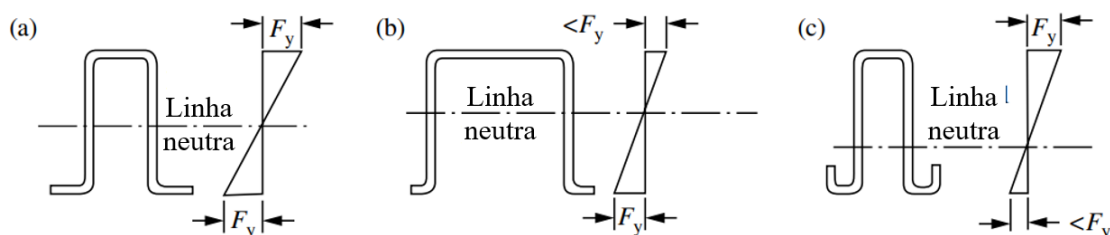


Figura 4-3 Distribuições de tensão devida ao momento de escoamento (início de escoamento).

A resistência nominal de início de escoamento da seção pode ser determinada pela equação 4-4:

$$M_n = M_y = S_e \cdot F_y \quad 4-4$$

Onde, S_e é o módulo elástico da seção calculado pela seção efetiva da fibra comprimida ou tracionada que atingiu o escoamento e F_y é a tensão de escoamento de projeto. No projeto de chapas dobradas o S_e é usualmente calculado pelo uso de um dos seguintes métodos:

- Se a linha neutra está mais próxima da mesa tracionada que da mesa comprimida (Figura 4-3 (c)), a tensão máxima ocorre na mesa comprimida, e o fator de esbeltez λ (equação 1-8) e a largura efetiva da mesa pode ser determinada pela razão w/t e $f = F_y$. Esse procedimento pode ser aplicado quando a linha neutra estiver sobre a linha média da seção (Figura 4-3 (a)).
- Se a linha neutra está mais próxima da mesa comprimida que da mesa tracionada (Figura 4-3 (b)), a tensão máxima ocorre na mesa tracionada. A tensão na mesa comprimida depende da posição da linha neutra, podendo ser determinada pela área efetiva da seção, usualmente, por aproximações sucessivas.

O procedimento 2 leva em consideração a reserva inelástica da seção na determinação do momento nominal, M_n , correspondente à máxima capacidade de flexão da viga devido a plastificação parcial da seção como apresentado na Figura 4-4. A distribuição da tensão inelástica na seção depende da deformação máxima da mesa comprimida, sendo limitada pelo AISI S100-16 dada uma razão w/t da mesa comprimida.

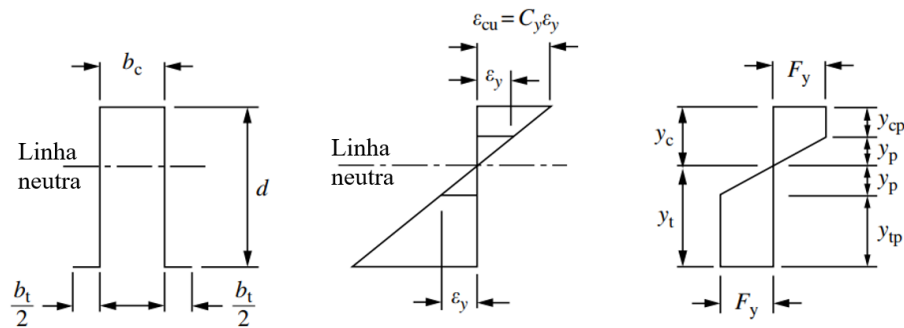


Figura 4-4 Distribuições de tensão devido ao momento máximo (resistência reserva inelástica). (Fonte: Autoria Própria)

Com base na máxima deformação admitida para a mesa comprimida, a posição da linha neutra pode ser determinada pela equação 4-5 e o momento nominal pela equação 4-6 a seguir.

$$\int \sigma \cdot dA = 0 \quad 4-5$$

$$\int \sigma \cdot dA = M \quad 4-6$$

Onde σ é a tensão atuante na seção.

O AISI S100-16 estabeleceu, no caso de vigas com a mesa comprimida fixada a laje ou revestimento, um novo limite superior de profundidade de vigas de 305mm, bem como a largura passa a ser limitada a 54mm e $F_u/F_y \geq 1,08$.

4.4.2 RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

A resistência nominal à flambagem lateral com torção, M_n , de seguimentos não contraventado de perfis com seção com um eixo de simetria, duplamente simétricas e seções simétricas ponto sujeitos à flambagem lateral com torção pode ser determinada como segue:

$$M_n = S_c F_c \quad 4-7$$

Onde, S_c é o módulo elástico da seção efetiva calculada para a tensão F_c na fibra mais solicitada e F_c por sua vez é a tensão crítica de flambagem lateral por torsão determinada como segue:

1. Para $F_e \geq 2.78F_y$

$$F_c = F_y \quad 4-8$$

2. Para $2.78 > F_e > 0.56F_y$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e} \right) \quad 4-9$$

3. Para $F_e \leq 0.56F_y$

$$F_c = F_e \quad 4-10$$

Onde F_e é a tensão elástica crítica de flambagem latero-torsional, a qual pode ser determinada conforme o tipo de simetria da seção:

1. Para seções mono, duo e ponto simétricas

$F_e = C_b r_0 A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} / S_f$ para flambagem sobre um eixo de simetria. Seções monossimétricas devem ser orientadas de modo que o centro de cisalhamento possua coordenada negativa. No caso de seções ponto-simétricas, usa-se $0,5F_e$. Alternativamente, no caso de seções I, C e Z pode-se adotar o equacionamento exposto em (2).

$F_e = C_s \sigma_{ex} A \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / (C_{TF} S_f)$ para flexão em torno do eixo centroidal perpendicular ao eixo de simetria de seções monossimétricas. Onde,

$$C_s = \begin{cases} +1, & \text{para momento causando compressão no SC} \\ -1, & \text{para momento causando tração no SC} \end{cases};$$

$$\sigma_{ex} = \pi^2 E / (K_y L_y / r_x)^2;$$

$$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (K_y L_y / r_y)^2;$$

$$\sigma_t = [GJ + \pi^2 EC_w / (K_t L_t)^2] / (A r_0^2);$$

A = área da seção não reduzida;

S_f = Módulo elástico da seção não reduzida relativo a fibra mais comprimida;

$$C_b = 12.5 M_{max} / (2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C) \quad 4-11$$

Na equação 4-12,

M_{max} = Valor absoluto máximo do momento no segmento não contraventado;

M_A = valor absoluto do momento no 1º quartil do segmento não contraventado;

M_B = valor absoluto do momento no 2º quartil do segmento não contraventado;

M_C = valor absoluto do momento no 3º quartil do segmento não contraventado;

É permitido a adoção, conservadora, de $C_b = 1$ para todos os casos. Para consolas e dentes/saliências $C_b = 1$.

E = módulo de elasticidade;

$C_{TF} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$, com M_1 e M_2 o menor e o maior momento na extremidade do seguimento não contraventado. Quando o momento em qualquer ponto do seguimento não contraventado é maior que os extremos C_{TF} é tomado como unitário;

r_0 = raio de giração da seção sobre o centro de cisalhamento;

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad 4-12$$

r_x, r_y = raios de giração da seção sobre os eixos principais de inércia;

G = módulo de cisalhamento;

K_x, K_y, K_t = fatores de comprimento efetivo para flexão sobre o eixo x e y, e para torção;

L_x, L_y, L_t = comprimentos de flambagem por flexão pura sobre o eixo x e y, e para torção;

x_0 = distância do CS ao CG, tomada negativa;

J = constante de torção de St. Venant para a seção;

C_w = constante torcional de empenamento da seção;

$$j = \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] / (2I_y) - x_0 \quad 4-13$$

2. Para seções I e mono simétricas U ou Z, fletidas sobre o eixo principal de inércia (eixo x) as seguintes equações podem ser utilizadas em vez das apresentadas anteriormente para o cálculo de F_e :

$$F_e = C_b \pi^2 E I_{yc} d / \left[S_f (K_y L_y)^2 \right] \quad 4-14$$

Para seções I duossimétricas e U.

$$F_e = C_b \pi^2 E I_{yc} d / \left[2 S_f (K_y L_y)^2 \right] \quad 4-15$$

Para seções Z, ponto-simétricas. Onde, d é profundidade da seção e I_{yc} o momento de inércia da porção comprimida das seções sobre o eixo do centroide paralelo a alma, usando a seção não reduzida.

4.4.3 VIGAS COM MESAS DE GRANDE LARGURA E VIGAS COM VÃO CURTO

Quando as mesas de vigas não são suficientemente grandes, considerações específicas devem ser previstas para possíveis efeitos de *shear lag* e deformação da mesa. O *shear lag* depende do tipo de carregamento e da relação entre o vão e a largura e independe da espessura. Já a deformação ou ondulação da mesa independe do comprimento do vão, mas depende da espessura e da largura da mesa, profundidade da seção, e da tensão de flexão tanto na mesa tracionada quanto na mesa comprimida (Yu, 2005).

Para se considerar o efeito do *shear lag* o comprimento efetivo das mesas comprimidas e tracionadas deve ser tomado de acordo com as especificações do AISI S100-16.

Quando a viga com vãos pequenos e mesas de menores espessuras está submetida à flexão, a porção da mesa mais distante do centro da alma tende a sofrer uma deflexão em torno do seu eixo neutro devido ao efeito da curvatura longitudinal da viga e da tensão de flexão aplicada em ambas as mesas. Com a intenção de manter sob controle a deformação excessiva da mesa, a norma do AISI fornece uma equação para limitar a largura da mesa (Yu, 2005).

4.4.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de vigas é controlada tanto pelo escoamento quanto pela flambagem da alma, dependendo, portanto, da relação entre a altura e a espessura, h/t , e das propriedades mecânicas do aço. Para almas de vigas contendo relações h/t pequenas, a resistência nominal ao cisalhamento é governada pelo escoamento. Quando essa relação h/t é grande, a resistência nominal ao cisalhamento é regida pela flambagem inelástica de cisalhamento.

Para o projeto de almas de vigas sem furos, a norma Norte-Americana fornece as seguintes equações para determinar a resistência nominal ao cisalhamento:

Para $\lambda_V \leq 0.815$

$$V_n = V_y \quad 4-16$$

Para $0.815 < \lambda_V \leq 1.227$

$$V_n = 0.815 \sqrt{V_{cr} V_y} \quad 4-17$$

$$= 0.60 t^2 \sqrt{E k_V F_y} \quad 4-18$$

Para $\lambda_V > 1.227$

$$V_n = V_{cr} = 0.904 E k_V t^3 / h \quad 4-19$$

Onde $\lambda_V = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$, V_y é a carga de cortante na seção transversal ($V_y = 0.6 A_w F_y$). Sendo A_w a área da alma do membro ($A_w = ht$), V_{cr} é a carga elástica de flambagem ao cisalhamento da alma, e k_V é o coeficiente de flambagem por cisalhamento.

4.5 BARRAS COMPRIMIDAS

Os membros de chapa de aço dobradas a frio, carregados axialmente, devem ser projetados para os seguintes estados limites: (1) Escoamento (2) Modos de flambagem gerais da coluna (flambagem devido à flexão, flambagem torcional ou flambagem por flexotorção) e (3) flambagem local de elementos individualmente. O modo de falha que governa neste caso depende da seção transversal, espessura do material, comprimento sem contraentamento e restrições nas extremidades (Yu, 2005).

4.5.1 ESCOAMENTO

Uma coluna muito curta e compacta submetida a um carregamento axial pode apresentar falha por escoamento. Neste caso, a resistência nominal é a carga de início de escoamento, isto pode ser visto na equação 4-20:

$$P_n = P_y = A_g \cdot F_y \quad 4-20$$

Onde A_g é a área bruta da coluna e F_y é a tensão que o aço atinge o escoamento.

4.5.2 FLAMBAGEM DE COLUNAS

A flambagem de colunas pode ocorrer por um dos três tipos a seguir:

1. Flambagem devido a flexão – Flexão sobre um eixo principal. A tensão elástica de flambagem é dada por:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad 4-21$$

Onde E é o módulo de elasticidade, K é o fator de comprimento efetivo para flambagem à flexão, L é o comprimento sem contraentamento dos membros para a flambagem por flexão e r é o raio de giração da seção utilizada.

2. Flambagem por torção – Torção em torno do centro de cisalhamento. A tensão elástica de flambagem a torção, é:

$$F_e = \frac{1}{Ar_0^2} \cdot \left[GJ_t + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad 4-22$$

A primeira parcela entre os colchetes representa a torção pura de Sant Venant e a segunda a tensão proveniente do empenamento da seção transversal. Na Equação 4-22 A é área bruta da seção transversal, C_w é a constante de empenamento da seção, G é o módulo de elasticidade transversal, J_t é o momento de inércia a torção, K_t é o fator de comprimento efetivo à torção, $K_t L_t$ é o comprimento efetivo de flambagem a torção e r_0 é o raio polar de giração da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento.

3. Flambagem Por Flexotorção de Seções Monossimétricas.

A tensão elástica a flambagem à flexotorção é definida como se segue:

$$F_e = \frac{[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}]}{2\beta} \quad 4-23$$

Onde $\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2$, $\sigma_{ex} = (\pi^2 E)/((K_x L_x)/r_x)^2$, σ_t é dado pela equação 4-22, x_0 é a distância do centro de cisalhamento até o centroide ao longo do eixo x principal.

Para seções duplamente simétricas e seções ponto simétricas, a flambagem da coluna pode ser tanto por flambagem por flexão quanto por flambagem do tipo torcional. Entretanto, para seções simétricas a um eixo, pode ser tanto por flambagem por torção quanto por flambagem por flexotorção.

Para a flambagem de colunas, a tensão nominal axial é determinada pela equação 4-24:

$$P_n = A_e F_n \quad 4-24$$

Onde A_e é a área efetiva determinada para a tensão F_n e F_n ; e a tensão determinada conforme se segue a diante:

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad 4-25$$


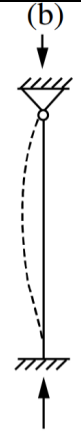
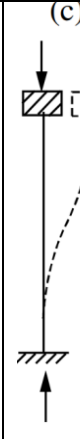
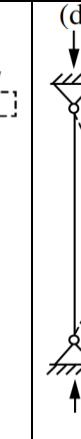

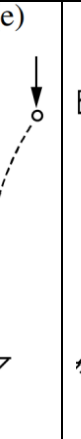




Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad 4-26$$

Onde $\lambda_c = \sqrt{F_y/F_e}$, sendo F_e a mínima tensão elástica de flambagem a flexão, tensão a flambagem torsional, ou tensão de flambagem por flexotorção, quando for aplicável.

Os fatores de comprimento de flambagem podem ser obtidos da tabela 4.1 a seguir, conforme o caso.

Tabela 4-1 Fatores de comprimento efetivo (K) para cargas concentradas de compressão no membro

Modo de flambagem representado pela linha tracejada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado de K quando as condições de execução estão aproximadas da ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condição de extremidade de apoio	   	Rotação fixada Rotação livre Rotação fixada Rotação livre		Translação fixa Translação fixa Translação livre Translação livre		

A utilização da área efetiva A_e na equação 4-24 visa representar o efeito da flambagem local na redução da resistência da coluna.

4.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRAVAMENTO DE BARRAS SUBMETIDAS A COMPRESSÃO

O AISI S100-16 dispõe na seção D3.3 considerações para a determinação da sobre os elementos de contraventamento para membros comprimidos. O contraventamento necessário depende da carga axial atuante na coluna, devendo considerar efeitos de segunda ordem. Vale destacar a dependência do contraventamento em uma relação entre a carga axial da coluna e a do contraventamento, sendo que sempre que a carga axial for incrementada o contraventamento deve ser verificado.

4.7 RESISTÊNCIA DE TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR

Os membros de perfis tubulares cilíndricos são seções econômicas quando submetidos a esforços de compressão e torção, devido sua grande razão raio de giração/área, raio de giração igual em todas as direções e grande rigidez à torsão. O AISI S100-16 limita a razão entre o diâmetro externo e a espessura da chapa, D/t , a valores menores que $0.441E/F_y$.

4.7.1 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A resistência nominal a flexão de membros cilíndricos tubulares sujeitos à flexão depende da razão D/t como segue:

$$M_n = F_c \cdot S_f \quad 4-27$$

Para $D/t \leq 0.0714E/F_y$

$$F_c = 1.25F_y \quad 4-28$$

Para $0.0714E/F_y < D/t \leq 0.318E/F_y$

$$F_c = [0.970 + 0.020(E/F_y)/(D/t)]F_y \quad 4-29$$

Para $0.318E/F_y < D/t \leq 0.441E/F_y$

$$F_c = 0.328E/(D/t) \quad 4-30$$

Onde D é o diâmetro externo do tubo, t é a espessura do tubo, F_c é a tensão crítica de flambagem, S_f é o módulo elástico de toda a seção.

4.7.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

A resistência a compressão nominal de membros cilíndricos tubulares sujeitos a carga de compressão centrada pode ser determinada pela equação 4-24, exceto quando (i) a tensão de flambagem elástica, $F_n = F_e$, é determinada pela flambagem por flexão em torno do eixo principal de inércia e conforme a Equação 4-21, e (ii) a área efetiva, A_e , é calculada pela Equação 4-31.

$$A_e = A_0 + R(A - A_0) \quad 4-31$$

Onde,

$$R = F_y/2F_e \leq 1.0$$

$$A_0 = \{0.037/[(DF_y)/(tE)] + 0.667\}A \leq A \quad \text{Para } D/t \leq 0.441 E/F_y \quad 4-32$$

Onde, A é a área não reduzida da seção e A_0 é a área reduzida devido o efeito da flambagem local.

Para membros seções não simétricas a tensão elástica de flambagem por flexotorção pode ser determinada por uma análise racional de engenharia, conforme se é orientado pelo AISI. Em complemento às recomendações anteriormente elencadas para projeto de colunas, a norma também possui critérios de projeto de membros à compressão que possuem uma das mesas fixadas a revestimentos ou telhas.

5 ALTERAÇÕES NORMATIVAS E MECÂNICAS IMPLEMENTADAS

5.1 CRITÉRIOS PARA PROJETO DO AISI/07 E AISI/2016

Como desde 1996 o AISI passou a abordar o comportamento da flexotração, tem-se para cada caso de flexão composta as seguintes considerações elencadas nos itens abaixo, segundo a abordagem tanto pelo AISI/16, quanto pelo AISI/2007. No que se refere à combinação de flexotração, não houve mudanças, sendo assim, foi mantido o modelo de cálculo já existente na versão anterior do PECAD na versão 16 desenvolvida. Já as combinações que envolvem flexocompressão, novas considerações foram previstas, as quais serão discutidas no item 5.1.3.

5.1.1 FLEXÃO COMBINADA À TRAÇÃO

$$\frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nxt}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{nyt}} + \frac{\bar{T}}{\varphi_t T_n} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

$$\frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} - \frac{\bar{T}}{\varphi_t T_n} \leq 1,0 \quad (5.2)$$

Onde:

\bar{M}_x e \bar{M}_y = momentos requeridos em relação ao centroide da seção;

$\varphi_b = 0,95$ para perfis com mesas enrijecidas; para perfis fechados e cilíndricos;

= 0,90 para perfis com mesas não enrijecidas; para peças não travadas lateralmente;

M_{nxt} e $M_{nyt} = S_{ft} F_y$;

S_{ft} = módulo elástico da seção inteira em relação a fibra mais tracionada.

$\varphi_t = 0,95$

\bar{T} = tração requerida;

M_{nx} e M_{ny} = momento resistente em relação ao centroide da seção.

5.1.2 FLEXÃO COMBINADA À COMPRESSÃO (AISII/07)

A força axial \bar{P} e os momentos \bar{M}_x e \bar{M}_y aplicados em vigas-coluna deverão satisfazer às seguintes equações de interação:

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{C_{mx} \bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} \bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1,0 \quad (5.3)$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_{n0}} + \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (5.4)$$

Quando $\bar{P}/\varphi_c P_n \leq 0,15$, a seguinte fórmula pode ser utilizada no lugar das duas equações acima:

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Onde,

\bar{P} = Carga axial aplicada.

\bar{M}_x e \bar{M}_y = Momentos aplicados em relação aos eixos centrais da seção efetiva, determinada considerando-se somente a carga axial. Para seções de cantoneiras, M_{uy} deverá ser tomado como o momento aplicado ou o momento aplicado mais $P_u / 1000$, o que resulta em um baixo valor de P_n .

P_n = Carga axial nominal determinada de acordo com o Capítulo 8.

P_{n0} = Carga axial nominal determinada de acordo com o Capítulo 8, utilizando $F_n = F_y$.

M_{nx} e M_{ny} = Momentos nominais em relação aos eixos centrais que foram determinados de acordo com o Capítulo 7.

$$\frac{1}{\alpha_i} = \frac{1}{1 - \bar{P}/P_{Ei}} \quad (5.6)$$

Onde,

$1/\alpha_x, 1/\alpha_y$ = Fatores de majoração

$i = x$ ou y dependendo da situação de análise

$\varphi_b = 0,95$ para perfis com mesas enrijecidas; para perfis fechados e cilíndricos;

= 0,90 para perfis com mesas não enrijecidas; para peças não travadas lateralmente;

$\varphi_c = 0,85$

$$P_{Ei} = \frac{\pi^2 EI_i}{(K_i L_i)^2} \quad (5.7)$$

I_i = Momento de inércia da seção transversal não-reduzida, em relação ao eixo de flexão x ou y dependendo da situação de análise.

L_i = Comprimento real destravado no plano de flexão em relação a x ou y dependendo da situação de análise

K_i = Fator de comprimento efetivo no plano de flexão em relação ao eixo x ou y dependendo da situação de análise

C_{mx} e C_{my} = Coeficientes cujos valores devem ser tomados como a seguir:

- 1) Para barras à compressão de pórticos deslocáveis: $C_m = 0,85$
- 2) Para barras à compressão de pórticos indeslocáveis não sujeitas a cargas transversais entre apoios no plano de flexão: $C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2)$
- 3) Onde (M_1/M_2) é a relação entre o menor e o maior dos momentos nas extremidades do comprimento destravado no plano de flexão. O termo M_1/M_2 é positivo quando a barra for fletida com curvatura reversa e negativo quando for fletida com curvatura simples.
- 4) Para barras à compressão em pórticos indeslocáveis no plano do carregamento e sujeitas a cargas transversais entre seus apoios, o valor de C_m pode ser determinado analiticamente. Entretanto, em lugar de tais análises, os seguintes valores podem ser usados:
 - a) Para barras com ambas as extremidades engastadas: $C_m = 0,85$

Para os demais casos: $C_m = 1,0$

5.1.3 FLEXÃO COMBINADA À COMPRESSÃO (AISI/16)

O AISI S100-16, devido a crescente difusão de aços de alta resistência, que implica em peças mais esbeltas em geral, passou a ser exigido uma análise consistente de segunda ordem proveniente de um software de análise de elementos finitos, cujo modelo forneça dados consistentes, para os cálculos dos esforços. Entretanto, a norma ainda mantém em seu corpo a metodologia de cálculo baseada numa análise simplificada – corroborando com o que já é o adotado tanto no AISC 390 e quanto na NBR 8800/2008 – a qual pode ser usada para o cálculo aproximado dos esforços \bar{P} , \bar{M}_x e \bar{M}_y , quando estes valores não forem obtidos diretamente por meio de uma análise linear exata, que é o mais correto e o mais recomendado. Este modelo alternativo está disposto abaixo e desconsidera, portanto, a equação relativa à estabilidade que estava presente no AISI/2007, pois é pressuposto básico a verificação de instabilidade global da estrutura para que se execute o modelo simplificado.

O cálculo dos esforços axiais \bar{P} e os momentos \bar{M}_x e \bar{M}_y aplicados em vigas-coluna, no modelo alternativo, é realizado a partir da combinação de uma análise estática linear de uma estrutura indeslocável (nt) e uma estrutura deslocável (lt), sendo válido somente em situações de carregamento que se predominam cargas verticais, não sendo indicado, portanto, em situações que predominem carregamentos horizontais (a citar: presença de pontes rolantes), devendo, nesses casos, efetuar a

análise estrutural exata. Tais esforços, sejam calculados pelo modelo simplificado abaixo, sejam provenientes da análise linear exata de segunda ordem, deverão satisfazer à seguinte equação, segundo o AISI/2016:

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (5.8)$$

Onde,

P_n = Carga axial nominal determinada de acordo com o Capítulo 8;

M_{nx} e M_{ny} = Momentos nominais em relação aos eixos centrais;

\bar{P} = Carga axial aplicada;

$$\bar{P} = \bar{P}_{nt} + B_2 \bar{P}_{lt}$$

\bar{M}_x e \bar{M}_y = Momentos aplicados em relação aos eixos centrais da seção efetiva, determinada considerando-se somente a carga axial;

$$\bar{M} = B_1 \bar{M}_{nt} + B_2 \bar{M}_{lt}$$

B_1 multiplicador devido ao efeito de $P-\delta$ para cada barra sujeita a compressão e flexão, podendo ser assumido igual a 1 em casos de barras não submetidas a compressão;

$$B_1 = C_m / (1 - \alpha \bar{P} / \bar{P}_{e1}) \geq 1.0;$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD);}$$

Para situações onde a viga-coluna não estiver submetida a carregamentos transversais entre os apoios no plano de flexão: $C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$, do contrário, $C_m = 1.0$;

- $\frac{M_1}{M_2}$ maior e menor momento, respectivamente, incidentes na extremidade do comprimento da barra que esteja sem restrição no plano da flexão. (calculadas conforme análise elástica de primeira ordem);

$P_{e1} = \frac{\pi^2 k_f}{(K_1 L)^2}$ (resistência elástica crítica de flambagem para situação sem translação lateral das extremidades das barras;

B_2 multiplicador devido ao efeito de $P-\Delta$ para cada pavimento da estrutura, e cada sentido de translação lateral;

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1.0$$

\bar{P}_{story} = Carga total vertical suportada pelos pilares do um pavimento, proveniente das combinações de carga (LRFD);

$P_{e,story}$ = Resistência elástica crítica de flambagem para os pilares do pavimento na direção da translação considerada;

$$P_{e,story} = R_M H \bar{F} / \Delta_F$$

- $R_M = 1.0 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{\bar{P}_{story}} \right)$
- P_{mf} = Carga vertical total nos pilares do pavimento submetidos aos esforços de momento. (igual a 0 quando a peça tem restrição);
- H = altura do pavimento;
- Δ_F = Desvio entre pavimentos devido a análise de primeira ordem na direção da translação ensaiada;
- \bar{F} = cisalhamento atuante nos pavimentos na direção da translação.

6 O SOFTWARE PECAD

Diversas universidades têm desenvolvido e disponibilizado softwares de análise e projeto de estruturas de chapas dobradas baseados nas prescrições do AISI, dada sua constante atualização (Yu, 2005). Na Europa os softwares seguem as prescrições do Eurocode, com particularidades nas recomendações em cada país. Essas diferenças nos códigos locais na Europa se devem ao histórico do desenvolvimento das normas de projeto e uso de chapa dobrada, que antecede à unificação pelo Eurocode, mas também em função das exigências necessárias em função da diferença nas ações nas regiões, especialmente com relação a sismos e ações devidas a neve, que depende muito da latitude e altitude do local. Para dimensionamento de perfis de chapa dobrada neste mesmo alinhamento, foi desenvolvido na Universidade de Brasília a família de softwares PECAD (Projeto de Estruturas em Chapa de Aço Dobrada a Frio) sob a orientação e do Professor José Humberto Matias de Paula, no departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Tecnologia (DePaula, 1994) (DePaula, 2019). A plataforma PECAD tem mais de trinta anos de desenvolvimento a partir da versão do AISI/1980 e também da norma canadense CSA-S136-M84 (CSA, 1984).

A primeira versão desse software foi o PEDAD 80, juntamente com a versão PECAD 86 e PECAD-CSA/84. As duas primeiras versões foram baseadas nas prescrições do AISI e no método das tensões admissíveis sendo a versão da norma canadense já baseada no método dos estados limites. As versões seguintes vieram partir da publicação, em 1991, das prescrições do AISI também pelo método dos estados limites (PECAD 91) e em seguida com o desenvolvimento do PECAD 96, cujas formulações de projeto de chapas de aço dobradas a frio foram baseadas na edição de 1996 do AISI, ambos os códigos implementados no ambiente Windows, utilizando-se a linguagem de programação *Turbo BASIC*. Posteriormente veio o PECAD 07, baseado na edição de 2007 do AISI S100 e implementada em ambiente Windows, utilizando-se a linguagem de programação para objeto C# (leia-se “C Sharp”) devido a facilidade de desenvolvimento e execução do software em ambientes da Microsoft, além da facilidade de compilação de aplicativos para ambiente Android e iPhone (DePaula, 2019). Destaca-se a programação orientada ao objeto, que facilita a chamada de rotinas específicas conforme a verificação que se deseje, tornando-se a execução do software mais eficiente e facilitando a verificação de *bugs* e implementação de atualizações devido a independência dos módulos.

Devido a padronização da linguagem C# pela Microsoft para seus diversos ambientes computacionais, a disponibilidade tanto de materiais de estudo quanto recursos de desenvolvimento, viabilizaram a implementação satisfatória das rotinas de projeto de chapas dobradas, bem como a criação de uma interface amigável ao usuário do software, como o PECAD 07 apresentado na Figura 6-2 a seguir.

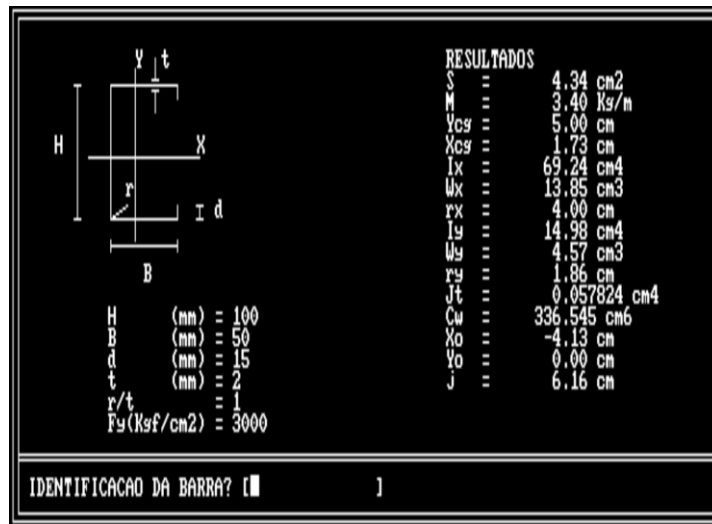


Figura 6-1 Interface do PECAD 96. Fonte: Acervo próprio.

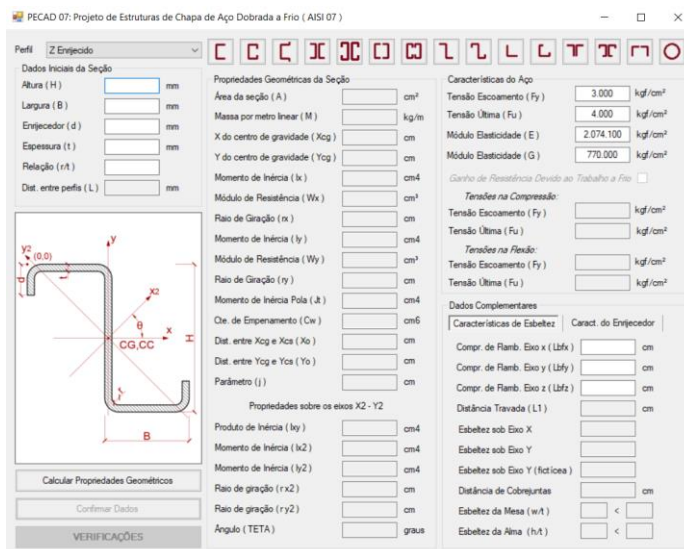


Figura 6-2 Tela inicial do PECAD 07. Fonte: Acervo próprio.

No mercado mundial e brasileiro se encontram alguns softwares do mesmo segmento do PECAD, a citar, o CFS da *RSG softwares*, baseado nas diversas versões do AISI, o Dimperfil, publicado no CBCA, e o mCalc da *Stabile*, que são baseados somente na norma brasileira. Essas plataformas não são tão versáteis em termos de lançamento de dados e de verificações de resistência quanto à família de softwares do PECAD, visto que o desenvolvimento da interface, tanto de lançamento quanto de verificação, em todas as versões da família PECAD, foi projetado conforme uma tendência de procedimentação de elaboração de projeto, que acompanhou, ao longo do tempo, o modo como o mercado sempre projetou e passou a projetar, resultado dos novos avanços na tecnologia do aço.

6.1 PLATAFORMA DE PROJETO PECAD 16

O PECAD 16 é uma versão atualizada do PECAD 07, isto é, herdando-se todos os módulos da versão anterior bem como a linguagem de programação utilizada, a C#. Alguns aspectos da interface foram adaptados para fornecer um lançamento de dados mais intuitivo de forma progressiva (veja-se a Figura 6-3). A atualização consiste na inserção de mudanças incorporadas pela nova versão da Norma Norte Americana do AISI S100-16, no que diz respeito aos modelos de resistência para dimensionamento de elementos solicitados à tração e compressão axial, cisalhamento, flexão simples e, especialmente, à flexão composta.

1. Calcular Propriedades Geométricas	
Propriedades Geométricas da Seção	
Área da seção (A)	11,325 cm ²
Massa por metro linear (M)	8,890 kg/m
X do centro de gravidade (Xcg)	6,00 cm
Y do centro de gravidade (Ycg)	7,50 cm
Momento de Inércia (Ix)	382,564 cm ⁴
Módulo de Resistência (Wx)	51,01 cm ³
Raio de Giro (rx)	5,81 cm
Momento de Inércia (Iy)	246,966 cm ⁴
Módulo de Resistência (Wy)	41,16 cm ³
Raio de Giro (ry)	4,67 cm
Momento de Inércia Pola (Jt)	0,150995 cm ⁴
Cte. de Empenamento (Cw)	35519,380 cm ⁶
Dist. entre Xcg e Xcs (Xo)	0,00 cm
Dist. entre Ycg e Ycs (Yo)	0,00 cm
Parâmetro (j)	0,0000 cm
Propriedades sobre os eixos X2 - Y2	
Produto de Inércia (Ixy)	0,000 cm ⁴
Momento de Inércia (Ix2)	0,000 cm ⁴
Momento de Inércia (Iy2)	0,000 cm ⁴
Raio de giro (rx2)	0,00 cm
Raio de giro (ry2)	0,00 cm
Ângulo (TETA)	0,00 graus

2. Confirmar Dados	
Características do Aço	
Tensão Escoamento (Fy)	3.000 kgf/cm ²
Tensão Última (Fu)	4.000 kgf/cm ²
Módulo Elasticidade (E)	2.074.100 kgf/cm ²
Módulo Elasticidade (G)	770.000 kgf/cm ²
Dados Complementares	
Características de Esbeltez	
Compr. de Flamb. Eixo x (Lbfx)	100,0 cm
Compr. de Flamb. Eixo y (Lbfy)	110,0 cm
Compr. de Flamb. Eixo z (Lbfz)	120,0 cm
Distância Travada (L1)	0 cm
Esbeltez sob Eixo X	17,2
Esbeltez sob Eixo Y	23,6
Esbeltez sob Eixo Y (fictícia)	23,6
Distância de Coberturas	524,6 cm
Esbeltez da Mesa (w/t)	18,0 < 90,0 ✓
Esbeltez da Alma (h/t)	63,0 < 200,0 ✓

Figura 6-3 Tela inicial do PECAD 16. Fonte: Acervo próprio

Os resultados dos algoritmos implementados nos no PECAD 16 foram devidamente validados por meio da comparação exemplos constantes na literatura, especialmente pelos diversos os exemplos resolvidos de (Yu, et al., 2019) e (AISII, 2017). Foi utilizado, também, como verificação do código implantado no PECAD 16, os resultados do software comercial CFS 11, da empresa *RGS Software*, amplamente utilizado nos Estados Unidos (Yu, et al., 2019). Comparações foram feitas com versões anteriores, amplamente testadas inclusive em escritórios de projeto, do PECAD 91 e PECAD 07.

Cabe mencionar que os desenvolvedores não são responsáveis pelo uso da plataforma de projeto e pelos resultados obtidos com o seu uso. Onde não terão nenhum dever legal ou responsabilização com qualquer pessoa, física ou jurídica, direta ou indiretamente, que resulte de alguma informação ou no uso do programa ora disponibilizado. O usuário da plataforma de cálculo e projeto é o responsável por qualquer conclusão ou decisão tomada com fundamento nos resultados apresentados pela ferramenta de projeto.

6.1.1 PRINCIPAIS FUNCIONALIDADES DO PECAD 16

Selecionado um perfil e fornecidas as suas dimensões os resultados dos cálculos e verificações das propriedades geométricas são apresentados na própria tela de lançamento desses dados após o usuário clicar no botão “1. Calcular Propriedades Geométricas”, conforme apresentado na Figura 6-4.

O usuário tem a opção de especificar o aço do perfil, respeitando os limites de aplicabilidade do AISI S100 apresentados na Tabela 1-2. O próximo passo é fornecer os dados complementares de flambagem e distância travada para realização das verificações.

PECAD 16: Projeto de Estruturas de Chapa de Aço Dobrada a Frio (AISI S100/16)

1. Calcular Propriedades Geométricas

Propriedades Geométricas da Seção

Área da seção (A)	11,325	cm ²
Massa por metro linear (M)	8,890	kg/m
X do centro de gravidade (Xcg)	6,00	cm
Y do centro de gravidade (Ycg)	7,50	cm
Momento de Inércia (Ix)	382,564	cm ⁴
Módulo de Resistência (Wx)	51,01	cm ³
Raio de Giro (rx)	5,81	cm
Momento de Inércia (Iy)	246,966	cm ⁴
Módulo de Resistência (Wy)	41,16	cm ³
Raio de Giro (ry)	4,67	cm
Momento de Inércia Pola (Jt)	0,150995	cm ⁴
Cte. de Empenamento (Cw)	35519,380	cm ⁶
Dist. entre Xcg e Xcs (Xo)	0,00	cm
Dist. entre Ycg e Ycs (Yo)	0,00	cm
Parâmetro (j)	0,0000	cm

Propriedades sobre os eixos X2 - Y2

Produto de Inércia (Ixy)	0,000	cm ⁴
Momento de Inércia (Ix2)	0,000	cm ⁴
Momento de Inércia (Iy2)	0,000	cm ⁴
Raio de giro (rx2)	0,00	cm
Raio de giro (ry2)	0,00	cm
Ângulo (TETA)	0,00	graus

2. Confirmar Dados

Características do Aço

Tensão Escoamento (Fy)	3.000	kgf/cm ²
Tensão Última (Fu)	4.000	kgf/cm ²
Módulo Elasticidade (E)	2.074.100	kgf/cm ²
Módulo Elasticidade (G)	770.000	kgf/cm ²

Ganho de Resistência Devido ao Trabalho a Frio

Tensões na Compressão:

Tensão Escoamento (Fy)	3000,0	kgf/cm ²
Tensão Última (Fu)	4000,0	kgf/cm ²

Tensões na Flexão:

Tensão Escoamento (Fy)	3000,0	kgf/cm ²
Tensão Última (Fu)	4000,0	kgf/cm ²

Dados Complementares

Compr. de Flamb. Eixo x (Lbfx)	120	cm
Compr. de Flamb. Eixo y (Lbfy)	120	cm
Compr. de Flamb. Eixo z (Lbfz)	120,0	cm
Distância Travada (L1)	0	cm
Esbeltez sob Eixo X	20,6	
Esbeltez sob Eixo Y	25,7	
Esbeltez sob Eixo Y (fictícia)	25,7	
Distância de Cobrejuntas	524,6	cm
Esbeltez da Mesa (w/t)	18,0 < 90,0	✓
Esbeltez da Alma (h/t)	63,0 < 200,0	✓

3. Verificações

Figura 6-4 - Apresentação e verificação das propriedades geométricas do Perfil. Fonte: Autoria própria.

Na tela de verificações o usuário informa e verifica os esforços de tração, compressão, flexões e cortante. No caso da verificação do perfil ao esforço de tração o usuário tem a opção de indicar qual o tipo de ligação (nenhuma, soldada e parafusada) conforme recorte apresentado na

Figura 6-5.

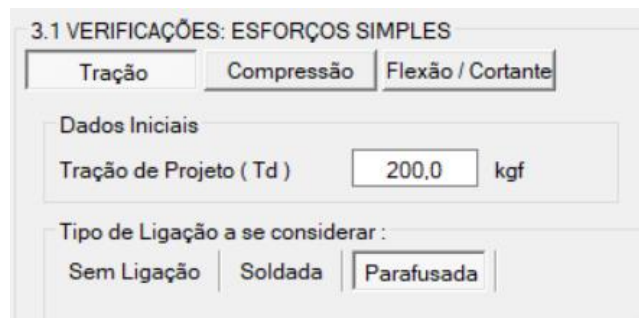


Figura 6-5 Verificações de Tração. Fonte: Autoria própria.

Na aba de verificação de Flexão/Cortante destaca-se a ferramenta de verificação da combinação de corrugação, conforme as condições de contorno, além da verificação de flecha para os momentos fletores solicitantes de serviço conforme recorte apresentado na Figura 6-6 .

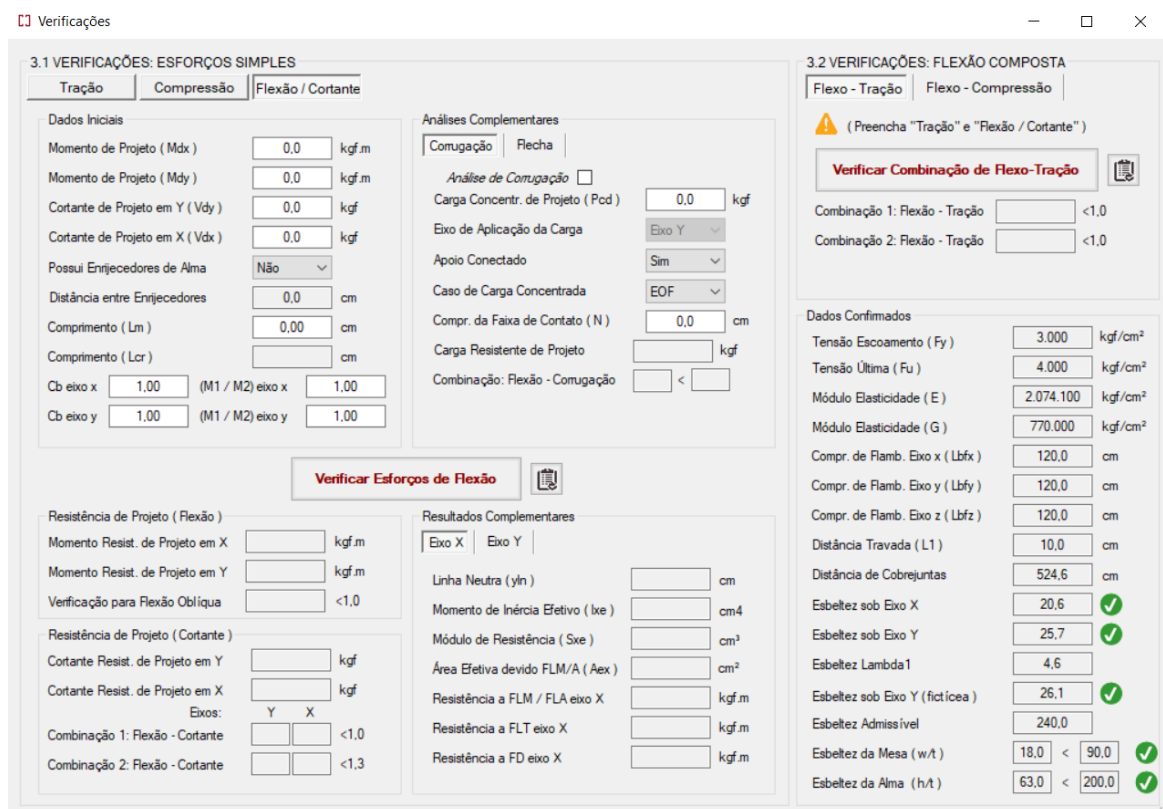


Figura 6-6 Verificação de Flexão e Cortante. Fonte: Autoria própria.

Realizadas as verificações de esforços simples o usuário pode fazer a verificação de solicitações compostas: Flexotração e Flexocompressão. É fundamental destacar que para a verificação da resistência à flexocompressão os esforços solicitantes utilizados devem ser resultantes de um Análise Não Linear Exata de Segunda Ordem. As novas considerações advindas dessa exigência estabelecida pelo AISI na versão S100 16, foi implementada no PECAD 16, uma vez que o método simplificado de amplificação dos momentos devido aos efeitos de segunda ordem é de

aplicação muito limitada. Para alertar o usuário foi inserido na tela a seguinte mensagem apresentada na Figura 6.7, a seguir.

O PECAD 16, desenvolvido para uso acadêmico e profissional em escritórios de projeto, passa agora a ser disponibilizado via instalador com um *setup wizard* facilmente executável e com suporte para implementação direta entre os programas do sistema operacional *Windows*. A versão anterior era disponibilizada em uma pasta com diversos arquivos inseridos (figuras, diretórios, ícones) o que geralmente ocasionava problemas caso esses arquivos não estivessem nos destinos certos. A partir dessa versão o instalador faz automaticamente a inserção do software na máquina, de forma direta e segura, inclusive do ponto de vista funcional.

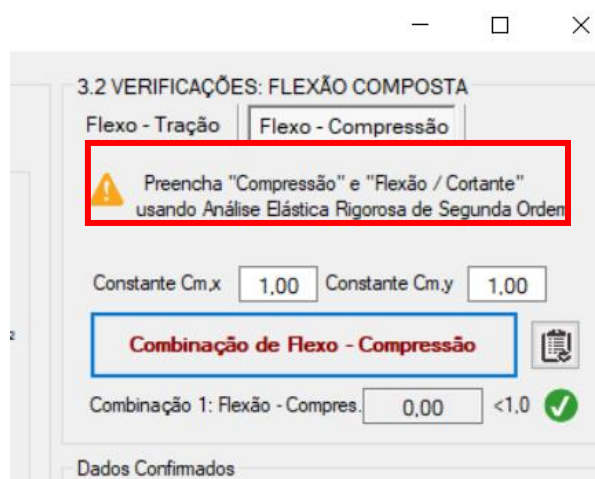


Figura 6-7 Mensagem de alerta sobre a consideração dos efeitos de segunda ordem na combinação de flexocompressão. Fonte: Autoria própria.

Por fim, vale pontuar que o uso do Software PECAD 16 e suas versões anteriores é necessário a verificação das equações implementadas, as peculiaridades dos perfis e métodos construtivos cujas implicações podem ser preponderantes para o correto lançamento dos dados e validação das verificações realizadas e relatadas pelo software. Em suma, esta plataforma computacional constitui uma ferramenta para verificação e projeto de estruturas em chapa dobrada, mas não substituem ou eximem o projetista da análise racional de engenharia que é de sua inteira responsabilidade.

Pontua-se que em todos os casos de verificação de esforços simples ou combinados é possível além da visualização dos resultados na tela de lançamento de dados também a geração de relatórios com esses mesmos resultados em forma de relatório, bastando para isso que o usuário click no botão ao lado do botão da respectiva verificação.

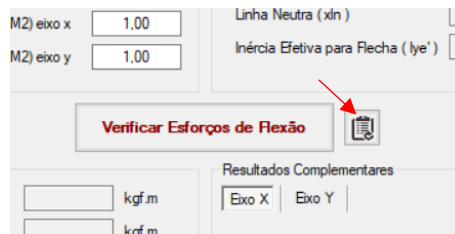


Figura 6-8 Botão que gera o respectivo relatório de verificação. Fonte: Autoria própria.

A seguir é apresentado um exemplo de relatório de verificação de Tração em um perfil Ux100x50x2mm sujeito a um esforço de tração de 500kgf sem considerar ligação.

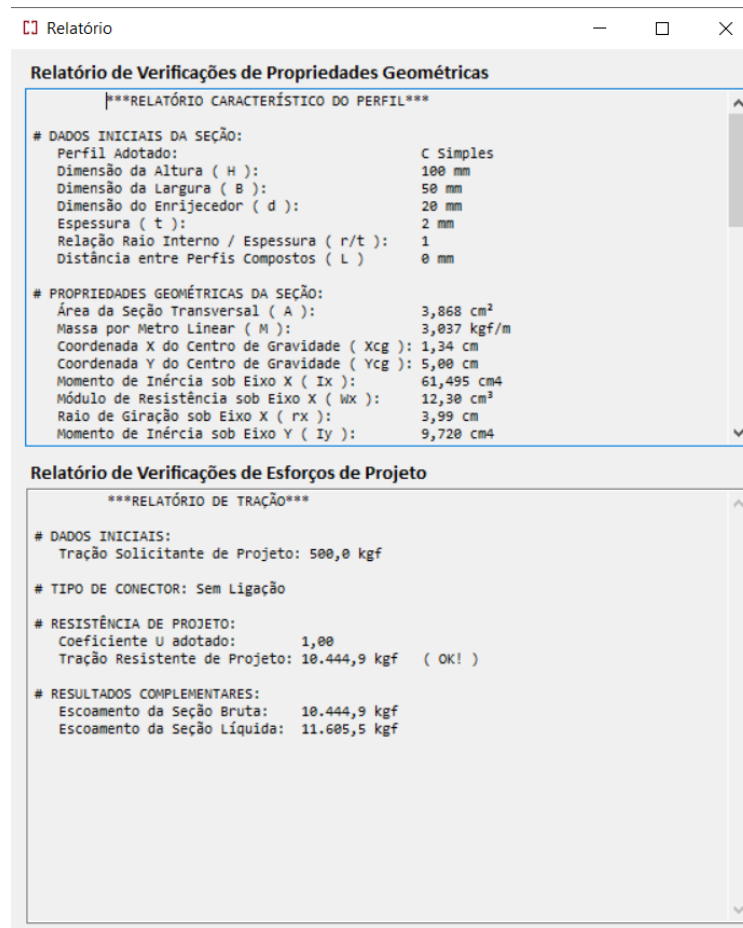


Figura 6-9 Exemplo de relatório de verificação de tração. Fonte: Autores.

A título de comparação, abaixo está o relatório gerado pelo CFS 11 para o mesmo perfil e carregamentos especificados na Figura 6-9.

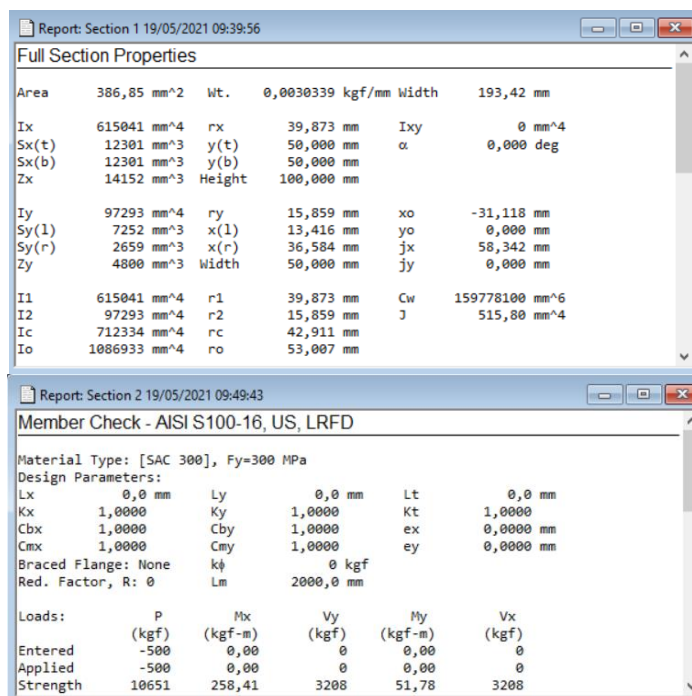


Figura 6-10 Relatório de verificação de tração do CFS 11. Fonte: Autores.

Para dirimir eventuais dúvidas acerca da metodologia implementadas nas diversas versões do PECAD, sugere-se a consulta ao livro do Professor José Humberto Matias de Paula (DePaula, 2019) que constitui a mais completa bibliografia acerca de chapa dobrada a frio no Brasil, bem como, seu homólogo o livro dos professores Yu, Laboube e Chen (Yu, et al., 2019) que constitui a principal referência internacional no assunto.

6.1.2 COMPARATIVO ENTRE AS VERSÕES DO AISI 07 E AISI 2016

Como forma de apresentar o que de fato mudou no PECAD 16, quando comparado com o PECAD 07, temos a Figura 6-11 abaixo. É possível observar que onde se tinha duas equações, uma que verificava instabilidade e outra a resistência, agora, na edição do AISI S100-16, somente se manteve a equação referente à resistência, na medida em que se espera que o usuário já tenha realizado a análise exata de segunda ordem, já tendo atestada, assim, a estabilidade global da estrutura.

O perfil utilizado na demonstração foi um U enrijecido, com dimensões de 250mmX100mmX30mm com espessura de 2mm. É importante ressaltar que foi inserido uma configuração de carregamento da seguinte forma: momento em torno de X (500 kgf.m), momento em torno de Y (100 kgf.m) e carregamento de compressão (1.000 kgf). As condições de contorno foram: Lbx, Lby, Lbz, e Lm iguais a 100 cm.

Relatório de Verificações de Esforços de Projeto		
# RESISTÊNCIA DE PROJETO:		
ANÁLISE COMBINADA DE FLEXÃO E COMPRESSÃO:		
Combinação 1 Flexão-Compressão [Eq. C5.2.2-1]:	0,56 <= 1,0	(OK!)
Combinação 2 Flexão-Compressão [Eq. C5.2.2-2]:	0,55 <= 1,0	(OK!)
ANÁLISE DE COMPRESSÃO:		
Compressão Resistente de Projeto:	14.928,1 kgf	(OK!)
Área Efetiva de Projeto:	6,203 cm ²	
Compressão Resistente ao Escoamento:	15.498,6 kgf	(OK!)
Área Efetiva de Escoamento:	6,078 cm ²	
ANÁLISE DE FLEXÃO:		
Momento Resistente de Projeto em X:	1.667,3 kgf.m	(OK!)
Momento Resistente de Projeto em Y:	530,9 kgf.m	(OK!)
Combinação Flexão Oblíqua [Eq. C5.2.2-3]:	0,49 <= 1,0	(OK!)
ANÁLISE DE CORTANTE:		
Cortante Resistente de Projeto em Y:	3.144,4 kgf	(OK!)
Combinação 1 Flexão-Cortante em Y [Eq. C3.3.1-1]:	0,25 <= 1,0	(OK!)
Combinação 2 Flexão-Cortante em Y [Eq. C3.3.1-2]:	0,00 <= 1,3	(OK!)
Cortante Resistente de Projeto em X:	6.292,8 kgf	(OK!)
Combinação 1 Flexão-Cortante em X [Eq. C3.3.1-1]:	0,19 <= 1,0	(OK!)
Combinação 2 Flexão-Cortante em X [Eq. C3.3.1-2]:	0,00 <= 1,3	(OK!)

(a)

Relatório de Verificações de Esforços de Projeto		
# RESISTÊNCIA DE PROJETO:		
ANÁLISE COMBINADA DE FLEXÃO E COMPRESSÃO:		
Combinação 1 Flexão-Compressão [Eq. H1.2-1]:	0,56 <= 1,0	(OK!)
ANÁLISE DE COMPRESSÃO:		
Compressão Resistente de Projeto:	14.928,1 kgf	(OK!)
Área Efetiva de Projeto:	6,203 cm ²	
Compressão Resistente ao Escoamento:	15.498,6 kgf	(OK!)
Área Efetiva de Escoamento:	6,078 cm ²	
ANÁLISE DE FLEXÃO:		
Momento Resistente de Projeto em X:	1.667,3 kgf.m	(OK!)
Momento Resistente de Projeto em Y:	530,9 kgf.m	(OK!)
Combinação Flexão Oblíqua [Eq. H1.2-1]:	0,49 <= 1,0	(OK!)
ANÁLISE DE CORTANTE:		
Cortante Resistente de Projeto em Y:	3.144,4 kgf	(OK!)
Combinação 1 Flexão-Cortante em Y [Eq. H2-1]:	0,25 <= 1,0	(OK!)
Combinação 2 Flexão-Cortante em Y [Eq. H2-2]:	0,00 <= 1,3	(OK!)
Cortante Resistente de Projeto em X:	6.292,8 kgf	(OK!)
Combinação 1 Flexão-Cortante em X [Eq. H2-1]:	0,19 <= 1,0	(OK!)
Combinação 2 Flexão-Cortante em X [Eq. H2-2]:	0,00 <= 1,3	(OK!)
# RESULTADOS COMPLEMENTARES:		

(b)

Figura 6-11 - Comparativo entre resultados do PECAD 07 (a) e PECAD 16 (b). Fonte: Autoria Própria

6.1.3 LISTA DE VARIÁVEIS DO PECAD 16

Com finalidade de explicitar por completo as variáveis e simbologias equivalentes utilizadas no PECAD 16 está representado abaixo uma lista com as principais propriedades e simbologias equivalentes:

Tabela 2 - Lista de variáveis empregadas no PECAD 16. Fonte: Autoria Própria

Variável	Propriedade Representada
<i>A</i>	Área da Seção
<i>M</i>	Massa por metro linear
<i>Xcg</i>	Distância em X do Centro de Gravidade
<i>Ycg</i>	Distância em y do Centro de Gravidade
<i>Ix</i>	Momento de Inércia em torno de X
<i>Wx</i>	Módulo de Resistência em torno de X
<i>rx</i>	Raio de Giração em x
<i>Iy</i>	Momento de Inércia em torno de Y
<i>Wy</i>	Módulo de Resistência em torno de Y
<i>ry</i>	Raio de Giração em y
<i>Jt</i>	Momento de Inércia de St. Venant
<i>Cw</i>	Cte. de empenamento da seção
<i>XO</i>	Distância entre Xcg e Xcs
<i>YO</i>	Distância entre Ycg e Ycs
<i>Fy</i>	Tensão de Escoamento
<i>Fu</i>	Tensão Última
<i>E</i>	Módulo de Elasticidade
<i>G</i>	Módulo de Elasticidade Transversal
<i>Lbfx</i>	Comprimento de Flambagem em X
<i>Lbfy</i>	Comprimento de Flambagem em Y
<i>Lbfz</i>	Comprimento de Flambagem em Z
<i>Ll</i>	Distância entre os cordões de solda
λ_x	Esbeltez em X
λ_y	Esbeltez em Y
<i>Lm</i>	Comprimento onda da flambagem da peça
<i>Lcr</i>	Comprimento crítico de flambagem da peça

<i>S_{xē}</i>	Módulo de Resistência da seção
<i>A_g</i>	Área Bruta da Seção
<i>A_n</i>	Área Líquida da Seção

7 CONCLUSÃO

A presente evolução que envolve tecnologias de desenvolvimento dos aços de alta resistência impôs novas considerações de projeto no que se refere ao dimensionamento estrutural. Aços mais resistentes tendem a implicar em seções mais finas e, portanto, barras se tornarão mais esbeltas, o que resulta na mudança do fator limitante, que antes era a resistência, o qual agora passa, cada vez mais, a ser a estabilidade global de um modelo estrutural.

As mudanças incorporadas no AISI S100-16 permitiram alinhar tal normativo às normas que tratam de aço estrutural no mundo, como o AISC 360 e a NBR 8800/2008, que já previam à obrigatoriedade do uso de um método de análise estática não linear, matematicamente consistente, que seja capaz de considerar os efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$ e $P-\delta$) de forma exata, na análise da flexocompressão, tema debatido no item 5.1.2.

Em termos de atualizações implementadas diretamente no software, pode se apontar, fundamentalmente, que a mecânica de dimensionamento agora passa a considerar somente dados em que é exigido do usuário a consideração de um modelo de estabilidade linear exato que tenha uma análise de segunda ordem consistente. Esta análise é que fornecerá dados confiáveis de que o modelo global da estrutura não apresenta problemas de instabilidade, já que o dimensionamento não é mais tratado simplificarmente na norma, sendo exigido a verificação de estabilidade global em quaisquer casos. Anteriormente se tinha duas equações, uma que envolvia o aspecto da resistência e outra referente à estabilidade estrutural. Com a nova mudança trazida pelo AISI S100-16 e implementada no PECAD 16 a equação que considerava a estabilidade estrutural foi retirada do capítulo referente à flexocompressão e passou a se exigir que a estabilidade fosse atestada conforme um modelo consistente de análise estrutural.

Houve mudanças também nas características mecânicas dos novos aços para perfis de chapa dobrada a frio, agora categorizados conforme a ductilidade obtida no ensaio de tração e tão importante quanto, a aplicabilidade destes conforme critérios objetivos de desempenho, especialmente na consideração do aumento de resistência em virtude do trabalho a frio decorrente dos processos de fabricação. Essas mudanças apesar de igualmente importantes, não afetaram o funcionamento do software e, portanto, não houve necessidade de atualizações referentes a essas novas classificações.

Ademais, outras mudanças de apresentação de dados foram realizadas, a citar: foram melhorados a geração dos relatórios de dimensionamento e o *layout* geral do software, principalmente na tela inicial de lançamento, o que resultou numa interface mais amigável em termos de projeto, bem como de ensino.

Diante de todo o exposto, fica evidente que futuramente o PECAD tem de buscar integrações com planilhas de resultados dos principais softwares de dimensionamento do mercado, sendo que também é recomendado que se estabeleça a possibilidade de comparar os resultados provenientes das diferentes normativas, num mesmo ambiente do programa. Outro aspecto relevante que deve ser implementado futuramente trata-se da consideração do trabalho à frio do aço nas regiões das dobras. Novos perfis podem ser inseridos para complementar ainda mais o acervo do software, bem como pode ser implementado a possibilidade de o usuário realizar a inserção de uma seção de formato livre, a exemplo do que já ocorre no CFS.

8 BIBLIOGRAFIA

ABNT. 2001. *NBR 14762 –Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2001.

—, **2010.** *NBR 14762 –Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2010.

AISI. 2010. *Cold Formed Steel in Building Construction.* Washington : AISI, 2010.

—, **2016.** *North American Specification Steel Structural Members.* - : AISI, 2016. p. 78. -.

ASTM. 2017. *ASTM Standard. A370 Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.* Washington : ASTM, 2017. DOI 10.1520/A0370-15.2.

Buckholt, J. e Chen, H. 2017. *The 2017 AISI cold-formed steel design manual.* St. Louis, Missouri : Missouri S&T, 2017.

Camotim, D., Dinis, P. B. e Martins, A. D. 2016. Direct strength method-a general approach for the design of cold-formed steel structure. 2016, Vol. 65.

Canadian Standards Association. 1984. *Cold-Formed Steel Structural Members, CAN3-S136-M84,* Rexdale, Ontario, Canada.

DePaula, J.H.M. 2019. *Projeto e Construção de Edifícios de Aço - Publicação Interna.* 6ª ed. Brasília : ENC/FT/UnB, 2019. p. 616.

DePaula, J.H.M. 1994. *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio - Publicação Interna.* 1ª ed. Brasília : UnB-FT-ENC, 1994. p. 590.

—, **2019.** *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio - Publicação Interna.* 3ª ed. Brasília : UnB/FT/ENC, 2019. p. 604.

—, 2015. *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio - Publicação Interna*. 2ª ed. Brasília : UnB/FT/ENC, 2015. p. 595.

Hancock, J. G., Murray, T. e Ellifrit, S. D. 2001. *Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification*. New York : Marcel Dekker, 2001. 9780824792947.

Lubas, E., Pierin, I. e Pignatta e Silva, V. 2014. *Manual de Estruturas de Aço Estruturas Compostas por Perfis Formados a Frio - Dimensionamento pelo Método das Larguras Efetivas e Aplicação conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT 6355:2012*. Rio de Janeiro : CBCA, 2014. 978-85-89819-33-6.

Nobre, G. J. G. e Rabelo, R. J. 2016. Monografia. *Projeto de Estruturas de Aço em Chapa*. Brasília : UnB, 2016.

Piyawat, K., Ramseyer, C. e Kang, T. H. K. 2013. Development of an axial load capacity equation for doubly symmetric built-up cold-formed sections. *Journal of Structural Engineering (United States)*. 12, 2013, Vol. 139.

Seaburg, P. 1971. A Decision Table Formulation of the Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Member. 1971.

Williams, L. W. 2016. Introduction to recent trends in cold-formed steel construction. *Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering*. 65, 2016.

Yu, C. e Chen, H. 2016. *Recent code development and design standards for coldformed steel structures*. s.l. : Elsevier, 2016.

Yu, Wei-Wen. 2005. Cold-Formed Steel Structures. [A. do livro] W. F. Chen e E. M. Lui. *Handbook of Structural*. Washington : Taylor e Francis, 2005.

Yu, Wei-Wen, LaBoube, Roger A e Chen, Helen. 2019. *Cold-Formed Steel Design*. Hoboken, EUA : John Wiley & Sons, 2019.