



MESTRADO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
ESCOLA DE MINAS  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO

*Frederico Guilherme de Freitas Bueno*

***Estudo de Perfis U Simples de  
Chapa Dobrada Submetidos a  
Compressão Excêntrica***

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

*Orientador: Prof.<sup>a</sup> Arlene Maria Sarmanho Freitas, D.Sc.*

Convênio USIMINAS/UFOP/FG

**Ouro Preto, Março de 1999**

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais pelo amor e incentivo que sempre me deram para a realização deste trabalho. E aos meus irmãos Fernando e Tatiana.

A professora Arlene M. Sarmanho Freitas pelos valiosos ensinamentos e orientações, fundamentais para a realização deste trabalho.

Aos amigos da Republica Consulado pela forma amigável e sincera de como me receberam em sua casa.

A Fundação de Apoio a Pesquisa do Estado de Minas Gerais, FAPEMIG, pelo financiamento da pesquisa.

A USIMINAS pelo apoio financeiro ao Mestrado.

A indústria Tecnofer S.A. pelo fornecimento dos perfis de chapa dobrada utilizados nesta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de estruturas Prof. Altamiro Tibiriça Dias da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto pela ajuda e atenção que viabilizaram os ensaios desta pesquisa.

A todos os professores do curso de Mestrado pelos ensinamentos transmitidos.

A todos os colegas da UFOP que de alguma maneira contribuíram para este trabalho.

## RESUMO

### **Estudo de Perfis U Simples de Chapa Dobrada Submetidos a Compressão Excêntrica**

No presente trabalho apresenta-se o estudo teórico-experimental do elemento estrutural viga-coluna constituído de perfil de paredes esbeltas e seção transversal U simples, obtido a partir da conformação a frio de chapa de aço. Por serem constituídos de paredes esbeltas estes perfis são sensíveis aos fenômenos de instabilidade como por exemplo: flambagem local, flambagem global ou flexo-torcional. Consequentemente, a interação entre os modos de flambagem local e outros modos de instabilidade é uma importante consideração no cálculo destes elementos. Várias pesquisas têm sido desenvolvidas neste sentido, porém, para o caso do perfil U simples as prescrições de normas e códigos de projeto devem ser melhor avaliados. Para melhor avaliar as formulações de cálculo do perfil em estudo, foi realizado um programa experimental em perfis U simples submetidos a carregamento de compressão com excentricidades variadas.

Os resultados experimentais obtidos neste trabalho e por outros pesquisadores são comparados aos resultados teóricos do valor da carga última segundo a norma americana AISI/96.

Também foi avaliada a influência da carga crítica de flexo-torção e excentricidade do carregamento na resistência última e do modo de colapso do elemento estrutural viga-coluna.

## **ABSTRACT**

### **Study of Cold Formed Steel Plain Channel Profiles under Eccentric Compression**

This present paperwork deals with the theoretical and experimental study of the beam-column structural element formed by thin-walled cold formed steel plain channel profiles. Having been formed into thin-walled steel sections, these profiles are vulnerable to the phenomenon of instability when subjected to local and global buckling modes. Consequently, the interaction between the local buckling mode and other global buckling modes is an important consideration in the design of these elements. Much research has been developed in this way, however for plain channel sections the application of codes must be better evaluated. To better analyze the code's design formulation, this study made an experimental program of plain channel profiles under eccentric compression loads.

The experimental results obtained from this work and from other research is compared to theoretical calculated results of the ultimate strength according to AISI/96 code applications.

Also evaluated was the influence of the torsional-flexural critical load and eccentricity of loading with respect to the ultimate strength and collapse mode of beam-column elements.

## LISTA DE SÍMBOLOS

### *Letras maiúsculas:*

$A$	Área da seção transversal.
$A_{ef}$	Área efetiva da seção transversal.
$C_b$	Coefficiente de flexão, em função do gradiente de momento.
$C_w$	Constante de empenamento da seção transversal.
$E$	Módulo de Elasticidade Longitudinal.
$F_n$	Tensão crítica, obtida através da curva de flambagem.
$F_e$	Tensão crítica de flambagem global.
$G$	Módulo de Elasticidade Transversal.
$I_\theta$	Momento de Inércia polar em relação ao centro de cisalhamento.
$I_x$	Momento de Inércia em relação ao eixo `x`.
$I_y$	Momento de Inércia em relação ao eixo `y`.
$J$	Constante de Torção St. Venant da seção transversal.
$K_x L$	Comprimento de flambagem em relação ao eixo `x`.
$K_y L$	Comprimento de flambagem em relação ao eixo `y`.
$K_t L$	Comprimento de flambagem a torção.
$L$	Comprimento da Barra.
$M_{cr}$	Momento crítico.
$M_e$	Momento elástico crítico.
$M_{MAX}$	Momento fletor máximo aplicado na barra.
$M_n$	Resistência nominal à flexão da barra na ausência de solicitação axial.
$M_p$	Momento de plastificação na fibra extrema comprimida da seção.
$M_u$	Momento aplicado na barra.
$P$	Carga aplicada na seção transversal do perfil.
$P_{cr}$	Carga crítica de flambagem global da coluna.
$P_n$	Resistência nominal de compressão aplicada no <i>c.g.e.</i>
$P_{Ex}$	Carga crítica de flambagem por flexão em torno do eixo `x`.
$P_{Ey}$	Carga crítica de flambagem por flexão em torno do eixo `y`.
$P_{FT}$	Carga crítica de flambagem por flexo-torção.

- $P_u$  Resistência última de compressão excêntrica, obtida através da equação de interação.
- $P_\phi$  Carga crítica de flambagem por torção.
- $S_e$  Módulo de resistência elástico da seção efetiva.
- $S_f$  Módulo de resistência elástico da seção real.

***Letras minúsculas:***

- $b$  Largura real da placa.
- $b_{ef}$  Largura efetiva da placa.
- $c.c.$  Posição do centro de cisalhamento da seção.
- $c.g.$  Posição do centro de gravidade da seção.
- $c.g.e.$  Posição do centro de gravidade da seção efetiva.
- $e_x$  Excentricidade do carregamento  $P$ , no eixo  $x'$ .
- $e_{xe}$  Excentricidade efetiva do carregamento  $P$ , no eixo  $x'$ .
- $e_y$  Excentricidade do carregamento  $P$ , no eixo  $y'$ .
- $f_y$  Tensão limite de escoamento do aço.
- $f_u$  Tensão limite de ruptura do aço.
- $g(P)$  Equação Geral de Equilíbrio.
- $k$  Coeficiente de flambagem local da placa.
- $m$  Distância entre o  $c.c.$  e a linha de centro da alma do perfil.
- $x_0$  Distância entre o  $c.g.$  da seção até o centro de cisalhamento.
- $xb$  Distância entre o  $c.g.$  da seção até a linha de centro da alma do perfil.
- $rx$  Raio de giração do eixo  $x'$ .
- $ry$  Raio de giração do eixo  $y'$ .
- $r_0$  Raio de giração polar.
- $s$  "shift" distância entre o  $c.g.e.$  e o  $c.g.$
- $t$  Espessura da placa ou parede do perfil.
- $w1$  Largura externa da alma do perfil.
- $w2$  Largura externa da mesa do perfil.

**Letras gregas:**

- $\beta, \beta_2$  Grandezas geométricas.
- $\epsilon_r$  Alongamento residual após a ruptura.
- $\lambda$  Esbeltes da coluna.
- $\lambda_c$  Fator de esbeltes da coluna.
- $\lambda_{Flexão}$  Fator de esbeltes da coluna e flexão.
- $\lambda_{FT}$  Fator de esbeltes da coluna a flexo-torção.
- $\lambda_p$  Esbeltes relativa da seção.
- $\lambda_0$  Esbeltes relativa da seção para início da flambagem local,  $\lambda_0 = 0,673$
- $\nu$  Coeficiente de Poisson.
- $\sigma_{cr}$  Tensão crítica de flambagem local da placa real.
- $\sigma_{ef}$  Tensão crítica de flambagem local da placa substituta.
- $\sigma_{Ex}$  Tensão crítica de flambagem por flexão em torno do eixo `x`.
- $\sigma_{Ey}$  Tensão crítica de flambagem por flexão em torno do eixo `y`.
- $\sigma_t$  Tensão crítica de flambagem por Torção.
- $\sigma_{max}$  Tensão máxima de flambagem local da placa real.

# ÍNDICE

<b>I.</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>01</b>
I.1.	Considerações Gerais .....	01
I.2.	Objetivos e Escopo do Trabalho.....	02
<b>II.</b>	<b>TEORIA DE VIGA-COLUNA.....</b>	<b>05</b>
II.1.	Introdução.....	05
II.2.	Modos de Instabilidade (Equação Geral de Equilíbrio).....	06
II.3.	Equação de Interação.....	10
<b>III.</b>	<b>ESTABILIDADE DE PLACA.....</b>	<b>13</b>
III.1.	Introdução.....	13
III.2.	O Método da Largura Efetiva.....	14
III.3.	Associação de Placas.....	18
III.4.	A Influência da Excentricidade Efetiva.....	20
<b>IV.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES QUANTO AS PRESCRIÇÕES DE NORMA.....</b>	<b>24</b>
IV.1.	Introdução.....	24
IV.2.	Prescrições Básicas da Norma AISI/96 para o Tratamento do Elemento Estrutural Viga-Coluna.....	25
IV.2.1.	Flambagem Local.....	25
IV.2.2.	Flambagem Global.....	28
IV.2.3.	Coluna.....	29
IV.2.4.	Viga.....	30
IV.2.5.	Viga-Coluna.....	33
IV.3.	Influência da Equação Geral de Equilíbrio no Cálculo da Resistência Última de Viga-Coluna.....	35
IV.4.	Considerações Gerais.....	41

<b>V.</b>	<b>ROTINA DE CÁLCULO – MATHCAD</b> .....	43
	V.1. Introdução.....	43
	V.2. Considerações de Cálculo.....	44
<b>VI.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	46
	VI.1. Introdução.....	46
	VI.2. Perfis Utilizados.....	48
	VI.3. Características do Material.....	52
	VI.4. Instrumentação.....	53
	VI.5. Sistema de Carregamento.....	55
	VI.6. Metodologia do Ensaio.....	56
<b>VII.</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b> .....	58
	VII.1. Introdução.....	58
	VII.2. Série U 76.7 x 39.8 x 1.5.....	58
	VII.2.1. Ensaio U1.....	58
	VII.2.2. Ensaio U2.....	59
	VII.2.3. Ensaio U3.....	62
	VII.3. Série U 80.4 x 59.8 x 2.0.....	64
	VII.3.1. Ensaio U6.....	64
	VII.3.2. Ensaio U7.....	65
	VII.3.3. Ensaio U8.....	67
	VII.3.4. Ensaio U9.....	69
<b>VIII.</b>	<b>COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS</b> .....	71
	VIII.1. Introdução.....	71
	VIII.2. Perfis Ensaados por BATISTA.....	72
	VIII.3. Perfis Ensaados por KALYANARAMAN.....	81
	VIII.4. Perfis Ensaados para este Trabalho.....	85
<b>IX.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b> .....	91
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	94
	<b>APÊNDICE</b> .....	97

# I. INTRODUÇÃO

## I.1. Considerações Gerais

A utilização de estruturas metálicas compostas de perfis de paredes delgadas de chapa dobrada de aço tem o seu uso cada vez mais frequente devido ao baixo custo final como solução estrutural. Entre os seus diversos empregos possíveis podemos citar: galpões em geral, silos, passarelas, estantes industriais que são conhecidas também por "Rack's", casas populares entre outros.

Recentemente, o Brasil passou a fazer parte dos países a utilizarem o conceito de edifícios metálicos pré-engenhados. Conceito este muito difundido nos Estados Unidos onde dois terços dos edifícios metálicos não residenciais utilizam esta tecnologia que permite uma perfeita integração entre os diferentes elementos e processos até a obtenção do edifício metálico. Assim proporciona-se uma estrutura mais otimizada em comparação com os sistemas convencionais. Entre as empresas, no Brasil, que utilizam este conceito podemos citar a Butler do Brasil Ltda., subsidiária da Butler Manufacturing Company, empresa americana e líder mundial na produção de edifícios metálicos pré-engenhados e a Medabil VP, união entre a Medabil, empresa brasileira de estruturas metálicas, e a Varco-Prudent Buildings, empresa americana e segundo líder mundial no mesmo setor [21]. Entre os elementos estruturais compostos de perfis de paredes delgadas de chapa dobrada de aço

utilizados nestes edifícios metálicos podemos citar: terças de cobertura, longarinas para o fechamento lateral e frontal, cantoneiras e outros.

Várias pesquisas tem sido realizadas para avaliar o comportamento de perfis esbeltos [15] e diversas normas têm sido desenvolvidas para o cálculo destes elementos estruturais. A norma brasileira para o Cálculo de Estruturas de Aço constituídas por Perfis Leves, P-NB-143 [2], está hoje totalmente desatualizada e em desuso. Uma nova edição desta norma está em fase de elaboração. Entre as normas internacionais mais difundidas no Brasil para o cálculo de perfis de chapa dobrada estão a norma americana editada pelo "American Iron and Steel Institute, AISI" [5, 6] e a norma européia EUROCODE 3.

## **I.2. Objetivos e Escopo do Trabalho**

O objetivo deste trabalho é o estudo do elemento estrutural viga-coluna e da verificação de sua resistência através das prescrições da norma americana AISI, segundo o método dos estados limites. Dois exemplos da ocorrência deste tipo de elemento podem ser observados através das ligações ilustradas na figura (I.1). Estes tipos de ligações geram excentricidade de carregamento na coluna, fazendo com que a mesma seja submetida não somente aos esforços de compressão mas também a esforços de flexão. Os estudos realizados se limitaram ao elemento estrutural constituído de perfil de paredes delgadas de seção transversal U simples, obtido a partir da conformação a frio de chapa de aço e submetido a compressão excêntrica.

Foram realizados estudos teóricos da influência da carga crítica de flambagem na resistência última de viga-coluna que foram comparados às prescrições do AISI/96. Com o intuito de automatizar as análises teóricas foi desenvolvido uma rotina de cálculo computacional, utilizando o software Mathcad [19] baseada nas prescrições da norma AISI e em formulações teóricas. Para avaliação da excentricidade do carregamento na resistência última da viga-coluna foram utilizados os resultados experimentais obtidos por BATISTA [7], na Universidade de Liège - Bélgica, por KALYANARAMAN [16], no Instituto Indiano de Tecnologia - Índia, e ensaios realizados para este trabalho no Laboratório de Estruturas Prof. Altamiro Tibiriça Dias da Escola de Minas da

Universidade Federal de Ouro Preto. Os perfis ensaiados foram fabricados pela empresa Tecnofer S.A. [30]

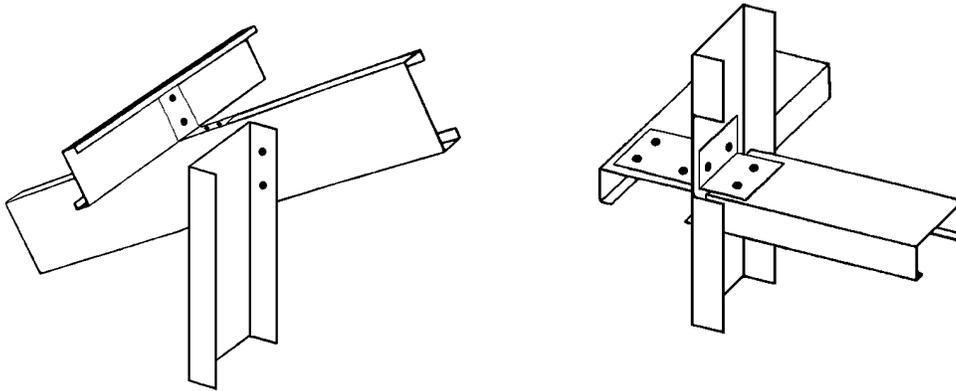


Figura (I.1) - Detalhes de colunas submetidas a carga de compressão excêntrica.

No capítulo II são apresentadas as considerações teóricas do elemento estrutural viga-coluna e seus possíveis modos de instabilidade e a apresentação da "Equação de Interação" que é utilizada por várias normas de projeto, inclusive a NBR8800 [1], para a verificação do elemento estrutural viga-coluna.

No capítulo III é apresentado a teoria da estabilidade de placa, a consideração do fenômeno da flambagem local em elementos estruturais constituídos de paredes delgadas bem como sua influência no cálculo da resistência última do elemento estrutural viga-coluna. O método utilizado para a consideração deste fenômeno é o Método da Largura Efetiva [33] que é apresentado nesse capítulo.

No capítulo IV tem-se uma introdução das prescrições da norma de projeto americana AISI/96 [6] para o cálculo do elemento estrutural viga-coluna e serão apresentadas as principais alterações de cálculo em relação a edição de 1991 [5]. Também é discutida a utilização de formulações teóricas [10, 25] para o cálculo da carga crítica de flambagem na resistência última do elemento estrutural viga-coluna.

No capítulo V são apresentadas as principais considerações utilizadas na rotina desenvolvida para o cálculo da resistência última do elemento estrutural viga-coluna. Esta rotina foi desenvolvida utilizando-se o programa matemático MathCad [19].

No capítulo VI são apresentadas as características gerais dos perfis utilizados no programa experimental, a instrumentação e o sistema de carregamento adotados, bem como a metodologia de ensaio utilizada, enquanto que no capítulo VII são apresentados os resultados experimentais dos perfis que foram ensaiados no programa experimental.

No capítulo VIII os resultados teóricos segundo a norma de projeto AISI/96 são comparados aos resultados experimentais obtidos por BATISTA, KALYANARAMAN e neste trabalho. No capítulo IX são apresentadas as conclusões finais e algumas sugestões para trabalhos futuros.

## II. TEORIA DE VIGA-COLUNA

### II.1. Introdução

Viga-coluna é definida como o elemento estrutural submetido as tensões combinadas de compressão e flexão. Quando o efeito da solicitação de compressão é preponderante em relação ao efeito da solicitação de flexão, é conveniente analisar e dimensionar este elemento estrutural como coluna. De outro modo, quando o efeito da solicitação de flexão for preponderante em relação ao efeito da solicitação de compressão, é conveniente analisar e dimensionar este elemento estrutural como viga. Assim sendo, podemos considerar colunas e vigas como um caso particular de viga-coluna.

A análise de um elemento estrutural do tipo viga-coluna envolve tanto problemas de flexão de viga como de instabilidade de coluna. Em vigas os efeitos de flexão são causados pelos momentos fletores aplicados na extremidade da barra, ou por cargas transversais aplicadas ao longo de seu eixo, ou ainda por ambos. No caso de coluna, o esforço axial pode conduzir à instabilidade na barra, além dos efeitos adicionais de flexão de segunda ordem, também conhecidos como efeito P-delta. Mesmo sendo mais complexa a análise do elemento estrutural viga-coluna em relação a viga ou a coluna isoladamente, pode-se encontrar na literatura [10] soluções fechadas para o comportamento elástico. Caso seja considerada a fase inelástica, o comportamento passa a ser não linear e sua solução requer a aplicação de métodos numéricos e recursos computacionais. No entanto, para alguns

casos de carregamentos é possível uma solução fechada, mas isto implica em simplificações drásticas quanto a geometria da seção transversal e ao comportamento tensão-deformação do material.

Para estruturas compostas de perfis de paredes delgadas, em especial perfis de chapa dobrada, os efeitos de não linearidade se agravam com a consideração da flambagem local. Neste caso temos o efeito não linear da flambagem local no comportamento a compressão e flexão da barra e o efeito igualmente não linear no acoplamento entre os modos de flambagem local e global da barra.

Como pode ser observado, para os casos mais gerais a solução do problema se torna muito complexa. Muitas pesquisas tem sido realizadas no sentido de se aprimorar as soluções do problema [8, 11, 14, 18, 20, 22, 23]. No caso de estruturas metálicas a avaliação no estado limite último pode ser realizada através de métodos não lineares de análise. No entanto, para prescrições de normas, a metodologia numérica é incompatível com o propósito de simplicidade e fácil utilização pelos engenheiros. Sendo assim o tratamento do elemento estrutural do tipo viga-coluna adotado em normas como o AISI [5, 6], AISC [4], EUROCODE 3 e NBR 8800 [1] é feito através da Equação de Interação. Esta equação ao englobar toda a complexidade do problema do elemento estrutural viga-coluna de paredes delgadas, necessita de uma avaliação experimental tendo em vista especialmente os efeitos de não linearidade citados anteriormente.

## **II.2. Modos de Instabilidade (Equação Geral de Equilíbrio)**

O comportamento estrutural do elemento viga-coluna depende do tipo e dimensões da seção transversal, da localização da carga de compressão, do comprimento de flambagem e das condições de apoio. Para o caso do perfil em estudo existem três modos de flambagem global possíveis de ocorrer, que são: Flexão (Euler), Torção, ou Flexo-Torção. Além destes o elemento também está vulnerável aos efeitos da flambagem local devido a esbeltez das paredes da seção transversal do perfil e por isso deve-se considerar também o acoplamento entre os modos de flambagem no estudo de sua estabilidade. Encontra-se na literatura soluções analíticas clássicas [7] para a verificação da estabilidade global de uma coluna na

fase elástica. Para o caso em estudo tem-se a equação de equilíbrio (II.1), que corresponde a uma coluna de seção transversal com um eixo de simetria e carregamento  $P$  de compressão excêntrico, em relação ao centro de gravidade, *c.g.*, ilustrado na figura (II.1) em que *c.c.* é o centro de cisalhamento da seção.

$$g(P) = (P_{Ex} - P) \cdot (P_{Ey} - P) \cdot \left[ \frac{I_0}{A} \cdot (P_\phi - P) - P \cdot e_x \cdot \beta_2 \right] - (P_{Ex} - P) \cdot e_y^2 \cdot P^2 - (P_{Ey} - P) \cdot (x_0 - e_x)^2 \cdot P^2 = 0 \quad (\text{II.1})$$

Onde:

$P_{Ex}$  = Carga crítica de flambagem por flexão em relação ao eixo 'x'

$P_{Ey}$  = Carga crítica de flambagem por flexão em relação ao eixo 'y'

$P_\phi$  = Carga crítica de flambagem por torção

$I_0$  = Momento de inércia polar em relação ao centro de cisalhamento

$A$  = Área da seção transversal

$e_x, e_y$  = Excentricidades do carregamento em relação aos eixos 'x' e 'y'

$x_0$  = Distância entre o centro de gravidade da seção *c.g.* e o centro de cisalhamento *c.c.*

$\beta_2$  = Grandeza geométrica, calculada pela equação (II.5).

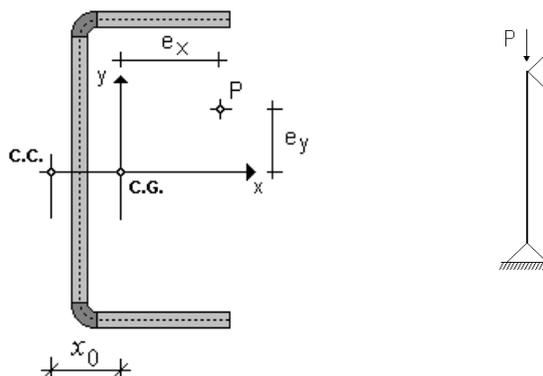


Figura (II.1) - Exemplo de uma seção transversal com um eixo de simetria e submetido a carregamento excêntrico em relação aos eixos 'x' e 'y'.

Os valores dos coeficientes  $P_{Ex}$ ,  $P_{Ey}$  e  $P_\phi$  da equação (II.1) são:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x L)^2} \quad (\text{II.2})$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y L)^2} \quad (\text{II.3})$$

$$P_\phi = \frac{A}{I_0} \cdot \left( G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t L)^2} \right) \quad (\text{II.4})$$

Onde:

- $C_w$  Constante de empenamento da seção transversal.
- $E$  Módulo de Elasticidade Longitudinal.
- $G$  Módulo de Elasticidade Transversal.
- $I_x$  Momento de Inércia em relação ao eixo `x`.
- $I_y$  Momento de Inércia em relação ao eixo `y`.
- $J$  Constante de Torção St. Venant da seção transversal.
- $K_x L$  Comprimento de flambagem em relação ao eixo `x`.
- $K_y L$  Comprimento de flambagem em relação ao eixo `y`.
- $K_t L$  Comprimento de flambagem a torção.

A menor raiz positiva da equação de equilíbrio  $g(P)$  é o valor da carga crítica de flambagem global  $P_{cr}$ , que corresponde a um dos possíveis modos de flambagem descritos anteriormente. Este valor é influenciado pela excentricidade da carga e pelo comprimento de flambagem da barra.

Na tabela II.1 está representada a equação  $g(P)$  para uma seção transversal qualquer e para seção com um eixo de simetria, bem como as cargas críticas de flambagem para os diversos casos de carregamento.

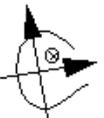
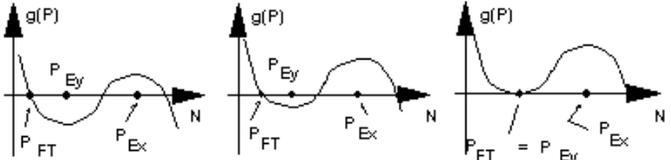
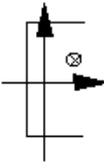
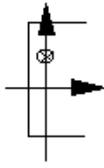
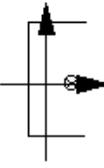
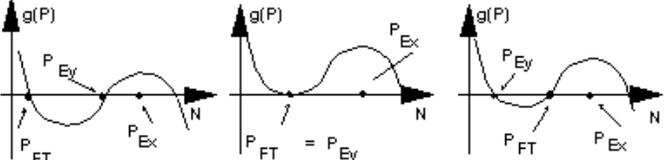
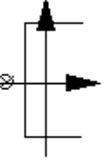
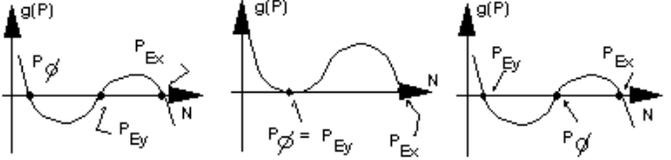
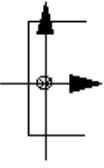
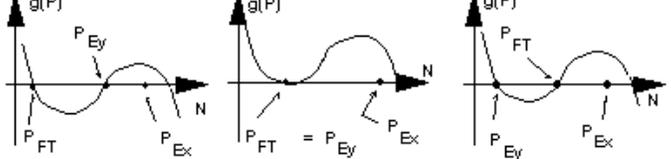
Caso de Carga	Seção	Posição da carga	Carga Crítica de flambagem. $g(P)$ corresponde a equação (II.1)
1	sem eixo de simetria 	duplamente excêntrico $e_x \neq 0$ $e_y \neq 0$	comprimento: $L_1$ $L_2 > L_1$ $L_3 \rightarrow \infty$ 
2		$e_x \neq 0$ $e_y \neq 0$	mesmo que o caso de carga 1
3		simplesmente excêntrico $e_x = 0$ $e_y \neq 0$	mesmo que o caso de carga 1
4		$e_x \neq 0$ $e_y = 0$	comprimento: $L_1$ $L_2 > L_1$ $L_3 > L_2 > L_1$ 
5		sobre o centro de cisalhamento $e_x = X_0$ $e_y = 0$	comprimento: $L_1$ $L_2 > L_1$ $L_3 > L_2 > L_1$ 
6		centrada $e_x = 0$ $e_y = 0$	comprimento: $L_1$ $L_2 > L_1$ $L_3 > L_2 > L_1$ 

Tabela (II.1) - Cargas Críticas de Flambagem segundo a Equação Geral de Equilíbrio [7].

O coeficiente  $\beta_2$  da equação (II.1) representa uma grandeza geométrica e é calculado segundo a expressão abaixo:

$$\beta_2 = \frac{1}{I_y} \cdot \left( \int_A x^3 dA + \int_A y^2 x dA \right) - 2x_0 \quad (\text{II.5})$$

Para o cálculo deste coeficiente as normas de projeto utilizam fórmulas específicas por tipos de seção transversal [32].

Para o caso de carregamento onde o valor da excentricidade é nulo nas duas direções o valor da carga crítica de flambagem global é o menor valor entre a carga crítica de flambagem por flexão  $P_{Ey}$  e a carga crítica de flambagem por flexo-torção  $P_{FT}$ , calculado pela expressão abaixo [7]:

$$P_{FT} = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[ (P_{Ex} + P_\phi) - \sqrt{(P_{Ex} + P_\phi)^2 - 4 \cdot \beta \cdot P_{Ex} \cdot P_\phi} \right] \quad (\text{II.6})$$

Como pode ser observado, a resolução da equação geral de equilíbrio é bastante trabalhosa quando se leva em consideração o valor da excentricidade da carga no carregamento. No entanto, as norma de projeto como o AISI, AISC e NBR 8800 não consideram o valor da excentricidade de carga no cálculo do valor da carga crítica de flambagem global. As implicações desta simplificação no cálculo da resistência última do elemento viga-coluna serão apresentadas e discutidas no Capítulo IV.

### II.3. Equação de Interação

Para o estudo do comportamento do elemento estrutural viga-coluna na fase inelástica é necessário a utilização de métodos numéricos devido a sua complexidade. Em alguns casos, quando são feitas drásticas simplificações, as soluções podem ser fechadas embora de difícil obtenção.

O tratamento adotado por várias normas como o AISI, AISC e NBR 8800 para estimar a capacidade de carga deste tipo de elemento é feito através da equação de interação. Esta equação relaciona as tensões de compressão e flexão aplicadas na barra com as respectivas resistências últimas de compressão e flexão. Utilizando soluções aproximadas [10] o comportamento inelástico de viga-coluna pode ser simplificado levando-se em consideração os efeitos de não linearidade existentes. Para uma viga-coluna submetida a carregamento de compressão excêntrica e assumindo uma deflexão na forma de meia onda senoidal temos a seguinte equação linear de interação:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{MAX}}{M_n} = 1 \quad (\text{II.7})$$

Onde:

- $P_u$  Carga última de compressão axial aplicada na barra
- $P_n$  Resistência nominal axial da barra para carregamento de compressão centrada.
- $M_{MAX}$  Momento fletor máximo aplicado na barra.
- $M_n$  Resistência nominal à flexão da barra na ausência de solicitação axial

O valor de  $M_{MAX}$  é obtido através da seguinte equação:

$$M_{MAX} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_E}} \cdot M_u \quad (\text{II.8})$$

A expressão  $1 / (1 - P_u/P_E)$  representa o fator de amplificação do momento atuante na barra. Onde  $P_E$  é o valor da carga crítica de flambagem por flexão. O valor do momento aplicado,  $M_u$ , é obtido pela expressão abaixo, onde "e" é o valor da excentricidade do carregamento.

$$M_u = P_u \cdot e \quad (\text{II.9})$$

Substituindo o valor de  $M_{MAX}$  na equação (II.7) e estendendo para o caso de excentricidade dupla no carregamento a compressão (flexão em ambos os eixos da seção, figura (II.1) tem-se a seguinte equação de interação:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{C_{mx} \cdot M_{ux}}{M_{nx} \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_{Ex}}\right)} + \frac{C_{my} \cdot M_{uy}}{M_{ny} \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_{Ey}}\right)} = 1 \quad (\text{II.10})$$

Na equação anterior a consideração do efeito P-delta, o qual induz um momento adicional na barra devido a sua curvatura, é representada pela expressão  $(1-P_u/P_E)$ .

O valor de  $C_{mx}$  e  $C_{my}$  são determinados considerando o conceito de momento equivalente, que surgiu da necessidade de se determinar a localização do momento máximo de maneira simplificada. Estes valores dependem da relação entre os momentos aplicados em cada extremidade da barra e do valor da força axial [32]. O tratamento das prescrições de normas para o cálculo destes valores serão discutidos no capítulo IV.

A equação de Interação ao englobar toda a complexidade do problema do elemento estrutural viga-coluna de paredes delgadas, necessita de uma avaliação experimental tendo em vista especialmente os efeitos não lineares já comentados.

## **III. ESTABILIDADE DE PLACAS**

### **III.1. Introdução**

Geralmente perfis conformados a frio a partir de chapa de aço apresentam grandes relações de largura/espessura das paredes que compõem sua seção transversal. Elementos de barra constituídos de perfil de paredes delgadas e submetido a compressão são vulneráveis aos efeitos da flambagem local, que pode ocorrer antes do colapso por flambagem global de flexão ou flexo-torção. A interação entre os modos de flambagem conduz a uma redução da capacidade portante da coluna influenciando na sua carga última. Assim, para o estudo de colunas constituídas de perfis leves, torna-se necessário o conhecimento do comportamento das placas delgadas [17]. Na figura (III.1) têm-se exemplos de flambagem local em perfis leves de chapa dobrada.

O comportamento pós-crítico de placas delgadas é estável, permanecendo tais elementos com capacidade portante após alcançar a carga crítica devido a sua reserva de resistência pós-flambagem. O tratamento matemático para a consideração desta resistência adicional é complexo e trabalhoso. Para uma previsão teórica do comportamento, além das soluções através de métodos numéricos, pode-se também utilizar soluções mais simplificadas como o Método da Largura Efetiva.

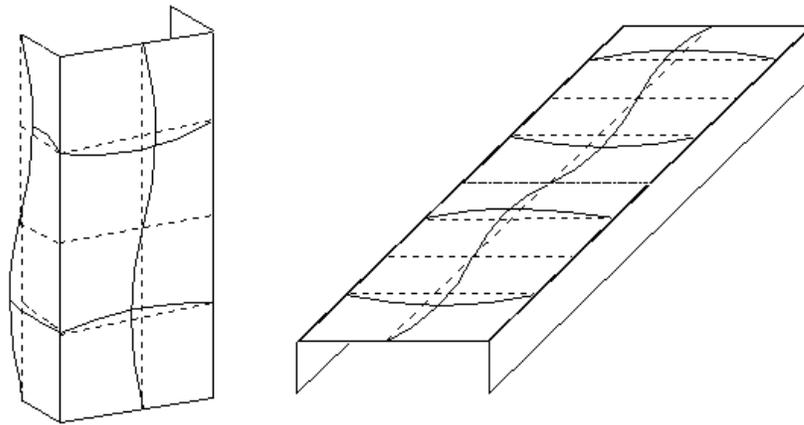


Figura (III.1) - Exemplo de Flambagem Local em Perfis de Chapa Dobrada

### III.2. Método da Largura Efetiva

O estudo do comportamento pós-crítico através da equação diferencial não-linear de equilíbrio utilizada por von Karman [17] é bastante complexo, devendo-se recorrer a métodos numéricos para sua solução. Porém, visando a simplificar o tratamento das placas delgadas em regime pós-crítico von Karman propôs o Método das Larguras Efetivas. Neste método passa-se a considerar a redução da rigidez da placa, de largura inicial  $b$ , através de uma placa substituta de largura efetiva  $b_{ef}$ , sendo  $b_{ef} < b$ .

Uma placa submetida a compressão uniforme, apresenta distribuição de tensões também uniforme antes de ser atingida a sua carga crítica de flambagem. Após atingida a carga crítica, e estando ainda em estado de serviço, há uma redistribuição não linear das tensões internas longitudinais, passando a uma distribuição não linear de tensões.

A figura (III.2a e III.2b) ilustram a flambagem de uma placa com todas as bordas apoiadas submetida a compressão uniforme  $q$  e a distribuição não linear das tensões ao longo de sua largura  $b$  com o valor máximo da tensão dado por  $\sigma_{max}$ . Na figura (III.2c) tem-se a representação da largura efetiva  $b_{ef}$  correspondendo a largura efetiva da placa substituta com distribuição uniforme de tensões e  $\sigma_{ef} = \sigma_{max}$ .

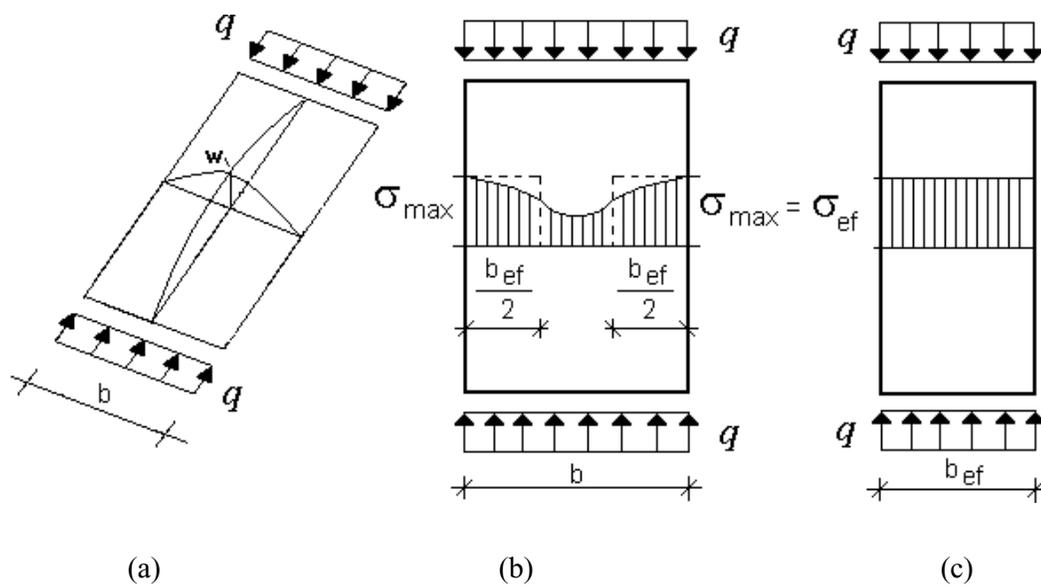


Figura (III.2) – a) Placa com as bordas apoiadas submetida a compressão uniforme;  
 b) Distribuição não linear das tensões ao longo da largura  $b$  da placa original;  
 c) Placa substituta de largura efetiva  $b_{ef}$  com distribuição uniforme de tensões.

A figura (III.3) ilustra a flambagem de uma placa com uma borda livre e as demais bordas simplesmente apoiada submetida a compressão uniforme  $q$ , e a distribuição não linear das tensões ao longo de sua largura  $b$ , com o valor máximo dado por  $\sigma_{max}$ . Na mesma figura tem-se a representação da largura efetiva  $b_{ef}$ , correspondendo a largura efetiva da placa substituta com distribuição uniforme de tensões e  $\sigma_{ef} = \sigma_{max}$ .

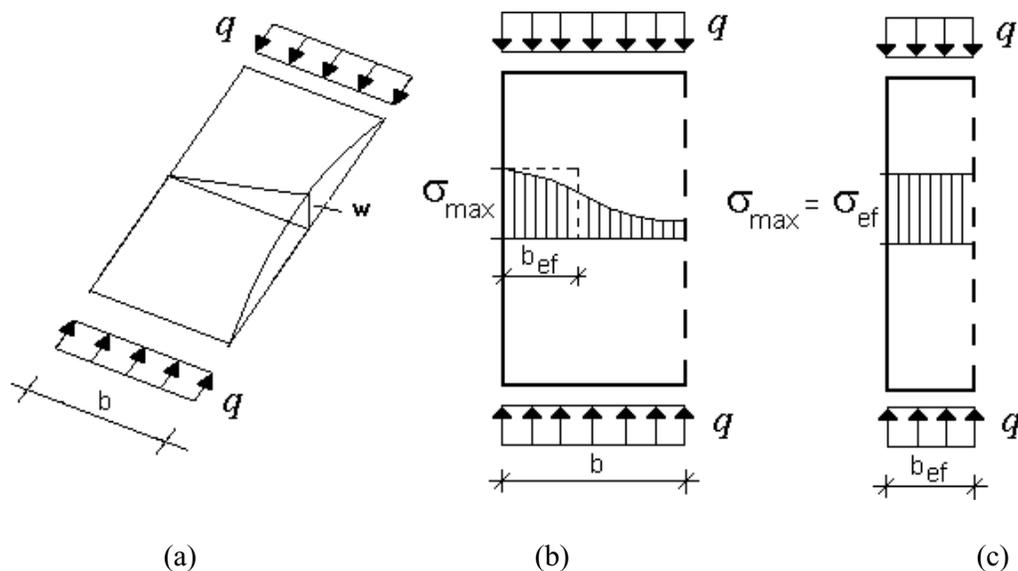


Figura (III.3) – a) Placa com as bordas apoiado e livre, submetida a compressão uniforme; b) Distribuição não linear das tensões ao longo da largura  $b$  da placa original; c) Placa substituta de largura efetiva  $b_{ef}$  com distribuição uniforme de tensões.

A tensão crítica da placa de largura  $b_{ef}$  (placa substituta) após a flambagem é igual  $\sigma_{ef}$ . O cálculo da tensão crítica de flambagem local da placa substituta e da placa real é dada pelas equações (III.1 e III.2), respectivamente.

$$\sigma_{ef} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left( \frac{t}{b_{ef}} \right)^2 \quad (III.1)$$

onde:

$b_{ef}$  largura efetiva da placa

$k$  coeficiente de flambagem da placa, associado às condições de contorno e ao tipo de carregamento da placa e encontrado na literatura [32]

$t$  espessura da placa

$\nu$  coeficiente de Poisson

$$\sigma_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{III.2})$$

sendo  $b$  a largura real da placa.

Fazendo a comparação entre as equações (III.1) e (III.2), pode-se escrever que:

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{ef}}} \quad (\text{III.3})$$

A partir da igualdade acima, pode-se introduzir o conceito de esbeltez relativa da placa em estado de serviço, que é representado por:

$$\lambda_{pd} = \sqrt{\frac{\sigma_{ef}}{\sigma_{cr}}} \quad (\text{III.4})$$

Assim, a igualdade (III.3) pode ser escrita na forma:

$$\frac{b_{ef}}{b} = \frac{1}{\lambda_{pd}} \quad (\text{III.5})$$

Para o estado limite último, admite-se que a ruína da placa é alcançada quando a tensão máxima  $\sigma_{ef}$  atinge o valor do limite de escoamento do material,  $f_y$ . Para o caso de placas isoladas a reserva de resistência plástica praticamente é inexistente, o que pode ser comprovado experimentalmente e teoricamente. A partir desta aproximação, a igualdade (III.3) pode ser escrita como:

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (\text{III.6})$$

E neste caso temos a esbeltez relativa da seção no estado limite último,  $\lambda_p$  :

$$\frac{b_{ef}}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \quad (\text{III.7})$$

A utilização do método da largura efetiva é aplicável ao estado limite último. A equação de von KARMAN, representada pela equação (III.7), considera a placa ideal, perfeita. Para o tratamento de placas reais, deve-se considerar as diversas imperfeições existentes, tais como tensões residuais, imperfeições geométricas, entre outras. Assim, vários autores, a partir da expressão de von KARMAN propuseram formulações para o cálculo da carga última de placas delgadas imperfeitas. Dentre as expressões propostas destacamos a equação de WINTER [33], dada pela equação (III.8) a seguir e de ampla utilização em normas de projeto como a do AISI.

$$\frac{b_{ef}}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \cdot \left( 1 - \frac{0.22}{\lambda_p} \right) \quad (\text{III.8})$$

e a esbeltez relativa  $\lambda_p$  é dada por:

$$\lambda_p = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{III.9})$$

Através da expressão (III.8) pode-se definir um valor característico da esbeltez  $\lambda_0$  para o início da flambagem local, ou seja para  $b_{ef}/b = 1$  tem-se  $\lambda_0 = 0.673$

### III.3. Associação de Placas

Os perfis de chapa dobrada são formados por associação de placas delgadas cujas condições de apoio diferem daquelas utilizadas para uma placa isolada e consideradas pelo coeficiente de flambagem  $k$ .

No caso de perfis de chapa dobrada o coeficiente de flambagem de placa  $k$  é influenciado principalmente pelas condições de apoio da placa, pela influência das placas vizinhas que compõem a seção transversal e pela distribuição de tensões na placa, no instante que a carga crítica de flambagem local é atingida.

A consideração do efeito das restrições impostas pelas paredes que compõem a seção transversal do perfil é objeto de diversas pesquisas [7, 31] que indicam os valores do coeficiente de flambagem local  $k$ , em função da geometria da seção.

No caso de normas de projeto, como o AISI, a consideração do coeficiente de flambagem para paredes comprimidas, que compõem a seção transversal de um perfil de chapa dobrada segue a caracterização descrita a seguir, baseadas na teoria de placa.

. Parede comprimida enrijecida (AA): Trata-se de uma placa plana comprimida, com duas bordas paralelas ao sentido longitudinal da barra, enrijecidas por outros elementos de placa, figura (III.4).

. Parede comprimida não enrijecida (AL): Trata-se de uma placa plana comprimida, com apenas uma borda paralela ao sentido longitudinal da barra, enrijecida por outro elemento de placa, figura (III.4).

Onde:

AA Apoiado/Apoiado

AL Apoiado/Livre

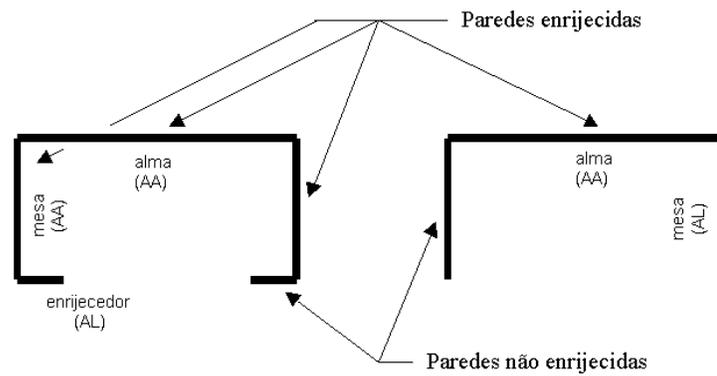


Figura (III.4) - Caracterização das paredes que compõem a seção transversal de um perfil de chapa dobrada.

### III.4. A Influência da Excentricidade Efetiva

Ao se utilizar o Método da Largura Efetiva no tratamento da flambagem local tem-se uma redução na área da seção transversal do perfil, esta área é conhecida por área efetiva da seção,  $A_{ef}$ . Para seções monossimétricas esta redução provoca uma alteração da posição do centro de gravidade da seção  $c.g.$ , cuja nova posição é conhecida como centro de gravidade efetivo  $c.g.e$ . Na figura (III.5) tem-se a seção transversal do tipo U simples de um elemento comprimido uniformemente por uma carga axial  $P$  aplicada no centro de gravidade da seção  $c.g$ , sendo  $s$  a distância entre o centro de gravidade da seção  $c.g$ . e o centro de gravidade da seção efetiva  $c.g.e$ . Nesta mesma figura, a região hachurada representa a área efetiva da seção  $A_{ef}$  oriunda da consideração da mudança de rigidez através do Método da Largura Efetiva considerando-se placas substitutas de largura  $b_{ef}$ .

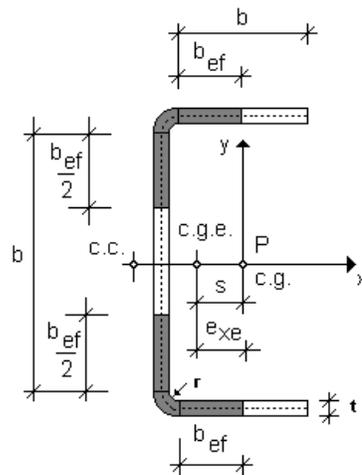


Figura (III.5) – Perfil de seção transversal U simples, submetido a compressão uniforme, com excentricidade efetiva devido a área efetiva  $A_{ef}$  calculado segundo o Método da Largura Efetiva

Onde:

$b$  largura da placa

$b_{ef}$  largura efetiva da placa

$c.g.$  posição do centro de gravidade da seção

$c.g.e.$  posição do centro de gravidade da seção efetiva

$e_{xe}$  valor da excentricidade efetiva do carregamento  $P$  em relação ao eixo 'x'

$P$  carga aplicada na seção transversal do perfil.

$s$  distância entre o centro de gravidade da seção  $c.g.$  e o centro de gravidade da seção efetiva  $c.g.e.$

No caso de carregamento excêntrico a distribuição de tensões deixa de ser uniforme. No entanto para o cálculo do  $c.g.e.$  a norma de projeto americana, AISI, considera uma distribuição de tensões uniforme equivalente ao caso de carregamento axial aplicado no  $c.g.$ . A partir da determinação do  $c.g.e.$  pode-se obter o valor da excentricidade efetiva do carregamento. A figura (III.6) ilustra uma seção monossimétrica com excentricidade de carregamento.

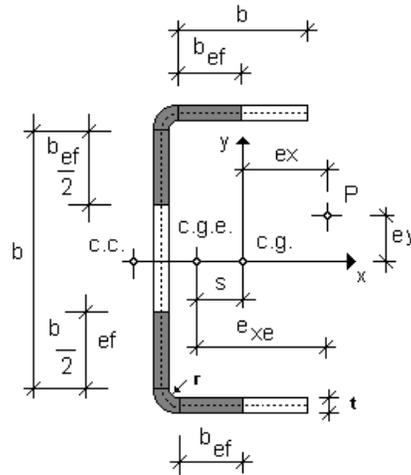


Figura (III.6) – Perfil de seção transversal U simples, com excentricidade efetiva segundo a norma AISI para o caso de carregamento de compressão excêntrica.

onde:

- $e_x$  valor da excentricidade inicial do carregamento  $P$  ao longo do eixo 'x'
- $e_{xe}$  valor da excentricidade efetiva do carregamento  $P$  ao longo do eixo 'x'
- $e_y$  valor da excentricidade inicial do carregamento  $P$  ao longo do eixo 'y'

Através das figuras (III.5) e (III.6) observa-se que a mudança da posição do centro de gravidade altera o valor da excentricidade do carregamento na barra, cujo novo valor é a excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ . Para seções monossimétricas a excentricidade efetiva somente ocorre para o eixo 'x'. Várias normas de projeto, como o AISI, utilizam o valor da excentricidade efetiva para o cálculo da resistência última de compressão em elementos viga-coluna. Esta consideração dá-se através da Equação de Interação que relaciona a tensão de compressão axial e também a tensão de flexão, oriunda da excentricidade efetiva, com as respectivas resistências últimas de compressão e flexão.

A influência desta consideração pode ser observada pela figura (III.7), onde tem-se o valor da resistência última  $P_u$  em função da excentricidade do carregamento na direção do

eixo 'x'. A curva, PU\_AISI\_1, foi calculada segundo as prescrições da norma AISI/96 e considera o valor da excentricidade efetiva e a curva, PU\_AISI\_2, também foi calculada segundo as prescrições da norma AISI/96, porém, foi feita uma simplificação e não foi considerado o valor da excentricidade efetiva no cálculo. Observa-se a variação de  $P_u$  segundo as duas curvas e o valor da distância entre o *c.g.e.* e o *c.g.*, aqui denominado de  $s$ . Um dos objetivos deste trabalho é comparar resultados experimentais com valores teóricos e avaliar se a consideração da excentricidade efetiva no cálculo conduz a valores conservadores ou não. Esta comparação será apresentada no Capítulo VI.

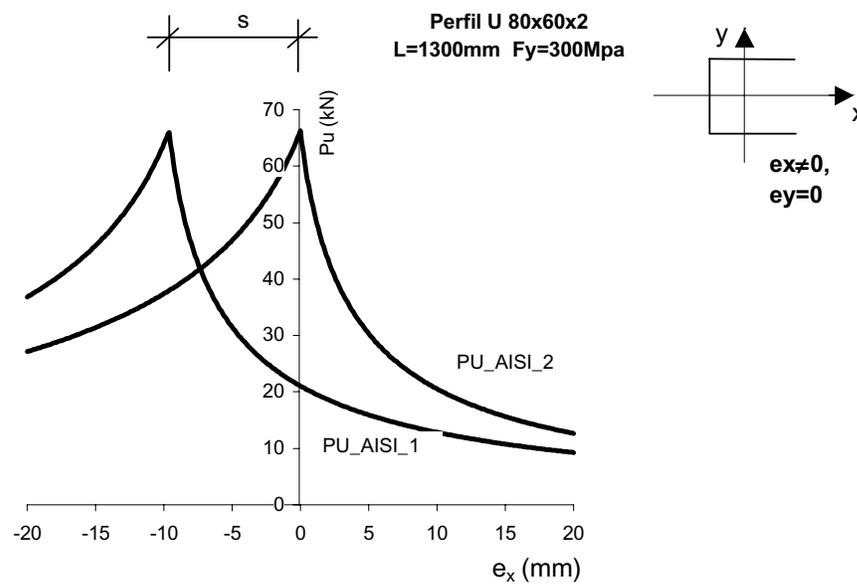


Figura (III.7) - Gráfico da carga última ' $P_u$ ' versus excentricidade inicial ' $e_x$ '.

## **IV. PRESCRIÇÕES DE NORMA**

### **IV.1. Introdução**

Várias normas de projeto tem sido desenvolvidas para o cálculo de elementos de aço de chapa dobrada. No Brasil uma das mais utilizada é a norma americana editada pelo "American Iron and Steel Institute, AISI". Neste capítulo serão apresentadas as prescrições básicas da norma americana de projeto "Cold-Formed Steel Design Manual, LRFD Method - 1996 Edition" [6] editada pelo AISI, referentes ao cálculo da carga última de elementos estruturais do tipo viga-coluna de seção transversal U simples. Estas prescrições foram consideradas no desenvolvimento da rotina de cálculo automático, desenvolvida neste trabalho, utilizando o programa matemático MathCad. Por se tratar de uma edição recente também serão comentados neste capítulo as principais diferenças entre esta edição da norma e a edição anterior, editada em 1991. Ao final será discutida a influência da equação geral de equilíbrio, apresentada no item II.2, no cálculo da resistência última de elementos estruturais do tipo viga-coluna.

## IV.2. Prescrições Básicas da Norma AISI/96 para o tratamento do Elemento Estrutural Viga-Coluna

A apresentação dos conceitos e fórmulas utilizados pela norma AISI/96 para o tratamento de elementos estruturais do tipo viga-coluna de seção transversal U simples será feita em seções divididas como a seguir, e a nomenclatura utilizada é a mesma da norma.

- Flambagem Local;
- Flambagem Global;
- Coluna;
- Viga;
- Viga-Coluna.

### IV.2.1 Flambagem Local

Para o tratamento da flambagem local a norma AISI/96 utiliza o conceito do Método da Largura Efetiva segundo a equação proposta por Winter, apresentada no item III.2. Conforme foi apresentado no capítulo III, elementos de placas, enrijecidos ou não, submetidos a esforços de compressão tem a sua tensão crítica de flambagem local expressa pela equação (III.1), onde o coeficiente de flambagem de placa,  $k$ , segundo a norma AISI/96 é dado por:

- Para elementos enrijecidos:

$$k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi)^3 + 2 \cdot (1 - \psi) \quad (\text{IV.1})$$

onde:

$$\psi = \frac{f_2}{f_1} \quad (\text{IV.2})$$

$f_1$  e  $f_2$  são as tensões nas extremidades da placa conforme representado na figura (IV.1) e calculadas com base na seção efetiva do perfil. A tensão  $f_1$  é de compressão (+) e a tensão  $f_2$  poderá ser de tração (-) ou compressão (+). No caso de  $f_1$  e  $f_2$  serem ambos tensão de compressão, então  $f_1 \geq f_2$ .

- Para elementos não enrijecidos:

$$k = 0.43 \quad (IV.3)$$

A largura efetiva,  $b_{ef}$ , de elementos de placa enrijecidos ou não em regime de pós-flambagem, de acordo com a norma AISI/96 é dada por:

$$b_{ef} = \frac{b \cdot (1 - 0.22/\lambda)}{\lambda} \quad (\text{para } \lambda \geq 0.673) \quad (IV.4)$$

$$b_{ef} = b \quad (\text{para } \lambda < 0.673) \quad (IV.5)$$

onde  $\lambda$  é o parâmetro de esbelteza relativa, e é dado pela expressão:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (IV.6)$$

A tensão  $f$  é determinada de acordo com o tipo de solitação atuante, ou seja, compressão simples ou flexão simples. Sendo assim para elementos enrijecidos, temos:

$$b_{1e} = b_{ef} / (3 - \psi) \quad (IV.7)$$

$$b_{2e} = b_{ef} - b_{1e} \quad (\text{para } \psi > -0.236) \quad (IV.8)$$

$$b_{2e} = \frac{b_{ef}}{2} \leq (b_{ef} - b_1) \quad (\text{para } \psi \leq -0.236) \quad (IV.9)$$

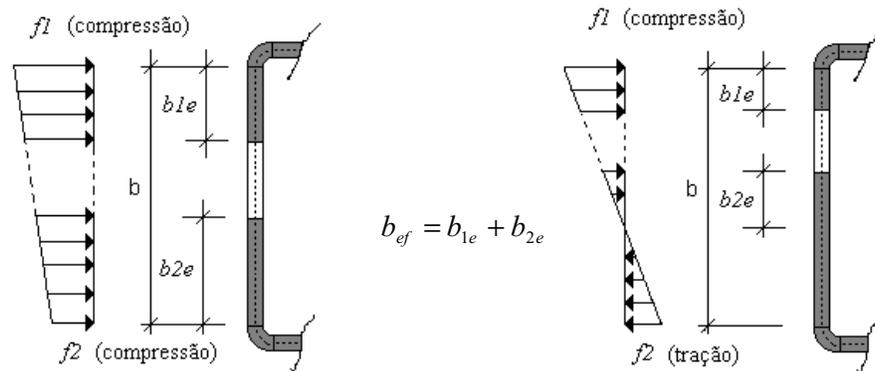


Figura IV.1 Distribuição da largura efetiva em um elemento enrijecido.

Para elementos não enrijecidos, figura IV.3, temos:

$$b_{1e} = b_{ef} \quad (\text{IV.10})$$

Para o caso do elemento não enrijecido a norma posiciona toda a largura efetiva,  $b_{ef}$ , da região comprimida o mais próximo da extremidade apoiada, diferente do elemento enrijecido onde a largura efetiva é dividida em duas partes,  $b_{1e}$  e  $b_{2e}$ , que são posicionadas junto as duas extremidades. Isto pode ser observado comparando-se as figuras (IV.1) e (IV.2).

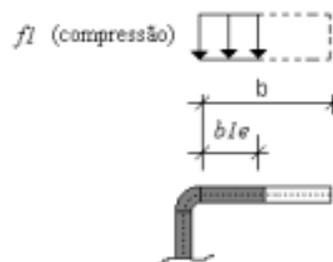


Figura IV.2 Distribuição da largura efetiva em um elemento não enrijecido.

## IV.2.2 Flambagem Global

Segundo a norma AISI/96 a tensão crítica de flambagem elástica,  $F_e$ , para elementos monossimétricos submetidos a compressão é o menor valor entre as tensões críticas de flambagem elástica por flexão e por flexo-torção, representadas nas equações abaixo:

- Flambagem por flexão:

$$F_e = \sigma_{Ey} \quad (IV.11)$$

- Flambagem por flexo-torção:

$$F_e = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[ (\sigma_{Ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{Ex} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{Ex} \cdot \sigma_t} \right] \quad (IV.12)$$

Onde:

$$\sigma_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K_y L}{r_y} \right)^2} \quad (IV.13)$$

$$\sigma_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K_x L}{r_x} \right)^2} \quad (IV.14)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2} \cdot \left( G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t L)^2} \right) \quad (IV.15)$$

$$\beta = 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \quad (IV.16)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (IV.17)$$

A carga crítica de flambagem global  $P_{cr}$  é dada por:

$$P_{cr} = F_e \cdot A \quad (\text{IV.18})$$

### IV.2.3 Coluna

O valor da carga nominal resistente  $P_n$  de uma coluna submetida a compressão, com a carga axial passando pelo centro de gravidade efetivo da seção transversal, segundo a norma AISI/96 é dado por:

$$P_n = A_{ef} \cdot F_n \quad (\text{IV.19})$$

onde  $A_{ef}$  é a área efetiva da seção calculada com a tensão  $F_n$  distribuída uniformemente nos elementos da seção.  $F_n$  é a tensão de ruína dada pela expressão:

$$F_n = f_y \cdot (0.658^{\lambda_c^2}) \quad (\text{para } \lambda_c \leq 1.5) \quad (\text{IV.20})$$

$$F_n = f_y \cdot \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \quad (\text{para } \lambda_c > 1.5) \quad (\text{IV.21})$$

onde,  $\lambda_c$ , é o fator de esbeltez dado por:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{F_e}} \quad (\text{IV.22})$$

#### IV.2.4 Viga

Segundo as prescrições da norma AISI/96 o cálculo do momento nominal resistente  $M_n$ , de uma viga submetida somente à flexão, deve ser o menor dos valores calculados para as seguintes situações:

- (a) Resistência nominal da seção;
- (b) Resistência a flambagem lateral.

Para o caso (a), a resistência nominal de flexão deve ser calculada com base no início de escoamento da seção (Procedimento I) ou com base na reserva de capacidade inelástica (Procedimento II), quando certas condições forem satisfeitas.

Procedimento I - Com base no início de escoamento da seção

$$M_n = S_e \cdot f_y \quad (\text{IV.23})$$

onde  $S_e$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva, calculado com as fibras comprimidas ou tracionadas submetidas a tensão  $f_y$ .

Procedimento II - Com base na reserva da capacidade inelástica

A reserva da capacidade inelástica deverá ser usada quando as seguintes condições forem satisfeitas:

- o elemento não está sujeito a torção ou à flambagem lateral, torcional ou flexo-torcional;
- o efeito da conformação a frio do perfil não foi considerado no cálculo da tensão de escoamento  $f_y$ ;
- a relação da largura da parte comprimida da alma pela sua espessura não deve exceder a  $\lambda_l$ , dada pela expressão abaixo:

$$\lambda_l = \frac{1.11}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}} \quad (\text{IV.24})$$

- o esforço de cisalhamento não deve exceder a  $(0,35 * f_y)$  vezes a área da alma  $(h * t)$ ;
- o ângulo entre qualquer alma e a vertical não deve exceder 30 graus.

A resistência nominal de flexão  $M_n$ , não deverá exceder a  $(1,25 * S_e * f_y)$ , determinado conforme o procedimento I ou que ocasione uma deformação máxima de compressão de  $C_y * f_y / E$ . Onde  $C_y$  é o fator de deformação a compressão determinado como a seguir:

- para elementos comprimidos enrijecidos e sem enrijecedores intermediários

$$C_y = 3 \quad (\text{para } w/t \leq \lambda_1) \quad (\text{IV.25})$$

$$C_y = 3 - 2 \cdot \left( \frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \quad (\text{para } \lambda_1 < w/t < \lambda_2) \quad (\text{IV.26})$$

$$C_y = 1 \quad (\text{para } w/t \geq \lambda_2) \quad (\text{IV.27})$$

Onde: 
$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}} \quad (\text{IV.28})$$

- para elementos comprimidos não enrijecidos

$$C_y = 1 \quad (\text{IV.29})$$

- para elementos comprimidos multi-enrijecidos e elementos comprimidos com enrijecedores de extremidade

$$C_y = 1 \quad (\text{IV.30})$$

Para o caso (b), a resistência a flambagem lateral deve ser considerada para elementos que possuem segmentos não travados lateralmente de seções transversais simples ou duplamente simétricas sujeitas a flambagem lateral. As prescrições da seção que trata deste assunto na norma AISI/96 são aplicadas a seções transversais do tipo I, Z, C e outras seções monossimétricas de elementos fletidos (não incluindo decks multi-enrijecidos por almas, elementos do tipo U e seções fechadas, e elementos curvados ou de arcos). Neste trabalho para o cálculo da resistência a flambagem lateral do perfil U adotou-se as mesmas

considerações da norma para o cálculo do elemento C. Sendo assim, a resistência nominal  $M_n$  referente a flambagem lateral deve ser calculada como a seguir:

$$M_n = S_c \cdot \frac{M_e}{S_f} \quad (\text{IV.31})$$

Onde:

$S_f$  módulo de resistência elástico da seção bruta, não reduzida, para a fibra extrema comprimida;

$S_c$  módulo de resistência elástico da seção efetiva, calculado com a tensão  $M_c / S_f$  aplicada na fibra extrema comprimida da seção;

$M_c$  momento crítico, calculado como a seguir:

$$M_c = M_y \quad (\text{para } M_e \geq 2,78 \cdot M_y) \quad (\text{IV.32})$$

$$M_c = \frac{10}{9} \cdot M_y \cdot \left( 1 - \frac{10 \cdot M_y}{36 \cdot M_e} \right) \quad (\text{para } 2,78 \cdot M_y > M_e > 0,56 \cdot M_y) \quad (\text{IV.33})$$

$$M_c = M_e \quad (\text{para } M_e \leq 0,56 \cdot M_y) \quad (\text{IV.34})$$

Onde:

$M_y$  momento de plastificação na fibra extrema comprimida da seção bruta;

$M_e$  momento elástico crítico.

Para o caso de seções transversais do tipo monossimétricas, o cálculo do momento elástico crítico  $M_e$  deve ser determinado como a seguir:

- Para flexão em torno do eixo de simetria. Em seções monossimétricas o eixo 'x' é o eixo de simetria e é orientado tal que o centro de cisalhamento tem a coordenada 'x' com valor negativo. Neste caso o valor de  $M_e$  é dado por:

$$M_e = C_b \cdot r_0 \cdot A \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t} \quad (\text{IV.35})$$

- Para flexão em torno do eixo central perpendicular ao eixo de simetria, válido para seções monossimétricas apenas. Neste caso o valor de  $M_e$  é dado por:

$$M_e = \frac{C_s \cdot A \cdot \sigma_{ex} \left[ j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot (\sigma_t / \sigma_{ey})} \right]}{C_{TF}} \quad (\text{IV.36})$$

Onde:

$C_s = +1$  para o momento provocando compressão do lado do centro de cisalhamento;

$C_s = -1$  para o momento provocando tração do lado do centro de cisalhamento;

$$j = \frac{1}{2 \cdot I_y} \left[ \int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_0 \quad (\text{IV.37})$$

$C_b = 1$ , para elementos submetidos a esforços combinados de flexão e compressão.  
Coeficiente de flexão dependente do gradiente de momento.

$C_{TF} = 1$ , para elementos submetidos a esforços combinados de flexão e compressão.

#### IV.2.5 Viga-Coluna

Para o cálculo de elementos estruturais submetidos a esforços combinados de compressão e flexão a norma de projeto AISI/96 utiliza a equação de interação. As resistências requeridas  $P_u$ ,  $M_{ux}$  e  $M_{uy}$  devem satisfazer as seguintes equações de interação:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{C_{mx} \cdot M_{ux}}{M_{nx} \cdot \alpha_x} + \frac{C_{my} \cdot M_{uy}}{M_{ny} \cdot \alpha_y} \leq 1 \quad (\text{IV.38})$$

$$\frac{P_u}{P_{n0}} + \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1 \quad (\text{IV.39})$$

Quando  $P_u / P_n \leq 0,15$ , a seguinte equação de interação deve ser usada

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1 \quad (\text{IV.40})$$

Onde:

- $P_u$  carga última de compressão axial atuante na barra;
- $M_{ux}, M_{uy}$  momento fletor atuante em relação ao eixos centrais da seção efetiva determinados com a carga última de compressão axial aplicada na barra;
- $P_n$  resistência nominal axial da barra, determinada de acordo com a seção C4 da norma AISI/96 e apresentado no item IV.2.3;
- $P_{n0}$  resistência nominal axial da barra, determinada de acordo com a seção C4 da norma AISI/96 com a tensão  $F_n = f_y$ ;
- $M_{nx}, M_{ny}$  resistência nominal à flexão em relação aos eixos centrais 'x' e 'y' respectivamente e determinados de acordo com a seção C3 da norma AISI/96 e apresentada no item IV.2.4;
- $\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}}$
- $\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}}$
- $C_{mx}, C_{my}$  são os coeficientes que levam em consideração os efeitos de segunda ordem P-delta e são iguais a:
- = 0,85, para elementos comprimidos em pórticos deslocáveis;
  - = 1, para elementos comprimidos em pórticos indeslocáveis;
  - =  $0,6 - 0,4(M_1 / M_2)$ , para elementos comprimidos restringidos em pórticos indeslocáveis e não sujeitos a carregamento transversal; Onde  $(M_1 / M_2)$  é a relação entre o menor e o maior momento nas extremidades do elemento considerado, sendo positiva quando a curvatura do momento de flexão é reversa, e negativa quando a curvatura do momento de flexão é simples.

### IV.3. Influência da Equação Geral de Equilíbrio no Cálculo da Resistência Última de Viga-Coluna

Segundo as prescrições da norma de projeto AISI não são considerados os valores das excentricidades de carga para o cálculo da tensão elástica de flambagem global  $F_e$ . Esta simplificação no cálculo gera valores diferentes quando comparados com os valores obtidos utilizando-se a Equação Geral de Equilíbrio (Eq. II.1) que considera a excentricidade de carregamento.

Como o cálculo da tensão  $F_e$  é uma etapa intermediária no cálculo da resistência última de compressão  $P_u$ , e valores diferentes de  $F_e$  sugerem a obtenção de valores diferentes para  $P_u$ , resolveu-se estudar a influência desta simplificação no cálculo da resistência última de compressão. Para isto, foram comparados os valores obtidos segundo as prescrições da norma de projeto AISI com os valores obtidos também segundo as prescrições da norma de projeto AISI, porém, utilizando a Equação Geral de Equilíbrio (Eq. II.1) para o cálculo da tensão elástica de flambagem global  $F_e$ .

Estes resultados são apresentados nas tabelas (IV.1) e (IV.2) e foram obtidos utilizando-se a rotina de cálculo que foi desenvolvida neste trabalho. Estas tabelas tem também os resultados de mais duas etapas do cálculo até a obtenção do valor da resistência última de compressão excêntrica  $P_u$ . Estas etapas são o cálculo da tensão crítica  $F_n$ , pela curva de flambagem, e o cálculo da carga crítica de compressão quando aplicada no centro de gravidade efetivo da seção transversal,  $P_n$ . Os perfis adotados nestas tabelas são os mesmos perfis que foram ensaiados para este trabalho.

Através das tabelas (IV.1) e (IV.2), pode-se observar que a diferença entre os valores da tensão  $F_e$  são bem significativos, porém as diferenças entre os valores das demais etapas tendem a diminuir e o valor da resistência última  $P_u$  e chega a valores bem próximos quando calculado utilizando a Equação Geral de Equilíbrio e segundo a norma AISI/96.

Tabela (IV.1) Comparação dos resultados segundo a norma AISI/96 e a mesma norma, porém, utilizando-se a Equação Geral de Equilíbrio (Eq.II.1).

<b>Perfil U 76.7 x 39.8</b> <b>L=850 mm, fy=245 MPa</b>		<b>U1</b> <b>ex=0mm</b> <b>ey=0mm</b>	<b>U2</b> <b>ex=-10.3mm</b> <b>ey=30mm</b>	<b>U3</b> <b>ex=0mm</b> <b>ey=37mm</b>
<b>Tensão Crítica de Flambagem Global, Fe. (Mpa)</b>	(1) - AISI/96	451.08	451.08	451.08
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	451.08	371.00	331.50
	<b>Diferença_Fe (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>21.58%</b>	<b>36.07%</b>
<b>Tensão crítica pela curva de flambagem Fn. (Mpa)</b>	(1) - AISI/96	195.18	195.18	195.18
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	195.18	185.83	179.81
	<b>Diferença_Fn (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>5.03%</b>	<b>8.55%</b>
<b>Carga nominal axial Aplicada no c.g.e. Pn. (kN)</b>	(1) - AISI/96	35.88	35.88	35.88
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	35.88	34.70	33.92
	<b>Diferença_Pn (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>3.41%</b>	<b>5.79%</b>
<b>Carga última de Compressão, Pu. (kN)</b>	(1) - AISI/96	15.56	12.40	10.10
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	15.56	12.20	10.11
	<b>Diferença_Pu (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>1.64%</b>	<b>-0.02%</b>

Tabela (IV.2) Comparação dos resultados segundo a norma AISI/96 e a mesma norma, porém, utilizando-se a Equação Geral de Equilíbrio (Eq.II.1).

<b>Perfil U 80.4 x 59.8</b> <b>L=1300 mm, fy=300 MPa</b>		<b>U6</b> <b>ex=0mm</b> <b>ey=0mm</b>	<b>U7</b> <b>ex=3.5mm</b> <b>ey=17mm</b>	<b>U8</b> <b>ex=10mm</b> <b>ey=17mm</b>	<b>U9</b> <b>ex=-10mm</b> <b>ey=0mm</b>
<b>Tensão Crítica de Flambagem Global, Fe. (Mpa)</b>	(1) - AISI/96	456.17	456.17	456.17	456.17
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	456.17	369.42	339.99	448.30
	<b>Diferença_Fe (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>23.48%</b>	<b>34.17%</b>	<b>1.75%</b>
<b>Tensão crítica pela curva de flambagem Fn. (Mpa)</b>	(1) - AISI/96	227.81	227.81	227.81	227.81
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	227.81	213.55	207.36	226.71
	<b>Diferença_Fn (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>6.68%</b>	<b>9.86%</b>	<b>0.48%</b>
<b>Carga nominal axial aplicada no c.g.e. Pn. (kN)</b>	(1) - AISI/96	66.34	66.34	66.34	66.34
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	66.34	62.92	61.43	66.08
	<b>Diferença_Pn (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>5.43%</b>	<b>8.00%</b>	<b>0.40%</b>
<b>Carga última de Compressão, Pu. (kN)</b>	(1) - AISI/96	21.31	15.18	11.69	52.97
	(2) - AISI/96 c/ E.G.E.	21.31	15.23	11.72	52.74
	<b>Diferença_Pu (1) / (2)</b>	<b>0.00%</b>	<b>-0.29%</b>	<b>-0.28%</b>	<b>0.44%</b>

Nas figuras (IV.3 a IV.6) tem-se a representação gráfica através de zonas de influência da variação de  $F_e$  e  $P_u$ . Para cada tipo de seção transversal ensaiado neste trabalho foram

gerados gráficos que apresentam as diferenças em porcentagem entre os resultados obtidos no cálculo da tensão elástica  $Diferença_{F_e}$ , e os resultados da carga última de compressão excêntrica  $Diferença_{P_u}$ , em função das excentricidades do carregamento nas duas direções. Estes gráficos também foram obtidos a partir da rotina de cálculo desenvolvida neste trabalho. A orientação dos eixos apresentados nestes gráficos estão em conformidade com os eixos da seção transversal na figura (IV.4).

- Para o Perfil U 76.7 x 39.8 x 1.5 temos os seguintes gráficos:

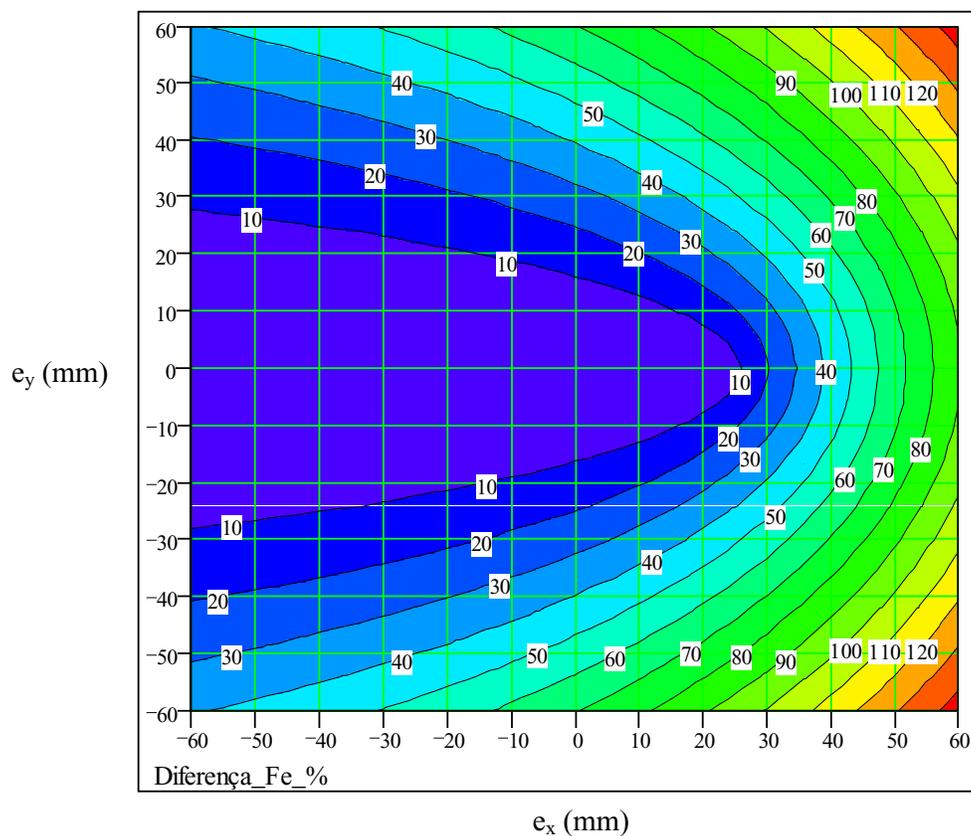


Figura (IV.3) Diferenças em porcentagem entre os resultados do cálculo da tensão crítica de flambagem elástica,  $Diferença_{F_e}$ , em função das excentricidades nos eixos 'x' e 'y'.

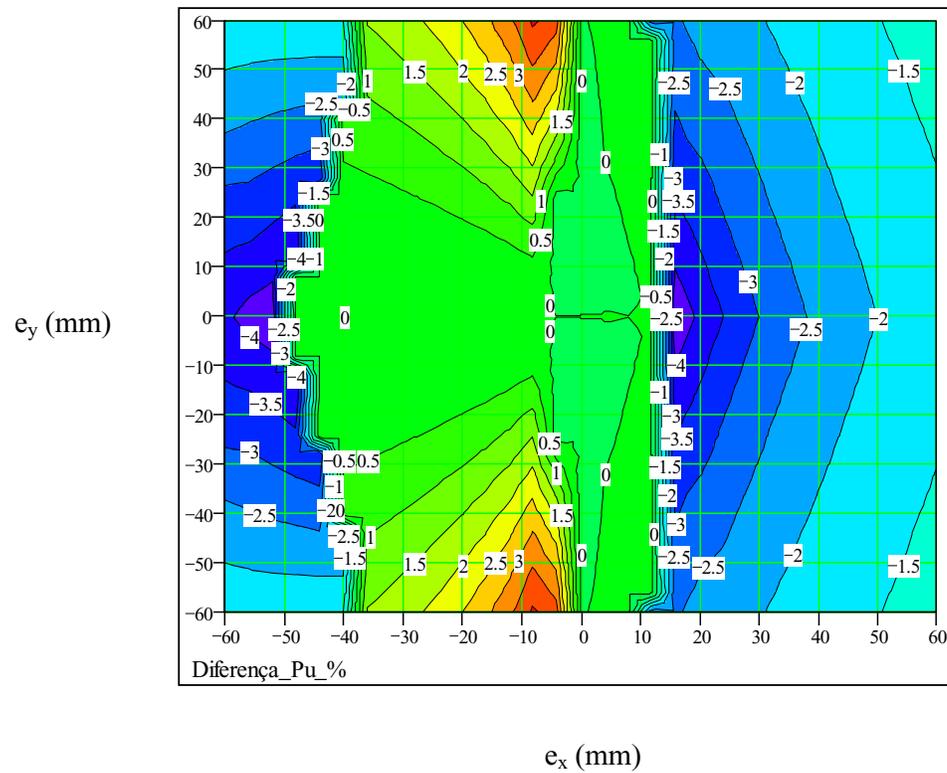


Figura (IV.4) Diferenças em porcentagem entre os resultados do cálculo da carga última de compressão,  $Diferença_{P_u}$ , em função das excentricidades nos eixos 'x' e 'y'.

- Para o Perfil U 80.4 x 59.8 x 2.0 temos os seguintes gráficos:

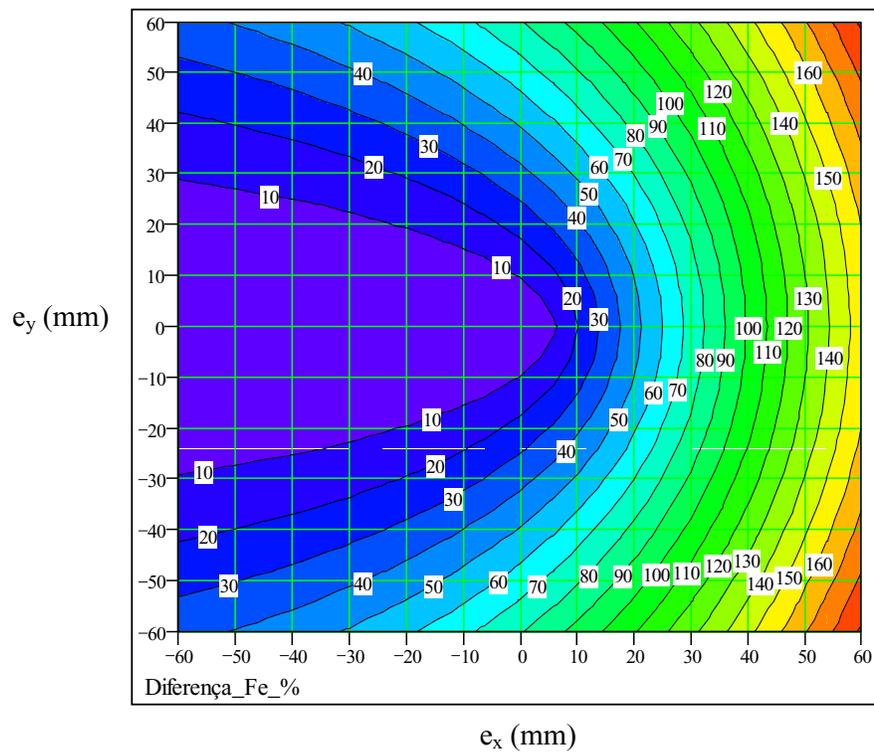


Figura (IV.5) Diferenças em porcentagem entre os resultados do cálculo da tensão crítica de flambagem elástica,  $Diferença_{F_e}$ , em função das excentricidades nos eixos 'x' e 'y'.

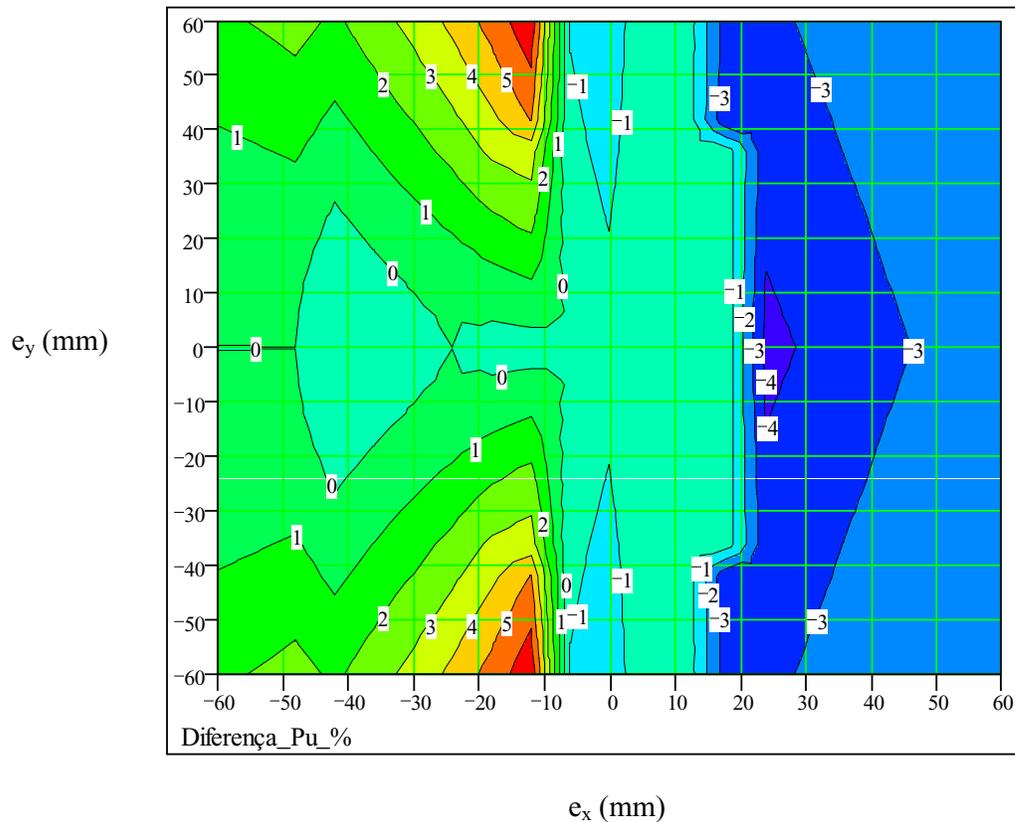


Figura (IV.6) Diferenças em porcentagem entre os resultados do cálculo da carga última de compressão,  $Diferença_{P_u}$ , em função das excentricidades nos eixos 'x' e 'y'.

Através das figuras (IV.3, IV.4, IV.5 e IV.6) pode-se novamente observar que para os perfis ensaiados apesar da simplificação do cálculo da tensão elástica de flambagem  $F_e$ , adotada pela norma AISI, conduziu a valores bem diferentes quando comparados com os valores obtidos através da equação geral de equilíbrio, equação (II.1) que considera os valores da excentricidade da carga, a diferença entre os valores da carga última de compressão  $P_u$  não apresentaram uma diferença tão significativa. Sendo assim, conclui-se que, para os perfis ensaiados a utilização da equação geral de equilíbrio no cálculo não conduziu a valores muito diferentes dos que foram obtidos segundo as prescrições da norma AISI, mostrando-se desnecessária sua utilização como instrumento de refinamento no cálculo [26, 28 e 29]. No entanto vale ressaltar que o procedimento considerando as excentricidades de carga é mais lógico e correto que aquele que não a consideram no cálculo.

#### IV.4. Considerações Gerais

A seguir serão feitas algumas considerações gerais sobre as alterações da nova edição da norma AISI/96 em relação a edição anterior, AISI/91, quanto ao cálculo da resistência última do elemento estrutural viga-coluna. Inicialmente estas considerações serão colocadas na forma de itens e apenas aquelas relacionadas a este trabalho serão apresentadas:

- 1) O cálculo da tensão  $F_n$  foi alterado em relação a edição da norma AISI/91 que a calculava da forma:

$$F_n = f_y \cdot \left( 1 - \frac{f_y}{4 \cdot F_e} \right) \quad (\text{para } F_e > f_y/2) \quad (\text{IV.41})$$

$$F_n = F_e \quad (\text{para } F_e \leq f_y/2) \quad (\text{IV.42})$$

onde  $F_e$  é a tensão de flambagem elástica calculado de acordo com as equações (IV.11 e IV.12).

- 2) A verificação adicional C4.(b) da norma AISI/91, que refere-se ao cálculo da carga última  $P_n$  para elementos comprimidos constituídos de seção transversal U e Z com elementos não enrijecidos foi eliminada na edição da norma AISI/96. Segundo a edição AISI/91 a carga  $P_n$  deveria ser igual ao menor dos valores entre aqueles calculados pela equação (IV.19), utilizando a tensão  $F_n$  calculada de acordo com as equações (IV.20 e IV.21), e o calculo como a seguir:

$$P_n = \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{25,7 \cdot (w/t)^2} \quad (\text{IV.43})$$

Onde  $A$  é a área da seção transversal bruta, não reduzida;  $w$  é a largura plana do elemento não enrijecido; e  $t$  é a espessura do elemento não enrijecido.

De acordo com o exposto nos comentários da norma AISI/96 "Um recente estudo realizado por Rasmussen na Universidade de Sidney (Rasmussen, 1994) indicou que esta verificação adicional conduzia a resultados excessivamente conservadores. Esta conclusão foi baseada em estudos analíticos cuidadosamente validados com os resultados experimentais reportados por Rasmussen e Hancock (1992)". Consequentemente esta verificação foi eliminada na edição de 1996.

A seguir serão apresentadas algumas considerações sobre as prescrições da norma AISI/96 relacionadas ao cálculo do elemento estrutural viga-coluna:

- A norma AISI/96 desconsidera os efeitos da flambagem local no cálculo da tensão elástica de flambagem  $F_e$  e  $M_e$  ao usar somente as propriedades da seção transversal bruta no cálculo destas tensões. Esta desconsideração faz com que o valor destas tensões fiquem superestimados.
- A seção B3.2(a) da norma AISI/96 deveria também incluir o caso quando o elemento não enrijecido estiver submetido a um gradiente de tensão que provoque tração na extremidade livre deste elemento. Para o perfil U este caso ocorre quando há flexão em torno do eixo 'y', figura (IV.7), provocando compressão no lado do centro de cisalhamento, *c.c.*, da seção transversal e tração na extremidade livre do elemento não enrijecido. Segundo FICHER et al [12] o tratamento da largura efetiva adotado pelas prescrições do EUROCODE 3, para elementos não enrijecidos também não é satisfatório quanto para os enrijecidos.

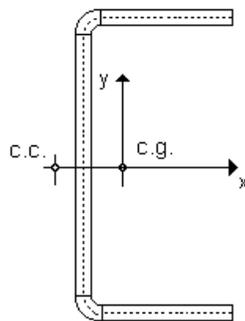


Figura (IV.7) Seção monossimétrica, Perfil U simples.

- Segundo as prescrições da norma AISI o cálculo da seção transversal efetiva correspondente a tensão de flambagem oriunda dos esforços de compressão axial e flexão é feito isoladamente para cada tipo de esforço. Sendo que na verdade, somente existe uma seção transversal efetiva correspondente a distribuição real de tensões atuantes na seção. Para se efetuar este cálculo precisamente, seria necessário um processo iterativo de avaliação da distribuição de tensões na seção em função da excentricidade no carregamento e a utilização do Método da Largura Efetiva.

## V. ROTINA DE CÁLCULO – MATHCAD

### V.1. Introdução

Para o cálculo do valor da resistência última de compressão de elementos viga-coluna, constituídos de seção transversal U simples, foi desenvolvido uma rotina de cálculo utilizando-se o programa Mathcad [19]. Esta rotina está baseada nas prescrições da norma de projeto americana AISI, edição de 1996, método dos estados limites, LRFD. Através desta rotina também pode-se calcular o valor da carga crítica de flambagem elástica utilizando a equação geral de equilíbrio e comparar os resultados com os valores calculados segundo a norma.

No final do programa os resultados finais podem ser analisados em forma de gráficos que levam em consideração a variação da excentricidade tanto na direção do eixo `x` como também na direção do eixo `y`. Uma listagem completa desta rotina está incluída no apêndice deste trabalho.

## V.2. Considerações de Cálculo

A seguir será feita a apresentação das considerações de cálculo utilizadas na rotina computacional

- Fator de Segurança:

Como um dos objetivos deste trabalho é a comparação dos resultados teóricos com os resultados experimentais, adotou-se como unitário todos os coeficientes de segurança utilizados pela norma AISI.

- Carga Crítica de Flambagem Elástica:

Além das considerações da norma para o cálculo da carga crítica de flambagem elástica, também foi incorporado nesta rotina o cálculo desta carga segundo a Equação Geral de Equilíbrio, que leva em consideração o valor da excentricidade dupla de carregamento.

- Influência da Equação Geral de Equilíbrio no cálculo de elementos viga-coluna:

Os efeitos da utilização da Equação Geral de Equilíbrio no cálculo da resistência última de elementos viga-coluna são calculados e comparados com os resultados segundo a norma AISI/96

- Flambagem Lateral:

Para o cálculo do momento nominal resistente em torno do eixo de simetria considerou-se os efeitos da flambagem lateral através da utilização da formulação proposta no capítulo C.3.1.2 da norma AISI/96 e apresentada no item IV.2.4.

Para o cálculo do momento nominal resistente em torno do eixo assimétrico a consideração dos efeitos da flambagem lateral somente foi considerada para o caso onde a flexão provoca compressão na extremidade livre do flange não enrijecido da seção [24].

- Considerações sobre a Reserva da Capacidade Inelástica da Seção:

Para o cálculo do momento nominal resistente da seção não foi considerado o procedimento II do item C.3.1.1 da norma que considera a reserva da capacidade inelástica da seção.

- Equação de Interação:

Para o cálculo da resistência última do elemento viga-coluna a rotina utiliza as Equações de Interação propostas no item C.5.2 da norma AISI/96. Para a resolução destas equações a rotina utiliza um processo iterativo do programa Mathcad.

- Excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ :

O valor da excentricidade efetiva é considerado no cálculo da resistência última do elemento viga-coluna. Porém a rotina também apresenta uma variante do cálculo da resistência última em que a excentricidade efetiva não é considerada.

## **VI. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **VI.1. Introdução**

O programa experimental é composto de 7 ensaios em perfis U simples submetidos a carregamento de compressão, com excentricidades variadas conforme será apresentado posteriormente.

A série de ensaios realizada visa o acompanhamento do desenvolvimento da flambagem local e da interação dos modos de flambagem global, local e torsional em elementos esbeltos comprimidos de seção U simples com excentricidade de carga, e a avaliação da carga última obtida. A seção transversal e o elemento viga-coluna foram instrumentados de modo a possibilitar a análise proposta.

Na figura (VI.1) e na foto (VI.1) tem-se o esquema global da montagem do ensaio, a representação do tipo de instrumentação utilizada para o monitoramento, bem como o sistema adotado para aquisição dos dados.

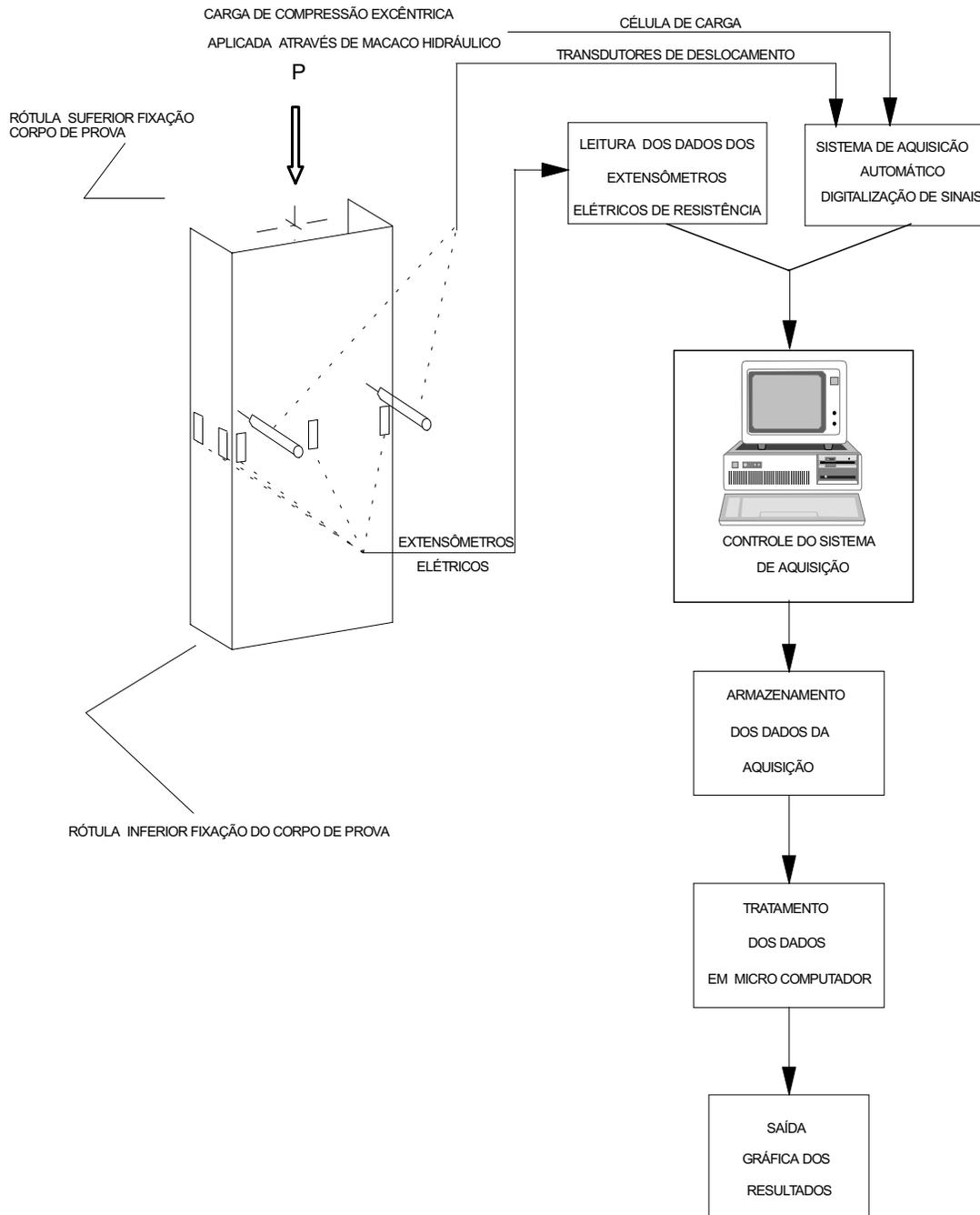


Figura (VI.1) - Esquema de montagem do ensaio.



Foto (VI.1) - Esquema de montagem do ensaio.

## VI.2. Perfis Utilizados

Os perfis de chapa dobrada são fabricados a partir de chapas finas de aço laminadas a quente ou a frio. A conformação dos perfis na seção desejada pode ser contínua, quando a conformação é gradual e feita em mesa de roletes, ou descontínua, quando a conformação é feita em dobradeira.

O processo de fabricação dos perfis de chapa dobrada introduzem os seguintes tipos de imperfeições:

- Imperfeições geométricas, longitudinais e da seção transversal.
- Tensões residuais, oriundas do processo de conformação do perfil e do processo térmico de resfriamento durante a fase de fabricação da chapa.
- Variação das características mecânicas do material, ocasionada pelo encruamento do aço durante o processo de dobramento a frio da chapa original. Esta variação gera um aumento nos valores da tensão limite de escoamento e no limite de resistência a tração, em relação aos valores encontrados na chapa original.

Todos os perfis utilizados no projeto da estrutura ensaiada nesta pesquisa foram fabricados e fornecidos pela empresa Tecnofer S.A.. Os perfis foram conformados em dobradeira a partir de bobinas de chapas finas laminadas a frio.

Uma análise quanto ao nível de tensões residuais existentes pode ser encontrada na referência [25 e 27], onde foram utilizados corpos de prova de uma série de perfis do mesmo fabricante dos perfis utilizados neste trabalho.

Os perfis utilizados são do tipo U simples representados na figura (VI.2) em que estão ilustrados a posição do centro de cisalhamento, *c.c.*; o centro de gravidade, *c.g.*; a espessura, *t*; a largura da alma, *w1*; a largura da mesa, *w2*; a distância do *c.c.* à linha de centro da alma, *m*; distância da linha de centro da alma ao *c.g.*, dada por *xb* e a distância entre o *c.c.* e o *c.g.* dada por *x0*.

Os perfis ensaiados foram identificados como na tabela (VI.1). Na mesma tabela estão listadas as dimensões reais medidas destes perfis, e na tabela (VI.2) as dimensões nominais fornecidas pelo fabricante. Além disso, na tabela (VI.3) estão representadas as principais características geométricas destes perfis utilizando os valores da média geral apresentados na tabela (VI.1)

Os corpos de prova ensaiados tiveram seu comprimento definido previamente e confeccionado e cortados em fábrica o que possibilitou que as suas extremidades fossem paralelas.

Para comparação com os resultados teóricos foi utilizada as dimensões dadas pela média geral tabela (VI.1) das duas séries de ensaios.

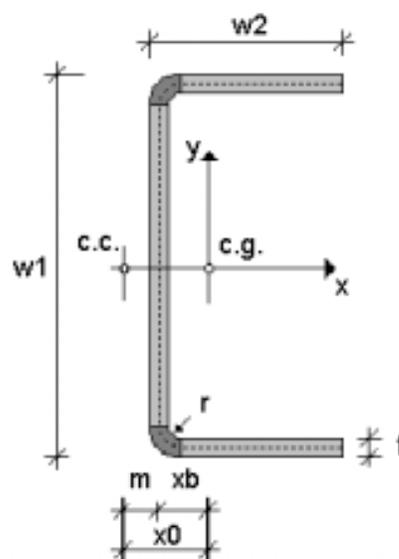


Figura (VI.2) - Nomenclatura da seção transversal utilizada neste trabalho.

Tabela (VI.1) - Dimensões reais medidas dos perfis utilizados na estrutura.

<b>PERFIL U1 a U3</b>						
<b>identificação</b>	<b>w1 (mm)</b>	<b>w2 (mm) superior</b>	<b>w2 (mm) inferior</b>	<b>média w2 (mm)</b>	<b>t (mm)</b>	<b>L (mm)</b>
U1	77.00	39.85	40.00		1.50	850.05
	76.90	39.95	40.10		1.50	850.05
	76.35	40.10	39.65		1.50	850.05
MÉDIA	76.75	39.97	39.92	39.94	1.50	850.05
U2	76.85	40.00	39.95		1.50	850.05
	76.85	40.00	40.05		1.50	850.05
	76.35	39.60	40.15		1.50	850.05
MÉDIA	76.68	39.87	40.05	39.96	1.50	850.05
U3	76.70	40.10	39.80		1.50	850.05
	76.90	40.15	39.90		1.50	850.05
	76.75	37.75	40.15		1.50	850.05
MÉDIA	76.78	39.33	39.95	39.64	1.50	850.05
MÉDIA GERAL	76.74	39.72	39.97	39.85	1.50	850.05

<b>PERFIL U6 a U9</b>						
<b>identificação</b>	<b>w1 (mm)</b>	<b>w2 (mm) superior</b>	<b>w2 (mm) inferior</b>	<b>média w2 (mm)</b>	<b>t (mm)</b>	<b>L (mm)</b>
U 6	80.55	60.55	59.50		2.00	1300.00
	80.50	60.10	60.00		2.00	1300.00
	80.50	59.65	59.50		2.00	1300.00
MÉDIA	80.53	60.10	59.50	59.80	2.00	1300.00
U 7	80.25	60.70	59.50		2.00	1300.00
	80.35	60.30	60.00		2.00	1300.00
	80.25	60.25	59.50		2.00	1300.00
MÉDIA	80.28	60.42	59.67	60.04	2.00	1300.00
U 8	80.00	60.65	59.50		2.00	1300.00
	79.75	59.80	60.00		2.00	1300.00
	79.85	59.50	59.45		2.00	1300.00
MÉDIA	79.87	59.98	59.65	59.82	2.00	1300.00
U 9	80.20	59.70	59.20		2.00	1300.00
	81.10	59.25	59.30		2.00	1300.00
	80.00	60.00	60.00		2.00	1300.00
MÉDIA	80.43	59.65	59.50	59.58	2.00	1300.00
MÉDIA GERAL	80.41	60.06	59.56	59.81	2.00	1300.00

Tabela (VI.2) - Dimensões nominais dos perfis utilizados na estrutura.

Perfis	w <sub>1</sub> (mm)	w <sub>2</sub> (mm)	t (mm)
U1 a U3	75	40	1,5
U6 a U9	80	60	2,0

Tabela (VI.3) - Propriedades geométricas da seção transversal.

Perfis	U1 a U3	U6 a U9
A (mm <sup>2</sup> )	227,05	386,84
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	214.632	430.056
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	36.478	148.431
r <sub>x</sub> (mm <sup>2</sup> )	30,75	33,34
r <sub>y</sub> (mm <sup>2</sup> )	12,68	19,59
I <sub>o</sub> (mm <sup>4</sup> )	391.430	1.281.382
C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	36.387.575	160.529.361
x <sub>b</sub> (mm)	10,08	18
m (mm)	14,78	24,62

### VI.3 - Característica do Material

A tensão limite de escoamento,  $f_y$ , a tensão limite de resistência a tração,  $f_u$ , e o alongamento residual após a ruptura,  $\epsilon_r$ , foram medidos através de ensaios em corpos de prova submetidos a tração aplicada em máquina de ensaios Kratos, com velocidade de deformação controlada.

Os corpos de prova foram retirados das paredes de perfis da mesma origem daqueles utilizados na fabricação da estrutura. Suas dimensões, bem como os procedimentos de ensaio, seguem a Norma Brasileira NBR-6152 [3]. Os valores médios obtidos estão na tabela (VI.4) apresentada a seguir.

Tabela (VI.4) - Resultados dos testes em corpos de prova de tração.

Perfis	Corpos de Prova	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_r$ (%)	$f_y/f_u$ (MPa)
U1 a U3	02-2.1.E	251	342	31,67	0,73
	03-2.1.A	249	342	31,67	0,73
	04-2.2.E	247	340	27,8	0,73
	05-2.2.A	242	343	31,3	0,71
	06-2.2.E	249	341	30,7	0,73
	07-3.1.A	243	340	30,5	0,71
	08-3.1.E	240	336	32,3	0,71
U6 a U9	11-8.1.E	300	374	38,7	0,80
	12-8.1.E	285	368	26,9	0,77
	13-8.1.E	330	386	42,2	0,85
	14-8.1.A	283	364	38,5	0,77
	15-8.1.E	300	378	38,9	0,79
	16-8.1.A	305	380	39,1	0,80
	17-8.1.E	298	399	40,25	0,75

Para efeito de cálculo nos perfis U1 a U3 adotou-se o valor médio de  $f_y=245$  MPa e para os perfis U6 a U9 adotou-se o valor médio de  $f_y=300$  MPa. Segundo a empresa Tecnofer, que forneceu os perfis ensaiados, o aço utilizado na fabricação dos perfis foi o aço A-36. No entanto os perfis U6 a U9 apresentaram valores da tensão de escoamento bem superiores aos valores de tensão para o tipo de aço especificado.

#### VI.4 - Instrumentação

A instrumentação utilizada baseou-se em extensômetros elétricos de resistência colados a meia altura. A distribuição dos extensômetros na seção transversal foi de acordo com a

posição do carregamento em cada ensaio. Os valores medidos pelos extensômetros foram obtidos através de indicador de deformação tipo Vishay e caixa comutadora.

Foram também utilizados transdutores de deslocamento (LVDT) fixados adequadamente e a meia altura da seção de modo a medir os deslocamentos laterais da viga-coluna. As leituras dos LVDT's foram obtidas através de sistema de aquisição automático controlado por computador, provido de placa de aquisição automática e software de leitura.

A figura (VI.3) ilustra a seção transversal e um dos planos de instrumentação utilizados.

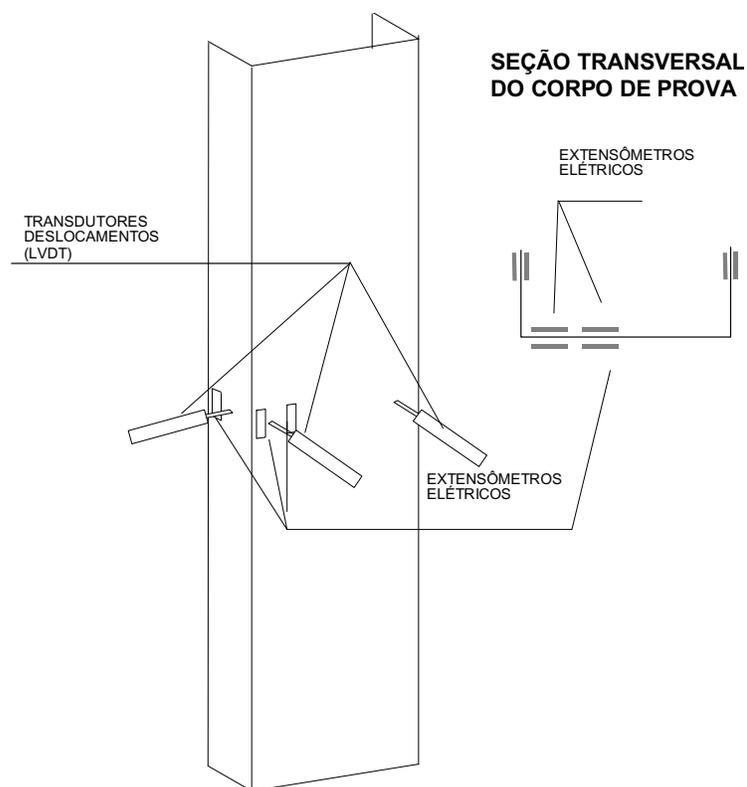


Figura (VI.3) - Esquema de instrumentação utilizado.

O carregamento foi aplicado através de atuador hidráulico com capacidade de 10 toneladas e foram obtidos através de célula de carga, Sodmex com capacidade de 100 kN. Para a aquisição utilizou-se o mesmo sistema da leitura dos LVDT's, e conforme citado anteriormente.

## VI.5 – Sistema de Carregamento

Para aplicação do carregamento foi utilizado um atuador hidráulico, Enerpac com capacidade de 100 kN. A excentricidade do carregamento foi garantida através de placas de aço soldadas nas extremidade dos perfis ensaiados, de forma que se pode aplicar a carga na posição desejada e com uma distribuição uniforme ao longo de toda a seção transversal. As placas de aço foram presas a rótulas de apoio que por sua vez foram presas no pórtico de reação e na extremidade do atuador hidráulico. O atuador foi preso ao pórtico de cargas.

A excentricidade do carregamento foi medida a partir do centro de gravidade da seção. Esta excentricidade foi marcada nas placas de aço em seguida feito a solda de filete ao longo da seção transversal do perfil. Vale ressaltar que não foi observado deformações excessivas em função da solda. O esquema geral de montagem do perfil no pórtico de carga do ensaio está ilustrado na figura (VI.4) e na foto (VI.2).

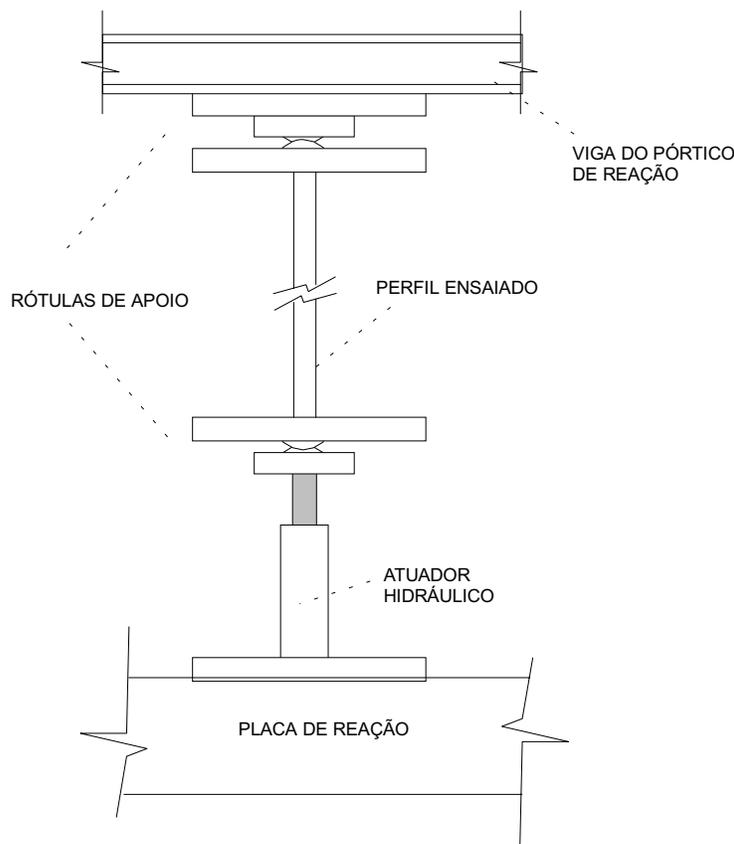


Figura (VI.4) – Esquema geral de montagem dos perfis ensaiados.



Foto (VI.2) – Esquema geral de montagem dos perfis ensaiados.

## VI.6 - Metodologia de Ensaio

O programa experimental consta de ensaios de perfis com seção transversal do tipo U simples submetidos a carregamento excêntrico. Para obtenção dos dados dos ensaios utilizou-se extensômetros elétricos de resistência, transdutores, além do acompanhamento e monitoramento da instrumentação durante sua instalação e uso.

Foram realizados pré carregamentos até 2,5 kN em todos os ensaios para avaliar o sistema de carga e o sistema de instrumentação. O carregamento foi aplicado progressivamente através do macaco hidráulico com passos de carga de aproximadamente 2,0 kN. Os deslocamentos e o valor da carga aplicada a cada incremento foram medidos através do sistema automático de aquisição. As leituras dos extensômetros foram realizadas a cada incremento de carga através do indicador de deformações.

Na tabela (VI.5) encontra-se os valores das excentricidades de carregamento e também a relação entre estas excentricidades e os raios de giração para os 7 perfis ensaiados.

Tabela (VI.5) - Excentricidades de carregamento e a relação entre as excentricidades e raios de giração dos perfis ensaiados.

Perfis	Corpos de Prova	$e_x$ (mm)	$e_y$ (mm)	$e_x/r_y$	$e_y/r_x$
U 76,7 x 39,8 x 1,5	U1	0,0	0,0	0,0	0,0
	U2	-10,3	30,0	-0,81	0,99
	U3	0,0	37,0	0,0	1,23
U 80,4 x 59,8 x 2,0	U6	0,0	0,0	0,0	0,0
	U7	3,5	17,0	0,18	0,51
	U8	10,0	17,0	0,51	0,51
	U9	-10,0	6,0	-0,51	0,18

## **VII. RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

### **VII.1. Introdução**

A seguir são apresentados os resultados experimentais dos ensaios realizados neste trabalho. A apresentação será feita segundo as duas séries de perfis ensaiados: série dos perfis U76,7x39,8x1,5 e a série dos perfis U80,4x59,8x2,0. Em seguida dentro de cada série, é especificado o ensaio realizado.

### **VII.2. Série U (76,7x39,8x1.5)**

#### **VII.2.1. Ensaio U1**

Este ensaio foi realizado com carregamento centrado de modo a se ter um parâmetro de avaliação dos ensaios posteriores que foram realizados com carga excêntrica.

Na figura (VII.1) apresenta-se os valores das deformações, medidas nos extensômetros colados a meia altura do perfil, em função do carregamento aplicado. A flambagem local foi detectada através de extensômetros colados interna e externamente e em alguns pontos

da seção transversal. Observa-se para cada par de extensômetros, sendo um interno e outro externo, a divergência das deformações, caracterizando o início da flambagem local.

Neste ensaio não foram medidos os deslocamentos a meia altura em função do modo de flexo-torção não ser preponderante ao modo de flexão. A carga última obtida no ensaio foi de 33,13 kN.

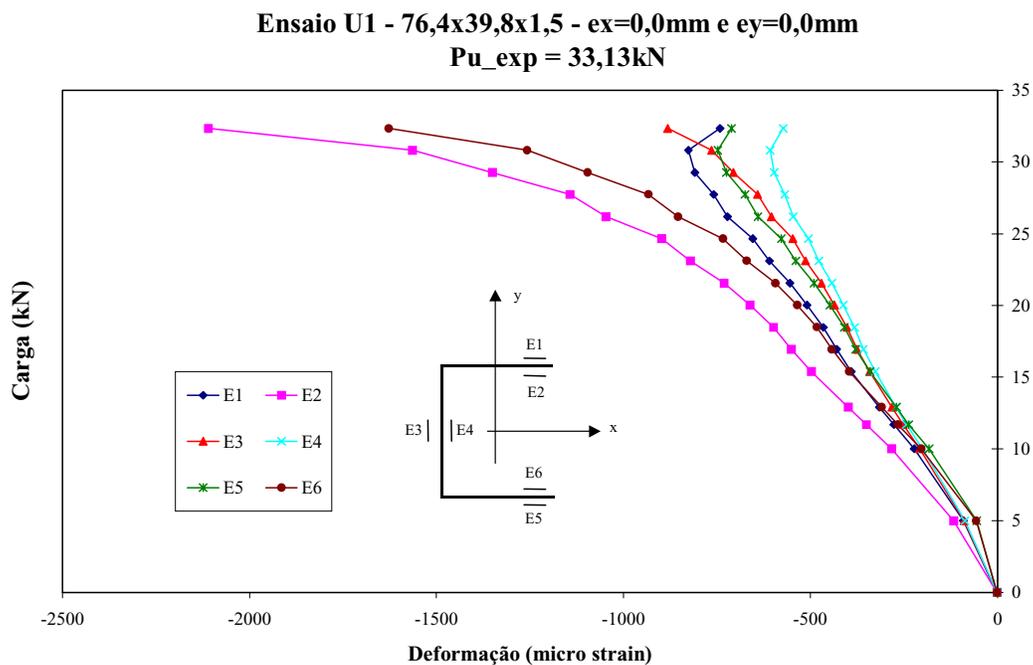


Figura (VII.1) – Valores das deformações nos extensômetros E1 a E3 do ensaio U1.

### VII.2.2. Ensaio U2

Na figura (VII.2) tem-se os valores das deformações em função do carregamento para o ensaio U2. A flambagem local não foi detectada através de extensômetros nas paredes que compõem a seção, no entanto foi observada visualmente durante o ensaio. A não

caracterização da flambagem local por meio dos extensômetros deve-se ao mecanismo de colapso ter sido próximo a região central e no flange superior.

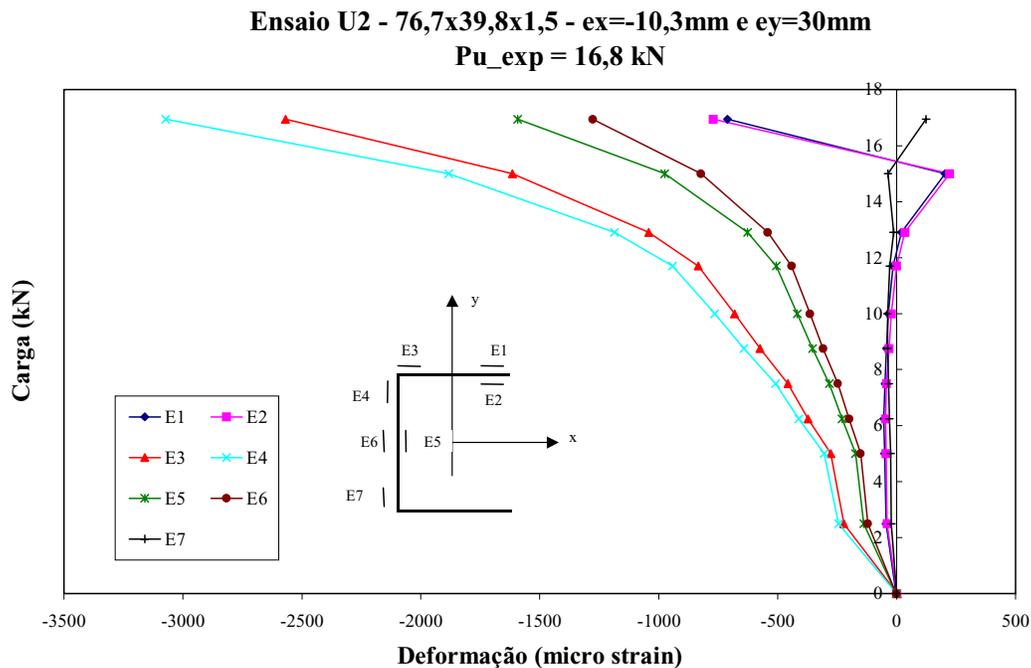


Figura (VII.2) - Valores das deformações nos extensômetros E1 a E7 do ensaio U2.

Na tabela (VII.1) tem-se os valores das deformações externas medidas ao longo da alma e do flange comprimido para a carga de 12,30 kN. Esta carga equivale a deformação no escoamento de  $\epsilon_y=1195\mu\text{s}$ . Estes resultados são apresentados de modo a caracterizar a distribuição não uniforme de tensões no flange e na alma do perfil ensaiado. Observa-se que na extremidade não enrijecida do flange superior as deformações são positivas, enquanto que nas proximidades da dobra são negativas e de  $-890$  micro strain. Isso sugere que a linha neutra corta o flange superior

Tabela (VII.1) – Deformações ao longo do flange superior e alma do perfil U2 para  
P=12,3kN.

	<b>Extensômetro</b>	<b>Deformações (<math>\epsilon_y</math>) (<math>\mu</math>strain)</b>
<b>Flange</b>	E1	+5
	E3	-890
<b>Alma</b>	E4	-1006
	E6	-471
	E7	-18

A carga última obtida foi de 16,8 kN. Observa-se uma redução de 49% da capacidade de carga do perfil sob carregamento centrado (ensaio U1) quando se tem a excentricidade como a deste ensaio.

No caso de carregamento excêntrico o efeito de torção provoca deslocamentos perpendiculares a seu eixo. Os resultados dos deslocamentos para a carga de 11,5 kN e segundo as direções D1, D2, D3, representadas na figura (VII.3), estão listados na tabela (VII.2). Observa-se que os valores são pequenos mas caracterizam a tendência do deslocamento do modo de flexo-torção.

Vale ressaltar que a esbeltez relativa da seção quanto ao modo de flexão,  $\lambda_{Flexão}$  e flexo-torção,  $\lambda_{FT}$  são respectivamente de 0,737 e 0,520. No entanto, quando se utiliza a Equação Geral de Equilíbrio, equação (II.1), para o cálculo da esbeltez relativa da seção este valor sobe para 0,813.

Onde:

$$\lambda_{Flexão} = \sqrt{\frac{f_y}{F_{e,F}}}$$

$$\lambda_{FT} = \sqrt{\frac{f_y}{F_{e,FT}}}$$

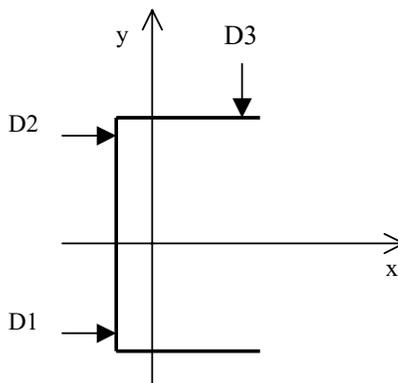


Figura (VII.3) – Direção dos deslocamentos no flange e na alma do perfil U2.

Tabela (VII.2) – Deslocamento ao longo do flange superior e alma segundo as direções D1, D2, D3 do perfil U2 para  $P=11,5$  kN.

	Direção do LVDT	Deslocamento (mm)
<b>Alma</b>	D1	-2,073
	D2	-4,620
<b>Flange</b>	D3	1,320

### VII.2.3. Ensaio U3

Para este ensaio a figura (VII.4) ilustra os valores das deformações medidas nos extensômetros em função do carregamento aplicado. A flambagem local foi detectada visualmente e discretamente pelos extensômetros E5 e E6, localizados na alma. Isto ocorreu em função da proximidade do ponto de inflexão das meias ondas. Observa-se também que nas últimas etapas de carga se fossem feitos incrementos menores de carregamento o modo local seria melhor caracterizado. Neste ensaio o mecanismo de colapso não se desenvolveu na proximidade da região em que foram colados os extensômetros e ocorreu de forma brusca e repentina.

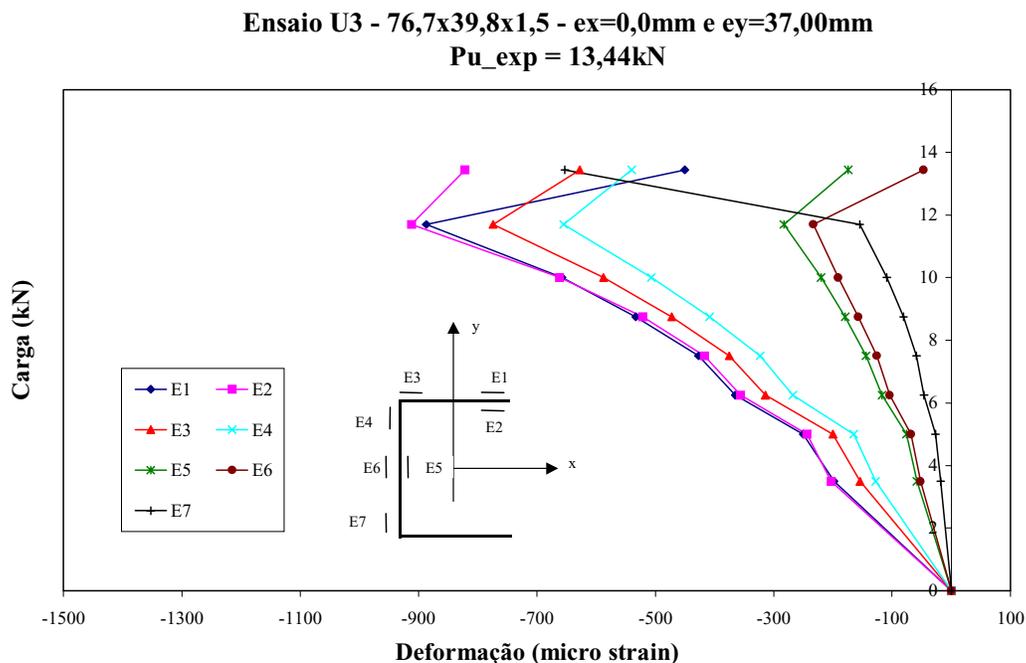


Figura (VII.4) - Valores das deformações nos extensômetros E1 a E7 do ensaio U3.

A partir das deformações medidas externamente ao longo da alma e do flange comprimido, tem-se o valor das deformações, por exemplo, para a carga de 10 kN, ou seja dentro da fase elástica do material. Estes resultados caracterizam a distribuição não uniforme de tensões no flange e na alma do perfil ensaiado.

Tabela (VII.3) – Deformações ao longo do flange superior e alma do perfil U3 para  $P=10\text{kN}$ .

	<b>Extensômetro</b>	<b>Deformação (<math>\mu\text{strain}</math>)</b>
<b>Flange</b>	E1	-658
	E3	-588
<b>Alma</b>	E4	-507
	E6	-191
	E7	-109

A carga última obtida foi de 13,44 kN. Observa-se a grande redução da capacidade de carga em relação ao carregamento centrado (ensaio U1), quando se tem o carregamento excêntrico mesmo apenas na direção de y.

Os resultados dos deslocamentos no flange e na alma não foram medidos em função de problemas na aquisição destes dados.

### **VII.3. Série U (80,4x59,8x2.0)**

#### **VII.3.1. Ensaio U6**

A figura (VII.5) apresenta os valores das deformações medidas em função do carregamento aplicado para o ensaio U6. Este ensaio foi realizado com carregamento centrado de modo a se ter um parâmetro de avaliação dos ensaios posteriores desta série, que foram realizados com carga excêntrica. A carga última obtida nos ensaios foi de 54,256 kN

Analogamente ao ensaio U1, não foram utilizados medidores de deslocamento em função do modo de flexo-torção não ser preponderante em relação ao modo de flexão.

Observa-se uma pequena variação entre as leituras que pode ser ocasionada por imperfeições de carregamento, geométricos ou de deformações residuais. Esta variação é maior quando da proximidade da carga última em função do desenvolvimento do mecanismo de colapso devido a flexão.

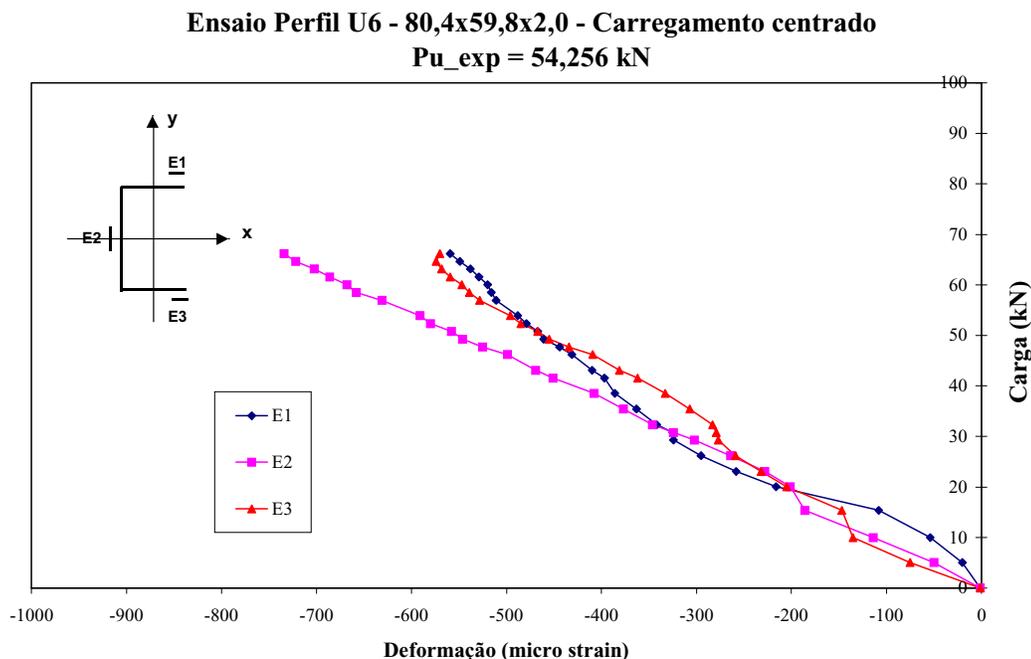


Figura (VII.5) – Valores das deformações nos extensômetros E1 a E3 do ensaio U6.

### VII.3.2. Ensaio U7

Para este ensaio a figura (VII.6) ilustra as deformações em função do carregamento aplicado. A carga última foi de 47,5 kN. A flambagem local foi detectada visualmente durante o ensaio e através de extensômetros nos dois flanges que compõem a seção transversal, sendo mais perceptível no flange superior (E7 e E8), e no inferior já próximo a carga última. Nos extensômetros E5 e E6 a flambagem local não foi observada em função da proximidade da dobra da seção e da distribuição de tensões.

Na tabela (VII.4), observa-se que já para a carga de 26 kN, por exemplo, tem-se deformações maiores no flange superior (E6 e E8) em relação ao inferior (E2), em função da excentricidade do carregamento na direção do primeiro.

**Ensaio Perfil U7 - 80,4x59,8x2,0 -  $e_x=3,5\text{mm}$  e  $e_y=17,0\text{mm}$**   
 **$P_{u\_exp} = 47,5\text{kN}$**

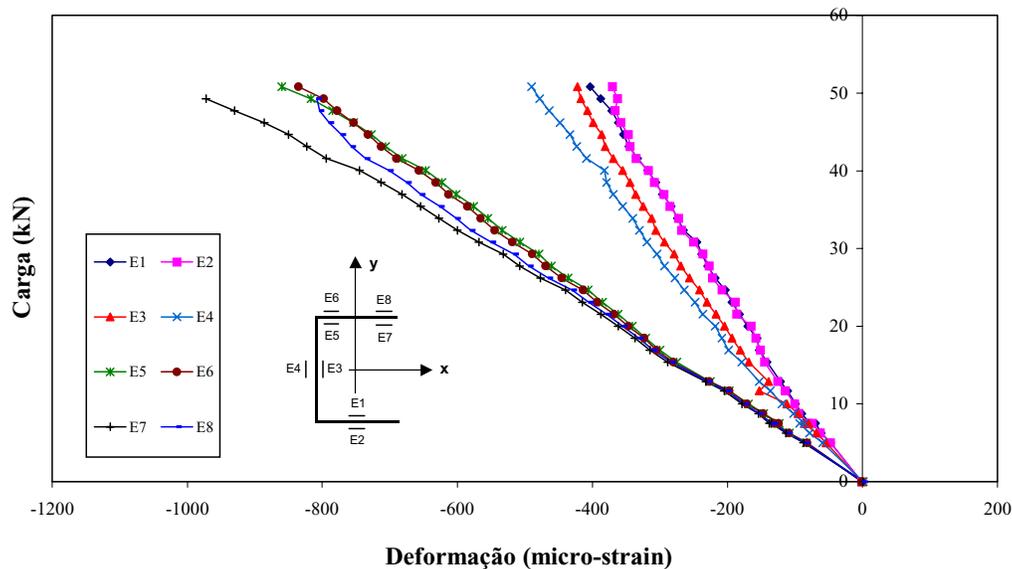


Figura (VII.6) - Valores das deformações nos extensômetros E1 a E8 do ensaio U7.

Tabela (VII.4) – Deformações ao longo do flange superior e alma do perfil U7 para  $P=26\text{kN}$ .

	<b>Extensômetro</b>	<b>Deformação (<math>\mu\text{strain}</math>)</b>
<b>Flange</b>	E2	-222
	E6	-445
	E8	-465
<b>Alma</b>	E4	-278

A carga última obtida foi de 47,5kN. Os resultados dos deslocamentos segundo as direções D1, D2 e D3 (figura (VII.3)) estão listados na tabela VII.5 para a carga de 26 kN. Observa-se a tendência do deslocamento que caracteriza a torção. A esbelteza relativa da seção quanto ao modo de flexão,  $\lambda_{Flexão}$  e flexo-torção,  $\lambda_{FT}$  são respectivamente de 0,811 e

0,781. No entanto, quando se utiliza a Equação Geral de Equilíbrio, equação (II.1), para o cálculo da esbeltez relativa da seção este valor sobe para 0,901.

Tabela (VII.5) – Deslocamento ao longo do flange superior e alma segundo as direções D1, D2, D3 do perfil U7 para  $P=26\text{kN}$ .

	<b>Direção do LVDT</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
<b>Alma</b>	D1	-8,28
	D2	-9,21
<b>Flange</b>	D3	7,87

### VII.3.3. Ensaio U8

Na figura (VII.7) tem-se as deformações nos extensômetros para cada etapa de carregamento. A flambagem local foi detectada visualmente durante os ensaios e através de extensômetros no flange superior da seção transversal tanto através de E7 e E8 como, mais discretamente em E5 e E6. Na alma e no flange inferior a flambagem local não foi observada.

Observa-se na tabela (VII.6) que já para a carga de 26kN, por exemplo, tem-se deformações maiores no flange superior em relação ao inferior, em função da excentricidade do carregamento na direção do primeiro. E maior ainda na extremidade não enrijecida do flange superior, tendo-se uma distribuição de tensões não uniforme e acentuando a flambagem local. A carga última deste ensaio foi de 35,05kN que é menor que a do ensaio anterior, U7, sendo este último 36% maior que o primeiro. Isto ocorreu em função da excentricidade maior na direção de  $e_x$  ocasionando uma perda maior de resistência devido a flambagem local no flange superior, observado pelo extensômetros E5 e E6, o que não ocorreu no ensaio U7. Neste sentido deve ser observada a posição da linha neutra que assume outra posição em função da excentricidade.

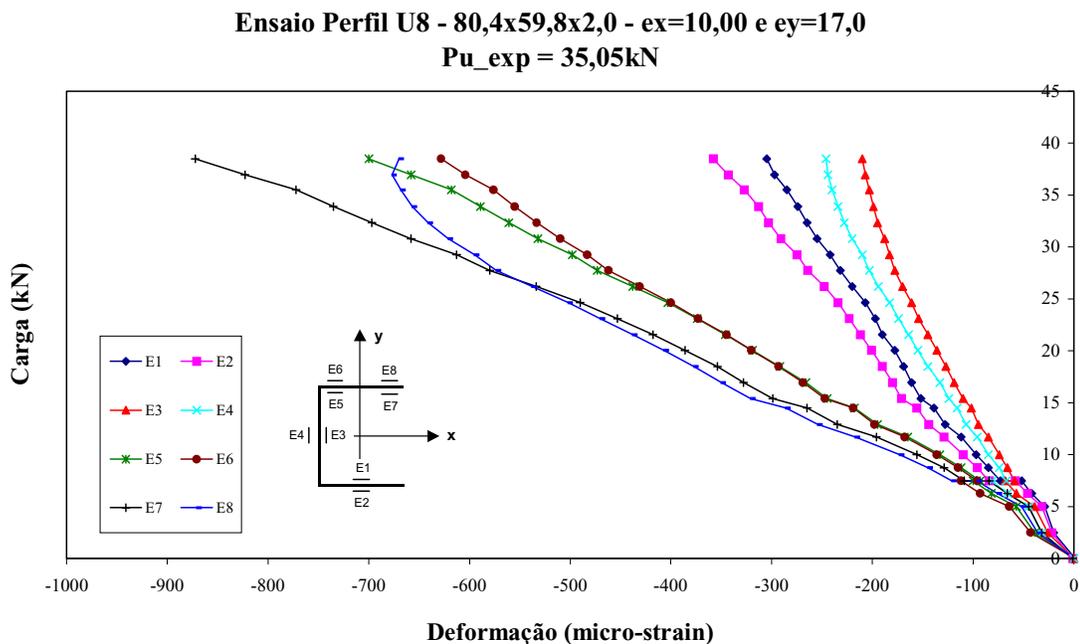


Figura (VII.7) - Valores das deformações nos extensômetros E1 a E8 do ensaio U8.

Tabela (VII.6) – Deformações ao longo do flange superior e alma do perfil U8 para  $P=26\text{kN}$ .

	<b>Extensômetro</b>	<b>Deformação (<math>\mu\text{strain}</math>)</b>
<b>Flange</b>	E2	-248
	E6	-431
	E8	-538
<b>Alma</b>	E4	-194

Os resultados dos deslocamentos não foram medidos em função de problemas na aquisição de dados.

### VII.3.4. Ensaio U9

A figura (VII.8) ilustra as deformações versus carregamento para o ensaio U9. A carga última foi de 64,82 kN, maior que os dois ensaios anteriores, U7 e U8, devido a excentricidade na direção de  $e_x$  ser negativa e de uma menor excentricidade  $e_y$ . A flambagem local na alma pode ser observada através dos extensômetros E1 e E2. Nos dois flanges que compõem a seção transversal não houve a flambagem local.

Observa-se na tabela (VII.7) que para a carga de 35 kN, por exemplo, tem-se deformações maiores no flange superior (E3 e E5) e muito diferentes entre si, tendo-se uma distribuição de tensões ainda mais não uniforme.

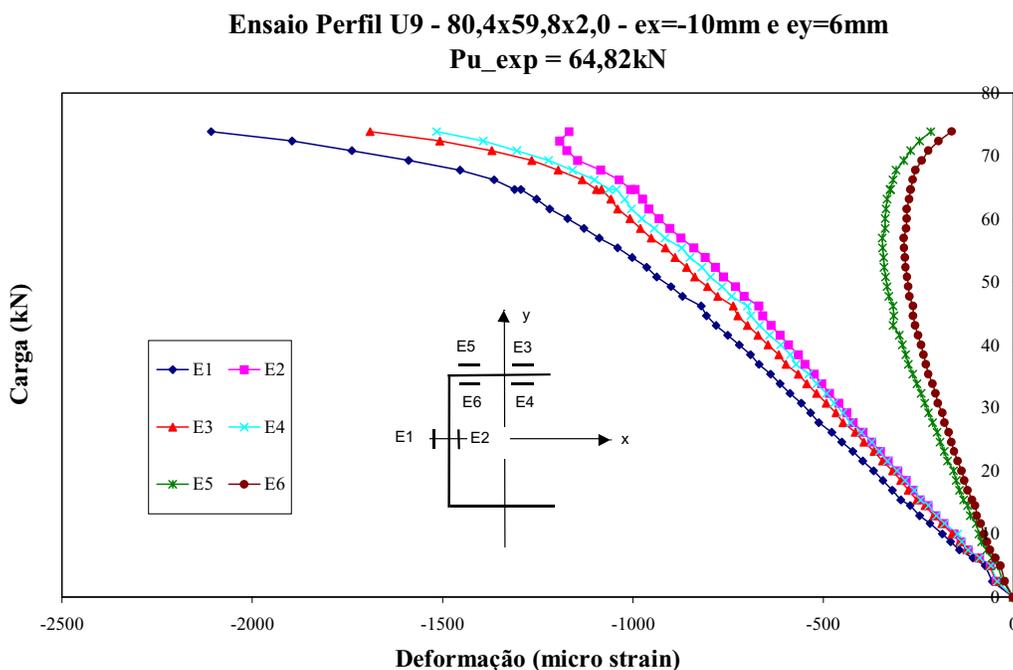


Figura (VII.8) - Valores das deformações nos extensômetros E1 a E6 do ensaio U9.

Tabela (VII.7) – Deformações ao longo do flange superior e alma do perfil U9 para  $P=35\text{kN}$ .

	<b>Extensômetro</b>	<b>Deformação (<math>\mu\text{strain}</math>)</b>
<b>Flange</b>	E3	-566
	E5	-265
<b>Alma</b>	E1	-638

Os resultados dos deslocamentos segundo as direções D1, D2 e D3, figura (VII.3), estão listados na tabela (VII.8) para a carga de 35 kN. Observa-se a tendência do deslocamento que caracteriza a torção. A esbeltez relativa da seção quanto ao modo de flexão e flexo-torção são respectivamente de 0,811 e 0,781. No entanto, quando se utiliza a Equação Geral de Equilíbrio, equação (II.1), para o cálculo da esbeltez relativa da seção este valor sobe para 0,818.

Tabela (VII.8) – Deslocamento ao longo do flange superior e alma segundo as direções D1, D2, D3 do perfil U9 para  $P=35\text{kN}$ .

	<b>Direção do LVDT</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
<b>Alma</b>	D1	4,36
	D2	1,28
<b>Flange</b>	D3	-3,00

A seguir são apresentados na tabela (VII.9) os resultados da carga última dos ensaios realizados.

Tabela (VII.9) - Carga última experimental dos ensaios realizados.

<b>Perfil</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>	<b>U6</b>	<b>U7</b>	<b>U8</b>	<b>U9</b>
<b>Dados</b>	<b>76.7 x 39.8</b>			<b>80.4 x 59.8</b>			
<b>(w1 x w2)</b>	<b>1.5</b>			<b>2.0</b>			
<b>(t)</b>							
<b>ex (mm)</b>	0.00	-10.30	0.00	0.00	3.50	10.00	-10.00
<b>ey (mm)</b>	0.00	30.00	37.00	0.00	17.00	17.00	6.00
<b>Pu_exp (kN)</b>	33.13	16.80	13.44	60.02	47.53	35.05	64.82

## VIII. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

### VIII.1. Introdução

Os resultados experimentais da resistência última de compressão,  $Pu_{exp}$ , obtidos através dos perfis ensaiados para este trabalho e dos perfis ensaiados por Batista [7] e Kalyanaraman [16] foram comparados com os resultados teóricos da resistência última,  $Pu_{AISI}$ , obtidos através da rotina de cálculo desenvolvida segundo as prescrições da norma AISI/96. Neste capítulo, também foi avaliada a influência da desconsideração da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ , no cálculo da resistência última de viga-coluna. Para isto, foram comparados os valores experimentais,  $Pu_{exp}$ , com os valores da resistência última,  $Pu_{AISI}$  *s/ shift*, que desconsidera a excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ .

Para estas comparações foram geradas tabelas em que pode-se observar as propriedades geométricas e os diversos valores de resistências calculados baseados no AISI/96. Tem-se ainda os valores de  $R1_{AISI}$ ,  $R2_{AISI}$ ,  $R3_{AISI}$  que representam a contribuição das parcelas de compressão e flexão na verificação de viga-coluna, e  $Pu_{AISI}$ , que é carga última obtida. Estes valores são descritos a seguir:

$R1\_AISI$  é o primeiro termo da equação de interação segundo as prescrições da norma AISI/96 e corresponde a parcela de contribuição da flambagem por compressão centrada, aplicada no *c.g.e.*.

$R2\_AISI$  é o segundo termo da Equação de Interação segundo as prescrições da norma AISI/96 e corresponde a parcela de contribuição da flambagem por flexão em torno do eixo 'x'.

$R3\_AISI$  é o terceiro termo da Equação de Interação segundo as prescrições da norma AISI/96 e corresponde a parcela de contribuição da flambagem por flexão em torno do eixo 'y'.

$Pu\_AISI$  é o valor da resistência última do elemento viga-coluna calculado segundo as prescrições da norma AISI/96

Os termos da tabela que estão seguidos de "*s/ shift*" significam que foram calculados sem a consideração da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ . Isto é, a excentricidade no eixo 'x' utilizada na equação de interação foi tomada igual a  $e_x$ .

Todos os perfis ensaiados apresentados neste trabalho possuem as extremidades rotuladas a flexão em ambas as direções e restringidas ao empenamento.

## **VIII.2. Perfis ensaiados por BATISTA**

Esta série compreende dezessete ensaios experimentais que foram obtidos por Batista e integrantes do programa experimental desenvolvido na Universidade de Liege, Bélgica [7].

Estes perfis foram ensaiados com carregamento de excentricidade dupla e com um nível de excentricidade do carregamento muito baixo, ficando em 0,20 os valores da relação  $e_x/r_y$  e  $e_y/r_x$ . Como pode ser observado pelas tabelas (VIII.1), (VIII.2) e (VIII.3) estes perfis apresentaram melhores resultados quando calculados desconsiderando-se o valor da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ . Isto também pode ser observado através das figuras (VIII.1) a (VIII.9).

Tabela (VIII.1) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por Batista [7].

Dados	Perfil	UE11	UE12	UE21	UE22	UE31	UE32
	(w1 x w2) (t)	(154x77) # 3.0					
ex (mm)		5.00	-5.00	5.00	-5.00	5.00	-5.00
ey (mm)		12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
exe(ex) (mm)		14.00	4.00	13.31	3.31	12.36	2.36
ex / ry		0.20	-0.20	0.20	-0.20	0.20	-0.20
exe(ex) / ry		0.57	0.16	0.54	0.14	0.51	0.10
ey / rx		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
"shift" (C.G.e - C.G.f)		9.00	9.00	8.31	8.31	7.36	7.36
$\lambda = L / ry$		53.97	53.97	71.95	71.95	89.92	89.92
fy (MPa)		360	360	360	360	360	360
Fn (MPa)		290	290	245	245	197	197
$\lambda$ Flexão		0.720	0.720	0.960	0.960	1.199	1.199
$\lambda$ Flexo-Torção		0.495	0.495	0.655	0.655	0.812	0.812
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		695	695	391	391	250	250
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		1472	1472	839	839	546	546
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		1.043	1.043	1.043	1.043	1.043	1.043
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.591	1.591	1.591	1.591	1.591	1.591
PEy (kN)		621.25	621.25	349.58	349.58	223.79	223.79
PFT (kN)		1316.59	1316.59	750.51	750.51	488.30	488.30
Pn0 (kN)		214.31	214.31	214.31	214.31	214.31	214.31
Pn (kN)		186.32	186.32	166.77	166.77	144.13	144.13
R1_AISI		0.28	0.52	0.30	0.55	0.32	0.61
R2_AISI		0.06	0.11	0.06	0.11	0.06	0.11
R3_AISI		0.67	0.39	0.65	0.35	0.62	0.29
Pu_AISI (kN)		51.63	96.12	49.33	91.34	46.76	87.60
R1_AISI s/ shift		0.47	0.65	0.48	0.65	0.49	0.65
R2_AISI s/ shift		0.10	0.13	0.09	0.13	0.08	0.11
R3_AISI s/ shift		0.43	0.22	0.44	0.23	0.43	0.24
Pu_AISI s/ shift (kN)		87.62	120.59	79.32	108.37	69.91	93.68
Pu_exp (kN)		136.00	204.00	125.00	171.00	111.00	144.00
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		2.63	2.12	2.53	1.87	2.37	1.64
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/shift}$		1.55	1.69	1.58	1.58	1.59	1.54

Tabela (VIII.2) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por Batista [7].

Dados	Perfil	UE41	UE42	UE51	UE52	UE61	UE62
	(w1 x w2) (t)	(105x84) # 3.0					
ex (mm)		5.50	-5.50	5.50	-5.50	5.50	-5.50
ey (mm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
exe(ex) (mm)		19.65	8.65	18.46	7.46	16.89	5.89
ex / ry		0.20	-0.20	0.20	-0.20	0.20	-0.20
exe(ex) / ry		0.72	0.32	0.67	0.27	0.62	0.21
ey / rx		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
"shift" (C.G.e - C.G.f)		14.15	14.15	12.96	12.96	11.39	11.39
$\lambda = L / ry$		54.12	54.12	72.16	72.16	90.20	90.20
Fy (MPa)		360	360	360	360	360	360
Fn (MPa)		285	285	240	240	194	194
$\lambda$ Flexão		0.722	0.722	0.963	0.963	1.203	1.203
$\lambda$ Flexo-Torção		0.748	0.748	0.986	0.986	1.215	1.215
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		691	691	389	389	249	249
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		643	643	370	370	244	244
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		0.683	0.683	0.683	0.683	0.683	0.683
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.748	1.748	1.748	1.748	1.748	1.748
PEy (kN)		545.31	545.31	306.74	306.74	196.31	196.31
PFT (kN)		507.50	507.50	292.37	292.37	192.66	192.66
Pn0 (kN)		199.18	199.18	199.18	199.18	199.18	199.18
Pn (kN)		165.12	165.12	143.54	143.54	121.06	121.06
R1_AISI		0.24	0.38	0.26	0.42	0.30	0.48
R2_AISI		0.05	0.09	0.06	0.09	0.06	0.10
R3_AISI		0.72	0.53	0.68	0.49	0.65	0.42
Pu_AISI (kN)		38.95	62.67	37.52	60.70	36.02	58.29
R1_AISI s/ shift		0.46	0.65	0.48	0.66	0.49	0.66
R2_AISI s/ shift		0.11	0.16	0.10	0.15	0.10	0.14
R3_AISI s/ shift		0.43	0.19	0.42	0.20	0.41	0.20
Pu_AISI s/ shift (kN)		76.64	107.16	68.43	94.31	59.69	80.39
Pu_exp (kN)		88.00	144.00	91.00	133.00	97.00	123.00
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		2.26	2.30	2.43	2.19	2.69	2.11
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ shift}$		1.15	1.34	1.33	1.41	1.62	1.53

Tabela (VIII.3) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por Batista [7].

Dados	Perfil	UE71	UE72	UE81	UE82	UE91
	(w1 x w2) (t)	(89x89) # 3.0				
ex (mm)		6.00	-6.00	6.00	-6.00	6.00
ey (mm)		7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
exe(ex) (mm)		21.92	9.92	19.84	7.84	17.08
ex / ry		0.21	-0.21	0.21	-0.21	0.21
exe(ex) / ry		0.75	0.34	0.68	0.27	0.59
ey / rx		0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
"shift" (C.G.e - C.G.f)		15.92	15.92	13.84	13.84	11.08
$\lambda = L / r_y$		54.11	54.11	72.12	72.12	90.16
Fy (MPa)		360	360	360	360	360
Fn (MPa)		252	252	194	194	142
$\lambda$ Flexão		0.722	0.722	0.962	0.962	1.203
$\lambda$ Flexo-Torção		0.925	0.925	1.213	1.213	1.489
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		691	691	389	389	249
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		421	421	244	244	162
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		0.566	0.566	0.566	0.566	0.566
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.860	1.860	1.860	1.860	1.860
PEy (kN)		533.15	533.15	300.08	300.08	191.98
PFT (kN)		324.74	324.74	188.59	188.59	125.28
Pn0 (kN)		183.41	183.41	183.41	183.41	183.41
Pn (kN)		138.00	138.00	112.56	112.56	88.13
R1_AISI		0.25	0.40	0.30	0.47	0.37
R2_AISI		0.05	0.08	0.05	0.08	0.05
R3_AISI		0.71	0.53	0.66	0.45	0.58
Pu_AISI (kN)		34.41	54.60	33.71	53.39	32.39
R1_AISI s/ shift		0.50	0.69	0.52	0.71	0.57
R2_AISI s/ shift		0.10	0.14	0.09	0.13	0.08
R3_AISI s/ shift		0.41	0.17	0.39	0.16	0.35
Pu_AISI s/ shift (kN)		68.57	95.27	59.02	80.17	49.81
Pu_exp (kN)		109.00	128.00	94.00	117.00	88.00
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		3.17	2.34	2.79	2.19	2.72
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ shift}$		1.59	1.34	1.59	1.46	1.77

As figuras (VIII.1) a (VIII.9) apresentam os resultados experimentais  $P_{u\_exp}$  e os resultados segundo as prescrições da norma AISI/96. A curva  $P_{u\_AISI\_1}$  representa os valores da resistência última considerando a excentricidade efetiva,  $e_{xe}$  e a curva  $P_{u\_AISI\_2}$  sem esta consideração. Todos estes gráficos apresentam a variação da excentricidade no eixo 'x'.

Com relação a estes gráficos pode-se observar que:

- Na região próxima do ponto de máximo valor carga última  $P_u$  para pequenas variações de  $e_x$  ocorre uma grande variação do valor da carga última;
- Para grandes valores de excentricidades os valores da carga última  $P_u$ , considerando ou não a excentricidade efetiva, tendem a se aproximar.

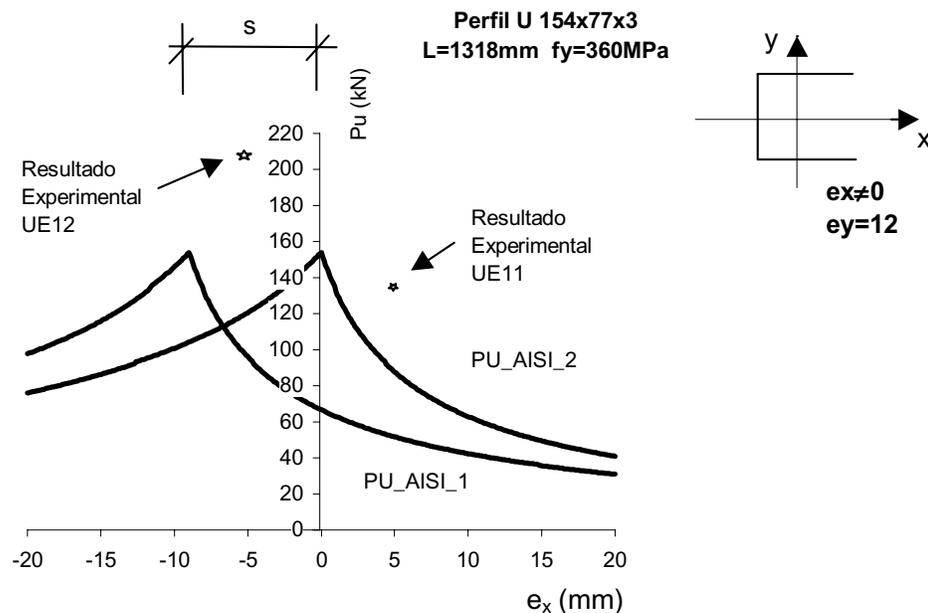


Figura (VIII.1) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE11 e UE12, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

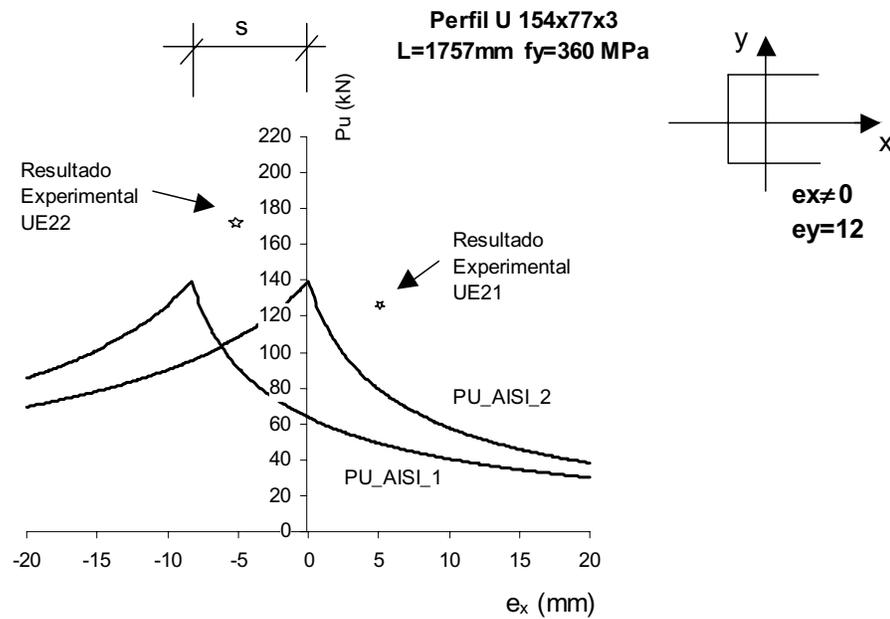


Figura (VIII.2) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE21 e UE22, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

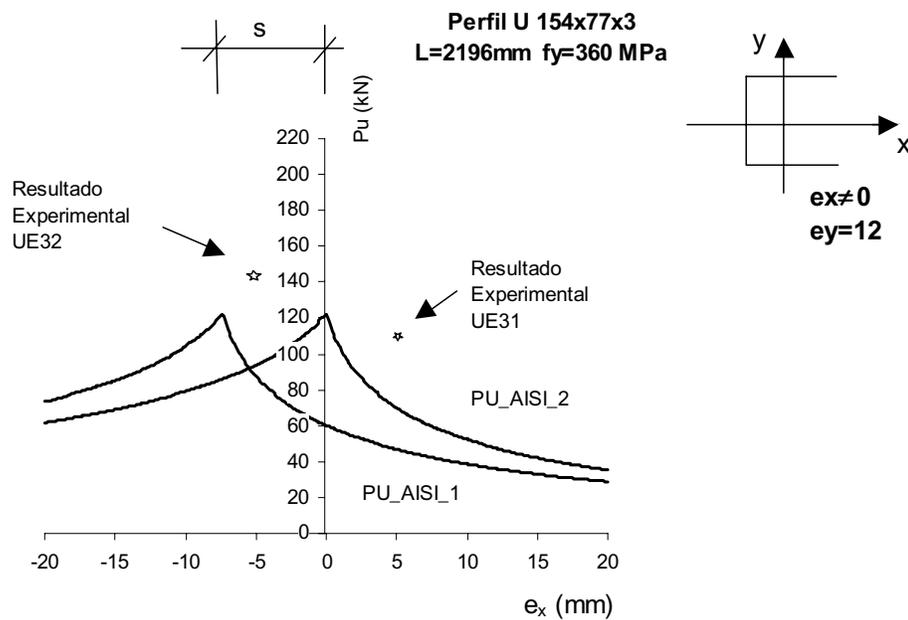


Figura (VIII.3) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE31 e UE32, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

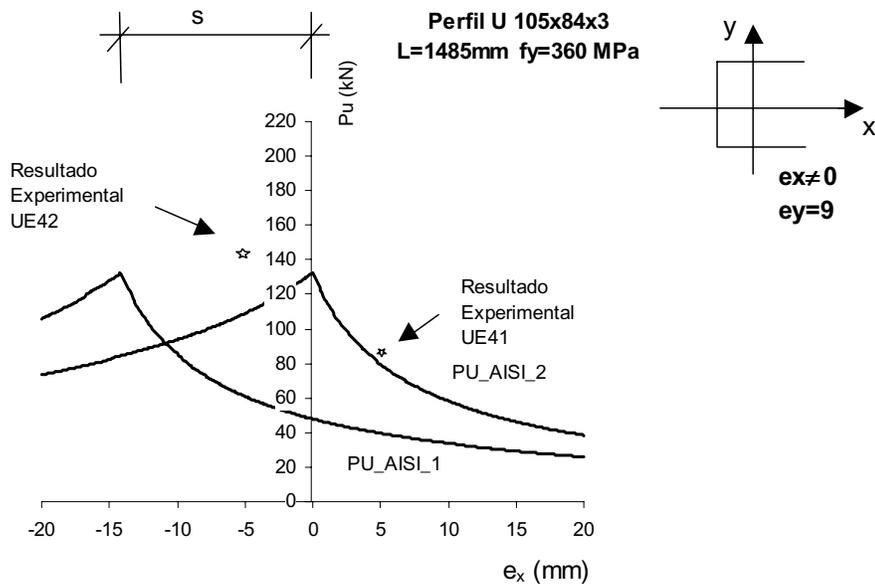


Figura (VIII.4) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE41 e UE42, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

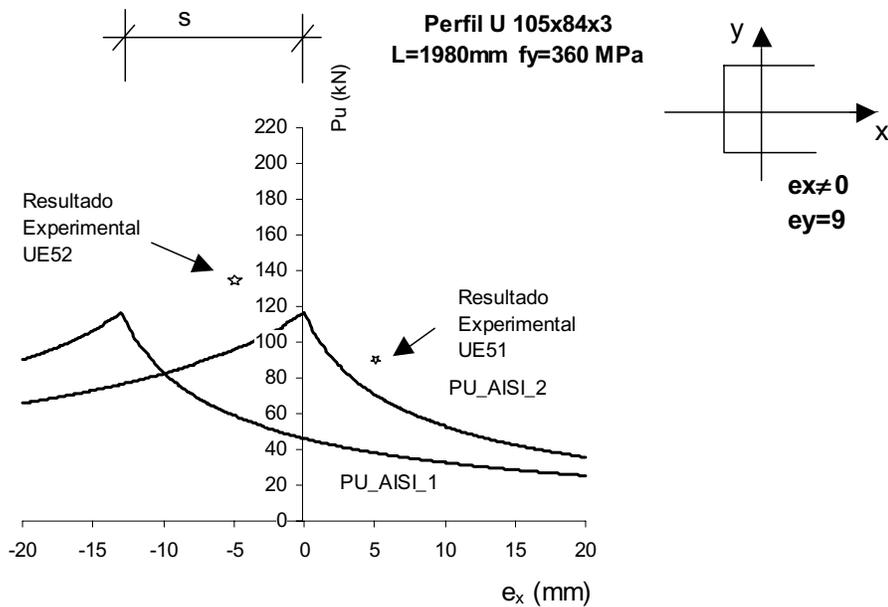


Figura (VIII.5) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE51 e UE52, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

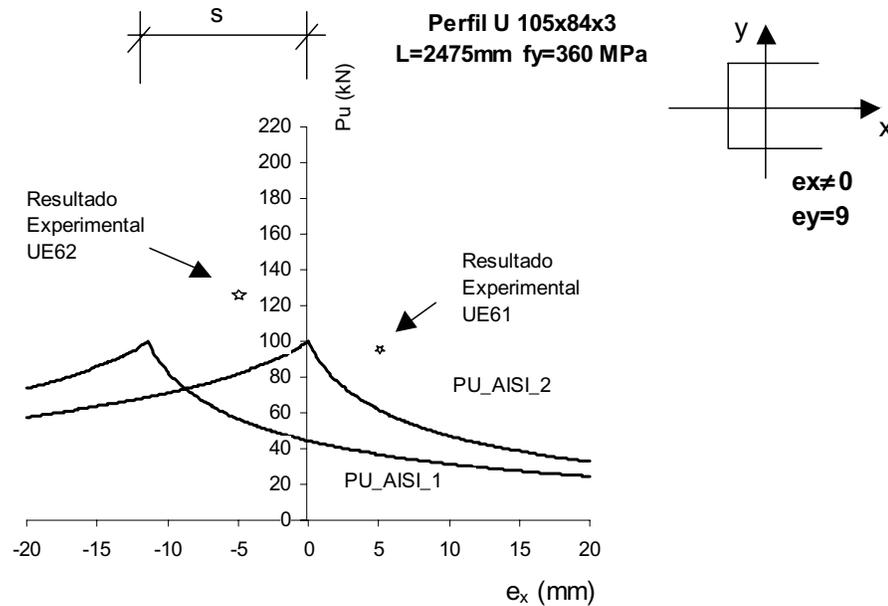


Figura (VIII.6) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE61 e UE62, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

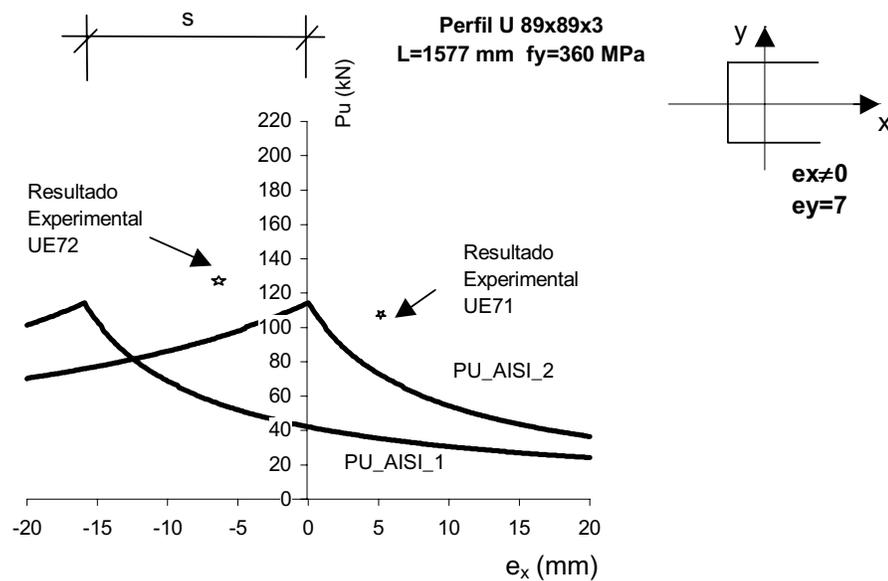


Figura (VIII.7) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE71 e UE72, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

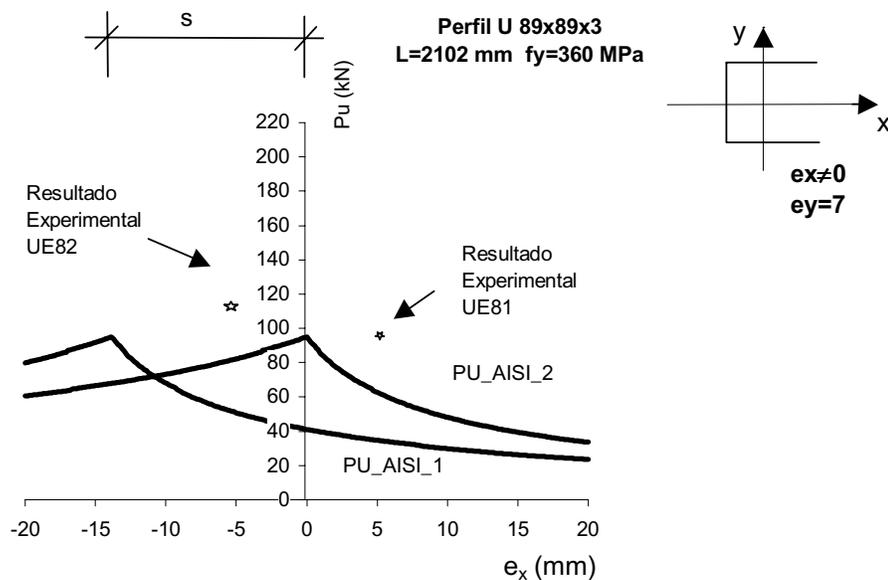


Figura (VIII.8) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE81 e UE82, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

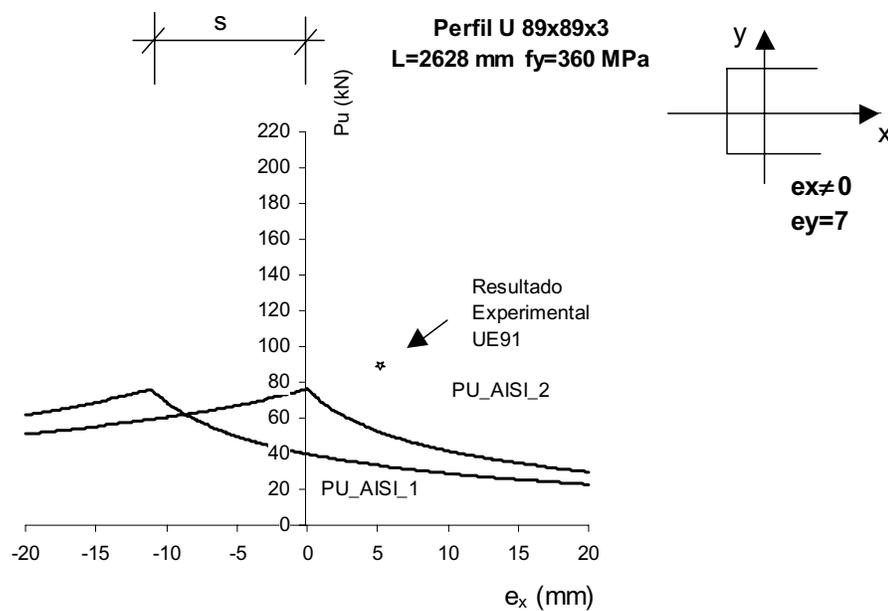


Figura (VIII.9) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis UE91 e UE92, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

### VIII.3. Perfis ensaiados por KALYANARAMAN

Esta série de doze ensaios foram executados por Kalyanaraman no "Indian Institute of Technology" [16] e serão apresentados e comparados com os valores teóricos através das Tabelas (VIII.4) a (VIII.6).

Estes ensaios apresentam excentricidade somente no eixo `x`, sendo a excentricidade no eixo `y` nula.

Através dos ensaios LPC I-31, LPC II-31, LPC II-32 e LPC II-33 pode-se observar que quando o valor da excentricidade efetiva  $e_{xe}$  for menor que o valor da excentricidade  $e_x$ , os resultados teóricos com a consideração do "*shift*" apresentam melhor aproximação com os resultados experimentais.

Nos outros perfis ensaiados, como o valor da excentricidade efetiva  $e_{xe}$  é maior que o valor da excentricidade  $e_x$ , os resultados teóricos sem a consideração do "*shift*" apresentam melhor aproximação com os resultados experimentais, no entanto, para os perfis LPC II-11 e LPC II-12, onde o carregamento é praticamente centrado, os resultados teóricos sem a consideração do "*shift*" apresentam uma maior dispersão com os resultados experimentais, o que não foi observado nos outros perfis ensaiados apresentados neste trabalho.

Através dos ensaios LPC II-22, LPC II-32, LPC II-23 e LPC II-33 pode-se observar que quanto maior o nível de excentricidade,  $e_x/ry$ , mais conservadores tendem a ser os resultados teóricos

Tabela (VIII.4) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por V. Kalyanaraman [16].

<b>Dados</b>	<b>Perfil</b> (w1 x w2) (t)	<b>LPC I-11</b> (50.20x42.91) # 1.48	<b>LPC I-12</b> (50.58x41.53) # 1.485	<b>LPC I-21</b> (49.57x43.72) # 1.48	<b>LPC I-31</b> (49.61x43.98) # 1.48
ex (mm)		0.67	0.82	10.50	-9.26
ey (mm)		0.00	0.00	0.00	0.00
exe(ex) (mm)		7.36	6.42	15.21	-3.44
ex / ry		0.05	0.06	0.73	-0.64
exe(ex) / ry		0.52	0.47	1.06	-0.24
ey / rx		0.00	0.00	0.00	0.00
"shift" (C.G.e - C.G.f)		6.69	5.60	4.71	5.82
$\lambda = L / ry$		42.59	66.46	104.99	82.83
fy (MPa)		245	245	245	245
Fn (MPa)		219	191	126	159
$\lambda$ Flexão		0.469	0.731	1.155	0.911
$\lambda$ Flexo-Torção		0.521	0.770	1.259	1.020
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		1116	458	184	295
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		904	413	155	236
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		0.544	0.547	0.536	0.537
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.497	1.440	1.527	1.537
PEy (kN)		216.53	87.60	35.90	57.92
PFT (kN)		175.49	78.95	30.23	46.29
Pn0 (kN)		35.09	35.29	34.92	34.95
Pn (kN)		32.03	28.89	20.55	24.69
R1_AISI		0.33	0.37	0.25	0.74
R2_AISI		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI		0.67	0.63	0.75	0.27
Pu_AISI (kN)		10.71	10.73	5.23	18.17
R1_AISI s/ "shift"		0.84	0.80	0.32	0.54
R2_AISI s/ "shift"		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI s/ "shift"		0.16	0.21	0.68	0.46
Pu_AISI s/ "shift" (kN)		26.80	23.13	6.62	13.24
Pu_exp (kN)		34.58	26.05	14.47	30.41
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		3.23	2.43	2.76	1.67
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ "shift"}$		1.29	1.13	2.18	2.30

Tabela (VIII.5) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por V. Kalyanaraman [16].

<b>Dados</b>	<b>Perfil (w1 x w2) (t)</b>	<b>LPC II-11 (90.76x38.12) # 1.49</b>	<b>LPC II-12 (90.65x38.89) # 1.48</b>	<b>LPC II-21 (91.34x37.15) # 1.49</b>	<b>LPC II-31 (90.83x38.43) # 1.48</b>
ex (mm)		-0.15	0.00	8.87	-8.26
ey (mm)		0.00	0.00	0.00	0.00
exe(ex) (mm)		2.81	2.00	11.04	-5.60
ex / ry		-0.01	0.00	0.77	-0.69
exe(ex) / ry		0.24	0.16	0.96	-0.47
ey / rx		0.00	0.00	0.00	0.00
"shift" (C.G.e - C.G.f)		2.96	2.00	2.17	2.66
$\lambda = L / ry$		67.27	123.95	95.64	91.98
fy (MPa)		245	245	245	245
Fn (MPa)		195	112	154	160
$\lambda$ Flexão		0.740	1.364	1.052	1.012
$\lambda$ Flexo-Torção		0.446	0.816	0.614	0.608
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		447	132	221	239
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		1232	368	649	663
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		1.035	1.041	1.042	1.043
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.308	1.346	1.272	1.329
PEy (kN)		107.99	31.88	52.98	57.63
PFT (kN)		297.44	89.08	155.47	159.65
Pn0 (kN)		42.43	41.99	42.38	41.97
Pn (kN)		36.54	24.87	31.18	31.65
R1_AISI		0.51	0.59	0.24	0.54
R2_AISI		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI		0.49	0.42	0.76	0.47
Pu_AISI (kN)		18.74	14.64	7.61	17.06
R1_AISI s/ "shift"		0.97	1.00	0.28	0.46
R2_AISI s/ "shift"		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI s/ "shift"		0.03	0.00	0.72	0.54
Pu_AISI s/ "shift" (kN)		35.54	24.87	8.77	14.42
Pu_exp (kN)		23.54	15.70	13.44	24.82
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		1.26	1.07	1.77	1.46
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ "shift"}$		0.66	0.63	1.53	1.72

Tabela (VIII.6) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados por V. Kalyanaraman [16].

Dados	Perfil	LPC II-22	LPC II-32	LPC II-23	LPC II-33
	(w1 x w2) (t)	(89.36x42.02) # 1.49	(89.38x42.05) # 1.49	(88.86x42.62) # 1.49	(89.93x42.92) # 1.49
ex (mm)		18.50	-19.46	37.84	-37.15
ey (mm)		0.00	0.00	0.00	0.00
exe(ex) (mm)		21.73	-16.22	38.89	-36.00
ex / ry		1.39	-1.47	2.81	-2.74
exe(ex) / ry		1.64	-1.22	2.88	-2.65
ey / rx		0.00	0.00	0.00	0.00
"shift" (C.G.e - C.G.f)		3.23	3.24	1.05	1.15
$\lambda = L / ry$		113.03	112.87	163.16	162.46
fy (MPa)		245	245	245	245
Fn (MPa)		128	128	67	67
$\lambda$ Flexão		1.244	1.242	1.795	1.788
$\lambda$ Flexo-Torção		0.800	0.799	1.141	1.133
$\sigma_{cr\_Ey}$ (MPa)		158	159	76	77
$\sigma_{cr\_FT}$ (MPa)		383	384	188	191
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		1.018	1.018	1.012	1.025
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.453	1.454	1.475	1.486
PEy (kN)		39.76	39.89	19.16	19.52
PFT (kN)		96.16	96.39	47.47	48.57
Pn0 (kN)		42.65	42.66	42.66	42.76
Pn (kN)		27.73	27.77	16.24	16.49
R1_AISI		0.17	0.37	0.16	0.31
R2_AISI		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI		0.83	0.64	0.85	0.69
Pu_AISI (kN)		4.59	10.15	2.56	5.12
R1_AISI s/ "shift"		0.19	0.33	0.16	0.30
R2_AISI s/ "shift"		0.00	0.00	0.00	0.00
R3_AISI s/ "shift"		0.81	0.67	0.84	0.70
Pu_AISI s/ "shift" (kN)		5.17	9.21	2.62	5.03
Pu_exp (kN)		12.41	34.74	12.41	27.28
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		2.70	3.42	4.84	5.33
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ "shift"}$		2.40	3.77	4.74	5.43

#### VIII.4. Perfis ensaiados para este trabalho

Neste trabalho foram executados sete ensaios experimentais que foram comparados com os valores obtidos teoricamente. Estes valores podem ser observados na tabela (VIII.7).

Os ensaios U1 e U6 não apresentam excentricidade inicial de carregamento, e os resultados teóricos com a consideração do "*shift*" são inferiores aos resultados experimentais, no entanto consegue-se uma melhor aproximação do resultado teórico quando calculado sem a consideração do "*shift*".

Pelos ensaios U2 e U9 pode-se observar que quando o valor da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$  for menor que o valor de  $e_x$ , os resultados que melhor se aproximam são os que levam em consideração o "*shift*".

Nos outros perfis ensaiados, como o valor da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ , é maior que o valor da excentricidade,  $e_x$ , os resultados teóricos sem a consideração do "*shift*" apresentam melhor aproximação com os resultados experimentais, como já foi comentado anteriormente nos ensaios de Kalyanaraman.

Tabela (VIII.7) - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos dos perfis ensaiados para este trabalho.

Dados	Perfil (w1 x w2) (t)	U1	U2	U3	U6	U7	U8	U9
		76.7 x 39.8			80.4 x 59.8			
		1.5			2.0			
ex (mm)		0.00	-10.30	0.00	0.00	3.50	10.00	-10.00
ey (mm)		0.00	30.00	37.00	0.00	17.00	17.00	6.00
exe(ex) (mm)		4.11	-6.19	4.11	9.52	13.02	19.52	-0.48
ex / ry		0.00	-0.81	0.00	0.00	0.18	0.51	-0.51
exe(ex) / ry		0.32	-0.49	0.32	0.49	0.67	1.00	-0.02
ey / rx		0.00	0.98	1.20	0.00	0.51	0.51	0.18
"shift" (C.G.e - C.G.f)		4.11	4.11	4.11	9.52	9.52	9.52	9.52
$\lambda = L / ry$		66.97	66.97	66.97	66.60	66.60	66.60	66.60
fy (MPa)		245	245	245	300	300	300	300
fn (MPa)		195	195	195	228	228	228	228
$\sigma_{fl\_alma}$ (MPa)		333	333	333	565	565	565	565
$\sigma_{fl\_mesa}$ (MPa)		818	818	818	551	551	551	551
$\lambda$ Flexão		0.737	0.737	0.737	0.811	0.811	0.811	0.811
$\lambda$ Flexo-Torção		0.520	0.520	0.520	0.782	0.782	0.782	0.782
$\lambda_{1P\_AISI\_fy}$		0.857	0.857	0.857	0.729	0.729	0.729	0.729
$\lambda_{2P\_AISI\_fy}$		1.362	1.362	1.362	1.712	1.712	1.712	1.712
PEy (kN)		102.51	102.51	102.51	176.51	176.51	176.51	176.51
PFT (kN)		206.20	206.20	206.20	189.93	189.93	189.93	189.93
Pn0 (kN)		41.80	41.80	41.80	81.37	81.37	81.37	81.37
Pn (kN)		35.88	35.88	35.88	66.35	66.35	66.35	66.35
R1_AISI		0.43	0.35	0.28	0.32	0.23	0.18	0.80
R2_AISI		0.00	0.37	0.37	0.00	0.13	0.10	0.17
R3_AISI		0.57	0.28	0.35	0.69	0.64	0.73	0.03
Pu_AISI (kN)		15.56	12.40	10.10	21.31	15.18	11.69	52.98
R1_AISI s/ "shift"		1.00	0.29	0.43	1.00	0.42	0.27	0.51
R2_AISI s/ "shift"		0.00	0.32	0.57	0.00	0.24	0.15	0.10
R3_AISI s/ "shift"		0.00	0.39	0.00	0.00	0.34	0.59	0.39
Pu_AISI s/ "shift" (kN)		35.88	10.55	15.38	66.35	27.72	17.80	33.78
Pu_exp (kN)		33.13	16.80	13.44	60.02	47.53	35.05	64.82
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI}$		2.13	1.35	1.33	2.82	3.13	3.00	1.22
$\frac{Pu\_exp}{Pu\_AISI\ s/\ "shift"}$		0.92	1.59	0.87	0.90	1.71	1.97	1.92

As figuras (VIII.10) a (VIII.16) apresentam os resultados experimentais,  $P_{u\_exp}$ , e os resultados segundo as prescrições da norma AISI/96. A curva  $P_{u\_AISI\_1}$  representa os valores da resistência última considerando a excentricidade efetiva,  $e_{xe}$  e a curva  $P_{u\_AISI\_2}$  sem esta consideração. Todos estes gráficos apresentam a variação da excentricidade no eixo 'x'.

Com relação a estes gráficos pode-se fazer as mesmas considerações que foram feitas para os gráficos obtidos com os perfis ensaiados por Batista, que são:

- Na região próxima do ponto de máximo valor carga última  $P_u$  para pequenas variações de  $e_x$  ocorre uma grande variação do valor da carga última;
- Para grandes valores de excentricidades os valores da carga última  $P_u$ , considerando ou não a excentricidade efetiva, tendem a se aproximar.

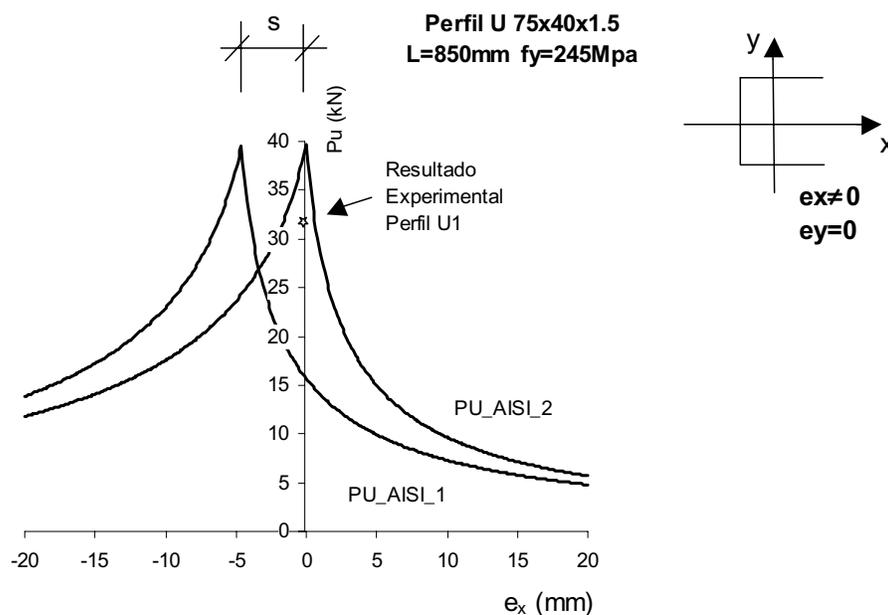


Figura (VIII.10) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para o perfil U1, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

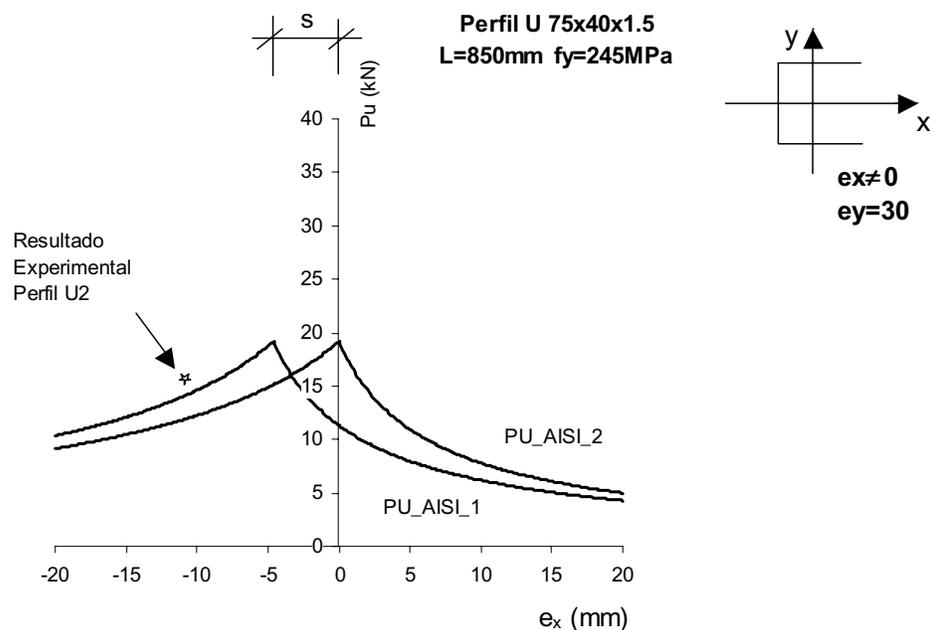


Figura (VIII.11) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para o perfil U2, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

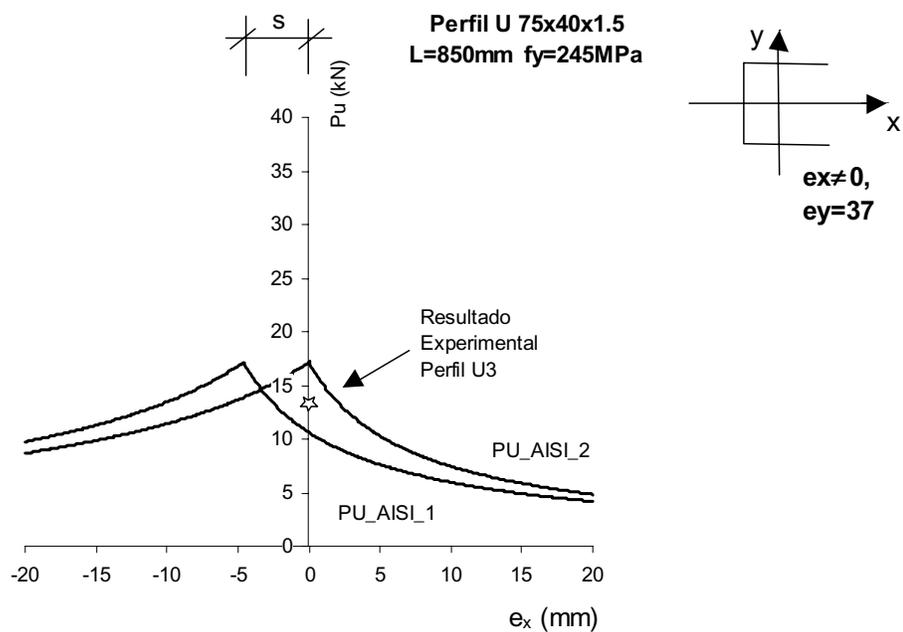


Figura (VIII.12) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para o perfil U3, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

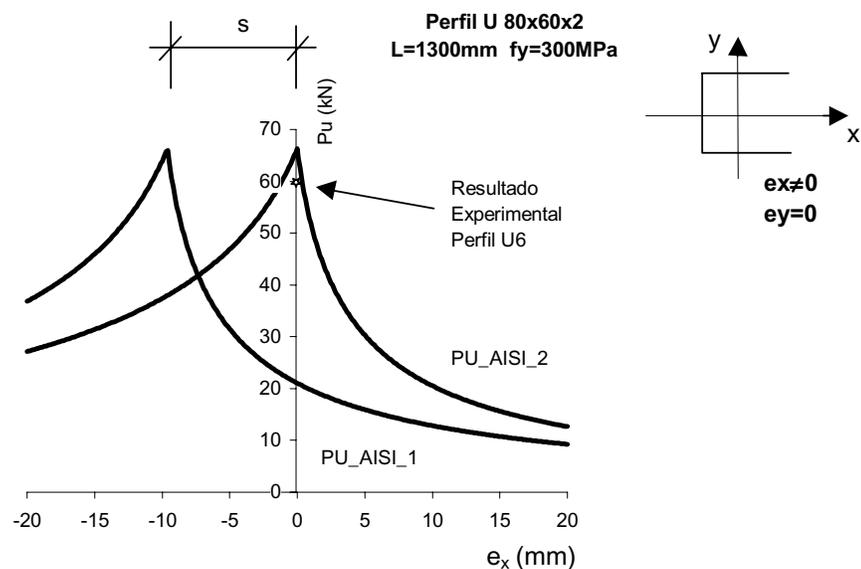


Figura (VIII.14) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para o perfil U6, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

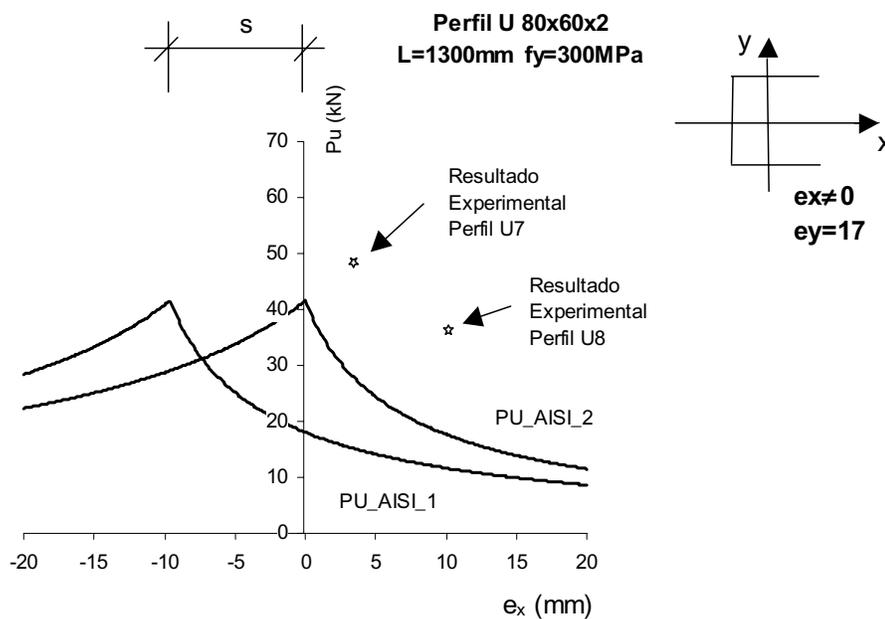


Figura (VIII.15) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para os perfis U7 e U8, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

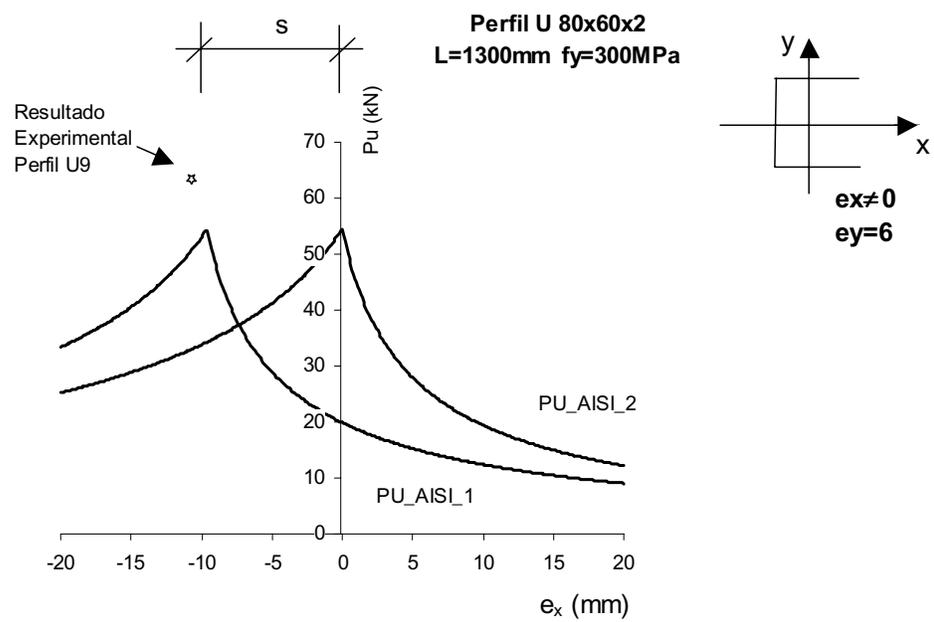


Figura (VIII.16) - Valores da carga última de compressão teórico e experimental para o perfil U9, com e sem a consideração da excentricidade efetiva.

## IX. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Após a análise e comparação entre os resultados experimentais e teóricos as seguintes conclusões foram obtidas:

- a) Constatou-se que para os perfis ensaiados neste trabalho a diferença entre os valores da resistência última de colapso segundo a norma AISI/96 e a mesma norma, porém utilizando-se a equação geral de equilíbrio para o cálculo da carga crítica de flambagem global, não foi maior que 2%. O que demonstra que, apesar da simplificação da norma para o cálculo da carga crítica de flambagem global, desconsiderando as excentricidades de carregamento, os valores da resistência última de compressão apresentam boa correlação.
- b) Considerando-se os objetivos das prescrições de norma que devem aliar a simplicidade de cálculo e confiabilidade, a norma AISI/96 conduz a bons resultados não considerando as excentricidades de carregamento no cálculo da carga crítica de flambagem.
- c) As excentricidades influem no modo de colapso do elemento estrutural viga-coluna, bem como na distribuição de tensões e conseqüentemente no modo local de flambagem.

- d) O valor da carga última da seção é fortemente influenciado pela esbeltez da seção transversal e quanto maior a esbeltez a flexo-torção mais sensível será a viga-coluna a este modo.
- e) Quando o valor da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$ , for menor que o valor de  $e_x$ , os resultados teóricos que melhor se aproximam dos experimentais são os que levam em consideração o "*shift*". No caso inverso, onde o valor da excentricidade efetiva,  $e_{xe}$  for maior que o valor de  $e_x$ , os resultados teóricos que melhor se aproximam dos experimentais são os que não levam em consideração o "*shift*".
- f) Quanto maior o valor da excentricidade,  $e_x$ , seja na direção do centro de cisalhamento ou não, mais conservadores tendem a ser os resultados teóricos e menor será a diferença entre os valores teóricos da resistência última  $Pu_{AISI}$  considerando ou não a excentricidade efetiva.
- g) A Equação de Interação é muito sensível para valores de excentricidade próximos de zero, fazendo com que os resultados teóricos decresçam muito por menor que seja a excentricidade a ser considerada.
- h) As equações de interações possibilitam de fazer verificações em elementos estruturais sujeitos a solicitações combinadas de forma simples, porém aproximada. As formas das superfícies de interação dependem de alguns parâmetros como: esbeltez, tensão de escoamento, distribuição das tensões residuais, forma da seção transversal imperfeições geométricas, procedimentos de aplicação de cargas e distribuição dos momentos de flexão. Estas superfícies possibilitam comparar resultados de pesquisas nas áreas numéricas e experimentais.

Para dar continuidade aos resultados obtidos neste trabalho algumas sugestões são apresentadas para futuros estudos.

- A avaliação de outras prescrições de norma, como por exemplo a norma europeia, EUROCODE 3, poderia ser utilizadas para comparação com os resultados experimentais.
- Avaliar teórica e experimentalmente a influência da distribuição real de tensões na seção transversal através de processos iterativos que considerem a mudança de tensões em função do carregamento aplicado.
- Maiores estudos para considerar através do Método da Largura Efetiva a distribuição não uniforme das tensões em elementos não enrijecidos da seção.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT - NBR-8800- Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986
- [2] ABNT - NB-143, Cálculo de Estruturas de Aço, Constituídas por Perfis Leves - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1967
- [3] ABNT - NBR-6152, Materiais Metálicos - Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração, - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980
- [4] AISC – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings – Manual of Steel Construction - American Iron Steel Construction, 1986
- [5] AISI - LRFD COLD-FORMED STEEL Design Manual - American Iron Steel Institute, 1991
- [6] AISI - LRFD COLD-FORMED STEEL Design Manual - American Iron Steel Institute, 1996
- [7] BATISTA, E.M. - Étude de la stabilité des profils à parois minces et section ouverte de types U et C - Thèse de Doctorat - Université de Liège, 1988
- [8] BATISTA, E.M., SARMANHO, A M. C. - Ultimate Limit State Design of Thin-Walled Steel Beam-Columns - 2<sup>nd</sup> International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS '96), London: Imperial College Press, pp. 237-245, 1996
- [9] BULSON, P. S. - The Stability of Flat Plates - London - Chatto and Windus, 1970
- [10] CHEN, W. F.; LUI, E. M. - Structural Stability - Theory and Implementation - New York, Elsevier, 1987.
- [11] CHOU, S. M., SEAH, L. K. & RHODES, J. - The Accuracy of Some Codes of Practice in Predicting the Load Capacity of Cold-Formed Columns - ELSEVIER - Journal of Constructional Steel Research, Vol.37, No. 2, 137-172, 1996

- [12] FISCHER, M.; ZHU, J. e PRIEBE, J. – The Method of Effective Width Used for Bars with Thin-Walled Cross Sections – Remarks on Insufficiencies and Improvements - 2<sup>nd</sup> International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS '96), London: Imperial College Press, pp. 141-148, 1996
- [13] GERE, J. M. e TIMOSHENKO, S. P. - Theory of Elastic Stability - McGraw Hill, 1961
- [14] GIONCU, V., BĂLUT, N., DUBINĂ, D., MOLDOVAN, A., PACOSTE, C. - Coupled Instabilities in Monosymmetrical Steel Compression Members - ELSEVIER - Journal of Constructional Steel Research, 21, 71-95, 1992
- [15] HANCOCK, G. J. - Light Gauge Construction - Progress in Structural Engineering and Materials, CRC, Vol. 1, n° 1, 1997
- [16] KALYANARAMAN, V. - Torsional-Flexural Buckling Of Singly Symetric Cold-Formed Steel Beam Columns - ELSEVIER - Journal of Constructional Steel Research, 46:1-3, Paper No. 328, 1998
- [17] von KARMAM, T., SECHLER, E. E. e DONNELL, L. H. - The Strength of Thin Plates in Compresion - Transcription A.S.M.E. - Applied Mechanics - APM-54-5 - pp. 53-57
- [18] LOH, T. S. & PEKOZ, T. - Combined Axial Load and Bending in Cold-Formed Steel Members - Department of Structural Engineering Report, Cornell University, 1985
- [19] Manual do programa MATHCAD Ver.5, 1994
- [20] MOLDOVAN, A. - Study on Ultimate Strength of Eccentrically Loaded Thin-Walled Columns - 2<sup>nd</sup> International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS '96), London: Imperial College Press, pp. 229-236, 1996
- [21] NEWMAM, A. - Metal Building Systems, Design and Specifications - McGraw Hill, 1997
- [22] PEKOZ, T. - Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members, Research Report CF-87-1 AISI, 1987
- [23] RASMUSSEN, K. J. R. & HANCOCK, G. J. - Design of Thin-Walled Plain Channel Section Columns Against Flexural Buckling - ELSEVIER - Thin-Walled Structures, 20, pp. 219-240, 1994

- [24] RHODES, J. - Design Of Cold Formed Steel Members - ELSEVIER, 1991
- [25] RODRIGUES, F. C. - Estudo Teórico-Experimental de Perfis de Chapa Dobrada Submetidos a Compressão - Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1993
- [26] SARMANHO, A M. C. - Resistência Nominal de Vigas-Colunas Compostas de Perfis Metálicos Esbeltos - Seminário de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1995
- [27] SARMANHO, A M. C. - Estudo do Comportamento Pós-Crítico de Paredes Esbeltas de Perfis Metálicos - Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1991
- [28] SARMANHO, A M. C. & BUENO, F. G. F. - Análise de Perfis Esbeltos de Aço Submetido a Flexo-Compressão - XXVIII Jornada Sul-Americana de Engenharia Estrutural, São Carlos-SP, Brasil, vol. 1, pp. 129-138, setembro 1997
- [29] SARMANHO, A M. C. & BUENO, F. G. F. - Estudo da Resistência de Vigas-Colunas Compostas de Perfis Metálicos Esbeltos - REM Revista Escola de Minas, Ouro Preto - MG, Ano 61, Vol. 50, pp. 61-65, 1997
- [30] TECNOFER S.A - Catálogo de produtos
- [31] VAZQUEZ, E. G. - Estabilidade e Resistência de Perfis de Chapa Dobrada Afetados pelo Modo Distorcional - Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1998
- [32] YU, W. W. - Cold-Formed Steel Design, Second Edition - John Wiley, 1991
- [33] WINTER, G. - Strength of Thin Steel Compression Flanges - Transactions, American Society of Civil Engineers, A.S.C.E. - vol. 112, 1947