

Universidade Federal de Minas Gerais  
Escola de Engenharia  
Departamento de Engenharia de Estruturas

# **Análise do Comportamento e da Resistência de Pilares de Aço Eletrossoldados**

**Eng<sup>a</sup>. Silvia dos Santos Pereira**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia de Estruturas.

**Orientador: Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues**  
**Co-Orientador: Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall**

Belo Horizonte  
Setembro de 2002

Aos meus pais, ***Lauro e Raquel***,  
pelo amor e compreensão ao  
longo de toda minha vida.

À minha querida irmã ***Sueli***, por  
ter acreditado no meu potencial e  
ter sido essencial para a realização  
de mais esta conquista.

## AGRADECIMENTOS

*Seja o que for que você possa fazer, comece. A ousadia envolve talento, poder e magia.*

À Deus, em primeiro lugar, por ter me concedido vida e saúde.

Ao Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues, pela orientação, dedicação e confiança demonstradas na realização deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall, pela co-orientação, apoio e amizade demonstrados no decorrer de toda pesquisa.

Aos meus irmãos, Virginia, Reginaldo, e cunhados Francisco e Cláudia pelo companheirismo e por estarem torcendo sempre pelo meu sucesso.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, pela amizade e colaboração dispensadas durante todo o decorrer do Mestrado.

Aos funcionários do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES), pelo apoio e dedicação na realização dos ensaios. Aos funcionários do Laboratório de Análise Mecânica Computacional (LAMEC) pela sempre disposição em colaborar para soluções de eventuais problemas.

À USIMINAS, pela bolsa de pesquisa e oportunidade concedida.

Aos amigos que fiz no Mestrado, em especial a Rosália, que sempre me incentivou em todos os momentos dessa jornada.

A todos os meus familiares e amigos de Itajubá, que sempre se fizeram presentes na minha vida.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	v
LISTA DE SIGLAS.....	vi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vii
RESUMO.....	x
ABSTRACT.....	xi
1 – Introdução .....	1
1.1 – Apresentação do Assunto.....	1
1.2 – Objetivos.....	5
1.3 – Organização do Texto .....	6
2 – Os Perfis Eletrossoldados .....	8
2.1 – Definição e Breve Histórico .....	8
2.2 – Processo de Fabricação .....	10
2.3 – Nomenclatura.....	17
2.4 – Dimensões-Limite.....	17
2.5 – Normas Técnicas de Fabricação e de Ensaio.....	17
2.5.1 – Japanese Industrial Standard – JIS G 3353.....	17
2.5.2 – American Society for Testing and Materials – ASTM A769/A769M94....	18
3 – Resistência à Compressão de Pilares de Aço.....	21
3.1 – Histórico .....	21
3.1.1 – Considerações iniciais.....	21
3.1.2 – Flambagem elástica ou de Euler .....	24
3.1.3 – Flambagem inelástica .....	28

3.2 – Fatores que Influenciam a Resistência dos Pilares .....	34
3.2.1 – Considerações iniciais.....	34
3.2.2 – Tensões residuais .....	35
3.2.3 – Imperfeições iniciais .....	40
3.3 – Curvas de Flambagem para o Projeto de Pilares .....	42
3.3.1 – Considerações iniciais.....	42
3.3.2 – Curvas de flambagem segundo o ENV 1993-1-1 (1992). .....	44
3.3.3 – Curvas de flambagem segundo o AISC/LRFD (1993).....	46
3.3.4 – Curvas de flambagem segundo a CAN/CSA-S16.1 (1994).....	47
3.3.5 – Análise Comparativa.....	47
3.3.6 – Curvas de flambagem segundo a NBR 8800 (1986) .....	48
4 – Programa Experimental .....	53
4.1 – Considerações iniciais.....	53
4.2 – Pilares Ensaaiados .....	56
4.3 – Determinação de Algumas Propriedades Mecânicas.....	61
4.4 – Determinação da Geometria Inicial .....	63
4.5 – Determinação da Tensão Residual.....	65
4.5.1 – Considerações iniciais.....	66
4.6 – Ensaio de Compressão de Pilares .....	75
4.6.1 – Dispositivos de ensaios e instrumentação.....	75
5 – Apresentação e Análise dos Resultados.....	80
5.1 – Apresentação dos Resultados Experimentais .....	80
5.2 – Análise Numérica e Resultados .....	87
5.2.1 – Considerações iniciais.....	87

5.2.2 – Programa para análise numérica .....	88
5.2.3 – Apresentação e análise dos resultados numéricos .....	90
5.3 – Método Probabilístico para aferição de curvas de flambagem .....	92
5.4 – Apresentação da Análise Estatística .....	93
6 – Conclusões .....	96
6.1 – Conclusões .....	96
6.2 – Sugestões .....	98
Referências Bibliográficas .....	99
ANEXO A.....	103
ANEXO B.....	105

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Fábrica da ANIDRO - Botucatu – SP. ....	3
FIGURA 1.2 – Shopping Popular - Montes Claros – MG.....	3
FIGURA 1.3 – Fábrica da ALCATEL - São Bernardo do Campo – SP. ....	4
FIGURA 2.1 – Processos de Eletrossolda por contato elétrico e por bobina de indução. 9	
FIGURA 2.2 – Esquema da fabricação. Adaptado de WELDING HANDBOOK (1991). .....	10
FIGURA 2.3 – Bobina a ser passada pelo slitter. ....	11
FIGURA 2.4 – Linha de Slitter.....	12
FIGURA 2.5 – Detalhe da zona de união alma-mesas. ....	12
FIGURA 2.6 – Esquema de eletrossoldagem. ....	13
FIGURA 2.7 – Alimentação da Alma. ....	13
FIGURA 2.8 – Alimentação das mesas. ....	14
FIGURA 2.9 – Eletrossoldagem por alta frequência (Eletrofusão).....	14
FIGURA 2.10 – Processo de resfriamento. ....	15
FIGURA 2.11 – Processo de resfriamento seguido do alinhamento. ....	15
FIGURA 2.12 – Serra circular de corte. ....	16
FIGURA 2.13 – Estoque dos perfis – Armazenamento.....	16
FIGURA 2.14 – Fotos do teste de arrancamento feito no IPT (1999).....	18
FIGURA 2.15 – Teste de arrancamento da norma ASTM A 769/A 769 M.....	19
FIGURA 2.16 – Teste de tração em “T”. ....	19
FIGURA 2.17 – Perfis ensaiados no teste de arrancamento.....	20
FIGURA 2.18 – Perfil ensaiado no teste de tração em “T”. ....	20

FIGURA 3.1 – Carga de Euler.....	22
FIGURA 3.2 – Curvas de carga x deslocamento.....	23
FIGURA 3.3 – Pilar ideal, esbelto, engastado e livre.....	25
FIGURA 3.4 – Condições de equilíbrio .....	26
FIGURA 3.5 – Flambagem inelástica.....	28
FIGURA 3.6 – Teoria do Módulo Tangente.....	30
FIGURA 3.7 – Teoria do Módulo Reduzido. ....	31
FIGURA 3.8 – Teoria de Shanley. ....	33
FIGURA 3.9 – Distribuição típica da tensão residual no perfil laminado.....	36
FIGURA 3.10 – Influência da tensão residual na curva tensão x deformação.....	37
FIGURA 3.11 – Distribuição de tensões residuais em perfis de diferentes espessuras..	38
FIGURA 3.12 – Diagrama de isotensões para um perfil soldado 15H290.....	39
FIGURA 3.13 – Tensões residuais no perfil 15H290. a) solda de filete b) de penetração. .....	40
FIGURA 3.14 – Comportamento de pilares retos e com imperfeição inicial.....	41
FIGURA 3.15 – Resistências nominais conforme ENV, AISC/LRFD e CAN.....	48
FIGURA 3.16 – Curvas de flambagem da NBR 8800 (1986).....	51
FIGURA 4.1 – Esquema I de ensaio de alguns pilares no LAEES. ....	54
FIGURA 4.2 – Seção A do perfil e aparato de ensaio.....	55
FIGURA 4.3 – Seção B do perfil e aparato de ensaio. ....	55
FIGURA 4.4 – Seção C do perfil e aparato de ensaio. ....	56
FIGURA 4.5 – Esquema II de ensaio, com travamento no centro do vão.....	57
FIGURA 4.6 – Instrumentação no vão central do pilar do grupo PG2. ....	58

FIGURA 4.7 – Instrumentação a $\frac{1}{4}$ do vão para medir o deslocamento na direção x dos pilares do grupo PG2. ....	58
FIGURA 4.8 – Instrumentação da seção central do perfil de 3538 mm.....	59
FIGURA 4.9 – Ensaio do esquema III, perfil com 3538 mm de comprimento.....	59
FIGURA 4.10 – Esquema III de ensaio, para pilares com 3538 mm de comprimento..	60
FIGURA 4.11 – Ensaio de Tração.....	62
FIGURA 4.12 – Gráfico Tensão x Deslocamento, entre os travessões da máquina, do CP 4A.....	62
FIGURA 4.13 – Parâmetros geométricos medidos nos perfis ensaiados. ....	64
FIGURA 4.14 – Histograma das medidas médias da área para o perfil CE150x20.....	65
FIGURA 4.15 – Tensões residuais devidas ao processo de laminação à frio em chapas finas de aço. Adaptada de BALLIO & MAZZOLANI (1983).....	66
FIGURA 4.16 – Deformações aliviadas no ponto P devido ao furo introduzido na chapa. ....	68
FIGURA 4.17 – Esquema sobre a Lei de BRAGG. ....	69
FIGURA 4.18 – Determinação das deformações utilizando a Lei de BRAGG. ....	70
FIGURA 4.19 – Pontos de medida de tensões residuais, por HOFER JUNIOR (1966).70	
FIGURA 4.20 – Localização dos pontos para determinação das tensões residuais. ....	71
FIGURA 4.21 – Localização dos pontos para determinação das tensões residuais na amostra I. ....	72
FIGURA 4.22 – Tensão residual nos pontos e tensão residual resultante da amostra I. 73	
FIGURA 4.23 – Tensão residual nos pontos e tensão residual resultante da amostra II.74	
FIGURA 4.24 –Instrumentação e aquisição de dados empregados nos ensaios. ....	76
FIGURA 4.25 – Esquema de instalação dos DT's e EER's. ....	77

FIGURA 4.26 – DT's para medir os deslocamentos da seção central do pilar. ....	77
FIGURA 4.27 – EER para medir as deformações específicas longitudinais.....	78
FIGURA 4.28 – Rótulas utilizadas no ensaio de compressão. ....	79
FIGURA 4.29 – Seção central do perfil PG5-a. ....	79
FIGURA 5.1 – Carga x Deformação Específica Longitudinal do Pilar PG4-a. ....	83
FIGURA 5.2 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG4-a. ....	83
FIGURA 5.3 – Deformada do perfil PG4-a, após ensaio. ....	84
FIGURA 5.4 – Deformada do perfil PG5-a, após ensaio. ....	85
FIGURA 5.5 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio. ....	85
FIGURA 5.6 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio. ....	86
FIGURA 5.7 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio. ....	86
FIGURA 5.8 – Fluxograma geral do programa PPLANLEP. ....	89
FIGURA 5.9 – Divisão em fatias do perfil I. Adaptada de LAVALL (1996). ....	90
FIGURA 5.10 – Resultados da Análise Estatística do Grupo PG7. ....	94
FIGURA 5.11 – Curvas de flambagem da NBR 8800/86 e resultados dos ensaios. ....	95

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Dimensões-Limite. (UMSA, 2000).....	17
TABELA 3.1 – Valores teóricos e práticos de k para pilares ideais. ....	27
TABELA 3.2 – Definição das curvas de flambagem .....	45
TABELA 3.3 – Classificação de seções e curvas de flambagem da NBR 8800 (1986). 50	
TABELA 4.1 – Relação dos pilares ensaiados e suas características.....	57
TABELA 4.2 – Resultado dos ensaios de tração realizados na UFMG. ....	61
TABELA 4.3 – Resultados dos ensaios de tração fornecidos pela Cosipa.....	63
TABELA 4.4 – Valores medidos referentes aos perfis ensaiados.....	64
TABELA 4.5 – Tensões residuais no perfil CE 250x49 da amostra I.....	73
TABELA 4.6 – Tensões residuais no perfil CE 250x49 da amostra II. ....	74
TABELA 5.1 – Dados gerais e resultado dos ensaios realizados.....	82
TABELA 5.2 – Resultados da análise numérica e resultados experimentais.....	91
TABELA 5.3 – Análise estatística.....	94

## LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC – American Institute of Steel Construction

ASTM – American Society for Testing and Materials

COPPE/UFRJ – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de  
Engenharia

CRC – Column Research Council

CSA – Canadian Standards Association

DIN 4114 – Norma alemã para o cálculo de estruturas de aço

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ENV 1993-1-1 – Pré-Norma Européia para o cálculo de Estruturas Metálicas

EUROCODE – Pré-Norma Européia para Cálculo e Projeto de Estruturas de Aço

LRFD – Load and Resistance Factor Design

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR 8800 (1986) – Norma Brasileira para Projeto e Execução de Estruturas de Aço de  
Edifícios

PPLANLEP – Programa utilizado na análise de resistência última de pilares

SSRC – Structural Stability of Research Council

UMSA – Usiminas Mecânica S. A.

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras Romanas

$A$  = área da seção transversal

$E$  = módulo de elasticidade longitudinal

$E_r$  = módulo reduzido ou duplo módulo

$E_t$  = módulo tangente

$F_{cr}$  = tensão crítica de flambagem

$F_p$  = tensão de proporcionalidade efetiva

$F_r$  = tensão residual de compressão

$F_u$  = tensão de ruptura à tração

$F_y$  = tensão de escoamento

$I$  = momento de inércia da seção transversal

$K$  = fator do comprimento efetivo de flambagem ou curvatura do eixo deformado

$Kl$  = comprimento efetivo de flambagem

$Kl/r$  = índice de esbeltez

$L$  = comprimento

$N$  = força normal

$N_d$  = força normal de cálculo

$N_n$  = resistência nominal ao esforço normal

$P$  = força axial de compressão num pilar

$P_{cr}$  = carga crítica ou carga de bifurcação

$P_e$  = carga de Euler

$P_{fl}$  = carga de flambagem

$P_r$  = carga do módulo reduzido ou do duplo módulo

$P_t$  = carga do módulo tangente

$P_y$  = força normal de escoamento

$Q$  = coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local

$r$  = raio de giração da seção transversal

$f$  = força

$b$  = dimensão da seção transversal

$d$  = dimensão da seção transversal

$e_1, e_2$  = deslocamento das mesas do modelo de Shanley

$s$  = desvio padrão

$t$  = espessura de um elemento da seção transversal

### **Letras Gregas**

$\alpha$  = coeficiente de imperfeição dos pilares

$\beta$  = fator de redução que leva em conta o coeficiente de imperfeição do pilar

$\delta_0$  = flecha inicial, imperfeição inicial

$\delta, \Delta$  = deslocamento lateral de um pilar ou parâmetro de deslocamento

$\varepsilon$  = deformação de uma fibra, elemento ou pilar

$\phi$  = coeficiente de segurança à carga normal

$\lambda$  = índice de esbeltez

$\bar{\lambda}$  = parâmetro de esbeltez

$\rho$  = coeficiente adimensional relacionado à instabilidade global de uma barra

$\sigma$  = tensão normal ou tensão de engenharia

$\sigma_{cr}, \sigma_e$  = tensão crítica de flambagem ou de Euler

$\sigma_p$  = tensão limite de proporcionalidade

$\sigma_r$  = tensões residuais

$\sigma_y, \sigma_e$  = tensão inicial de escoamento, tensão de escoamento

## RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um estudo teórico-experimental do comportamento e da resistência de pilares de aço eletrossoldados. No Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais foram realizados ensaios à compressão de barras bi-rotulados com diferentes dimensões de seção e comprimentos, procurando obter uma variedade dos índices de esbeltez, com a finalidade de caracterizar o comportamento a flambagem deste novo perfil. Um programa de ensaios também foi estabelecido para a determinação do nível e da distribuição das tensões residuais ao longo da seção transversal, por meio de ensaios não-destrutivos de difração de Raios X, tendo sido realizados na COPPE/UFRJ. Os modelos ensaiados foram analisados numericamente por meio de um programa computacional, desenvolvido com base numa formulação teórica consistente, capaz de realizar a análise não-linear, física e geométrica, via Método dos Elementos Finitos, considerando barras com imperfeições iniciais e tensões residuais nas suas seções transversais. Os resultados numéricos foram comparados e calibrados com os resultados experimentais de modo a servir como parâmetro para a verificação das resistências previstas pela Norma Técnica Brasileira NBR 8800 (1986). Os ensaios de compressão dos pilares forneceram resultados que foram melhor representados pela curva  $c$  de dimensionamento preconizada pela NBR8800/1986, permitindo-se concluir que a mesma pode ser utilizada para o projeto dos pilares eletrossoldados quando a instabilidade por flexão ocorrer em relação ao eixo  $y$ .

**Palavras-chave:** perfil eletrossoldado por alta frequência, tensões residuais, flambagem, resistência à compressão.

## ABSTRACT

In this work is presented a theoretical and experimental study of the behavior and resistance of high-frequency welded steel columns. At the Laboratory of Experimental Structural Analysis (LAEES) of the School of Engineering of Universidade Federal de Minas Gerais was a performed test of compression for simple supported members with different dimensions of sections and lengths, trying to obtain a variety of the slenderness parameter. The purpose of the variation of this parameter was to study of the behavior of buckling of this new shape. Programs of tests were also established to determine the level and the distribution of residual stress along the cross-section, by using nondestructive x-ray diffraction tests, having been carried out at the COPPE/UFRJ. The models were analyzed numerically in a computer program, developed on a consistent theoretical formulation, capable to accomplish the nonlinear analysis, physic and geometric, through finite-element method, considering members with initial imperfections and residual stress in the cross-section. The numerical results were compared and gauged to the experimental results in order to serve as parameter for the verification of the resistance recommended by the Brazilian code NBR 8800 for design of steel structures. The results of the columns compression tests were better fitted by the  $c$  curve, showing that this curve can be used to design high-frequency welded steel columns when the buckling is around the  $y$  axes.

**Key-words**: high-frequency welded steel columns, residual stress, buckling, strength for compression.

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 – Apresentação do Assunto

O uso do aço na construção civil tem crescido muito nos últimos anos, sendo utilizado em grandes, médias e pequenas construções, além de acessórios de construção. O aço tem possibilitado aos profissionais diferentes opções de concepção estrutural e arquitetônica.

A utilização do aço assume um papel representativo por apresentar inúmeras vantagens, como: maior retorno do capital investido, devido a menores prazos de entrega pela alta velocidade e produtividade de execução; fácil adaptação a outros materiais; potencial de reciclabilidade; racionalização no uso de materiais e mão de obra fazendo com que o desperdício seja muito reduzido.

A estrutura metálica combinada com modernos componentes e materiais de fechamento, piso e cobertura, torna a construção extremamente racionalizada. Esta combinação tem sido um dos fatores para o sucesso de diversos empreendimentos.

Estas vantagens têm motivado as indústrias brasileiras a oferecer uma vasta gama de aços e diferentes tipos de perfis para aplicação específica na construção civil, procurando fornecer produtos de alta qualidade e baixo custo.

Antigamente existiam poucos tipos de perfis destinados a estruturas metálicas, tais como: perfis soldados, alguns laminados de padrão americano e de chapa dobrada.

Na década de 90 os perfis com solda de um lado só passaram a ser fabricados pela Usiminas Mecânica S.A. (UMSA) e pela Medabil Varco-Prodem S. A. Os perfis soldados de um só lado são destinados principalmente a sistemas construtivos para prédios metálicos industriais e comerciais, sendo constituídos por perfis de alma cheia fabricados com chapas de aço de alta resistência (limite de escoamento de 345 MPa) cortados à plasma e soldados pelo processo de arco submerso em modernas máquinas automáticas.

Atualmente surgiram no mercado os Perfis Laminados Açominas, que são os primeiros perfis de abas paralelas fabricados no Brasil, tendo acabamento de alta qualidade, sem soldas ou emendas, o que permite um ótimo resultado estético.

A partir do ano de 2000 os perfis eletrossoldados, denominados no Brasil de perfis Usilight, começaram a ser fabricados pela UMSA na cidade de Taubaté, São Paulo.

O perfil Usilight é produzido com a mais moderna concepção tecnológica, podendo ter dimensões e comprimentos variáveis, com maior resistência e menor peso. Inédito no país é produzido com aço estrutural e tem como novidade a não utilização de eletrodos. As chapas que formam a seção transversal são automaticamente colocadas em justaposição, submetidas a uma forte pressão e fundidas por uma corrente elétrica de alta frequência, chamada também de eletrofusão, através de um processo contínuo e automático.

Na tabela do fabricante UMSA (2000), os perfis eletrossoldados VEE (Viga Eletrossoldada Equivalente) são de 5% a 20% mais leves que os laminados de propriedades geométricas equivalentes, apresentando redução nos custos da construção e eficiência na fabricação e construção. Por isso são cada vez mais empregados em construções de supermercados, fábricas, galpões, shopping e obras diversas como

estádios e hangares. As FIG. 1.1 a 1.3 ilustram algumas aplicações dos perfis Usilight no Brasil.



FIGURA 1.1 – Fábrica da ANIDRO - Botucatu – SP.



FIGURA 1.2 – Shopping Popular - Montes Claros – MG.



FIGURA 1.3 – Fábrica da ALCATEL - São Bernardo do Campo – SP.

Como não consta em normas técnicas nacionais ou internacionais critérios para o dimensionamento dos perfis eletrossoldados, considera-se neste trabalho ser de grande valia para os projetistas a calibração de uma curva de dimensionamento de barras submetidas à compressão, em perfis Usilight. Desta maneira, poderá ser obtida maior precisão no dimensionamento destas barras, evitando que a simples adoção de uma curva de dimensionamento específica de outros perfis venha a ocorrer, sem o devido embasamento técnico.

Para tanto, no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES), da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EE/UFGM), foram realizados ensaios à compressão de pilares bi-rotulados com diferentes dimensões de seção e comprimentos, procurando obter uma amostragem representativa com variedade dos índices de esbeltez, com a finalidade de caracterizar o comportamento à flambagem e determinar a resistência à compressão deste novo perfil.

Um programa de ensaios, como descrito no item 4.5, foi também estabelecido para a determinação do nível e da distribuição das tensões residuais ao longo da seção transversal, por meio de ensaios não-destrutivos de difração de Raios-X.

Os modelos ensaiados foram analisados numericamente por meio de um programa computacional desenvolvido por LAVALL (1996), co-orientador desta pesquisa, com base numa formulação teórica consistente, capaz de realizar a análise não-linear, física e geométrica, via Método dos Elementos Finitos, considerando barras com imperfeições iniciais e tensões residuais nas suas seções transversais.

Os resultados experimentais foram comparados com os resultados teóricos obtidos a partir das curvas de flambagem *b* e *c* da Norma Brasileira NBR 8800/86 de modo a servir como parâmetro para a verificação das resistências previstas pela mesma.

## **1.2 – Objetivos**

A pesquisa tem como objetivo principal a obtenção de informações sobre o comportamento e a resistência de perfis eletrossoldados empregados como pilares, fabricados pela UMSA, por meio de análises teóricas e ensaios em laboratório.

Foram realizados estudos para a definição das seções transversais dos perfis ensaiados, considerando-se as limitações físicas do LAEES e também os aspectos relacionados a flambagem local dos elementos componentes do perfil, visando ainda a definição da distribuição de tensões residuais nos mesmos.

O conjunto de resultados obtido a partir dos testes serve como parâmetro comparador das resistências previstas segundo as prescrições da NBR 8800 (1986), procurando verificar se as mesmas podem ser aplicadas aos perfis fabricados por eletrofusão.

### 1.3 – Organização do Texto

O texto é organizado em seis capítulos, sendo que neste primeiro o tema do trabalho é apresentado e os objetivos principais são definidos.

O segundo capítulo apresenta inicialmente uma definição de soldagem por alta frequência e um breve histórico do desenvolvimento desse processo. Em seguida é descrito o processo de fabricação dos perfis eletrossoldados, mostrando esquemas e fotos da fábrica no Brasil. São apresentadas também a nomenclatura dos perfis, suas dimensões nominais, e as normas técnicas de fabricação e de ensaio existentes.

No capítulo três trata-se da resistência dos pilares, sendo apresentado um breve histórico da evolução dos conceitos utilizados para representar a resistência de pilares de aço, iniciando com a evolução das pesquisas sobre a estabilidade clássica a partir dos trabalhos iniciais de Euler. Em seguida passa-se para o fenômeno de estabilidade no regime inelástico, sendo descritos os conceitos de resistência do módulo tangente e do duplo módulo ou módulo reduzido propostos por Engesser, com as posteriores correções de Considère e Jasinsky e chega-se aos trabalhos desenvolvidos por Shanley. Em seguida é dada uma visão geral sobre os fatores que influenciam a resistência de pilares, com as considerações sobre as tensões residuais e imperfeições iniciais. Na sequência, mostra-se as normas de diversos países com modernos critérios de múltiplas curvas de flambagem, que levam em conta além das tensões residuais, as imperfeições iniciais presentes na estrutura.

No capítulo quatro é descrita minuciosamente a investigação experimental desta pesquisa. São apresentados os esquemas de ensaio, a lista de pilares ensaiados, a determinação de algumas propriedades mecânicas do aço, a medição da geometria inicial e o levantamento das tensões residuais em uma das seções analisadas. Finalmente é descrito com detalhes o programa de ensaios de compressão, com as informações de todos os dispositivos utilizados.

O quinto capítulo trata da apresentação e análise dos resultados de compressão, compreendendo a análise experimental e a análise numérica realizada por meio de um programa computacional, também descrito. Ainda neste capítulo são apresentados o método probabilístico para aferição de curvas de flambagem e a análise estatística dos resultados.

As conclusões da dissertação e sugestões para pesquisas futuras estão descritas no sexto capítulo. Por fim, a bibliografia consultada e os anexos encerram o trabalho.

# 2

## OS PERFIS ELETROSSOLDADOS

### 2.1 – Definição e Breve Histórico

A soldagem por alta frequência é um processo no qual a união dos metais é produzida pelo calor obtido da resistência elétrica no trabalho da corrente de alta frequência, usualmente com a aplicação de pressão através de rolos de forja.

Existem dois processos de soldagem por alta frequência: “high frequency induction welding” (HFIW) e “high frequency resistance welding” (HFRW). As frequências usadas estão em dois limites: baixas de 3 a 10 kHz e altas de 300 a 500 kHz.

Na soldagem por indução de alta frequência a corrente é induzida por meio de bobinas de indução externas (HFIW). Na soldagem por resistência de alta frequência a corrente é conduzida através de contatos elétricos fixos ou móveis de pequena área (HFRW), conforme mostra a FIG. 2.1.

No final de 1940 e no início de 1950, nos Estados Unidos começou a ser desenvolvido o processo de soldagem por indução de alta frequência para soldagem de canos e tubos.

Segundo WELDING HANDBOOK (1991), em 1952, W. C. Rudd e Robert Stanton inventaram o processo de soldagem contínua com uma frequência de 400 kHz através

de contatos elétricos, que permite a fabricação de uma grande variedade de tipos de seção transversal, incluindo vigas e pilares de seção “I”.

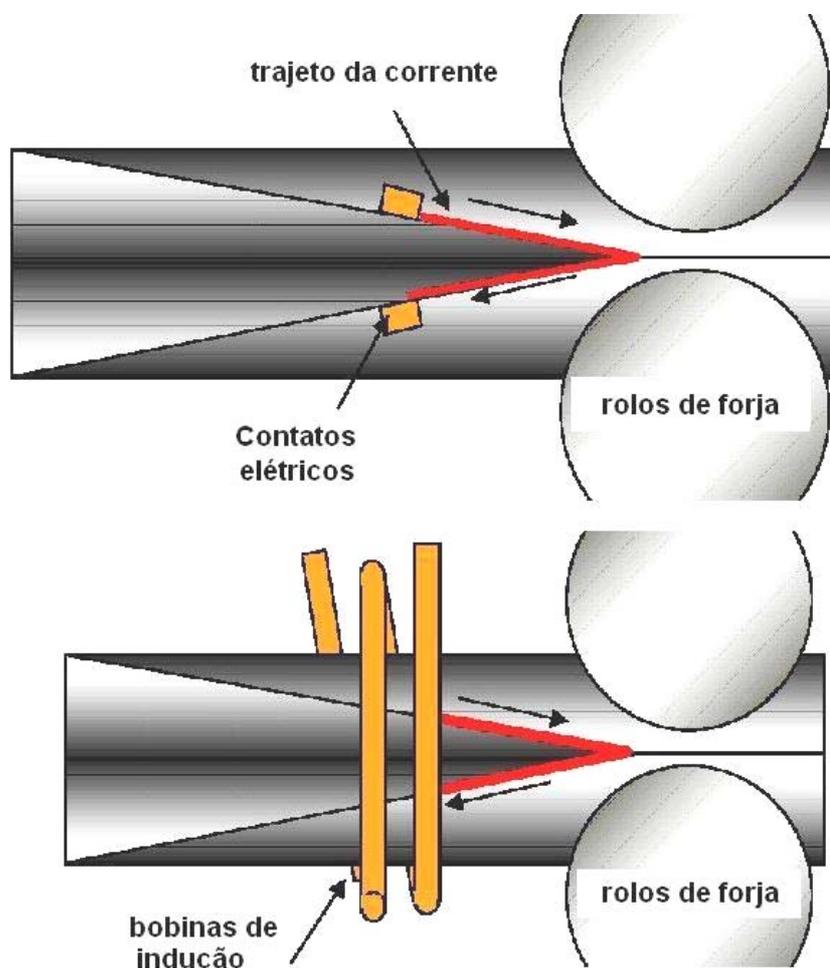


FIGURA 2.1 – Processos de Eletrossolda por contato elétrico e por bobina de indução.

Atualmente, no mundo existem mais de 3000 instalações que utilizam o processo de soldagem por alta frequência, para diversas finalidades, segundo WELDING HANDBOOK (1991). Na fabricação de perfis, pode-se citar, por exemplo: *i*) nos Estados Unidos: “Alabama Steel” e “Paco Steel”, o primeiro no estado do Alabama e o segundo no estado de Arkansas; *ii*) na Venezuela: “Properca” em Maracay; *iii*) em Sumitomo no Japão; *vi*) na China Continental, em Changai e Taiwan, e *v*) no Brasil (Usilight – UMSA), em Taubaté, no estado de São Paulo, que opera desde fevereiro de 2000.

## 2.2 – Processo de Fabricação

A fabricação do perfil eletrossoldado constitui-se um processo contínuo, onde de um lado entra a matéria-prima, no caso bobinas, e do outro lado sai o perfil pronto, com normalmente 12 metros de comprimento (FIG. 2.2).

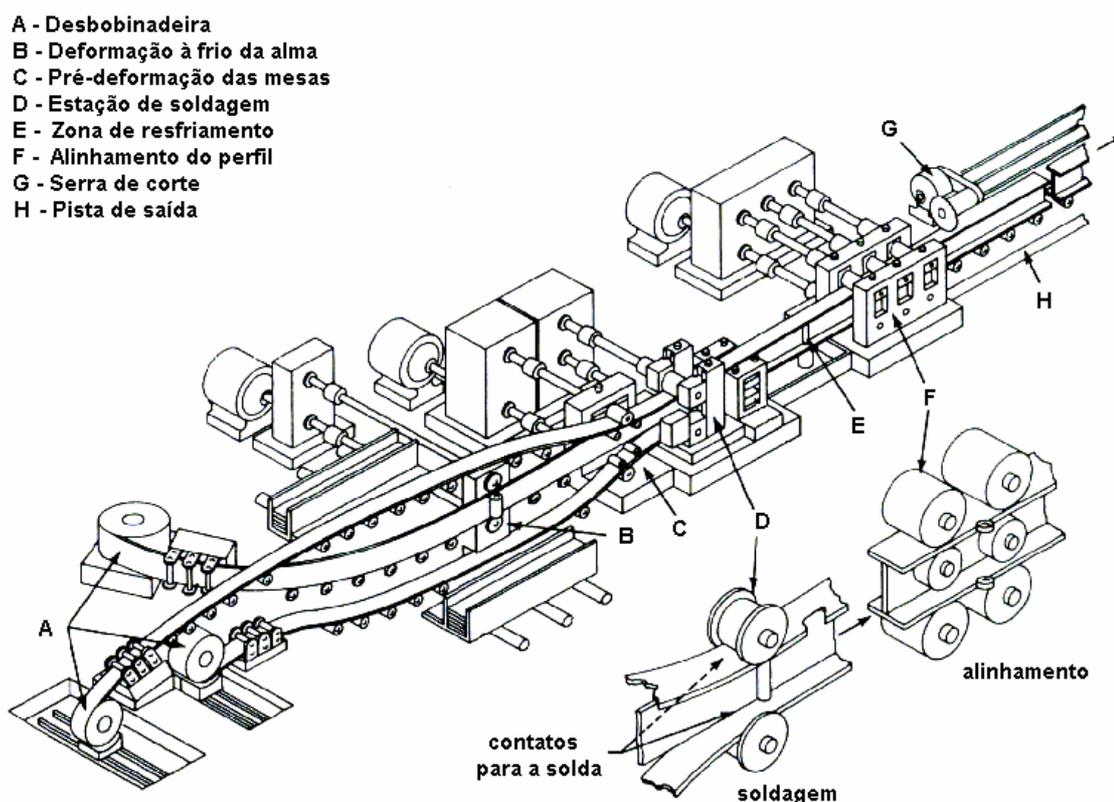


FIGURA 2.2 – Esquema da fabricação. Adaptado de WELDING HANDBOOK (1991).

No Brasil a produção é feita a partir da união de bobinas de aço estrutural COS-AR-COR 400E da Cosipa (FIG. 2.3), de alta resistência, com limite de escoamento,  $f_y$ , de 300 MPa e resistência à ruptura do aço na tração,  $f_u$ , igual a 400MPa, cortadas por meio de slitter (FIG. 2.4), separando assim, chapas para alma e mesas.



FIGURA 2.3 – Bobina a ser passada pelo slitter.

Imediatamente antes de ingressar na zona de eletrossolda, a chapa que constitui a alma é deformada a frio (FIG. 2.5-a), aumentando a espessura de suas bordas em cerca de 30%, para garantir que a largura da zona soldada seja maior que a espessura nominal da alma ( $t_w$ ), conforme mostra a FIG. 2.5-b. (GUTIERREZ, 1997).

Em seguida, as partes que irão compor o perfil passam pelos contatos elétricos, que aquecem a região da solda a uma temperatura de 1200° C, aproximadamente, sendo imposta uma rápida pressão ao sistema. (FIG. 2.6 e FIG. 2.9).

Após a passagem pela região da eletrossolda os perfis são submetidos ao processo de resfriamento (FIG. 2.10) e em seguida por um alinhamento da seção numa seqüência de rolos (FIG. 2.11). Logo após, são cortados de 12 em 12 metros (FIG. 2.12) e levados por uma esteira até o local de armazenamento (FIG. 2.13). A velocidade de produção é de 30 metros por minuto, aproximadamente.



FIGURA 2.4 – Linha de Slitter.

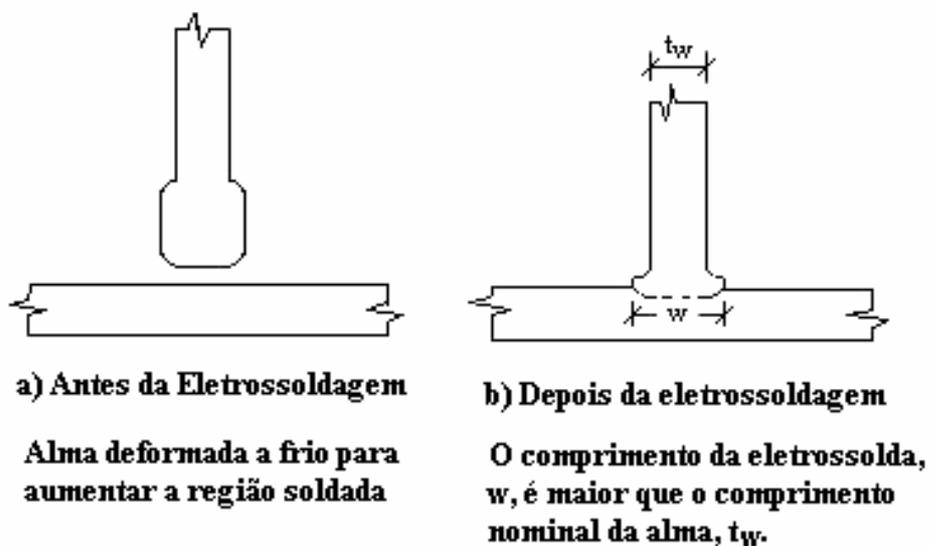


FIGURA 2.5 – Detalhe da zona de união alma-mesas.

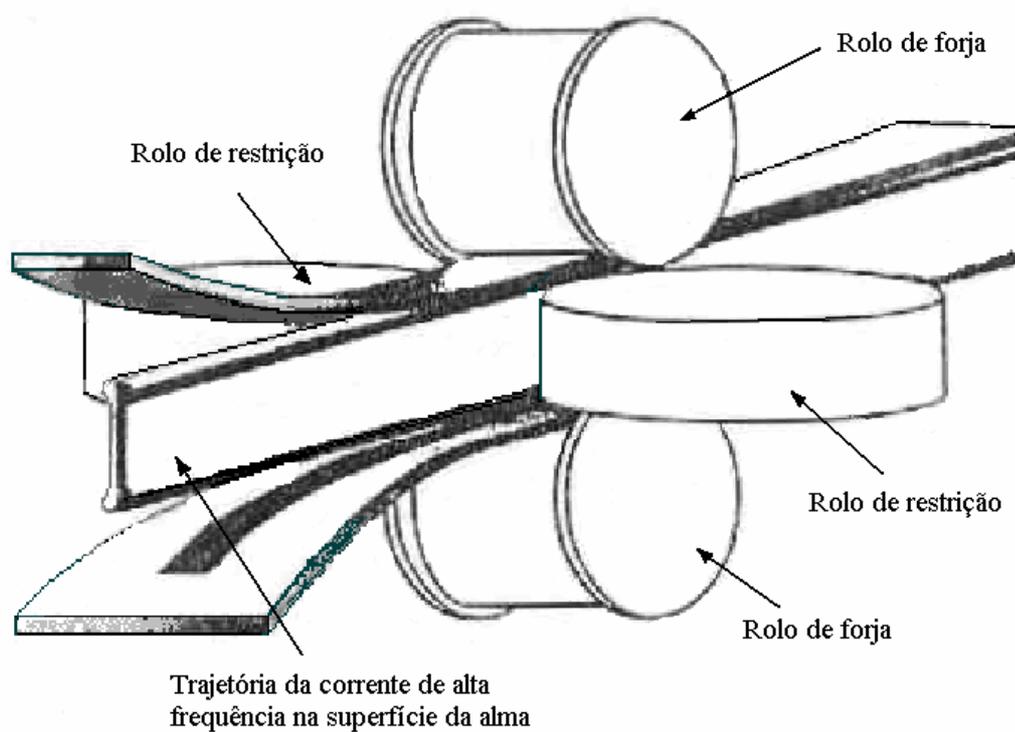


FIGURA 2.6 – Esquema de eletrossoldagem.



FIGURA 2.7 – Alimentação da Alma.



FIGURA 2.8 – Alimentação das mesas.



FIGURA 2.9 – Eletrossoldagem por alta frequência (Eletrofusão).



FIGURA 2.10 – Processo de resfriamento.

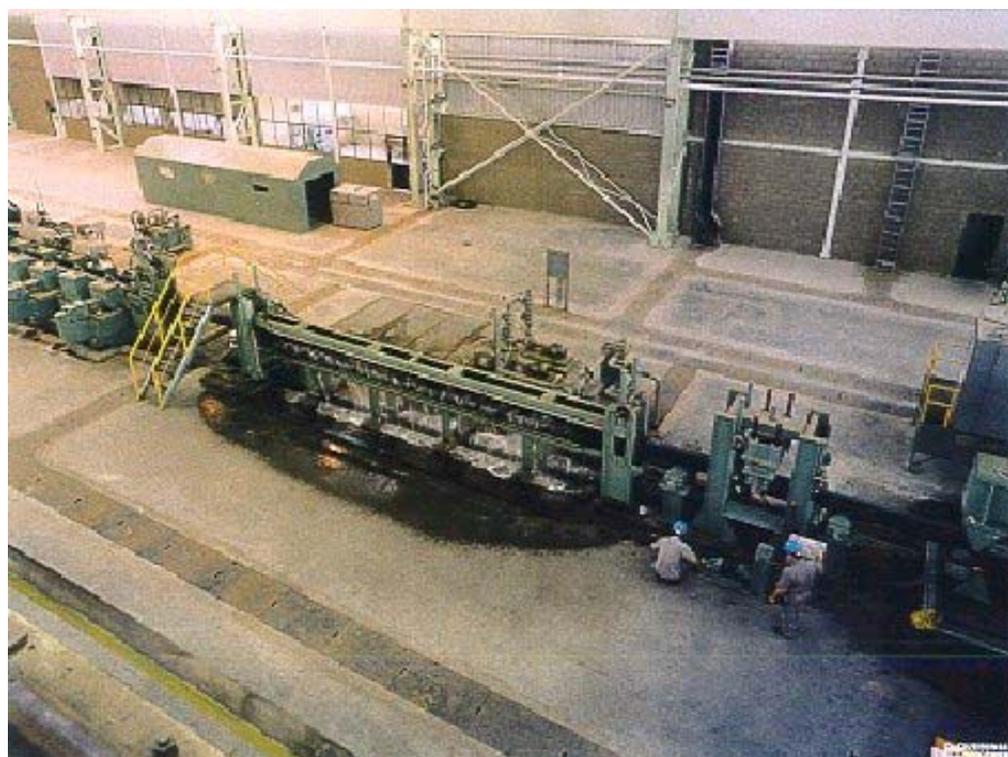


FIGURA 2.11 – Processo de resfriamento seguido do alinhamento.



FIGURA 2.12 – Serra circular de corte.



FIGURA 2.13 – Estoque dos perfis – Armazenamento.

## 2.3 – Nomenclatura

Na UMSA os perfis eletrossoldados receberam a denominação de Usilight, sendo produzidos: *i)* os perfis série VE, para emprego em estruturas de edifícios industriais e comerciais e em pontes rodoviárias e ferroviárias; *ii)* os perfis série CE, utilizados em pilares de edifícios industriais e comerciais; *iii)* os perfis série VEE, com características dimensionais equivalentes às dos perfis “I” laminados e *iv)* os perfis série VEE-ESTACAS com características dimensionais equivalentes às dos perfis “I” laminados e características específicas para estaqueamento. (UMSA, 2000).

## 2.4 – Dimensões-Limite

Na TAB. 2.1 são apresentadas as dimensões-limite para os perfis da linha de fabricação automatizada.

TABELA 2.1 – Dimensões-Limite. (UMSA, 2000)

Dimensões (mm)									
Comprimento do perfil (L)		Altura do perfil (d)		Espessura da alma (tw)		Largura da mesa (bf)		Espessura da mesa (tf)	
mím.	máx.	mím.	máx.	mím.	máx.	mím.	máx.	mím.	máx.
6000	15000	100	500	3	9,5	80	300	3	12,5

## 2.5 – Normas Técnicas de Fabricação e de Ensaio

### 2.5.1 – Japanese Industrial Standard – JIS G 3353

A norma JIS G 3353 (JIS, 1978) – Welded Light Gauge H Steels for General Structures, fixa as condições exigíveis dos perfis eletrossoldados, com seção transversal em H. São estabelecidos critérios quanto a classificação e símbolos, método de fabricação, composição química, propriedades mecânicas, aparência, formas, dimensões e tolerâncias dimensionais.

### 2.5.2 – American Society for Testing and Materials – ASTM A769/A769M94

A norma ASTM A769/A769M (ASTM, 1994) – Standard Specification for Carbon and High-Strength Electric Resistance Welded Steel Structural Shapes, estabelece os critérios mínimos relacionados à fabricação dos perfis eletrossoldados, composição química do material, tolerâncias dimensionais e apresenta requisitos quanto à resistência da solda. Neste caso são especificados dois tipos de ensaios, um de tração em amostras em T e o outro de arrancamento.

O Usilight foi testado e aprovado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1999), que publicou os resultados de ensaios e testes no relatório número 38.701. Vários testes e ensaios foram feitos como os exemplos abaixo:

#### Ensaio de arrancamento do flange da alma

O teste de arrancamento do flange da alma deve ser executado nas duas ligações soldadas flange-alma, em cada extremidade do corpo-de-prova. É necessário separar mecanicamente o flange da alma, por um comprimento aproximado de 50mm, levando a progressivo destacamento entre o flange e a alma. Nos ensaios do IPT foi utilizado o dispositivo mostrado na FIG. 2.14, sugerido pela norma ASTM A 769/A 769M (FIG. 2.15).



FIGURA 2.14 – Fotos do teste de arrancamento feito no IPT (1999).

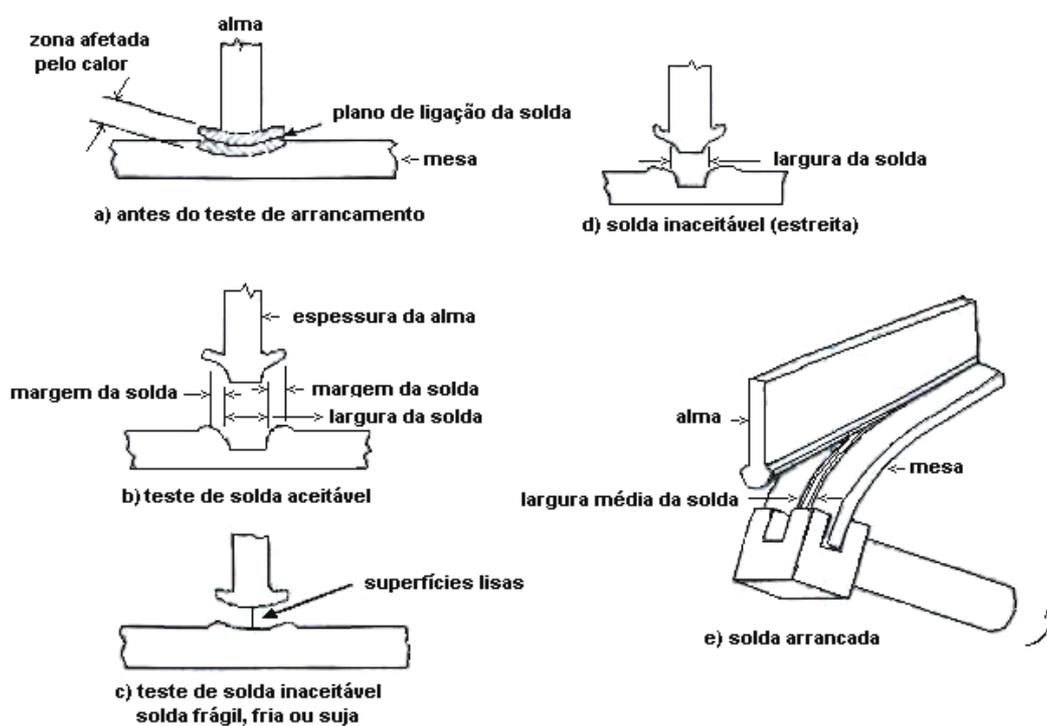


FIGURA 2.15 – Teste de arrancamento da norma ASTM A 769/A 769 M.

### Ensaio de tração “T”

O ensaio de tração “T” é feito utilizando-se o dispositivo mencionado pela norma ASTM A 769/A 769 M, mostrado na FIG. 2.16. As rebarbas da eletrossolda devem ser removidas, se por acaso impedirem o encaixe adequado do corpo-de-prova no dispositivo.

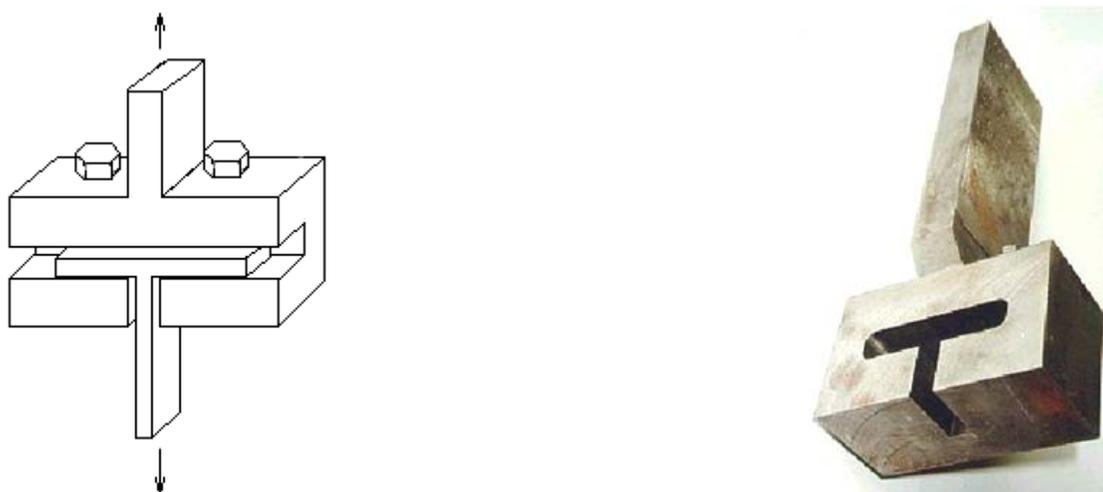


FIGURA 2.16 – Teste de tração em “T”.

Nas FIG. 2.17 e FIG. 2,18 são apresentadas as fotos de algumas amostras, após o teste de arrancamento e o teste de tração em “T”. Foi concluído que os ensaios resultaram satisfatórios, pois houve a separação do perfil fora da junção da alma com as mesas, fora da zona de eletrossolda.

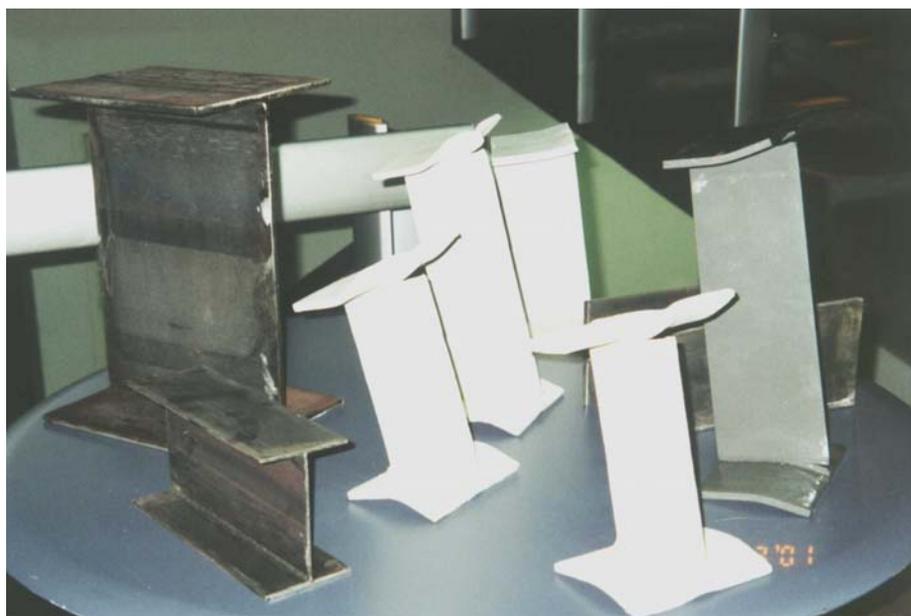


FIGURA 2.17 – Perfis ensaiados no teste de arrancamento.

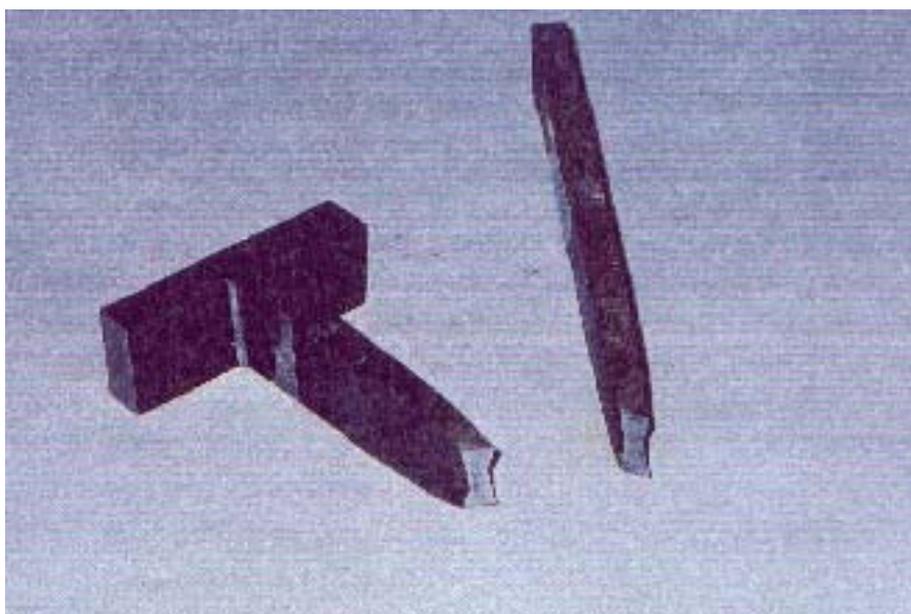


FIGURA 2.18 – Perfil ensaiado no teste de tração em “T”.

# 3

## **RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PILARES DE AÇO**

### **3.1 – Histórico**

#### **3.1.1 – Considerações iniciais**

No estudo da estabilidade das estruturas, os pilares são definidos como sendo elementos submetidos somente a forças axiais de compressão passando pelo centro de gravidade da seção transversal. Se esses elementos forem longos ou esbeltos, o carregamento pode ser suficientemente elevado para causar a instabilidade lateral, ou seja, o aparecimento de deslocamentos laterais excessivos, caracterizando o fenômeno conhecido como flambagem.

Nas estruturas usuais, os pilares são raramente encontrados suportando apenas carga axial, pois como fazem parte de uma estrutura, estão ligados a elementos que provocam o aparecimento de outras solicitações, tais como flexão e torção, por exemplo. Contudo, quando o sistema estrutural é arranjado de tal forma que a restrição à rotação das extremidades do pilar seja considerada desprezível e, que o carregamento seja aplicado simetricamente por meio de outros elementos que estão ligados às suas extremidades, o pilar poderá ser projetado como elemento individual sujeito apenas à carga axial.

Deste modo, um estudo aprofundado da resistência das barras isoladas, carregadas axialmente, é necessário para o desenvolvimento de critérios de projeto para barras comprimidas em geral.

A resistência dos pilares é caracterizada pela carga axial máxima que eles suportam sem deslocamentos laterais excessivos (flambagem). Essa carga axial máxima que o pilar suporta é chamada de carga crítica  $P_{cr}$ . A FIG. 3.1-a mostra um pilar elástico, perfeitamente reto, carregado por uma carga axial de compressão  $P$ .

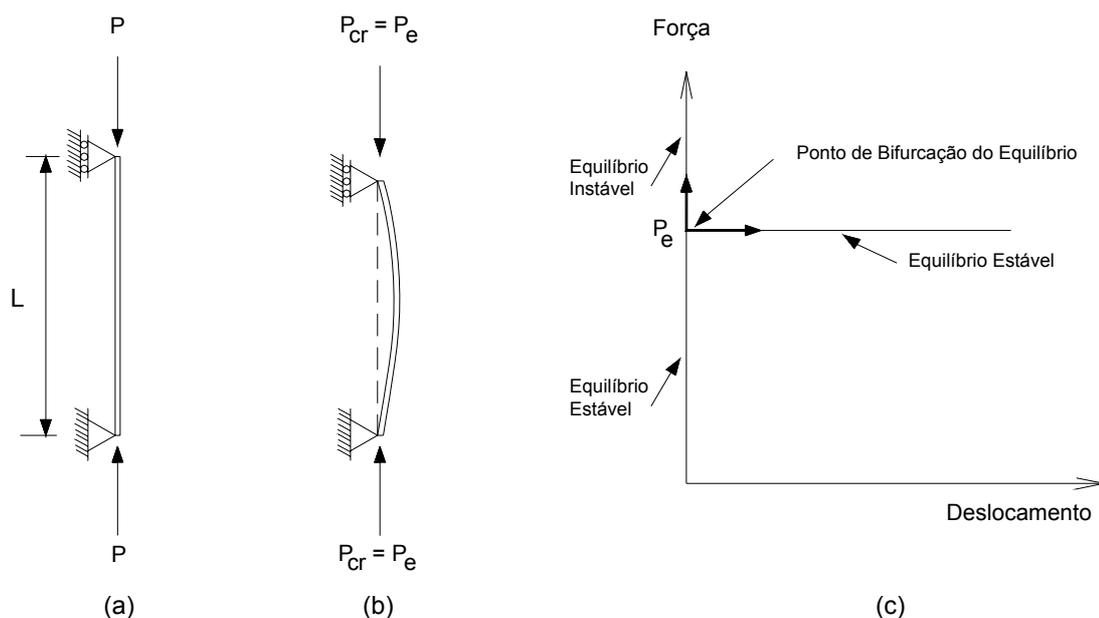


FIGURA 3.1 – Carga de Euler.

Se a carga  $P$  for pequena, o pilar permanecerá na posição reta e sofrerá apenas deformação axial. Neste estágio de  $P$ , o pilar é dito estar em equilíbrio estável. Quando a carga  $P$  é aumentada, uma condição é atingida na qual o equilíbrio na posição reta deixa de ser estável. A forma reta passa a ser uma forma de equilíbrio instável e, nesta condição, deslocamentos laterais excessivos tendem a aparecer.

A carga axial, que define este limite entre os equilíbrios estável e instável da forma reta, é conhecida como carga crítica ( $P_{cr}$ ), ou carga de Euler ( $P_e$ ), ou carga de flambagem ( $P_{fl}$ ). (FIG.3.1-b).

A carga crítica também define o ponto de bifurcação do equilíbrio do pilar elástico perfeitamente reto. Neste ponto a curva teórica, força x deslocamento lateral, bifurca em trajetórias de equilíbrio estável e instável, que correspondem às configurações deslocada e reta, respectivamente, (FIG.3.1-c). O fenômeno da bifurcação do equilíbrio é também conhecido como fenômeno da flambagem, segundo CHEN (1987).

O ponto de bifurcação do equilíbrio existe somente para pilares perfeitamente retos e, esta condição é pouco realista, uma vez que durante a fabricação de um pilar as imperfeições são inevitáveis, fazendo com que jamais seja perfeitamente reto. Imperfeições geométricas iniciais e/ou excentricidades do carregamento, que estão presentes nos pilares, causam deslocamentos laterais desde o início do carregamento. Conseqüentemente, a curva carga x deslocamento de um pilar imperfeito se apresenta como na FIG. 3.2. As curvas (a), (b), (c) e (d) mostram, respectivamente, o comportamento força x deslocamento lateral de um pilar perfeitamente reto, de pilares imperfeitos com forças axiais aplicadas com pequena excentricidade e grande excentricidade, e pilares com imperfeições geométricas iniciais.

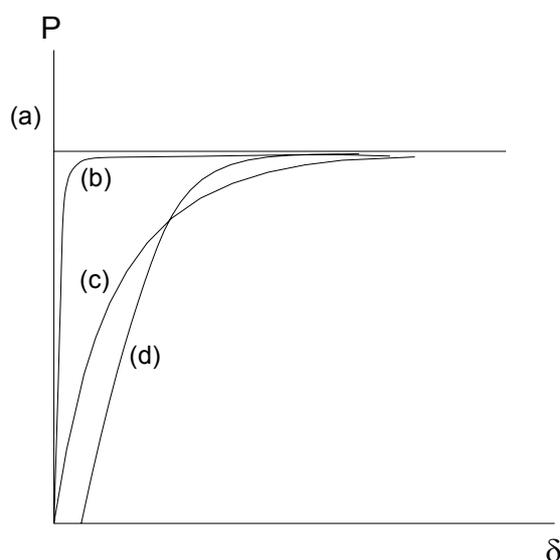


FIGURA 3.2 – Curvas de carga x deslocamento.

Se o pilar é imperfeito, com imperfeições geométricas iniciais e/ou forças aplicadas excêntrica, o critério da bifurcação do equilíbrio não é válido e deve-se então adotar o critério da Resistência Última para se determinar a sua carga última.

### 3.1.2 – Flambagem elástica ou de Euler

O famoso matemático suíço Leonhard Euler (1707-1783), em 1744, formulou sua teoria de flambagem elástica, sendo o primeiro a reconhecer que a resistência de pilares é um problema de estabilidade.

Considerando um pilar perfeitamente reto, constituído de material elástico, engastado em uma extremidade e livre na outra, (FIG. 3.3), Euler usou o cálculo diferencial e integral, para encontrar a equação da forma do pilar flambado, bem como a carga associada a esta configuração.

Na formulação teórica para obtenção da equação diferencial básica, algumas hipóteses para o pilar ideal devem ser consideradas:

- A barra é perfeitamente reta e prismática, sem quaisquer imperfeições iniciais;
- A força axial é aplicada perfeitamente centrada e não muda de direção durante a sua aplicação (campo de forças conservativo);
- As seções planas permanecem planas após as deformações;
- O eixo da barra é inextensível;
- Os deslocamentos laterais da barra são pequenos (teoria de 2ª ordem e pequenos deslocamentos);
- As deformações por cisalhamento podem ser desprezadas e a torção ou distorção da seção transversal não ocorre durante a flexão;
- O material é infinitamente elástico e obedece à lei de Hooke, é homogêneo, isotrópico e isento de tensões residuais.

Admitindo-se válidas as hipóteses acima, a equação diferencial do problema é obtida usando-se a análise de bifurcação ou análise de autovalor. A solução de autovalor para a equação característica desta equação diferencial dará a carga de flambagem do pilar. Esta carga corresponde ao ponto de bifurcação do equilíbrio. Para esta carga a forma reta original da barra deixa de ser estável, ou seja, com esta carga, uma pequena força lateral provocará deslocamento lateral excessivo, que permanecerá quando a mesma for removida. A Eq. (3.1) fornece a menor carga de flambagem, também chamada de carga crítica, ou carga de Euler, para o pilar mostrado na FIG. 3.3.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{4l^2} \quad (3.1)$$

onde:

$E$  = módulo de elasticidade longitudinal do material

$I$  = momento de inércia da seção transversal do pilar

$l$  = comprimento do pilar

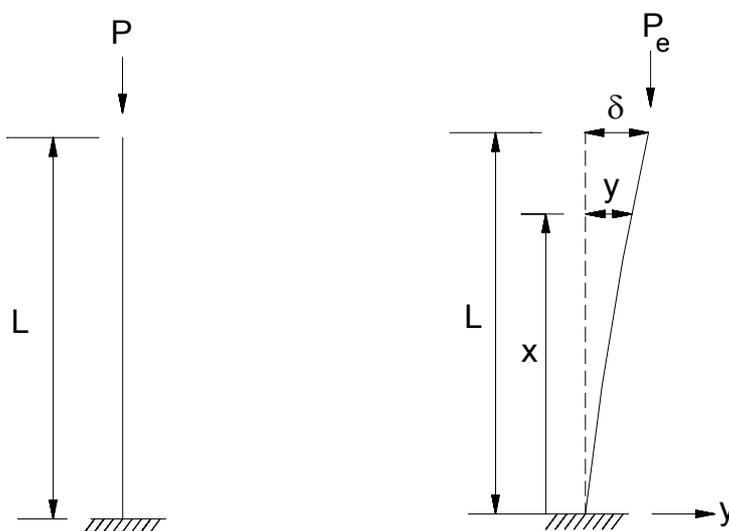


FIGURA 3.3 – Pilar ideal, esbelto, engastado e livre.

Na análise em teoria de 2ª ordem e pequenos deslocamentos, é possível se determinar a carga crítica e apenas a forma da curva da barra após a flambagem. Entretanto, as

grandezas dos deslocamentos do pilar ficam indeterminadas. Isto acontece por causa das simplificações oriundas da hipótese de pequenos deslocamentos. Se o problema fosse estudado em teoria de 2ª ordem e grandes deslocamentos não mudaria o essencial dos resultados, apenas tornaria possível se obter a equação da curva pós-flambagem ( $P > P_e$ ) com equilíbrio estável, conforme a curva tracejada da FIG. 3.4.

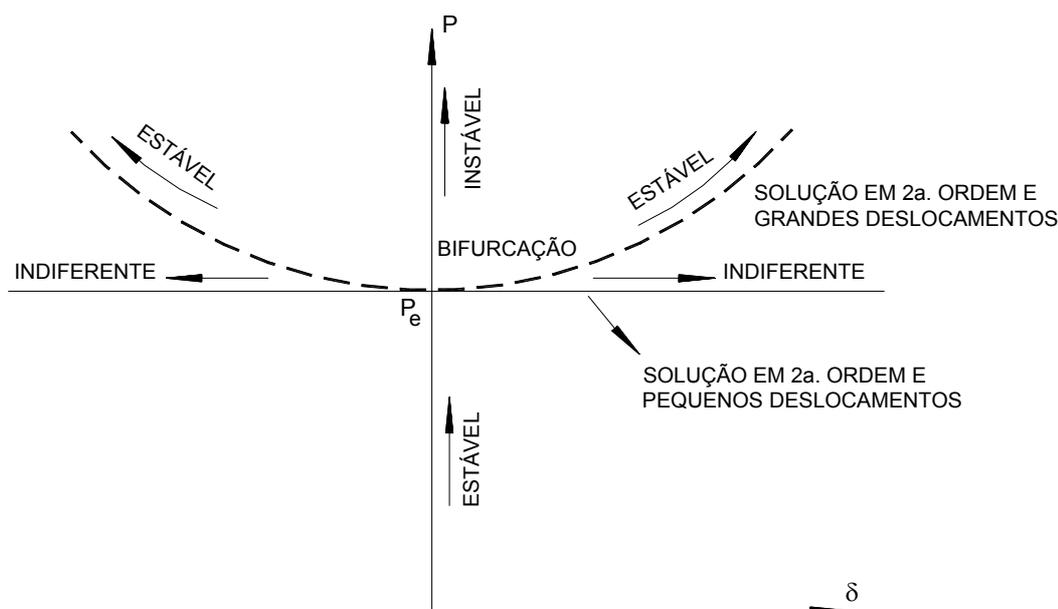


FIGURA 3.4 – Condições de equilíbrio

Para tornar a solução do problema mais geral, outras condições de extremidade para o pilar isolado devem ser consideradas. A carga crítica pode ser expressa usando a mesma formulação teórica anterior, como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2} \quad (3.2)$$

onde  $k$  é o fator do comprimento efetivo de flambagem que depende das condições de extremidade do pilar.

A TAB. 3.1, mostra os valores teóricos e práticos recomendados de  $k$  para várias condições de contorno de pilares ideais. Esta recomendação ocorre porque as condições

de extremidade do modelo teórico são ideais e, dificilmente, podem ser garantidas integralmente da prática.

TABELA 3.1 – Valores teóricos e práticos de k para pilares ideais.

A linha elástica de flambagem da coluna é representada pela linha tracejada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores práticos de K recomendados para o dimensionamento	0.65	0.8	1.0	1.2	2.0	2.1
Condições de vinculação nas extremidades		Rotação e translação impedidas Rotação livre e translação livre Rotação impedida e translação livre Rotação e translação livres				

Os pilares encontrados nas estruturas usuais da prática não apresentam uma resistência tão elevada quanto a Eq. (3.2) prevê. Esta equação dá uma boa estimativa no caso de pilares longos (esbeltos), enquanto as tensões normais na barra permanecem abaixo do limite de proporcionalidade, isto é, enquanto o pilar permanece totalmente elástico. Para pilares curtos ou intermediários, a hipótese de comportamento no regime elástico não é mais válida. Sob a ação da carga aplicada, algumas fibras da seção transversal escoam, conseqüentemente, somente a parte elástica da seção transversal poderá efetivamente resistir à carga aplicada adicional e, neste caso, a carga de Euler superestimarà a resistência do pilar. Neste caso a flambagem ocorrerá num nível de tensão acima do limite de proporcionalidade  $\sigma_p$ , (FIG. 3.5). Este tipo de flambagem é chamado de flambagem inelástica.

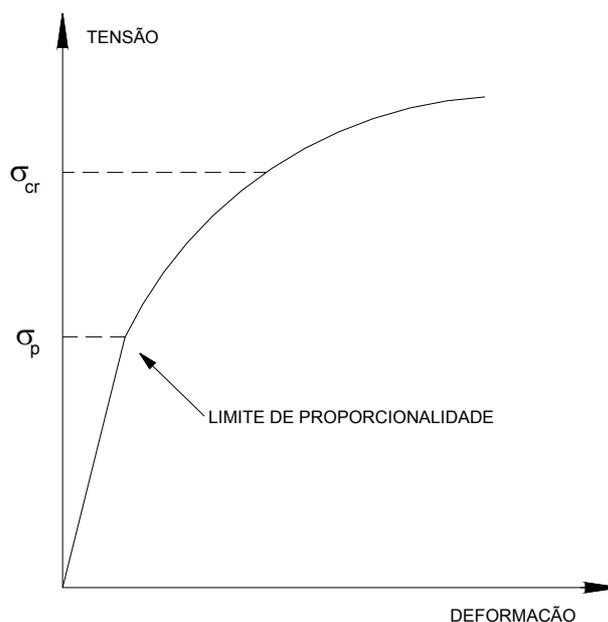


FIGURA 3.5 – Flambagem inelástica.

Pode-se dizer que a flambagem elástica de Euler governa a resistência de pilares com elevados índices de esbeltez, o escoamento governa a resistência de pilares com baixos índices de esbeltez e na transição, entre as regiões elástica e plástica, a flambagem inelástica governa a resistência de pilares com índices de esbeltez intermediários.

### 3.1.3 – Flambagem inelástica

Observando as propriedades não-lineares de muitos materiais e os resultados de testes, que resultaram em resistências dos pilares bem abaixo daqueles previstos pela fórmula de Euler (Eq. 3.2), Engesser e Considère foram os primeiros a utilizar um módulo de elasticidade variável na região inelástica e duas teorias foram propostas por Engesser: a teoria do módulo tangente e a teoria do módulo reduzido.

#### Teoria do Módulo Tangente

A teoria do módulo tangente foi proposta por Engesser em 1889 para descrever o comportamento à flambagem de pilares cuja tensão crítica de flambagem está acima do limite de proporcionalidade do material,  $\sigma_p$ .

São consideradas as seguintes hipóteses na teoria do módulo tangente:

1. O pilar é perfeitamente reto;
2. O pilar é bi-rotulado e a força de compressão é aplicada axialmente passando pelo centro de gravidade da seção transversal;
3. Os deslocamentos laterais do pilar são pequenos (teoria de 2ª ordem e pequenos deslocamentos);
4. As seções planas permanecem planas, antes e depois da deformação;
5. Durante a flexão, não ocorre nenhuma inversão de deformação nas fibras da seção transversal (isto é, não há descarregamento de nenhuma fibra da seção transversal; não há deformação reversa na seção transversal)
6. Sistema conservativo.

Na primeira formulação da teoria do módulo tangente feita por Engesser, esta quinta hipótese era falaciosa. Pelo conceito clássico de flambagem em regime elástico linear, a bifurcação do equilíbrio acontece com a carga  $P$  aplicada permanecendo constante. Engesser usou o mesmo raciocínio para o regime inelástico e postulou que um pilar homogêneo, com valores de índice de esbeltez intermediário e de material obedecendo à curva tensão x deformação ( $\sigma$  x  $\epsilon$ ) mostrada na FIG. 3.6, alcançaria a bifurcação do equilíbrio numa região acima do limite de proporcionalidade quando:

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2} = \frac{E_t}{E} P_e \quad (3.3)$$

onde  $E_t$  é o módulo tangente, definido como a inclinação,  $d\sigma/d\epsilon$ , da curva tensão x deformação na tensão crítica  $\sigma_{cr} = \sigma_t$ .

O módulo tangente  $E_t$  depende apenas das propriedades do material e a carga do módulo tangente  $P_t$ , é menor do que a carga de Euler  $P_e$ , uma vez que  $E_t < E$ . Será mostrada mais à frente nesta seção, que a carga do módulo tangente representa a maior carga na qual o pilar ainda permanece reto.

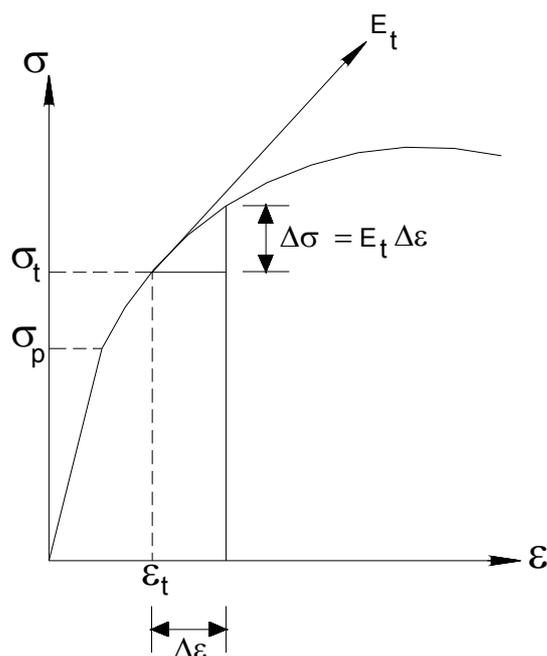


FIGURA 3.6 – Teoria do Módulo Tangente.

Em 1895, Jasinsky mostrou que a teoria do módulo tangente de Engesser era incorreta do ponto de vista da estabilidade clássica, porque Engesser não considerava a não-reversibilidade do diagrama  $\sigma \times \epsilon$  em regime inelástico, que necessariamente devia ocorrer, se fosse mantido o raciocínio de que na bifurcação do equilíbrio a carga aplicada  $P$  permanecia constante.

Em 1898, Engesser corrigiu a sua teoria para incluir o efeito da não-reversibilidade do diagrama  $\sigma \times \epsilon$  na região inelástica, apresentando o conceito do módulo reduzido ou duplo módulo.

### Teoria do Módulo Reduzido ou Duplo Módulo

As quatro primeiras hipóteses usadas no desenvolvimento da teoria do módulo tangente são também usadas na teoria do módulo reduzido. Entretanto, a quinta hipótese é diferente.

Na teoria do módulo reduzido, a carga axial é admitida ser constante durante a flambagem. Conseqüentemente, a deformação por flexão na flambagem produzirá deformação reversa no lado convexo do pilar, resultando que o módulo de elasticidade elástico  $E$  governará o comportamento  $\sigma \times \varepsilon$  das fibras, (FIG. 3.7). O lado côncavo do pilar, por sua vez, continuará a ser carregado e então o módulo tangente  $E_t$  governará o comportamento  $\sigma \times \varepsilon$  das fibras.

A carga crítica do pilar inelástico, baseada neste conceito, é chamada de carga do módulo reduzido ou do duplo módulo e é dada por:

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{(kl)^2} = \frac{E_r}{E} P_e \quad (3.4)$$

onde  $E_r$  é o módulo reduzido.

O módulo reduzido é uma função do módulo tangente e da geometria da seção transversal. Conseqüentemente, a carga do módulo reduzido  $P_r$ , depende das propriedades do material e da geometria da seção transversal, ou seja, para o mesmo material, o módulo reduzido será diferente para diferentes formas da seção transversal.

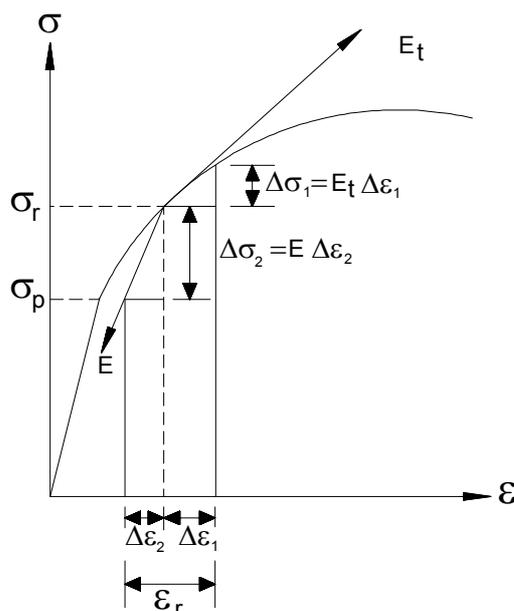


FIGURA 3.7 – Teoria do Módulo Reduzido.

O módulo reduzido  $E_r$  é sempre menor do que o módulo de elasticidade  $E$ , mas é sempre maior do que o módulo tangente  $E_t$ , isto é:

$$E_t < E_r < E \quad (3.5)$$

Consequentemente,

$$P_t < P_r < P \quad (3.6)$$

### **Teoria de Shanley para Colunas Inelásticas**

Ensaio realizados em pilares reais demonstraram que as suas cargas de colapso ficam mais próximas das cargas do módulo tangente do que das cargas do módulo reduzido. Acreditava-se que as discrepâncias entre a teoria e o resultado dos ensaios eram devidas à curvatura inicial e à excentricidade de aplicação das cargas. Isto representou um dilema para os engenheiros, porque eles estavam certos de que o conceito teórico usado na teoria do módulo reduzido era mais correto do que o conceito do módulo tangente.

A justificativa teórica para este paradoxo foi dada por Shanley que, em 1947, usou um modelo físico de pilar, simplificado, para explicar o comportamento a flambagem do pilar inelástico, acima da carga do módulo tangente.

Relembra-se que na teoria do módulo tangente, um pequeno aumento na carga axial  $P$  é admitido no início da flambagem, de tal forma que nenhuma deformação reversa ocorra em qualquer seção transversal, quando o pilar flete sob a ação da carga  $P_t$ . Por outro lado, na teoria do módulo reduzido, a carga axial é admitida permanecendo constante na flambagem, de tal forma que uma completa deformação reversa ocorra no lado convexo do pilar, quando ele flete sob a ação da carga  $P_r$ . Na teoria do pilar inelástico de Shanley, é admitido que a flambagem é acompanhada simultaneamente por um incremento na carga axial  $P$ , contrariamente ao postulado na teoria do módulo reduzido, mas este incremento é tal que deformações reversas possam ocorrer no lado convexo do pilar, contrariamente ao afirmado na teoria do módulo tangente.

Shanley mostrou que a bifurcação do equilíbrio acontecerá, quando a carga aplicada alcança a carga do módulo tangente  $P_t$  (FIG.3.8). Após a bifurcação, o aumento no deslocamento lateral é acompanhado por um pequeno aumento na carga acima da carga  $P_t$  e, quando este deslocamento lateral tende para o infinito, a carga  $P$  tende para a carga do módulo reduzido  $P_r$ .

A teoria do módulo reduzido e a teoria do módulo tangente, bem como o conceito do pilar inelástico de Shanley, fornecem soluções e explicações para o comportamento de pilares inelásticos perfeitamente retos, que podem ser extrapoladas para os modelos “exatos” de pilares. Para um pilar “exato”, no qual  $E_t$  varia através da seção transversal e ao longo do comprimento do pilar, o comportamento carga x deslocamento ( $P \times \delta$ ) do pilar é dado pela curva tracejada da FIG. 3.8.

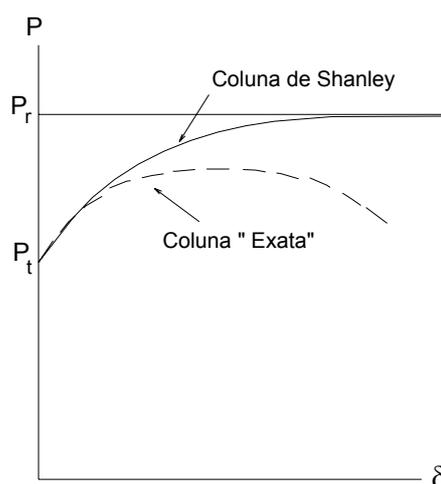


FIGURA 3.8 – Teoria de Shanley.

Uma observação importante é que a máxima carga é, realmente um pouco maior que a carga do módulo tangente, desde que o pilar seja perfeitamente reto, conseqüentemente, a carga do módulo tangente  $P_t$  representa um limite inferior e a carga do módulo reduzido  $P_r$  representa um limite superior da resistência de um pilar inelástico, perfeitamente reto, axialmente comprimido. Deve-se ainda mencionar, que a carga do módulo reduzido somente pode ser alcançada, se o pilar é artificialmente mantido numa posição reta, quando a carga do módulo tangente for ultrapassada. A carga do módulo reduzido não pode nunca ser alcançada se uma pequena imperfeição inicial está presente no pilar.

Segundo RACHID & MORI (1989), com o auxílio do modelo de Shanley pode-se chegar às seguintes conclusões:

- A teoria do módulo tangente fornece a máxima carga, na qual o pilar ainda permanece reto;
- A carga máxima real excede a carga do módulo tangente  $P_t$ , mas é inferior a carga do módulo reduzido  $P_r$ .
- As cargas  $P > P_t$  provocam deslocamentos laterais nos pilares.

Estudos experimentais em pilares perfeitamente retos na fase inelástica mostram que suas resistências últimas usualmente se encontram mais próximas da carga do módulo tangente do que a carga do módulo reduzido.

A diferença em relação ao módulo tangente depende da seção transversal do pilar e principalmente das características do diagrama tensão x deformação do aço, relativas à taxa de diminuição do módulo tangente  $E_t$ , na fase inelástica. Quanto maior for a taxa de diminuição do módulo tangente, mais próxima a carga última se aproxima a carga do módulo tangente.

Os diagramas tensão x deformação dos aços comuns aproximam-se do idealizado elastoplástico, com uma diminuição bastante rápida do módulo de rigidez tangente, com a conseqüente aproximação das cargas últimas, às cargas do módulo tangente.

Acrescentando-se a isto, a maior simplicidade de se trabalhar com a carga do módulo tangente, esta teoria tem sido usualmente adotada na prática para representar a carga de colapso de um pilar axialmente comprimido na fase inelástica.

## **3.2 – Fatores que Influenciam a Resistência dos Pilares**

### **3.2.1 – Considerações iniciais**

Existem vários parâmetros importantes que influenciam na resistência dos pilares de aço, e a maioria destes itens são essenciais nesta avaliação e se encontram relacionados abaixo:

- Comprimento dos pilares;
- Limite de escoamento do aço;
- Forma da seção transversal;
- Eixos de flexão;
- Processos de fabricação;
- Dimensões da seção transversal;
- Condições de vinculação nas extremidades;
- Presença das tensões residuais;
- Grandeza das imperfeições iniciais.

As influências do comprimento dos pilares, do limite de escoamento do aço, da forma da seção transversal e dos eixos de flexão são bem conhecidas.

O processo de fabricação determina a forma da seção transversal e as suas dimensões, sendo responsável pelo aparecimento das tensões residuais nos perfis de aço, além das imperfeições geométricas inerentes ao processo.

Outro fator importante que tem sido pesquisado nos últimos 20 anos, com estudos extensivos conduzidos por CHEN (1985), BJORHOVDE (1984) e outros pesquisadores, é a consideração das condições de vinculação nas extremidades dos pilares, uma vez que as hipóteses de rótula e engastamentos perfeitos não se verificam na prática.

A recomendação atual das principais normas técnicas em todo o mundo, é que a resistência dos pilares deve ser determinada incluindo pelo menos os efeitos das tensões residuais e das imperfeições iniciais. Desta forma, uma análise qualitativa desses efeitos será apresentada a seguir.

### **3.2.2 – Tensões residuais**

As tensões residuais aparecem nos perfis de aço estruturais e chapas durante o processo de fabricação. Essas tensões resultam das deformações plásticas, principalmente devido ao resfriamento não uniforme da peça.

Os perfis de aço laminados a quente, assim como os perfis compostos por soldagem entre chapas de aço, são portadoras de tensões residuais de origem térmica; já os perfis de chapa dobrada, por serem fabricados a frio, possuem tensões residuais devido, ao processo mecânico de conformação. Na realidade, as tensões residuais destes perfis são o resultado da superposição das tensões residuais encontradas nas chapas de aço empregadas na sua fabricação e das tensões oriundas do processo de conformação.

Em perfis laminados a quente, as mesas, sendo a parte mais espessa, resfriam mais lentamente do que a região da alma. Além disso, as extremidades das mesas que ficam expostas ao ar resfriam mais rapidamente do que a região da junção entre as mesas e a alma.

Conseqüentemente existem tensões residuais de compressão nas extremidades das mesas e no centro da alma (regiões que resfriam mais rapidamente), enquanto aparecem tensões residuais de tração nas junções das mesas com a alma. A FIG. 3.9 adaptada de SALMON & JOHNSON (1996) mostra a distribuição típica da tensão residual de um perfil laminado. Uma considerável variação desta tensão pode ser esperada para diferentes dimensões da seção.

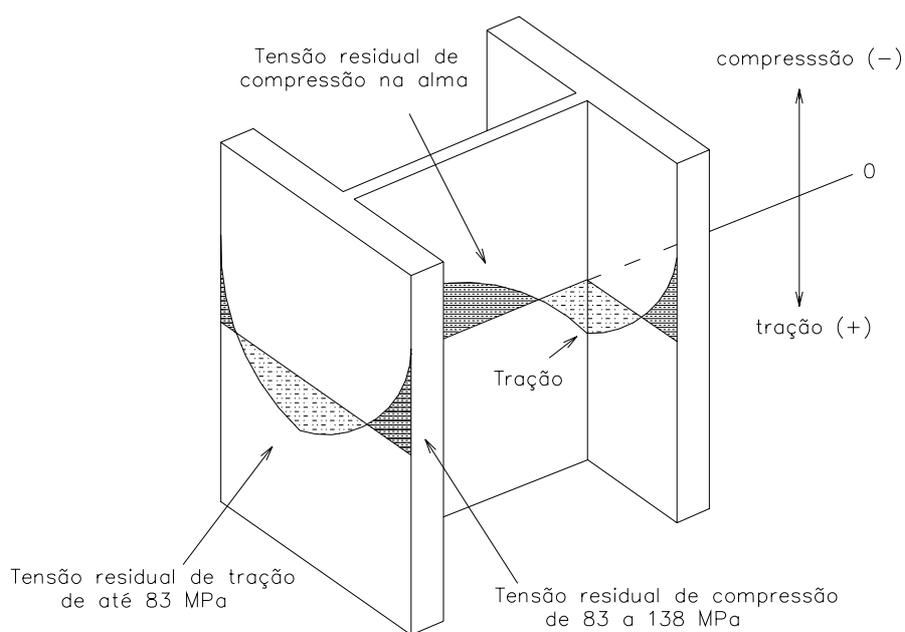


FIGURA 3.9 – Distribuição típica da tensão residual no perfil laminado.

Apesar disso, toda a teoria de flambagem inelástica vista anteriormente é ainda aplicável, mas não se pode considerar que todas as fibras da seção transversal estejam comprimidas sob o mesmo nível de tensão.

Quando uma carga axial é aplicada num pilar curto, as fibras que têm tensões residuais de compressão escoarão em primeiro lugar e as que têm tensões residuais de tração escoarão depois. O resultado disso é que o escoamento na seção transversal de um pilar é um processo gradual, onde a transição entre a tensão limite de proporcionalidade  $\sigma_p$ , (região elástica), e a tensão de escoamento  $\sigma_y$  (região plástica), é feita de forma suave, conforme mostra a FIG. 3.10, caracterizando o regime inelástico.

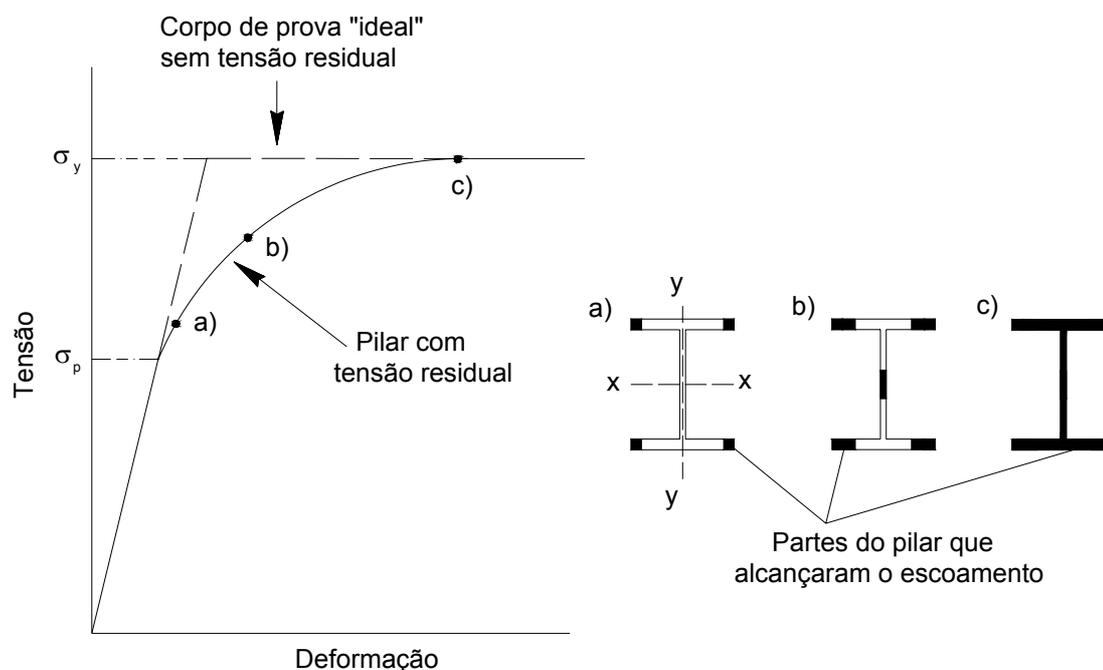


FIGURA 3.10 – Influência da tensão residual na curva tensão x deformação.

Acreditava-se inicialmente que a parte não linear da curva tensão x deformação para barras axialmente comprimidas fosse inteiramente devida à imperfeição inicial e à excentricidade acidental. Huber & Beedle (1954) *apud* SALMON & JOHNSON (1996) verificaram que as tensões residuais são a principal causa da não-linearidade do diagrama, enquanto que os outros fatores têm um efeito relativamente menor. As tensões residuais são independentes da tensão de escoamento, sendo função das

dimensões e forma da seção transversal e do processo de fabricação, uma vez que esses são fatores que influenciam no seu nível e distribuição.

A fabricação de perfis soldados tem maior contribuição para as tensões residuais do que o resfriamento de perfis laminados, segundo SALMON & JOHNSON (1996). As chapas laminadas em geral apresentam inicialmente pequenas tensões residuais, por causa do resfriamento relativamente uniforme após a laminação. Contudo, após o calor gerado pelo processo de soldagem, o subsequente resfriamento não uniforme causa altas tensões residuais.

Vários estudos foram realizados para se determinar o efeito das dimensões da seção transversal dos perfis nas tensões residuais. Alguns pesquisadores, como ALPSTEN & TALL (1970) demonstraram que a soldagem tem uma maior influência na distribuição e magnitude das tensões residuais de perfis de pequenos e médios do que de perfis pesados. (FIG. 3.11 – Tensões em ksi, 1 ksi = 6,895 MPa). Adaptada de MC FALLS & TALL (1969).

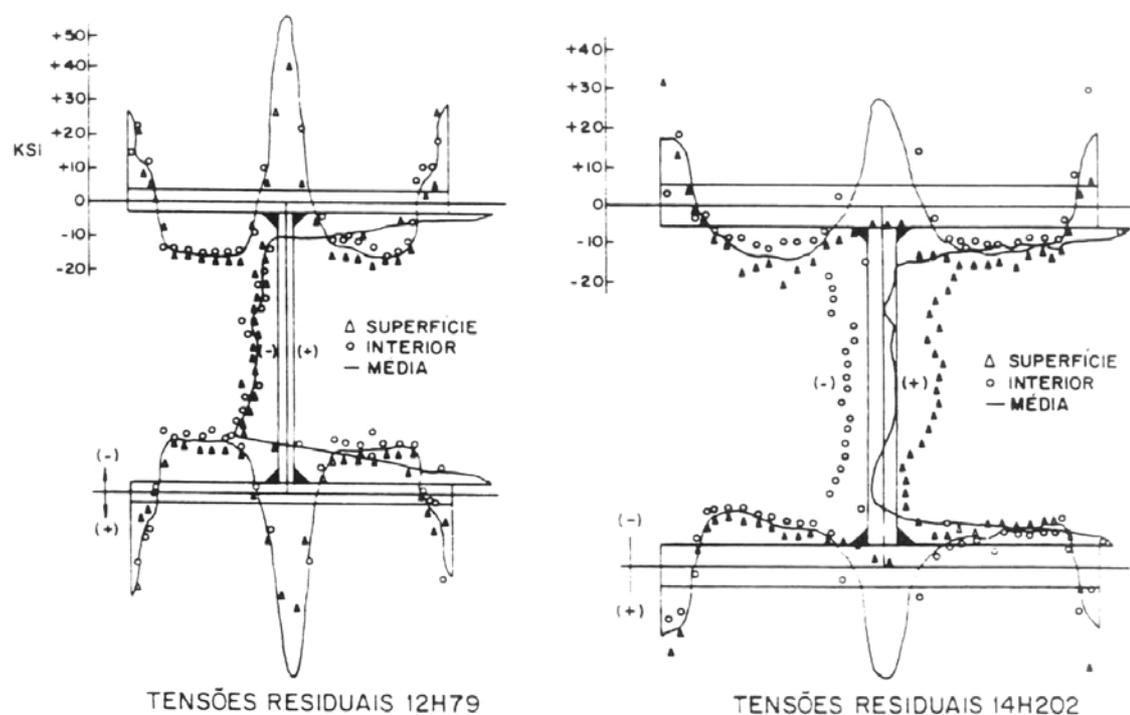


FIGURA 3.11 – Distribuição de tensões residuais em perfis de diferentes espessuras.

A distribuição das tensões residuais em perfis e chapas pesadas não é uniforme através da espessura. À medida que a espessura aumenta, a diferença entre as tensões residuais das duas faces também aumenta, podendo atingir valores superiores a 70 MPa. (FIG. 3.12 – Tensões em ksi, 1 ksi = 6,895 MPa). Adaptada de ALPSTEN & TALL (1970). Constatou-se, entretanto, que as cargas críticas e as resistências últimas de pilares calculados baseando-se na distribuição completa das tensões residuais, são apenas levemente inferiores àquelas calculadas assumindo-se tensões residuais constantes através da espessura e tomadas iguais à média das tensões medidas nas faces superior e inferior das chapas.

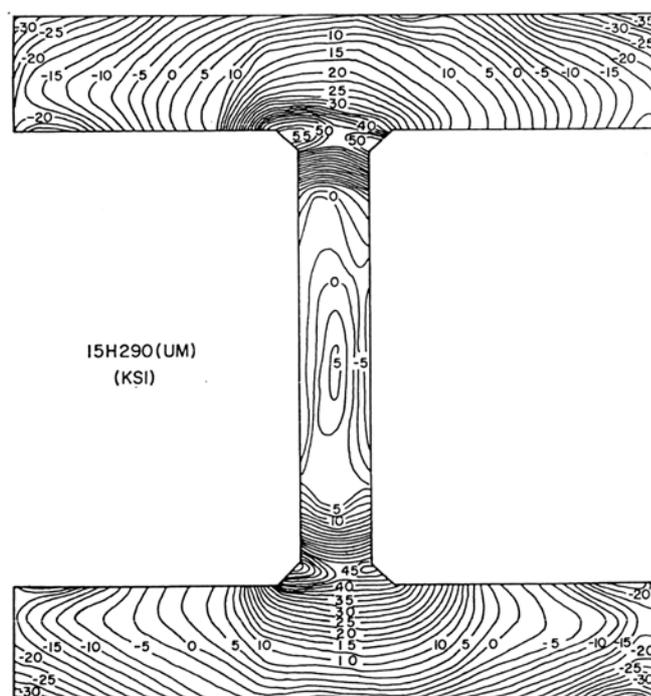


FIGURA 3.12 – Diagrama de isotensões para um perfil soldado 15H290.

Estudos comparativos de ALPSTEN & TALL (1970) demonstram que o tipo de solda utilizada não é um fator significativo na formação de tensões residuais em perfis soldados. A comparação das tensões residuais para soldas de filete e para solda de entalhe indica diferenças insignificantes. Isto ocorre, provavelmente, porque o calor introduzido na execução é da mesma ordem de grandeza para ambos os tipos de solda. (FIG. 3.13).

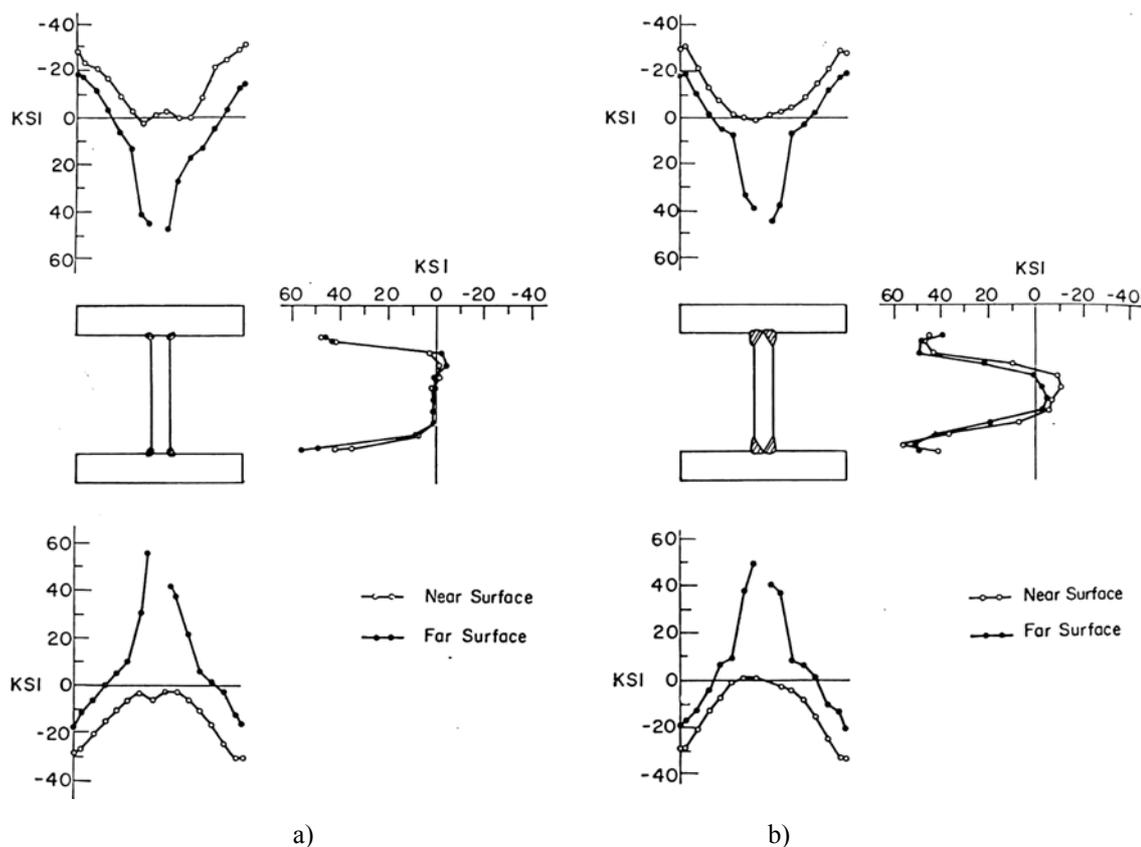


FIGURA 3.13 – Tensões residuais no perfil 15H290. a) solda de filete b) de penetração.

### 3.2.3 – Imperfeições iniciais

Além dos fatores que influenciam a resistência dos pilares, já citados anteriormente, há outro fator importante que é a imperfeição geométrica inicial ou curvatura inicial. Essas imperfeições transformam o problema de flambagem em um problema do tipo carga x deslocamento, ou seja, um problema de resistência última, ao invés do problema de bifurcação do equilíbrio, conforme a teoria clássica da estabilidade.

A FIG.3.14 mostra o comportamento carga x deslocamento ( $P \times \Delta$ ), de um pilar com imperfeição inicial em comparação com um pilar perfeitamente reto. Percebe-se que, quando a carga  $P$  tende ao valor da carga  $P_e$ , os deslocamentos tendem a crescer indefinidamente, isto é, a carga  $P$  tende assintoticamente à carga  $P_e$ , se o material permanecer elástico (curva C da FIG. 3.14b).

Na fase inelástica, a rigidez do pilar é reduzida pelo escoamento precoce de parte da seção devido à presença de tensões residuais de compressão. A flambagem ocorre quando parte da seção transversal da coluna não é mais elástica. A carga máxima,  $P_{\text{máx}}$ , pode se aproximar da carga do módulo tangente,  $P_t$ , mas nos casos práticos, geralmente ela fica abaixo, conforme mostra a curva G da FIG. 3.14c. Isso mostra que  $P_{\text{máx}}$  é função das imperfeições iniciais e que estas devem ser incluídas para a determinação da resistência última dos pilares.

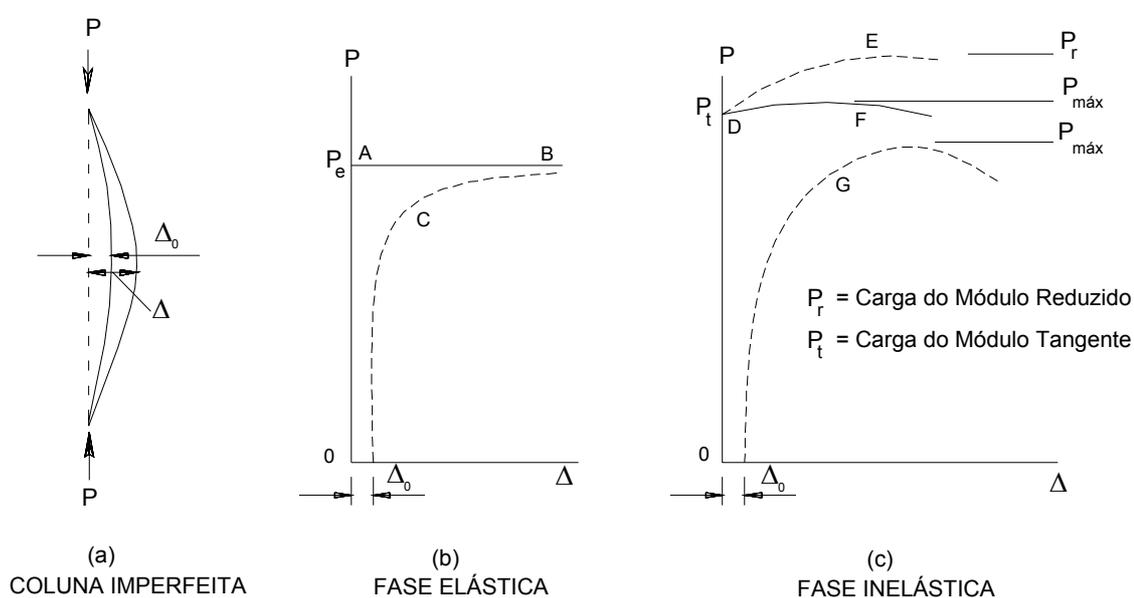


FIGURA 3.14 – Comportamento de pilares retos e com imperfeição inicial.

A configuração real da curvatura inicial de um pilar pode ser muito complicada, quase sempre expressa por curvatura em ambas as direções principais da seção transversal. Medidas sistemáticas têm sido feitas em laboratório, mas muito poucos dados são disponíveis para pilares em estruturas reais. Também a amplitude das imperfeições iniciais pode variar bastante ao longo da barra.

Normalmente, nas análises teóricas, esta curvatura pode ser aproximada pela forma senoidal com a máxima amplitude da imperfeição inicial ocorrendo na seção central da barra. As curvas de resistência última dos pilares, calculados desta forma, têm

apresentado resultados muito próximos daqueles encontrados nos ensaios em laboratório.

Normalmente o valor da imperfeição inicial é expresso como uma fração do comprimento da barra e deve ter seus valores máximos limitados. A amplitude da curvatura inicial é limitada pelas especificações da fabricação dos perfis estruturais. Para perfis I ou H, é exigido que tenham uma curvatura inicial máxima da ordem de  $L/1000$ . As medidas disponíveis mostram que a maioria dos perfis tende a um valor de curvatura menor que o máximo permitido com a média variando em torno de  $L/1500$ . de qualquer forma, é incomum encontrar-se pilares que tenham curvatura inicial maior que o máximo permitido, já que peças são rejeitadas ou reparadas durante o processo de fabricação da estrutura.

### **3.3 – Curvas de Flambagem para o Projeto de Pilares**

#### **3.3.1 – Considerações iniciais**

Os resultados dos estudos sobre a resistência última de pilares deixam clara a necessidade de se incorporarem as tensões residuais e as imperfeições iniciais nos modelos para cálculo das resistências de pilares, que servem de base para a formulação de critérios de projeto.

Isto representa uma mudança significativa na filosofia de projeto dos pilares de aço, ou seja, a resistência dos pilares comprimidos axialmente deve ter base no critério da Resistência-Última, levando-se em conta os efeitos citados anteriormente ao invés do conceito de Bifurcação de equilíbrio de um pilar perfeitamente reto, considerando-se a teoria do módulo tangente.

#### **O Conceito de Bifurcação no Projeto de Pilares**

No memorando Técnico nº 1 de 1952 do Column Research Council (CRC), hoje chamado de Structural Stability Research Council (SSRC) *apud* LAVALL (1996)

afirmou que: “É a firme opinião do CRC que a fórmula do módulo tangente deve ser a base apropriada para o estabelecimento de fórmulas de dimensionamento para cargas de serviço”.

A curva de resistência de pilares do CRC, inicialmente publicada em 1960 e utilizada posteriormente como base de curvas de projeto em diversas normas em todo o mundo, introduziu o conceito de que as tensões residuais são o fator primordial da determinação da resistência de colunas axialmente carregadas.

### **O Conceito de Resistência-Última no Projeto de Pilares**

A posição atual do SSRC sobre o fundamento para o projeto de colunas é afirmado no Memorando Técnico nº 5 *apud* LAVALL (1996) afirma que: “A resistência-última, determinada considerando-se aqueles efeitos que influenciam significativamente a capacidade máxima de carga de um pórtico, barra ou elemento, é a base apropriada para o estabelecimento de critérios de projeto”. Deve-se enfatizar que o modelo apropriado para cálculo de resistência de pilares é aquele que incorpora as tensões residuais e as imperfeições iniciais.

Uma análise da resistência-última de pilares, feita através de computador, ocorreu em 1972 na Universidade de Lehigh, onde ficou demonstrado que o método de análise numérica previa com boa precisão os resultados encontrados em ensaios.

Um conjunto de 112 curvas foi gerado para uma grande variedade de tipos e perfis de pilares. Cada curva foi baseada na distribuição real das tensões residuais medidas em laboratório e numa flecha inicial no meio do vão de  $\delta_0 = 1/1000$ , admitindo uma forma senoidal para a elástica da curvatura inicial.

BJORHOVDE (1988) observou que considerando o espectro dos resultados poderiam ser identificados três subgrupos, cada um representado por uma curva média. As três curvas resultantes são conhecidas como as curvas de resistência 1, 2 e 3 do SSRC.

## O Conceito de Curvas Múltiplas de Flambagem

O fato de que a resistência dos pilares poderia ser melhor representada por mais de uma curva introduziu o conceito de “Curvas Múltiplas de Flambagem”. De acordo com este conceito, cada tipo de perfil é classificado na curva de flambagem mais adequada, conforme suas características.

A norma alemã DIN 4114 foi a primeira a reconhecer a necessidade de se utilizar mais de uma curva de flambagem ao introduzir, em 1954, uma curva especial para tubos. As pesquisas para o desenvolvimento de múltiplas curvas iniciaram-se ainda na década de 60 na Universidade de Lehigh e no ECCS (European Convention for Constructional Steelwork), surgindo daí as curvas de flambagem do SSRC e da ECCS, respectivamente.

A seguir são apresentados as formulações para a determinação dos valores das resistências de cálculo de barras submetidas à forças normal de compressão, segundo a ENV 1993-1-1(1992), o AISC/LRFD(1993) e a CAN/CSA-S16.1(1994), considerando o estado limite último de instabilidade global para de pilar, conforme FAKURY (2000).

### 3.3.2 – Curvas de flambagem segundo o ENV 1993-1-1 (1992).

De acordo com o ENV 1993-1-1, baseado em análise experimental e teórica, a resistência de cálculo de barras sujeitas à compressão no estado limite último de instabilidade global é determinada por:

$$\phi N_n = 0,90 \rho A_g f_y \quad (3.7)$$

Nesta equação  $A_g$  é a área bruta da seção transversal;  $f_y$  é o limite de escoamento do aço;  $0,90$  é o coeficiente de resistência e  $\rho$  é o coeficiente dado pela expressão a seguir.

$$\rho = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (3.8)$$

onde:

$$\beta = 0,5 [1 - \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.9)$$

e  $\bar{\lambda}$  é o parâmetro de esbeltez da barra, dado por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \quad (3.10)$$

sendo  $f_e$  a tensão de flambagem elástica da barra reta por flexão pura, flexo-torção, torção pura ou flexo-torção, dependendo das condições de contorno e do tipo de seção transversal.

O coeficiente  $\alpha$  da Eq.(3.9), é um fator de imperfeição, que leva em conta as tensões residuais e a imperfeição inicial da barra, tomado como um milésimo do seu comprimento (l/1000), com os seguintes valores:

- 0,21 para a curva de flambagem **a**;
- 0,34 para a curva de flambagem **b**;
- 0,49 para a curva de flambagem **c**;
- 0,76 para a curva de flambagem **d**.

TABELA 3.2 – Definição das curvas de flambagem

Seção Transversal	Características	Flambagem no Eixo	Curva de Flambagem
Perfis tubulares laminados	-	x-x e y-y	a
Perfis I e H laminados	relação altura/largura das mesas > 1,2 e espessura das mesas ≤ 40 mm	x-x y-y	a b
	relação altura/largura das mesas ≤ 1,2 e espessura das mesas ≤ 40 mm	x-x y-y	b c
	espessura das mesas > 40 mm	x-x y-y	d d
Perfis I e H soldados	espessura das mesas ≤ 40 mm	x-x y-y	b c
	espessura das mesas > 40 mm	x-x y-y	c d
Perfis U, L, T e compostos	-	x-x e y-y	c

Nota: x-x e y-y são os eixos centrais de inércia da seção transversal, nos casos de perfis I e H, o eixo x-x é perpendicular à alma e o eixo y-y perpendicular às mesas.

As curvas de flambagem dependem do tipo de seção transversal e do eixo de flambagem, conforme consta na TAB. 3.2 para os perfis mais empregados na prática. No caso de flambagem por torção pura, é admissível adotar curva de flambagem  $c$  para qualquer seção transversal.

### 3.3.3 – Curvas de flambagem segundo o AISC/LRFD (1993)

No desenvolvimento da especificação da nova versão do AISC/LRFD (1993), o Comitê de Especificação, após muita controvérsia, decidiu continuar a usar apenas uma curva de flambagem para o projeto de pilares de aço, baseada em uma imperfeição inicial de  $l/1500$ .

Dessa forma, a resistência de cálculo de barras à compressão, com qualquer seção transversal, para o estado limite último de instabilidade, é determinada pela Eq. (3.11), independentemente do eixo em relação ao qual acontece a flambagem.

$$\phi N_n = 0,85 A_g F_{cr} \quad (3.11)$$

onde  $0,85$  é o coeficiente de resistência e  $F_{cr}$  é a tensão de flambagem, dada por:

- para  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ :

$$F_{cr} = \left(0,658^{\bar{\lambda}^2}\right) f_y \quad (3.12)$$

- para  $\bar{\lambda} > 1,5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}^2}\right) f_y \quad (3.13)$$

sendo  $\bar{\lambda}$  o parâmetro de esbeltez, definido pela Eq. (3.10).

É estabelecido que a esbeltez máxima não deve exceder 200, preferencialmente.

### 3.3.4 – Curvas de flambagem segundo a CAN/CSA-S16.1 (1994)

De acordo com a CAN/CSA-S16.1, a resistência de cálculo de barras sujeitas à compressão para o estado limite último de instabilidade global, é determinada pela Eq. (3.14), independentemente do eixo em relação ao qual a flambagem acontece.

$$\phi N_n = 0,90 A_g f_y \left(1 + \bar{\lambda}^{2n}\right)^{-1/n} \quad (3.14)$$

onde  $0,90$  é o coeficiente de resistência;  $\bar{\lambda}$  é definido através de Eq. (3.10) e o coeficiente  $n$  tem o valor de 1,34 para perfis laminados e soldados em geral; e 2,24 para perfis I e H soldados fabricados por chapas cortadas à maçarico.

Desta forma, a Norma CAN/CSA-S16.1 utiliza duas curvas de flambagem para o projeto de pilares, e determina que a esbeltez máxima não pode exceder a 200.

### 3.3.5 – Análise Comparativa

A FIG. 3.15 mostra as resistências nominais conforme as prescrições da ENV 1993-1-1 (curvas de flambagem **a**, **b**, **c** e **d**), do AISC/LRFD e da CAN/CSA-S16.1 (para  $n$  igual a 1,34 e 2,24). No caso do AISC/LRFD apresenta-se também uma curva adicional, apenas para comparação, na qual a resistência nominal é multiplicada por (0,85/0,90), uma vez que os coeficientes de resistência são diferentes.

Nota-se que a especificação canadense é a única que possui uma curva de flambagem específica para perfis I e H soldados constituídos por chapas cortadas a maçarico, que são os mais utilizados no Brasil. Esta curva fornece resistência significativamente superior às demais, uma vez que leva em conta que tais perfis possuem tensões residuais de tração nas extremidades das mesas, ao invés de tensões residuais de compressão como ocorrem nos demais perfis.

Das quatro curvas apresentadas pela ENV 1993-1-1, as curvas **c** e **d** se mostram bastante conservadoras sendo que a curva **d** apresenta resistências relativamente baixas em

relação aos eixos  $x$  e  $y$  de perfis I ou H laminados e em relação ao eixo  $y$  de perfis I e H soldados, com espessura de mesa superior a 40 mm para ambos os tipos de perfis.

O AISC/LRFD apresenta apenas uma curva de flambagem para qualquer seção transversal dos perfis, suas características e eixos de flexão. Ela se situa numa posição intermediária, conforme mostra a FIG. 3.15, sendo mais econômica do que as curvas  $c$  e  $d$  da ENV 1993 e mais conservadora do que as curvas  $a$  da ENV 1993 e CAN n=2,24. Sua resistência se aproxima daquelas das curvas  $b$  da ENV 1993 e CAN n=1,34.

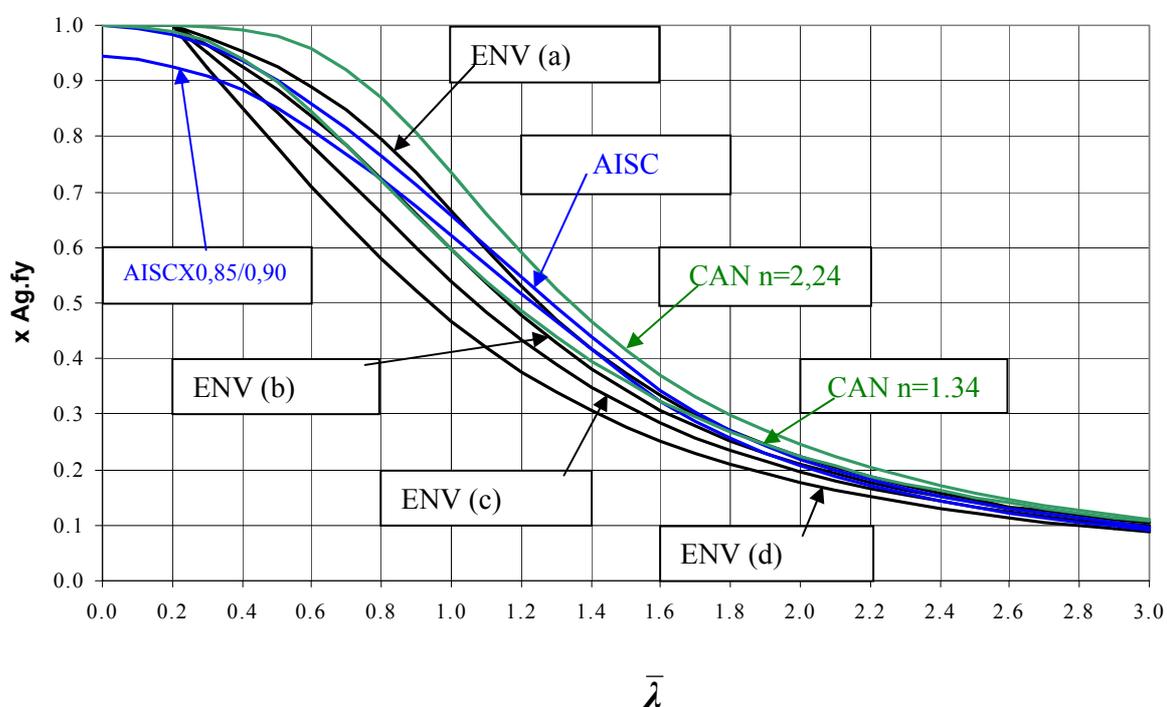


FIGURA 3.15 – Resistências nominais conforme ENV, AISC/LRFD e CAN.

### 3.3.6 – Curvas de flambagem segundo a NBR 8800 (1986)

A NBR 8800 adotou as curvas  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$  da ECCS para representar a resistência a flambagem das colunas de aço. A NBR 8800 também não fez qualquer diferenciação entre os tipos de perfis I soldados, classificando-os nas mesmas curvas, conforme pode-se observar na TAB.3.3.

As expressões matemáticas que representam as curvas da NBR 8800 são mostradas a seguir:

$$\rho = 1,0 \quad \text{para } 0 \leq \bar{\lambda} \leq 0,2 \quad (3.15)$$

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad \text{para } \bar{\lambda} \geq 0,2 \quad (3.16)$$

onde:

$$\beta = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} (1 + \alpha \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0,04 + \bar{\lambda}^2}) \quad (3.17)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{kl}{r} \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}} \quad (3.18)$$

sendo  $\bar{\lambda}$  o parâmetro de esbeltez e Q o coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local.

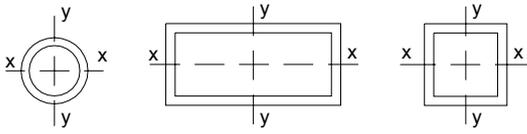
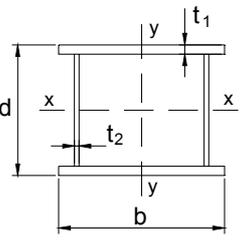
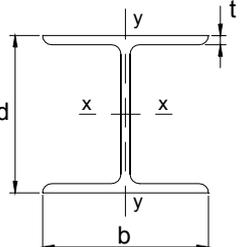
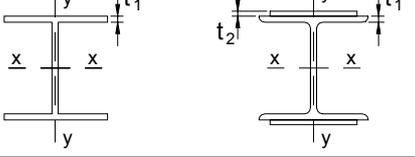
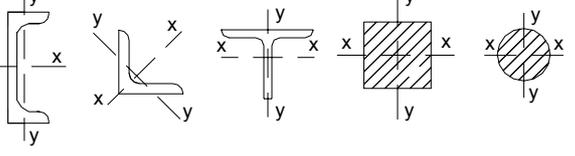
O coeficiente  $\alpha$  da Eq.(3.17), é um fator de imperfeição, que leva em conta as tensões residuais e a imperfeição inicial da barra, tomado como um milésimo do seu comprimento (l/1000), com os seguintes valores:

- 0,158 para a curva de flambagem **a**;
- 0,281 para a curva de flambagem **b**;
- 0,384 para a curva de flambagem **c**;
- 0,572 para a curva de flambagem **d**.

Como ilustração, a TAB. 3.3 mostra a classificação de seções e curvas de flambagem e a FIG. 3.16 mostra as curvas de flambagem da NBR 8800 que relaciona  $\rho$  x  $\bar{\lambda}$ .

A NBR 8800 considera parâmetros como as tensões residuais existentes nos perfis de aço e as imperfeições iniciais das barras, nos modelos para cálculo da resistência dos pilares, adotando assim o critério da Resistência-Última, que é hoje o conceito mais moderno para a determinação das curvas de resistência dos pilares de aço.

TABELA 3.3 – Classificação de seções e curvas de flambagem da NBR 8800 (1986).

	SEÇÃO TRANSVERSAL	FLAMBAGEM EM TORNO DO EIXO	CURVA DE FLAMBAGEM		
PERFIL TUBULAR		x - x y - y	a		
PERFIL CAIXÃO SOLDADO		SOLDAS DE GRANDE ESPESSURA	$b / t_1 < 30$ $d / t_2 < 30$	x - x y - y	c
		OUTROS CASOS		x - x y - y	
PERFIS I ou H LAMINADOS		$d / b > 1,2$ $t \leq 40$ mm	x - x y - y	a b (a)	
		$d / b \leq 1,2$ $t \leq 40$ mm	x - x y - y	b (a) c (b)	
		$t > 40$ mm	x - x y - y	d d	
PERFIS I ou H SOLDADOS		$t_i \leq 40$ mm	x - x y - y	b c	
		$t_i > 40$ mm	x - x y - y	c d	
U, L, T E PERFIS DE SEÇÃO CHEIA		x - x y - y	c		

**NOTAS:**

- a) SEÇÕES NÃO INCLUÍDAS NA TABELA DEVEM SER CLASSIFICADAS DE FORMA ANÁLOGA.  
b) AS CURVAS DE FLAMBAGEM INDICADAS ENTRE PARÊNTESES PODEM SER ADOTADAS PARA AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA, COM  $f_y > 430$  MPa.

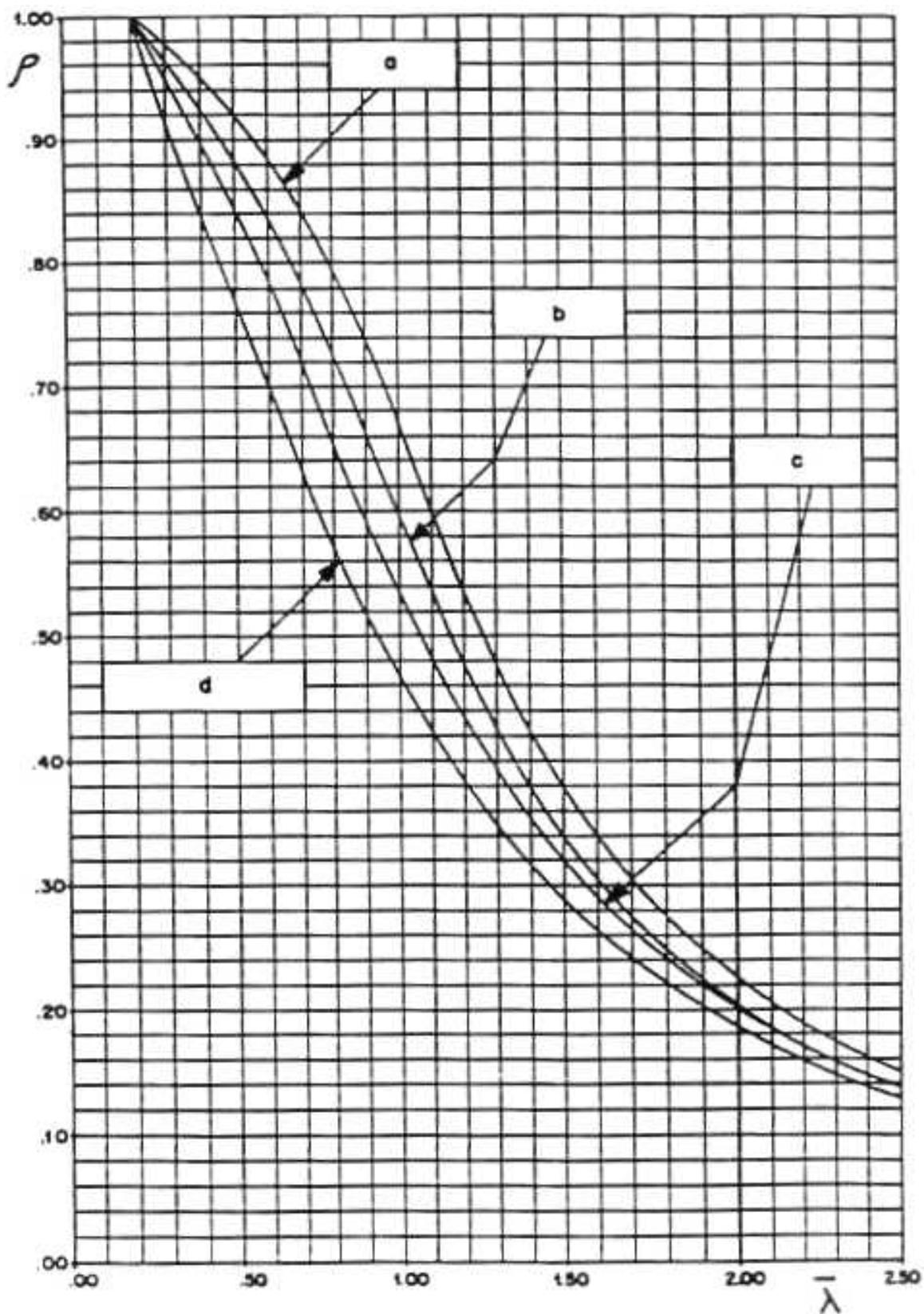


FIGURA 3.16 – Curvas de flambagem da NBR 8800 (1986).

A NBR 8800 ao optar pelas curvas múltiplas na determinação da resistência dos pilares, adotou os critérios mais modernos e avançados na concepção filosófica para o projeto, cálculo e dimensionamento das estruturas de aço.

Comparando a NBR 8800 com a ENV observa-se que as expressões são diferentes, bem como seus coeficientes  $\alpha$ . Apesar disso os valores das resistências nominais são próximos, assim como os valores de cálculo uma vez que a NBR 8800 também adota o coeficiente de resistência  $\phi = 0,90$ .

# 4

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 – Considerações iniciais

Ainda não se tem registro de norma técnica, quer seja nacional ou internacional, específica para o dimensionamento dos perfis eletrossoldados. O projeto destes perfis tem sido feito com base em extrapolações e adaptações do que existe para os perfis soldados e laminados.

Para a definição, calibração ou validação de uma curva de dimensionamento de barras sujeitas à compressão centrada, é necessário realizar uma campanha de ensaios significativos envolvendo ensaios em amostras sob carga centrada, determinação do nível e distribuição das tensões residuais e das imperfeições geométricas iniciais.

Com relação aos perfis eletrossoldados, os ensaios realizados na presente pesquisa constituem os primeiros experimentos feitos no Brasil, em perfis fabricados desde a instalação da fábrica da UMSA, em Taubaté, SP. Em se tratando de ensaios estrangeiros, não se tem registro de pesquisas já realizadas ou em desenvolvimento, que sejam representativas em qualidade e quantidade.

Portanto, efetuou-se nesta pesquisa os ensaios que servirão para validar as curvas de dimensionamento da NBR 8800 para seu emprego também aos perfis eletrossoldados. As amostras testadas servem para a análise das curvas *b* e *c*, e compreende dados numa

faixa de interesse prático. Desta forma, o presente trabalho contribui com informações importantes de forma a ampliar o elenco de resultados experimentais de pilares, quanto à processo de fabricação, forma e dimensões da seção transversal, eixo de flambagem e tipo de aço.

Os resultados experimentais deste trabalho contêm informações sobre o comportamento e as resistências dos pilares, os níveis e distribuição das imperfeições iniciais, sejam estas associadas às características mecânicas do material (tensões residuais e variação do limite de escoamento) ou à geometria do elemento estrutural.

A investigação experimental desta pesquisa consistiu na realização de vinte e oito ensaios de pilares bi-rotulados submetidos à compressão centrada. Além dos ensaios à compressão, foi realizado o levantamento da geometria inicial da seção transversal em três pontos de cada modelo (nas seções das duas extremidades e na seção central, indicadas por A, B e C, respectivamente nas FIG. 4.1 a 4.4) e a medição das imperfeições geométricas iniciais do perfil, representada pela amplitude máxima da deformada nas direções dos eixos principais de inércia. Nestas figuras é mostrado também o esquema para realização de alguns dos ensaios de pilares, no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES), do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG.

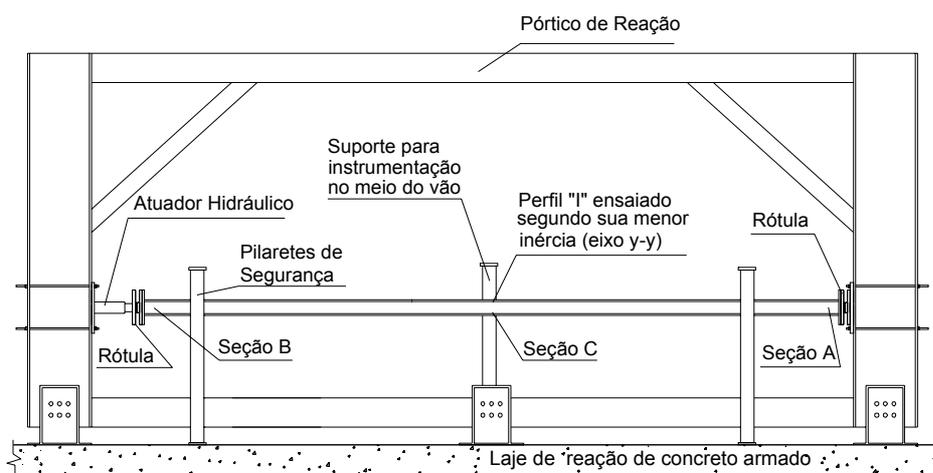


FIGURA 4.1 – Esquema I de ensaio de alguns pilares no LAEES.



FIGURA 4.2 – Seção A do perfil e aparato de ensaio.



FIGURA 4.3 – Seção B do perfil e aparato de ensaio.

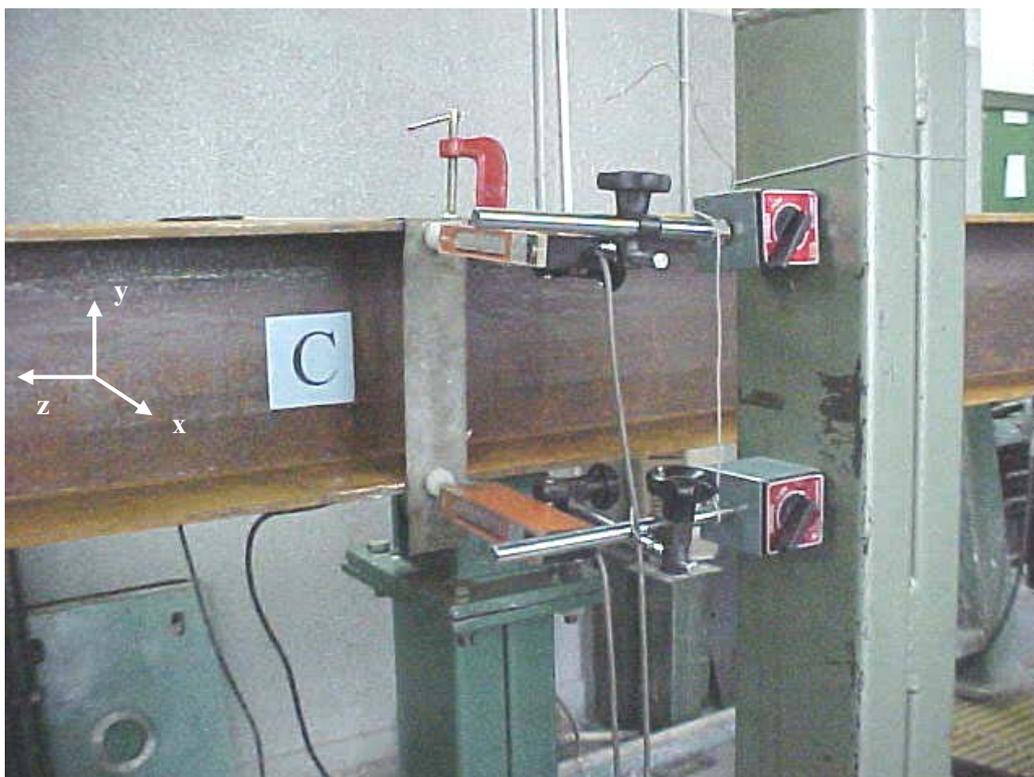


FIGURA 4.4 – Seção C do perfil e aparato de ensaio.

## 4.2 – Pilares Ensaçados

Os perfis ensaiados foram fabricados com aço COS-AR-COR 400E da Cosipa, de alta resistência, com  $f_y$  igual a 300 MPa e  $f_u$  igual a 400 MPa, em valores nominais. A resistência nominal dos pilares foi determinada de acordo com a NBR 8800 (1986).

As amostras ensaiadas constituíram-se de perfis eletrossoldados das séries CE150x20, CE200x34 e CE250x49 do catálogo da UMSA (2000), fabricados por eletrofusão de bobinas de aço.

Os vinte e oito pilares foram divididos em sete grupos contendo quatro amostras cada grupo, tendo três seções transversais e dois comprimentos, conforme a TAB. 4.1, que mostra a relação dos pilares ensaiados, os parâmetros de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) segundo os eixos x e y e a resistência nominal. O objetivo dessa divisão é obter um número mínimo de amostras para cada um dos diferentes  $\bar{\lambda}$  escolhidos e assim verificar uma maior faixa de esbeltez das curvas de flambagem analisadas, conforme denota na TAB. 4.1.

Os ensaios foram realizados utilizando-se os esquemas I, II e III, detalhados nas FIG. 4.1, 4.5 e 4.9. Os esquemas I e II destinam-se aos ensaios de pilares com 6038 mm de comprimento. O esquema III foi utilizado para pilares com 3538 mm de comprimento.

TABELA 4.1 – Relação dos pilares ensaiados e suas características.

GRUPO DE PERFIS	TIPO DE PERFIL		área (cm <sup>2</sup> )	PARÂMETROS DE ESBELTEZ		NBR8800 (1986)		ESQUEMA DE ENSAIO
	Dimensões (mm)			$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_x$	N <sub>ny</sub> (kN)	N <sub>nx</sub> (kN)	
	Seção	Compr.(l)						
PG1	CE 150x20	3538	25.6	1.15	0.66	354.05	619.78	III
PG2	CE 150x20	6038	25.6	0.98	1.13	420.10	400.13	II
PG3	CE 150x20	6038	25.6	1.97	1.13	159.74	400.13	I
PG4	CE 200x34	3538	43.7	0.87	0.50	801.02	1160.24	III
PG5	CE 200x34	6038	43.7	1.49	0.85	427.39	911.15	I
PG6	CE 250x49	3538	62.2	0.69	0.40	1354.72	1726.05	III
PG7	CE 250x49	6038	62.2	1.17	0.67	843.43	1496.53	I

Note-se na TAB. 4.1 que os pilares do grupo PG2 foram ensaiados segundo sua maior inércia, com o comprimento de flambagem igual a 6038 mm. Um dispositivo especial de apoio foi instalado na seção central de forma a impedir o deslocamento deste no plano x-z, conforme mostra a FIG. 4.5. As FIG. 4.6 e 4.7, mostram a instrumentação utilizada no vão central e a ¼ do vão.

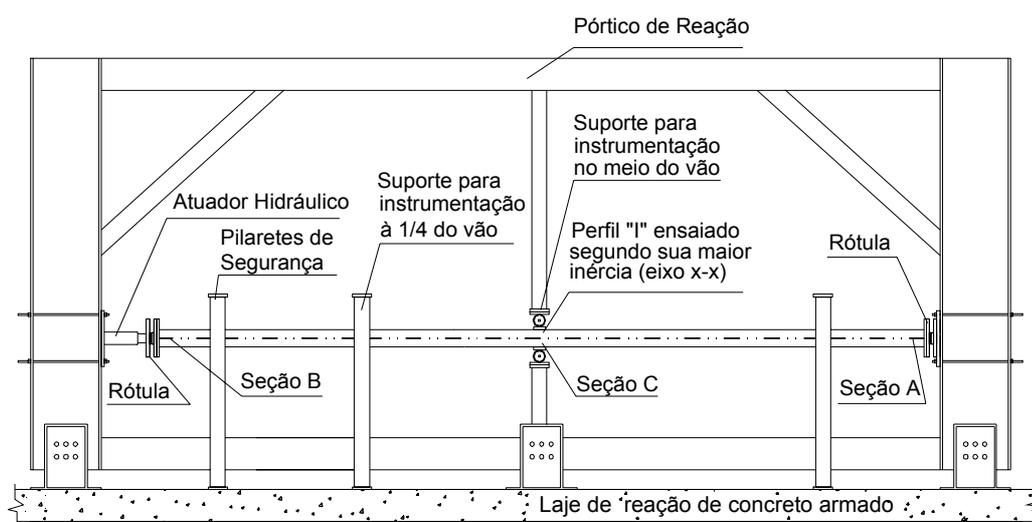


FIGURA 4.5 – Esquema II de ensaio, com travamento no centro do vão.

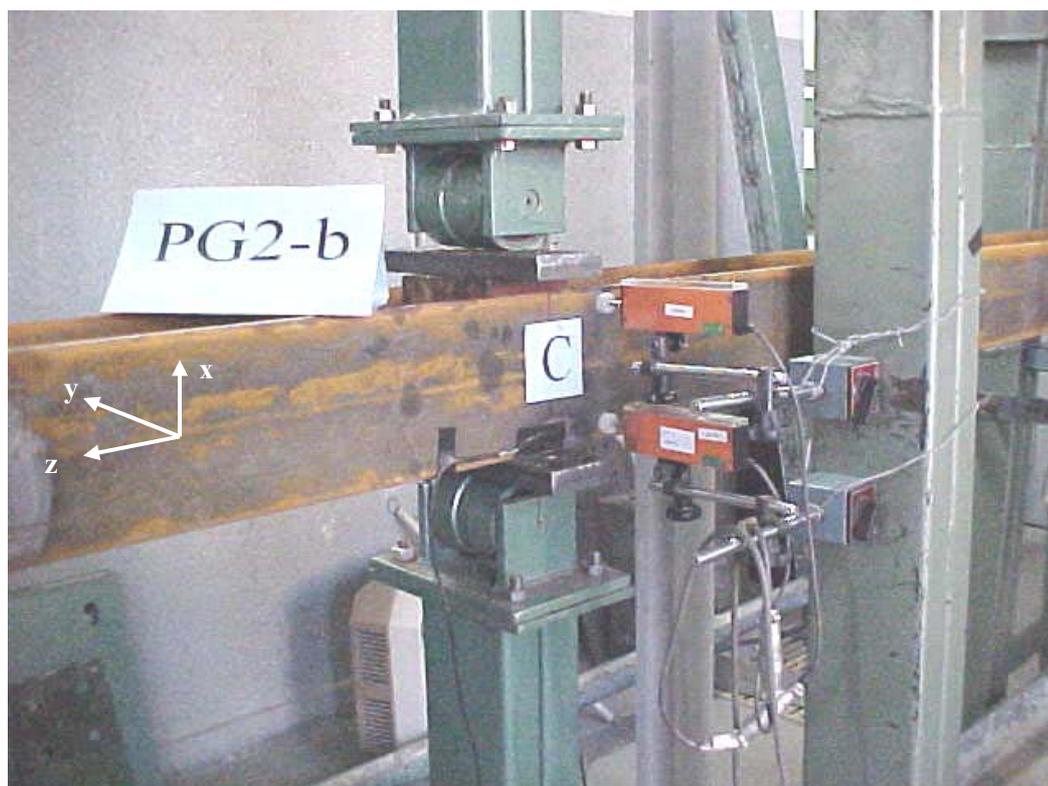


FIGURA 4.6 – Instrumentação no vão central do pilar do grupo PG2.

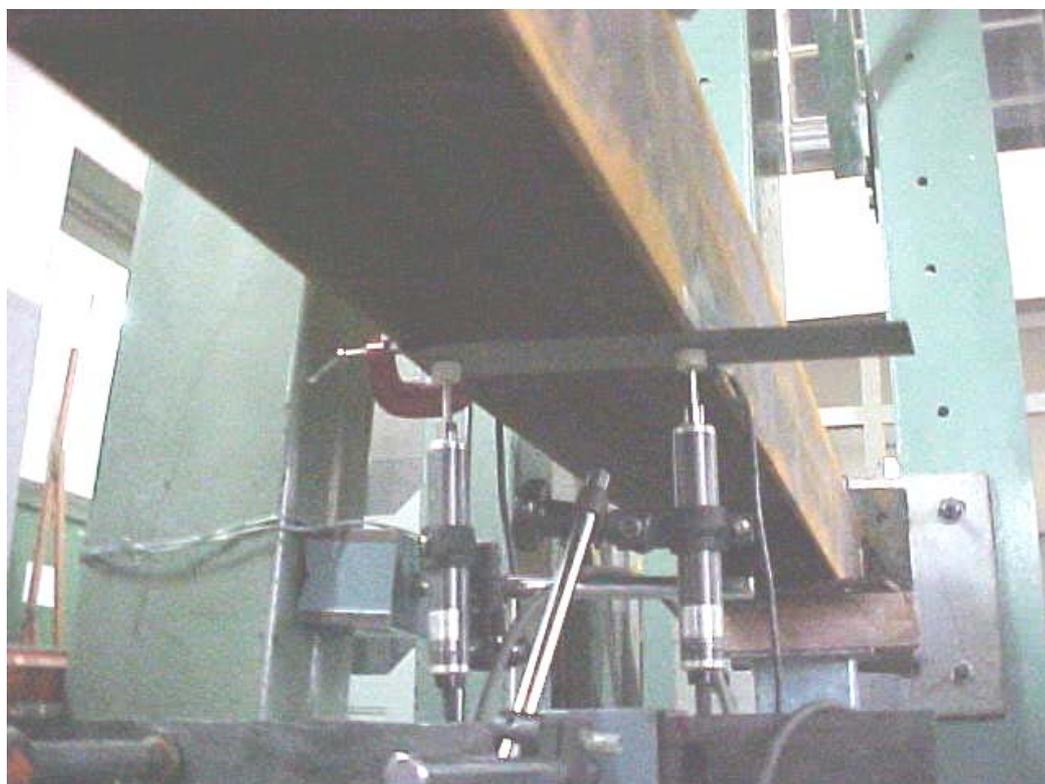


FIGURA 4.7 – Instrumentação a  $\frac{1}{4}$  do vão para medir o deslocamento na direção x dos pilares do grupo PG2.



FIGURA 4.8 – Instrumentação da seção central do perfil de 3538 mm.



FIGURA 4.9 – Ensaio do esquema III, perfil com 3538 mm de comprimento.

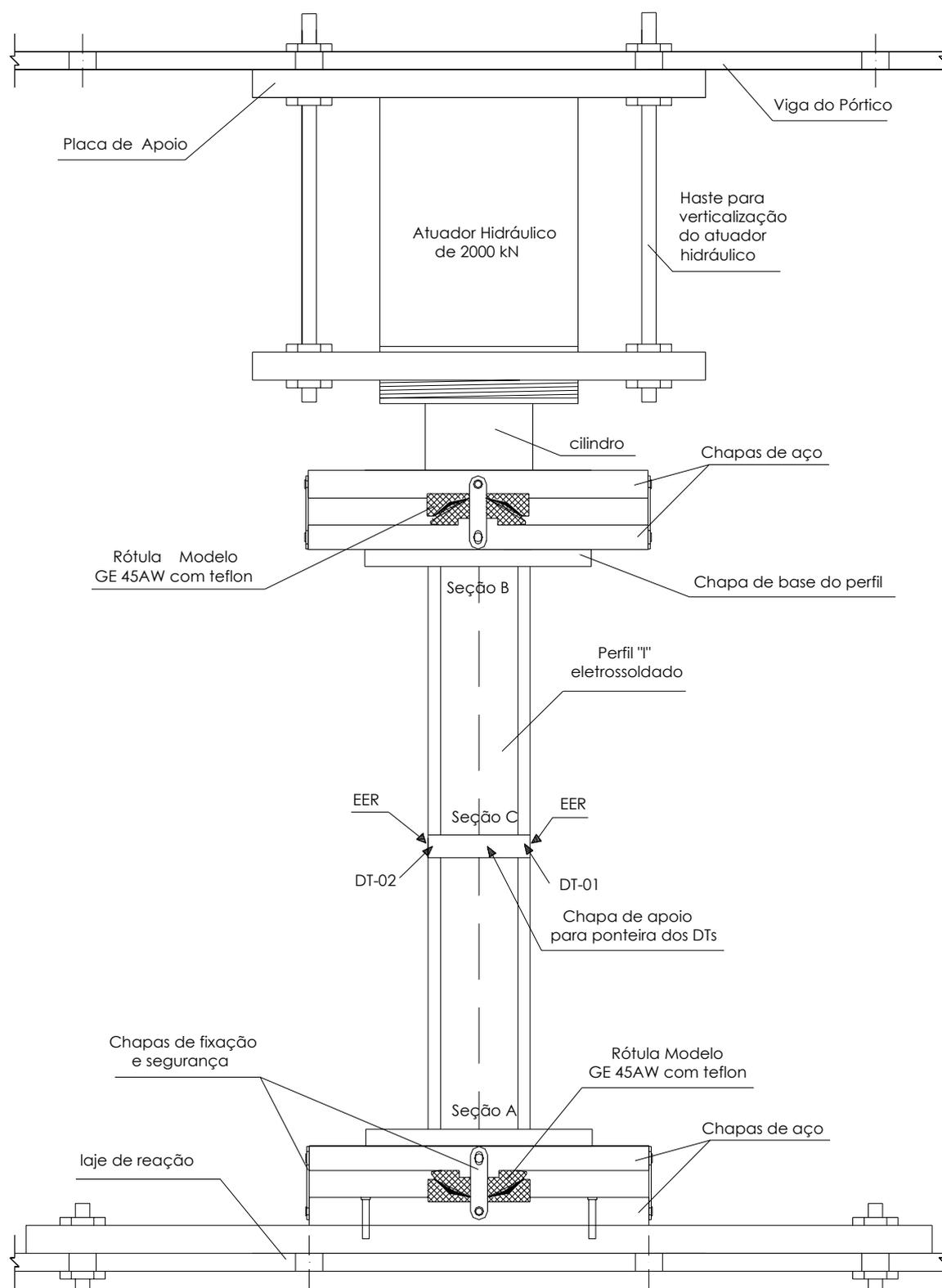


FIGURA 4.10 – Esquema III de ensaio, para pilares com 3538 mm de comprimento.

### 4.3 – Determinação de Algumas Propriedades Mecânicas

A determinação dos limites de escoamento e de resistência à tração do aço, foi realizada a partir de ensaios de corpos de prova (CP) apropriados submetidos à tração. As dimensões dos corpos de prova e o procedimento dos ensaios seguiram os preceitos da Norma NBR 6152 (1980).

Os ensaios foram realizados na máquina Instron 5582, no Laboratório de Ensaios Especiais do Departamento de Engenharia Metalúrgica da UFMG. Foram testados seis corpos de prova, sendo quatro retirados da alma e dois da mesa.

Na TAB. 4.2 são mostrados os resultados de cada ensaio e as médias encontradas. Os corpos de prova 1M e 2M foram retirados da mesa e os corpos de prova 1A a 4A foram retirados da alma do perfil VE 450x59. Os ensaios foram realizados até a ruptura, como mostra a FIG. 4.11.

A FIG. 4.12 mostra o gráfico tensão x deslocamento do CP 4 A, onde observa-se claramente os comportamentos elástico e inelástico do aço. O patamar de escoamento é bem definido, permitindo caracterizar o limite de escoamento do aço com valores próximos de 350 MPa. O limite de ruptura do aço tem valores próximos a 450 MPa.

TABELA 4.2 – Resultado dos ensaios de tração realizados na UFMG.

CP	LIMITE DE ESCOAMENTO	LIMITE DE RUPTURA
n°	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
1M	341.61	431.67
2M	356.20	437.75
1A	360.63	453.90
2A	384.25	461.29
3A	335.79	456.11
4A	345.05	448.80
<b>Média</b>	<b>353.92</b>	<b>448.25</b>

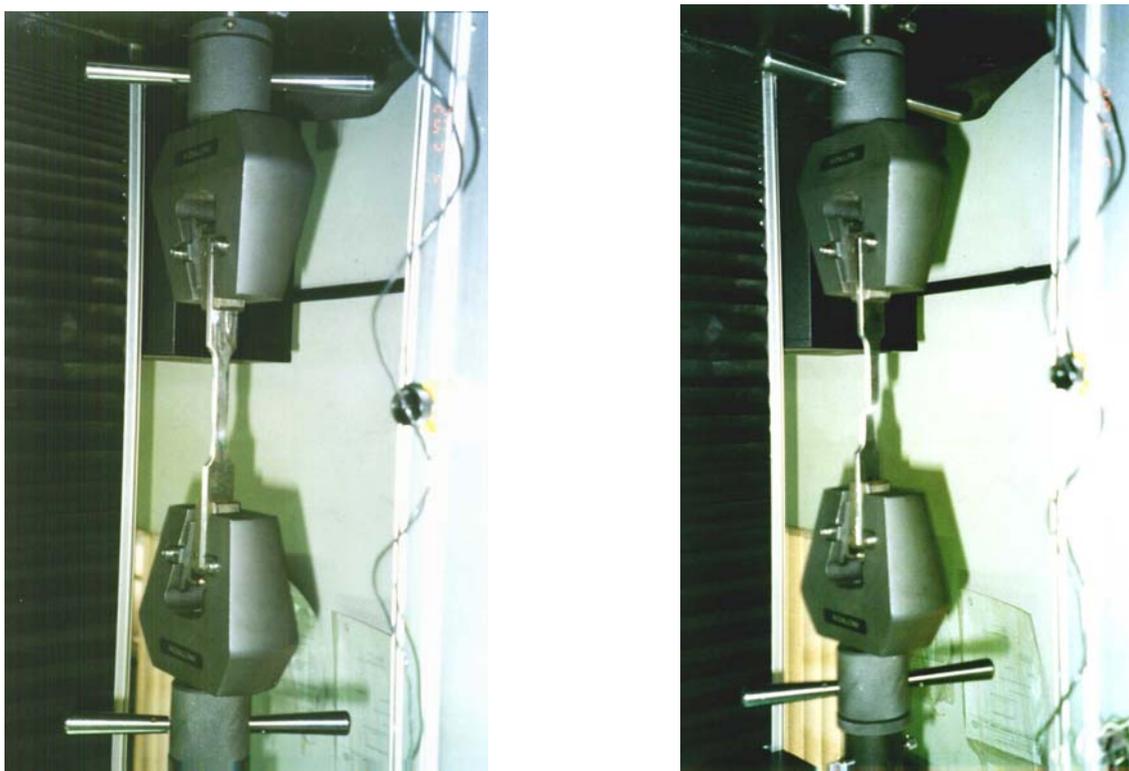


FIGURA 4.11 – Ensaio de Tração.

Tensão x Deslocamento (Barra 4A)

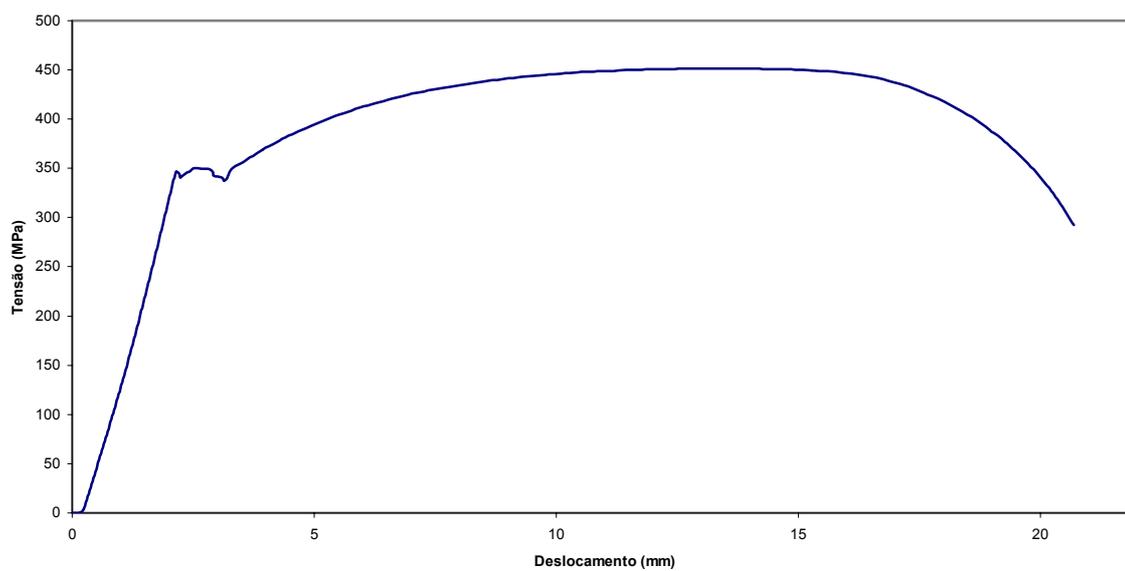


FIGURA 4.12 – Gráfico Tensão x Deslocamento, entre os travessões da máquina, do CP 4A.

Com a finalidade de ampliar a quantidade de resultados referentes às propriedades mecânicas do aço, foram solicitados à Cosipa os resultados de ensaios de seu centro de pesquisa. Neste caso, os resultados obtidos encontram-se na TAB. 4.3, incluindo os valores médios medidos.

TABELA 4.3 – Resultados dos ensaios de tração fornecidos pela Cosipa.

CORPO DE PROVA	LIMITE DE ESCOAMENTO	LIMITE DE RUPTURA
n°	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
1	329.00	450.00
2	352.00	448.00
3	322.00	438.00
4	322.00	441.00
5	340.00	438.00
6	342.00	446.00
<b>Média</b>	<b>334.50</b>	<b>444.50</b>

#### 4.4 – Determinação da Geometria Inicial

Para verificação das tolerâncias dimensionais, foram executadas as medições da geometria inicial dos perfis enviados ao LAEES. O relatório destas medições foi organizado em tabelas, que serviram para posterior análise e elaboração de histograma mostrando a variação das áreas experimentais obtidas, por exemplo.

Para determinar as amplitudes máximas das deformadas longitudinais dos perfis, foram efetuadas medidas na metade do comprimento dos mesmos, utilizando linha de nylon e paquímetro digital.

A TAB. 4.4, referida à FIG. 4.13, apresenta os valores medidos para os diversos parâmetros geométricos relacionados aos perfis ensaiados. Note-se nesta tabela que são apresentados os valores médios medidos nas seções A, B e C para as dimensões dos perfis. Quanto a deformada inicial, os valores de  $\delta_{0a}$  e  $\delta_{0m}$  referem-se à seção central.

TABELA 4.4 – Valores medidos referentes aos perfis ensaiados.

Grupo / Perfil	Pilares	Dimensões Médias (mm)						área cm <sup>2</sup>	Comprimento (mm)	Deformada Inicial	
		d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	b <sub>ms</sub>	t <sub>ms</sub>	b <sub>mi</sub>	t <sub>mi</sub>			δ <sub>0a</sub>	δ <sub>0m</sub>
PG1 / CE150x20	PG1-a	147,16	146,92	150,00	6,46	150,00	6,51	25,8	3537	3,47	1,68
	PG1-b	146,94	147,26	150,00	6,49	150,00	6,48	25,8	3536	3,02	0,80
	PG1-c	149,90	149,83	147,02	6,46	149,02	6,46	25,6	3527	2,00	1,60
	PG1-d	149,81	149,92	148,94	6,32	146,88	6,27	25,1	3528	2,53	2,43
PG2 / CE150x20	PG2-a	146,12	148,40	149,13	6,47	149,47	6,37	25,5	6036	0,80	0,80
	PG2-b	146,58	147,97	149,62	6,47	149,52	6,44	25,7	6035	3,18	2,46
	PG2-c	148,39	146,85	149,66	6,43	149,90	6,37	25,6	6033	3,01	7,01
	PG2-d	147,16	148,84	149,48	6,38	149,74	6,48	25,7	6037	3,13	0,80
PG3 / CE150x20	PG3-a	146,63	147,82	150,00	6,42	150,00	6,44	25,7	6036	14,86	0,80
	PG3-b	146,58	148,12	150,00	6,51	150,00	6,54	26,0	6033	4,52	4,26
	PG3-c	146,67	149,19	149,81	6,47	149,83	6,42	25,7	6018	3,07	1,68
	PG3-d	149,16	146,89	149,88	6,53	149,89	6,43	25,8	6028	3,35	3,14
PG4 / CE200X34	PG4-a	200,48	198,16	200,00	8,22	200,00	8,20	41,5	3537	0,83	0,80
	PG4-b	198,88	198,54	200,00	8,17	200,00	8,09	41,2	3535	0,80	0,80
	PG4-c	199,42	199,54	195,12	8,20	197,50	8,16	40,8	3529	1,53	1,58
	PG4-d	199,52	198,89	196,07	8,16	197,57	8,04	40,6	3533	1,80	1,52
PG5 / CE200X34	PG5-a	199,14	198,46	200,00	8,04	200,00	8,08	40,9	6033	0,80	0,80
	PG5-b	198,09	199,08	200,00	8,31	200,00	8,16	41,6	6035	0,80	0,80
	PG5-c	199,96	197,68	199,84	8,23	199,71	8,26	41,6	5955	1,98	2,7
	PG5-d	197,83	200,20	199,71	8,05	199,75	8,05	40,8	5953	2,07	1,78
PG6 / CE250X49	PG6-a	247,27	248,30	250,00	9,33	249,33	9,22	60,9	3569	1,81	1,75
	PG6-b	250,67	248,33	249,00	9,48	250,00	9,58	62,2	3577	1,55	0,8
	PG6-c	247,00	249,00	250,00	9,50	248,33	9,46	61,8	3573	1,58	1,55
	PG6-d	243,33	253,67	250,00	9,60	248,33	9,60	62,4	3584	1,82	1,79
PG7 / CE250X49	PG7-a	246,33	251,67	248,83	9,50	249,17	9,50	61,9	6062	4,32	0,80
	PG7-b	246,00	251,33	249,33	9,64	250,00	9,62	62,6	6060	1,98	0,80
	PG7-c	248,00	246,67	250,00	9,59	250,00	9,59	62,4	6084	0,80	0,80
	PG7-d	248,33	247,00	250,00	9,56	250,00	9,56	62,3	6084	3,89	0,80

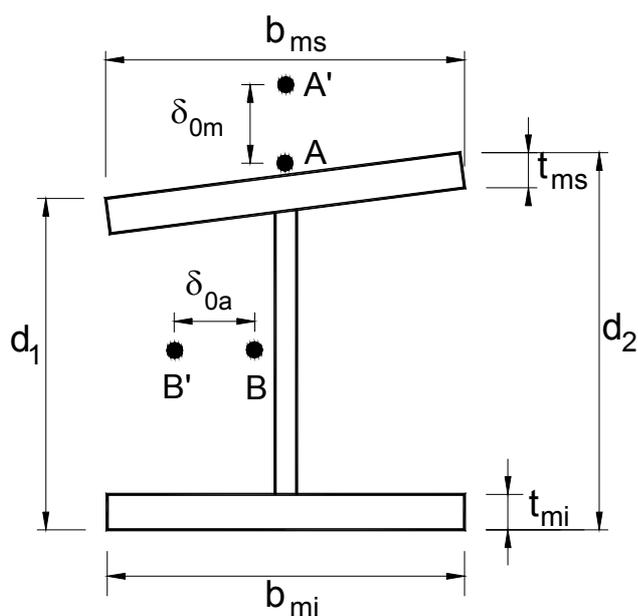


FIGURA 4.13 – Parâmetros geométricos medidos nos perfis ensaiados.

Para medidas inferiores a 250 mm foi utilizado paquímetro digital, marca Mitutoyo e, acima destas, foi utilizada trena milimétrica de aço.

Na FIG. 4.14 é mostrado um histograma elaborado para as áreas médias medidas nos perfis ensaiados dos grupos PG1, PG2 e PG3 (Perfil 150x20). Como era esperado, note-se na figura que os valores médios calculados para a área da seção transversal apresentam uma função de densidade de probabilidade do tipo gaussiana (Distribuição Normal). Segundo ECCS (1976) e FUKUMOTO & ITOH (1984).

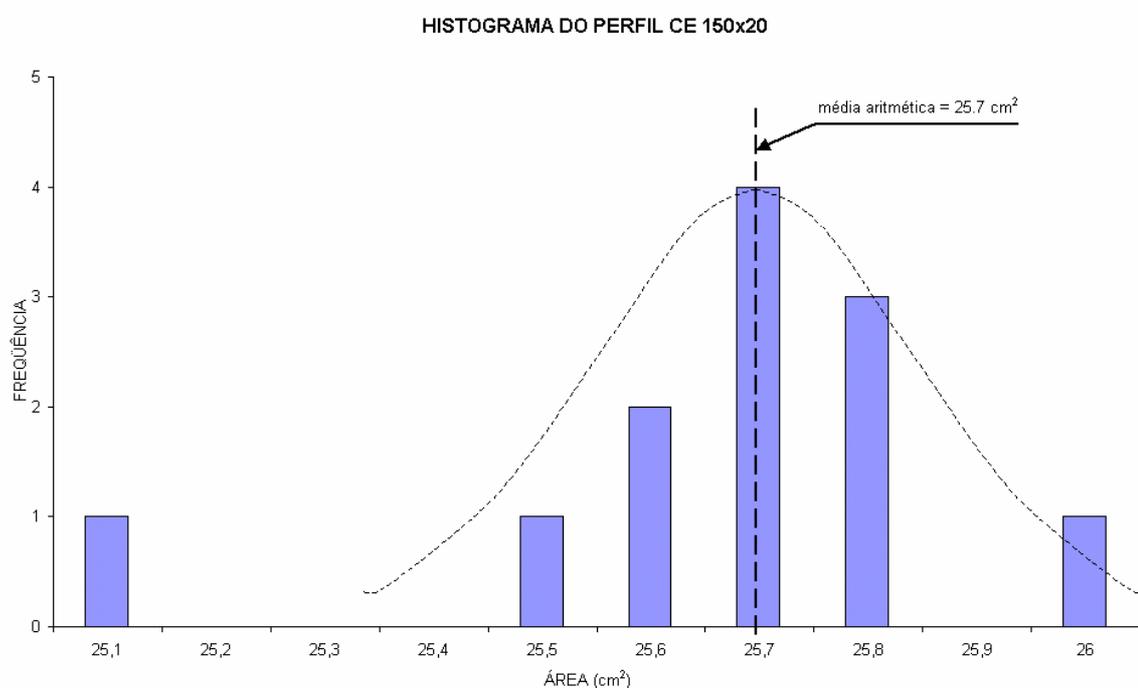


FIGURA 4.14 – Histograma das medidas médias da área para o perfil CE150x20.

Ao se comparar os valores médios obtidos para as áreas do perfil CE150x20, dos grupos PG1 a PG3, pode-se verificar que há uma pequena variação entre os valores experimentais e o valor nominal, que é de 25,6 cm<sup>2</sup>.

#### 4.5 – Determinação da Tensão Residual

#### 4.5.1 – Considerações iniciais

Conforme já foi citado no capítulo três, tensões residuais são aquelas que aparecem na peça quando todas as solicitações externas são removidas. Essas tensões aparecem freqüentemente em peças submetidas a diferentes processamentos térmicos ou mecânicos.

No capítulo dois, consta que imediatamente antes de ingressar na zona de eletrossolda, a chapa que irá constituir a alma do pilar é deformada por laminação a frio, aumentando a espessura de suas bordas em cerca de 30%, para garantir que a largura da zona soldada seja maior que a espessura nominal da alma.

Como se pode depreender da FIG. 4.15, adaptada da referência BALLIO & MAZZOLANI (1983), a laminação à frio produz tensões residuais de origem mecânica as quais variam através da espessura da lâmina.

A FIG. 4.15-a mostra que as fibras externas tendem a se alongar, enquanto que as centrais tendem a permanecer indeformadas. No entanto, alguma deformação entre a superfície externa e a região central da chapa assume importância ao longo de sua espessura. As fibras internas resistem ao alongamento das fibras externas, que por sua vez tentam alongar as internas BALLIO & MAZZOLANI (1983). Disto resulta a distribuição de tensão residual longitudinal com compressão nas fibras externas e tração ao longo de quase toda a espessura, conforme pode-se observar na FIG.4.15 b.

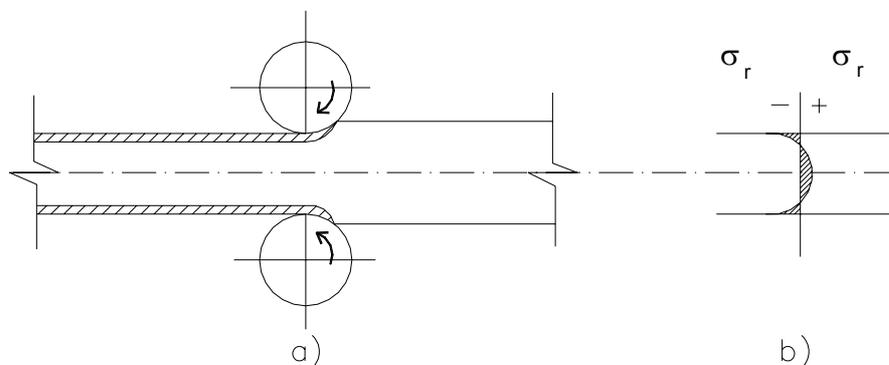


FIGURA 4.15 – Tensões residuais devidas ao processo de laminação à frio em chapas finas de aço. Adaptada de BALLIO & MAZZOLANI (1983).

Após a laminação a frio, as chapas da alma e das mesas que irão compor o perfil, passam pelos contatos elétricos, que aquecem a região da solda a uma temperatura de 1200° C. Neste momento, é imposta uma rápida pressão ao sistema.

O próximo passo é a passagem do perfil pelo processo de resfriamento e alinhamento, numa seqüência de rolos.

Após todas estas operações no processo de fabricação dos perfis eletrossoldados, as tensões residuais presentes nos mesmos estarão associadas a diversos efeitos.

Conforme cita RODRIGUES (1993), que mediu tensões residuais em perfis formados à frio, os métodos mais eficientes para a determinação no nível e distribuição de tensões residuais são:

#### **a) Método do “Furo Cego” ou técnica de MATHAR-SOETE (1932 e 1967)**

Este método se baseia no fenômeno da alteração do estado de tensões no entorno de um furo realizado em uma chapa sob tensão.

Sendo possível detectar as variações de deformações (devido ao alívio de tensões) na vizinhança do furo, é possível determinar as tensões residuais que existiam na área furada.

Assim, segundo o SSRC(1981), ao se fazer um pequeno furo (de diâmetro  $D_0$  e profundidade  $h$  nunca superiores a 3,0 mm) as deformações que irão ocorrer devido ao alívio de tensões em um ponto  $P$  na vizinhança do furo são funções dos seguintes parâmetros:

- tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ ;
- posição relativa entre o ponto onde se mede a deformação e o raio do furo;
- ângulo  $\alpha$  indicado na FIG. 4.16.

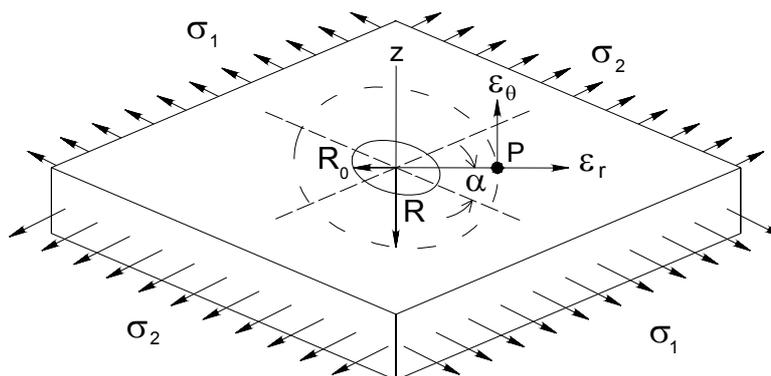


FIGURA 4.16 – Deformações aliviadas no ponto P devido ao furo introduzido na chapa.

As deformações específicas que ocorrem devido ao alívio de tensões em um ponto P na vizinhança do furo podem ser captadas por dispositivos especiais tais como os extensômetros elétricos de resistência (EER) colados em forma de rosetas. Por meio dos fundamentos da Teoria da Elasticidade, as tensões aliviadas e medidas podem ser transformadas em tensões residuais de interesse prático.

#### b) Método de difração de raios-X.

Conforme conceituam CULLITY(1978) e MAEDER (1982), um material metálico é em geral um policristal formado de uma aglomeração de grãos, sendo cada grão um monocristal constituído de um empilhamento regular de átomos metálicos. Existe uma distância interreticular  $d_{hkl}$ , função dos índices de MILLER  $hkl$ , segundo a qual se definem os planos cristalinos pelos quais se repartem os átomos metálicos.

As técnicas de difração de raios-X baseiam-se na determinação dos parâmetros cristalinos de pequenas regiões de peça e na associação de eventuais variações destes parâmetros com as deformações elásticas presentes no material submetido a tensões residuais. Esta técnica permite medir deformações superficiais em pequenas áreas ( $\approx 3\mu\text{m}$  de diâmetro) e não é destrutiva. (MODENESI, 2001).

A FIG. 4.17 apresenta um esquema da Lei de BRAGG, a qual permite determinar a distância interreticular  $d_{hkl}$  pela difração dos raios-X.

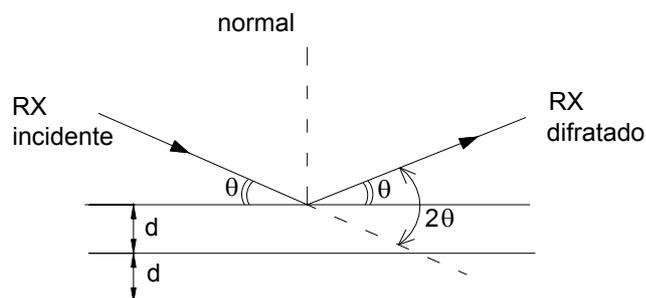


FIGURA 4.17 – Esquema sobre a Lei de BRAGG.

A Lei de BRAGG é definida por:

$$2 d_{hkl} \sin \theta = \gamma \quad (4.1)$$

onde:

$\gamma$  = comprimento de onda dos raios-X incidentes;

$d$  = distância interreticular dos planos definidos pelos índices de MILLER;

$\theta$  = ângulo de BRAGG.

O ângulo  $\theta$  pode ser detectado por filme ou por um medidor colocado em um difratômetro. O comprimento de onda  $\gamma$ , é conhecido. Pode-se então determinar a distância  $d$ .

Fazendo incidir um feixe de raios-X sobre a superfície de um material maciço haverá sempre uma família de planos cristalinos que darão lugar à difração.

Como medida padrão para se determinar as deformações sofridas pelo material, toma-se a distância interreticular  $d_{hkl}$ , cuja variação permite a determinação das tensões residuais.

As deformações sofridas pelo material são calculadas utilizando a Lei de BRAGG (FIG.4.18), ou seja:

$$\varepsilon = \frac{d - d_0}{d_0} = -\cot g\theta \times \Delta\theta \quad (4.2)$$

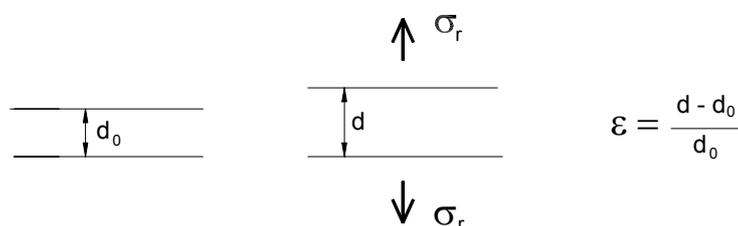


FIGURA 4.18 – Determinação das deformações utilizando a Lei de BRAGG.

A determinação das deformações segundo a Eq. (4.2) está ligada à determinação do deslocamento do feixe de raios-X difratado.

Conhecendo-se  $\theta$  para um espécime livre de tensões residuais e podendo determinar  $\Delta\theta$  para um espécime similar contendo tais imperfeições, vê-se que é possível a determinação destas tensões residuais da difração de raios-X.

Sabe-se da existência de ensaios de tensões residuais em apenas duas vigas de perfis eletrossoldados, aço A-36, que foram executados em 1966 pelo IIT Research Institute Technology Center, Chicago, Illinois. Estes resultados são considerados pouco representativos, tendo sido utilizado o Método do Furo Cego para as determinações. HOFER JUNIOR (1966).

Nos ensaios de HOFER JUNIOR (1966) foram medidas as tensões residuais nos pontos A e B, conforme esquema da FIG. 4.19.

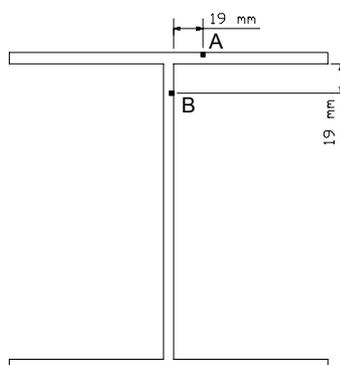


FIGURA 4.19 – Pontos de medida de tensões residuais, por HOFER JUNIOR (1966).

Para a alma foi determinada uma tensão residual longitudinal de 18,96 MPa (compressão) e para a mesa obteve-se o valor de 124,1 MPa (tração), que representa 50% do valor do limite de escoamento do material.

Sob a coordenação do orientador desta dissertação, um programa de ensaios está sendo desenvolvido para a determinação do nível e da distribuição das tensões residuais ao longo da seção transversal, por meio de ensaios não-destrutivos de difração de Raios X, na COPPE/UFRJ. Os perfis investigados foram fabricados em Taubaté e representam as amostras ensaiadas como pilares.

Nestes ensaios, tem sido utilizado um equipamento portátil denominado RAYSTRESS (TEODÓSIO et al, 1997) que emprega os mesmos princípios de medição com base na Lei de Bragg, porém utilizando o método de dupla exposição, anodos de cromo e planos difratantes.

Desde o início da presente pesquisa, tem-se procurado medir as tensões residuais longitudinais (na direção paralela ao eixo do perfil) nos pontos indicados na FIG. 4.20, definidos conforme a simetria do perfil.

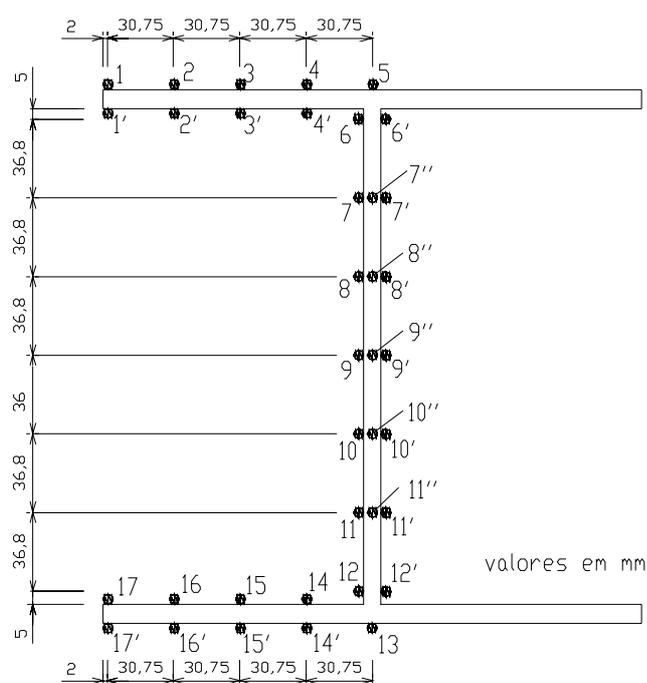


FIGURA 4.20 – Localização dos pontos para determinação das tensões residuais.

Inicialmente foram feitas as medições apenas nos locais indicados na FIG. 4.21, em uma amostra de perfil (amostra I). Os pontos A, B e C foram lidos de forma aleatória apenas para efeito de mostrar a tendência do diagrama de distribuição das tensões residuais, ao longo da altura de alma. Os pontos 6 e 6' mostrados na FIG. 4.20 não foram medidos devido à limitação do equipamento da COPPE – UFRJ.

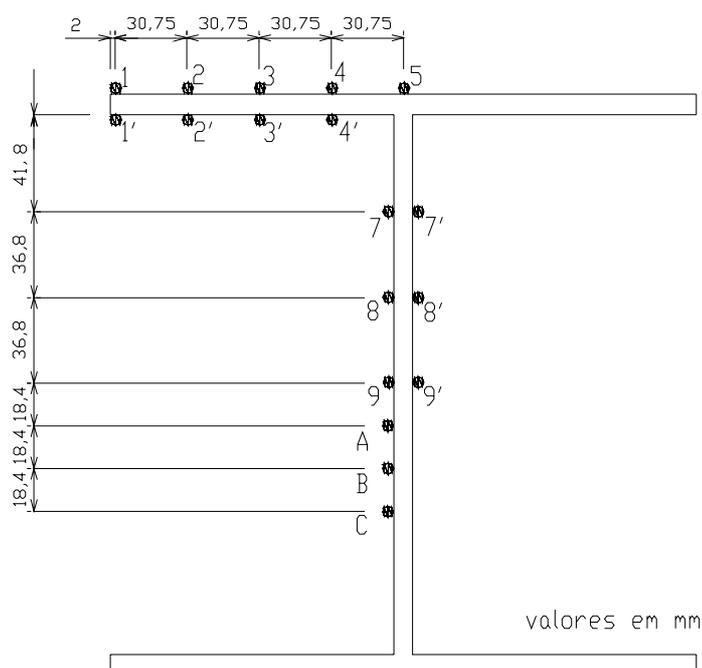


FIGURA 4.21 – Localização dos pontos para determinação das tensões residuais na amostra I.

A TAB. 4.5 apresenta os resultados obtidos das primeiras medições. O sinal (-) significa tensão residual de compressão, e o sinal (+) significa tensão residual de tração. Na FIG. 4.22-a estes resultados são apresentados em termos de diagrama e na FIG. 4.22-b são apresentadas as tensões residuais resultantes na linha média da alma, quando possível.

Observando os resultados obtidos pode-se verificar que os valores das tensões residuais se situam em geral na faixa do comportamento elástico do material. As tensões são da ordem de 10% a 80% do limite de escoamento determinado para o aço dos perfis.

TABELA 4.5 – Tensões residuais no perfil CE 250x49 da amostra I.

Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)	Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)	Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)
1	1	+200	7	2'	-250	13	7'	-130
2	2	+180	8	3'	-120	14	8'	-250
3	3	+190	9	4'	-260	15	9'	-270
4	4	+190	10	7	-210	16	A	-170
5	5	+70	11	8	-240	17	B	-20
6	1'	-300	12	9	-270	18	C	+10

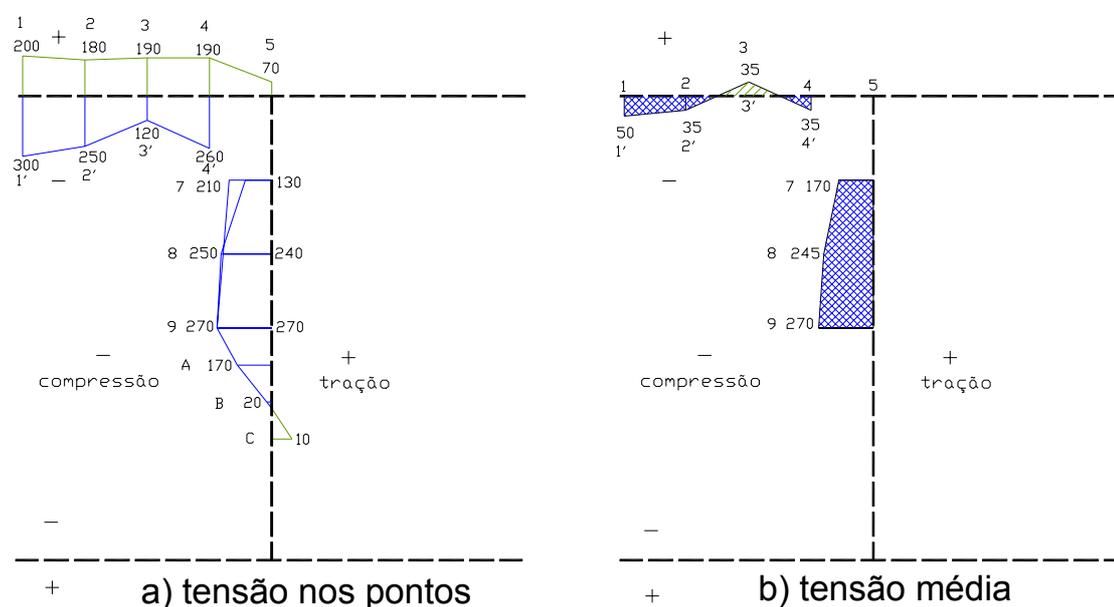


FIGURA 4.22 – Tensão residual nos pontos e tensão residual resultante da amostra I.

Deve-se ressaltar que foram medidas as tensões residuais superficiais, resultando em valores pequenos na mesa e em valores bem superiores na alma.

Um segundo conjunto de leituras foi realizado em outra amostra similar à primeira (amostra II), e os seus resultados são apresentados na TAB. 5.6 e FIG. 4.23.

A FIG. 4.15, que traduz os resultados de tensões residuais devidas ao processo de laminação a frio em uma chapa, sugere que as tensões residuais resultantes na linha

média da alma do perfil eletrossoldado têm valores menores que aqueles medidos na superfície da chapa e apresentados na TAB. 4.5.

Assim, como o esperado, podemos observar que esses valores foram bem inferiores, principalmente na alma do perfil, resultando valores médios na ordem de 97.5 MPa de compressão.

No entanto, antes de se estabelecer as conclusões, considera-se mais prudente aguardar o término dos ensaios que ainda estão em fase final de execução.

TABELA 4.6 – Tensões residuais no perfil CE 250x49 da amostra II.

Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)	Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)	Quantidade de Pontos	Ponto	Tensão (MPa)
1	1	263	10	8	32	18	10''	-100
2	1'	-256	11	8'	3,5	19	11	-180
3	3	259	12	8''	-58	20	11'	0
4	3'	-20	13	9	-54	21	13	30
5	4	227	14	9'	-54	22	15	20
6	4'	-18	15	9''	15	23	15'	-100
7	5	144	16	10	-144	24	17	-240
8	7	108	17	10'	-46	25	17'	260
9	7'	0						

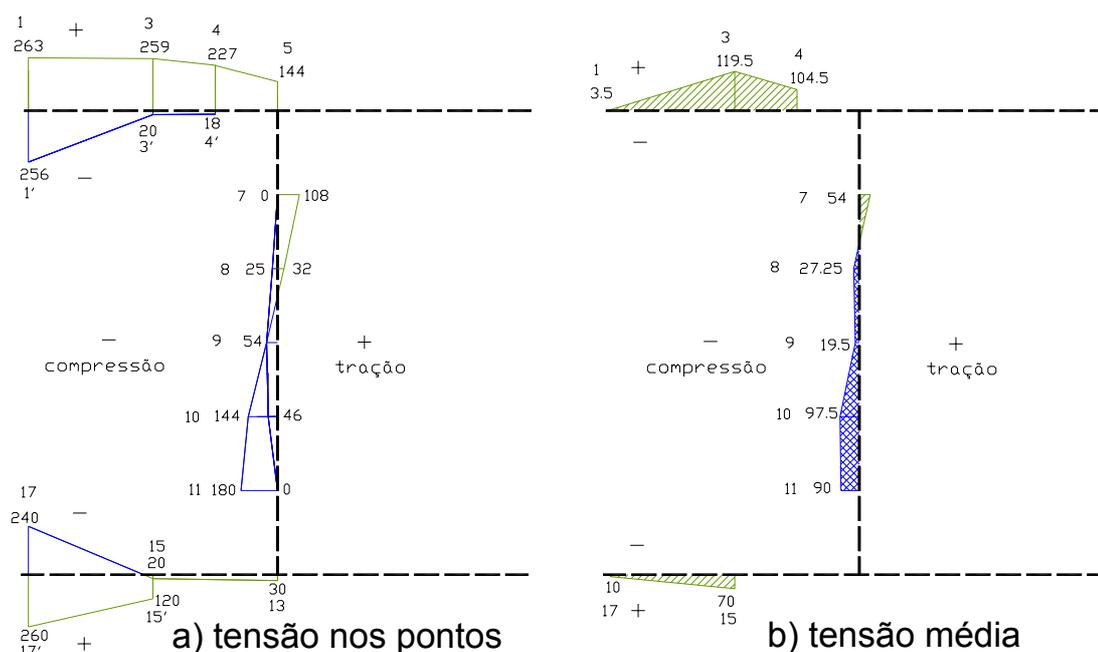


FIGURA 4.23 – Tensão residual nos pontos e tensão residual resultante da amostra II.

## **4.6 – Ensaio de Compressão de Pilares**

### **4.6.1 – Dispositivos de ensaios e instrumentação**

Para a realização dos ensaios foram utilizados dois pórticos de reação, compondo os esquemas de ensaio I a III, conforme descrito no item 4.2 deste capítulo. Durante os ensaios, as medições de deslocamentos, deformações, cargas e geometria foram realizadas respectivamente, com transdutores de deslocamentos lineares (DT - Displacement Transducer), extensômetros elétricos de resistência (EER), transdutores de pressão e paquímetros eletrônicos.

As deformações específicas foram medidas com EER uniaxiais fabricados pela Kyowa, com as seguintes características: tipo KFG – 5 – 120 – C1 – 11 (auto compensador de temperatura); base de 5 mm; Gage factor de  $2,12 \pm 1\%$ ; e resistência de  $119,8 \pm 0,2 \Omega$ . Todas as ligações dos EER foram feitas utilizando 1/4” de ponte com três fios, de modo a minimizar o efeito da variação da temperatura nos fios condutores.

A aquisição do carregamento aplicado, dos deslocamentos lineares e das deformações específicas nos modelos foi efetuada via sistema eletrônico, de maneira automatizada, através da digitalização de sinais analógicos diretamente por um microcomputador equipado com uma placa AC – 2120, da Lynx Eletrônica, e o software correspondente que permitia a aquisição e o tratamento dos sinais obtidos durante o ensaio ou logo após os mesmos terem sido arquivados. O sistema assim constituído permitia visualizar os resultados das medições no monitor do computador em tempo real ou imediatamente após a realização das leituras.

O valor do carregamento imposto foi medido com precisão por meio de transdutor de pressão com capacidade de 70 MPa, conectado à bomba do atuador hidráulico com capacidade de 2000 kN.

Os pilares foram submetidos à compressão centrada por meio de controle de carga aplicada em suas seções de extremidade, sendo inicialmente impostos incrementos sucessivos de carga da ordem de 1/10 da resistência nominal.

Para todos os grupos de pilares, as deformações específicas foram medidas com EER instalados em dois pontos diametralmente opostos da seção transversal central dos perfis, que tinham também a função de monitorar a centragem do pilar no início do carregamento, com a apresentação de valores próximos entre si nas etapas iniciais. Dois DT's foram instalados de forma a indicar os deslocamentos da seção central, segundo sua menor inércia.

A FIG. 4.24 apresenta esquematicamente a instrumentação utilizada e o sistema de aquisição de dados. A FIG 4.25 apresenta a localização dos DT's e EER's. A FIG. 4.26 apresenta os DT's instalados no centro do vão e a FIG. 4.27 apresenta o EER fixado no perfil para medir a deformação específica.

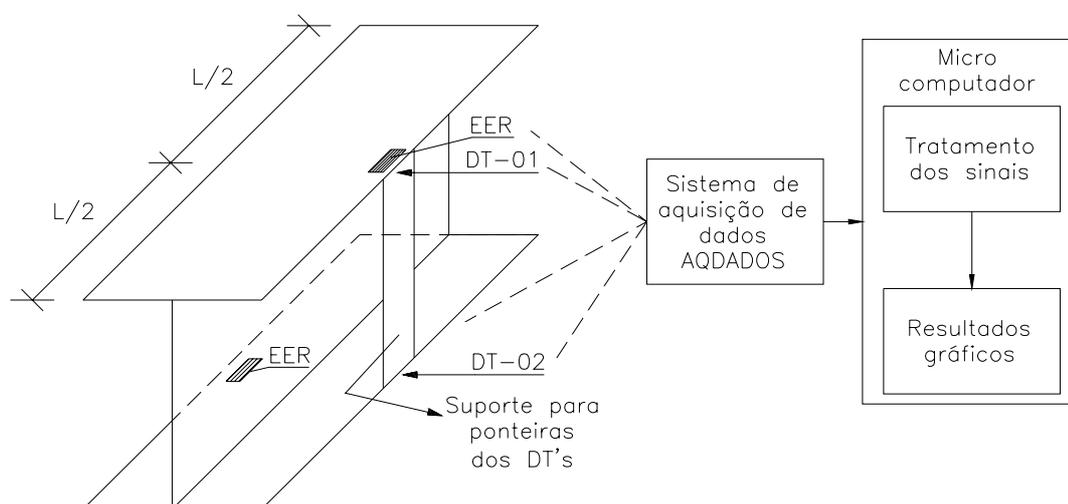


FIGURA 4.24 –Instrumentação e aquisição de dados empregados nos ensaios.

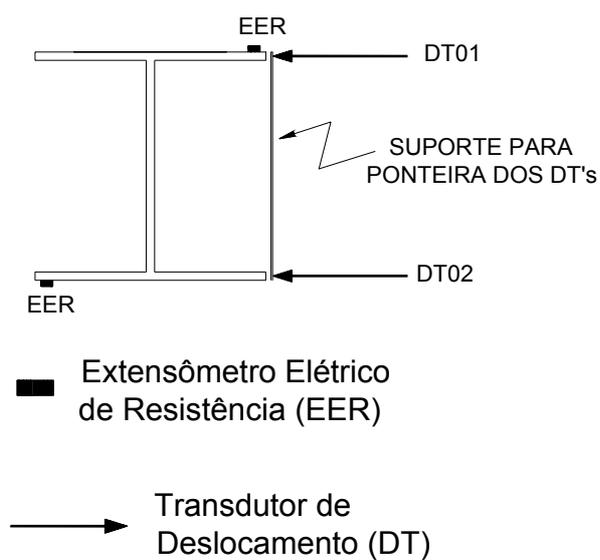


FIGURA 4.25 – Esquema de instalação dos DT's e EER's.

As FIG. 4.26 e 4.27 ilustram em fotos a instrumentação utilizada para a medição dos deslocamentos e das deformações específicas longitudinais, respectivamente.

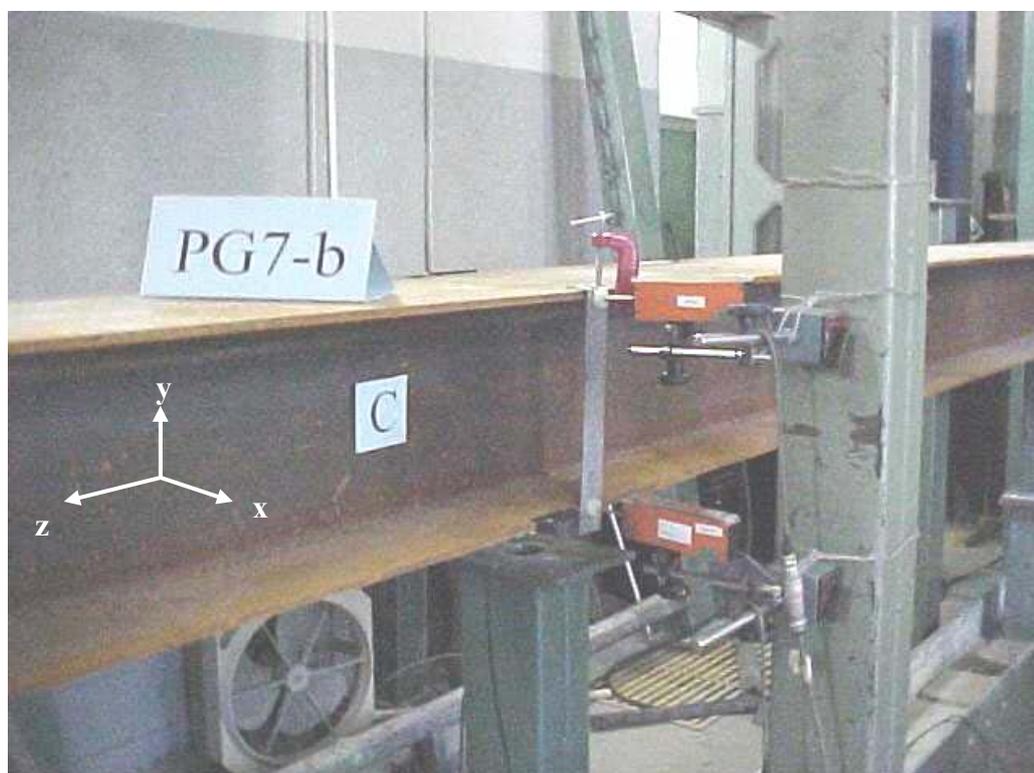


FIGURA 4.26 – DT's para medir os deslocamentos da seção central do pilar.



FIGURA 4.27 – EER para medir as deformações específicas longitudinais.

Os ensaios realizados nesta pesquisa seguiram os procedimentos de testes estabelecidos pelo Comitê 8 da “European Convention for Constructional Steelwork” ECCS (1976). Como parte do sistema de carga e apoios, os pilares bi-rotulados foram obtidos por meio da utilização de rótulas semi-esféricas convenientemente fixadas a chapas metálicas, que serviram de bases para a fixação dos perfis. A FIG. 4.28 apresenta a rótula semi-esférica em detalhe, a qual permite a rotação no espaço das extremidades do perfil, mas impede o empenamento destas. Uma camada de teflon é aplicada entre as partes que compõe as rótulas, de forma a minimizar a influência das restrições de extremidades nos resultados.

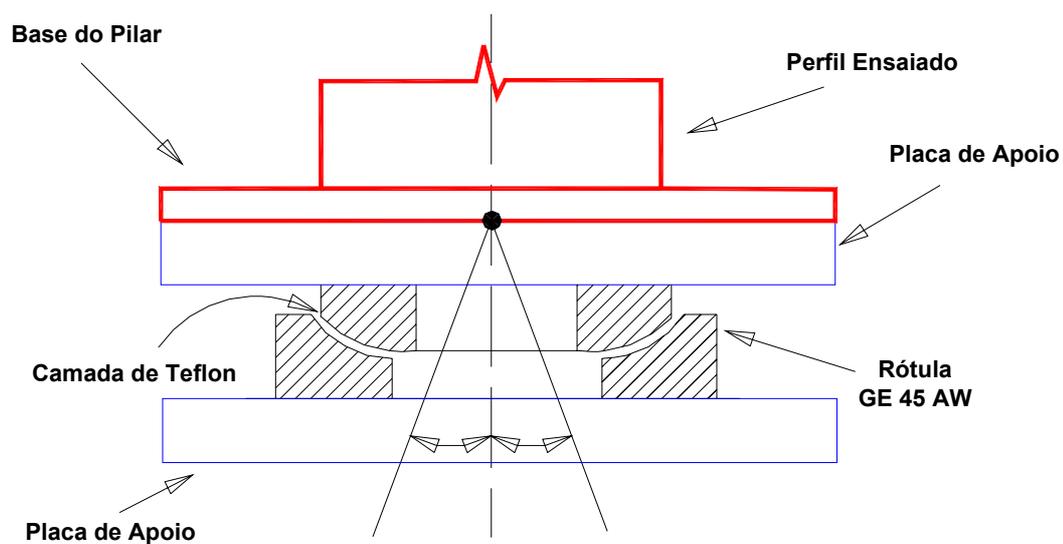


FIGURA 4.28 – Rótulas utilizadas no ensaio de compressão.

A FIG. 4.29 apresenta uma vista geral do ensaio do pilar PG5-a.



FIGURA 4.29 – Seção central do perfil PG5-a.

# 5

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 – Apresentação dos Resultados Experimentais

Na TAB. 5.1 são apresentados os dados gerais dos modelos ensaiados e os resultados dos ensaios. São mostrados os estados limites últimos previstos e confirmados nos ensaios, as forças de colapso dos pilares, com valores nominais teóricos determinados segundo a NBR 8800/86 e os valores experimentais observados em ensaios.

Observe na TAB. 5.1 as notas feitas no rodapé para alguns perfis relativamente a problemas de excentricidade inicial excessiva da carga, imperfeições iniciais excessivas e rotação da seção central no decorrer da realização dos ensaios.

Observa-se que com exceção do grupo PG2, todos os demais tiveram a sua instabilidade por flexão em relação ao eixo y e por isso foi empregada a curva **c** da NBR 8800/86 para o dimensionamento desses pilares. A instabilidade por flexão dos pilares do grupo PG2 ocorreu em relação ao eixo x, sendo utilizada a curva **b** para o dimensionamento.

As FIG. 5.1 e 5.2 apresentam as respostas experimentais do pilar PG4-a, em termos de curvas carga x deformação específica longitudinal e carga x deslocamento médio. Esses resultados representam, em performance de resposta experimental, a maioria dos resultados obtidos, tal como pode-se depreender ao se observar os resultados apresentados no Anexo B para os demais pilares.

A centralização do carregamento inicial era garantida por meio de dois extensômetros, EER01 e EER02, instalados em arestas extremas opostas da seção central do perfil, conforme é mostrado na FIG. 5.1, de forma que os mesmos apresentassem, desde o início do ensaio até um certo nível de carga, valores aproximadamente iguais entre si.

O provável início de flambagem global, ou a maior evidência desta, foi detectado através dos DT's instalados para medir os deslocamentos transversais da seção central do perfil, segundo sua menor inércia à flexão (FIG. 5.2). Também foram utilizadas para esta verificação as leituras de deformação específica determinadas com os extensômetros, da FIG. 5.1.

A FIG. 5.2 mostra que o pilar apresenta imperfeições geométricas iniciais, uma vez que não existe um ponto de bifurcação do equilíbrio, e sim a ocorrência de deslocamentos a partir de aproximadamente um terço da força de colapso. Dessa forma, o pilar fica submetido a momentos fletores cada vez mais elevados, até atingir o colapso por flexão com deslocamentos laterais excessivos.

A deformação específica  $\varepsilon_y$  correspondente ao limite de escoamento do aço dos perfis tem o valor de  $1632 \times 10^{-6}$ , considerando-se o valor médio medido para  $f_y = 334,50$  MPa e o valor nominal para o módulo de elasticidade longitudinal do aço,  $E = 205000$  MPa.

Quando o colapso ocorre, as deformações específicas superam  $\varepsilon_y$ , caracterizando o colapso em regime inelástico. O escoamento da seção transversal do pilar se dá num processo gradual, ou seja, a transição entre o limite de proporcionalidade (região elástica) e o colapso (região inelástica), é feita de forma suave como pode ser observado.

As FIG. 5.1 e 5.2 denotam para o pilar PG4-a os valores da força de colapso ( $P_u$ ) e da força de início do escoamento ( $P_y$ ), que corresponde à deformação  $\varepsilon_y$ , para a seção instrumentada.

TABELA 5.1 – Dados gerais e resultado dos ensaios realizados.

Grupo	Perfil / Comprim. (mm)	Seção (mm)	Esbeltez		Estado Limite Último Previsto	Força Nominal de Colapso Teórica NBR8800 $N_{uteo}$ (kN)	Pilares	Força de Colapso Experimental $N_{uexp}$ (kN)
			$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_x$				
PG1	CE150x20 / L= 3538	d=150	1.15	0.66	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	354.05	PG1-a	334.99(1)
		b <sub>f</sub> =150					PG1-b	494.16
		t <sub>f</sub> =6.35					PG1-c	564.85
		t <sub>w</sub> =4.75					PG1-d	527.91
PG2	CE150x20 / L= 6038	d=150	0.98	1.13	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo X	400.13	PG2-a	415.64
		b <sub>f</sub> =150					PG2-b	435.55
		t <sub>f</sub> =6.35					PG2-c	492.52
		t <sub>w</sub> =4.75					PG2-d	475.36
PG3	CE150x20 / L= 6038	d=150	1.97	1.13	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	159.74	PG3-a	137.68(2)
		b <sub>f</sub> =150					PG3-b	210.71
		t <sub>f</sub> =6.35					PG3-c	150.67(1)
		t <sub>w</sub> =4.75					PG3-d	206.96
PG4	CE200x34 / L= 3538	d=200	0.87	0.5	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	801.02	PG4-a	773.97
		b <sub>f</sub> =200					PG4-b	752.69
		t <sub>f</sub> =8.00					PG4-c	691.19(1)
		t <sub>w</sub> =6.35					PG4-d	776.71
PG5	CE200x34 / L= 6038	d=200	1.49	0.85	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	427.39	PG5-a	497.33
		b <sub>f</sub> =200					PG5-b	630.5
		t <sub>f</sub> =8.00					PG5-c	462.32
		t <sub>w</sub> =6.35					PG5-d	422.5
PG6	CE250x49 / L= 3584	d=250	0.69	0.4	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	1354.72	PG6-a	1414.26
		b <sub>f</sub> =250					PG6-b	1324.84(3)
		t <sub>f</sub> =9.50					PG6-c	1515.33
		t <sub>w</sub> =6.35					PG6-d	1429.81
PG7	CE250x49 / L= 6084	d=250	1.17	0.67	Instabilidade por Flexão em Relação ao Eixo Y	843.43	PG7-a	988.58
		b <sub>f</sub> =250					PG7-b	963.31
		t <sub>f</sub> =9.50					PG7-c	930.27
		t <sub>w</sub> =6.35					PG7-d	990.52

Notas:

(1) Carga inferior à teórica devido a problemas de excentricidade excessiva na aplicação de carga.

(2) Carga inferior à teórica devido ao perfil apresentar imperfeições iniciais excessivas.

(3) Rotação da seção central no decorrer da realização do ensaio.

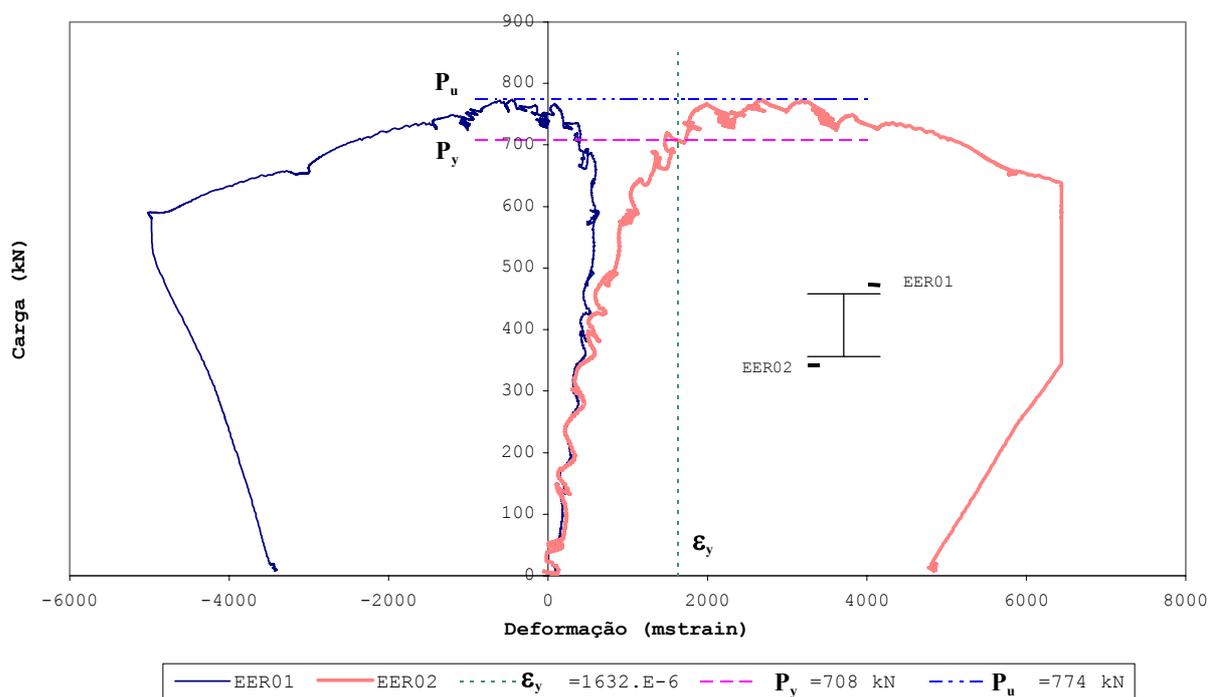


FIGURA 5.1 – Carga x Deformação Específica Longitudinal do Pilar PG4-a.

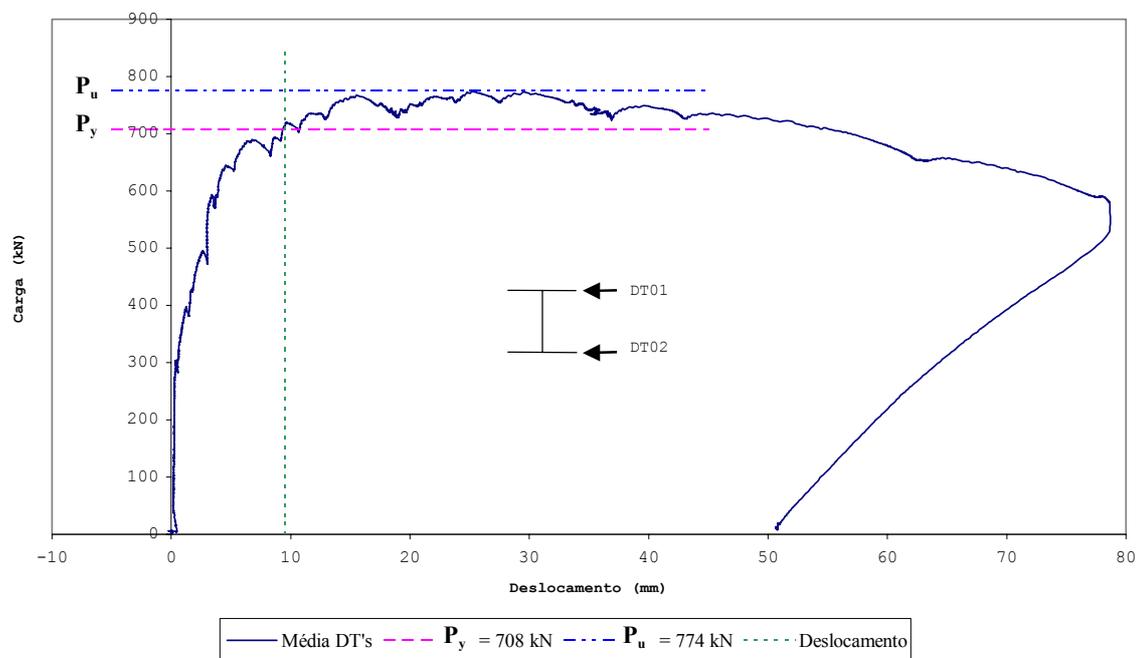


FIGURA 5.2 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG4-a.

As FIG. 5.3 a 5.7 apresentam os perfis PG4-a, PG5-a E PG2-b em suas configurações deformadas após ensaio.

Para os perfis flambando em torno de seu eixo de menor inércia (eixo y-y) pode-se observar a deformada em forma de uma semi-onda. Para os perfis do grupo PG2, pode-se observar a coalescência entre os modos de flambagem em torno dos eixos de maior e de menos inércia. Um modo de semi-onda em torno do eixo de maior inércia seguido ou precedido (dependendo da amostra) de duas semi-ondas relativamente ao eixo de maior inércia.

Isto se justifica por dois motivos: *i)* proximidade entre a resistência nominais relativamente aos dois modos e *ii)* imperfeições iniciais diferentes entre as amostras, que pode precipitar o colapso do perfil por um ou outro modo de flambagem.

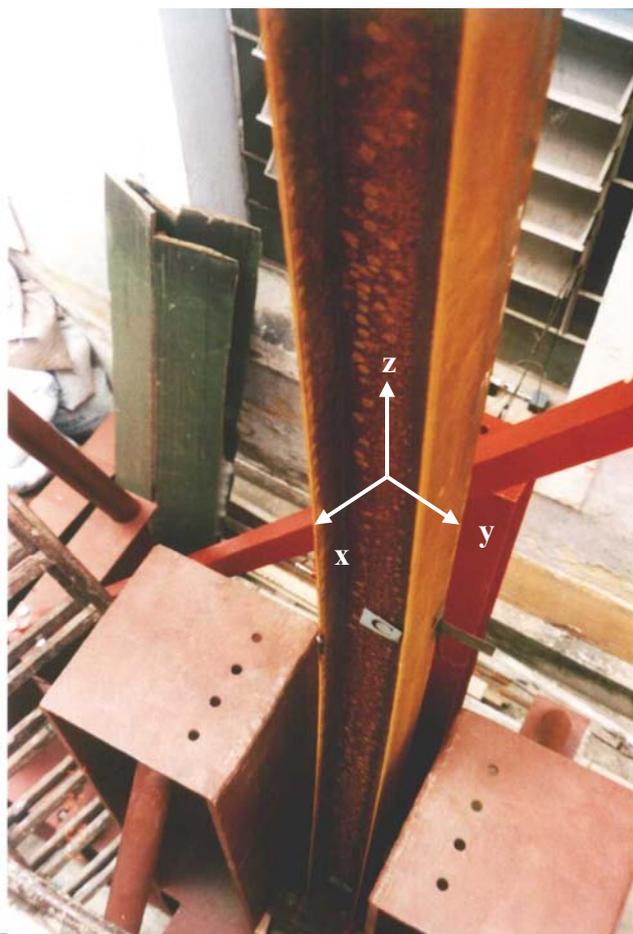


FIGURA 5.3 – Deformada do perfil PG4-a, após ensaio.



FIGURA 5.4 – Deformada do perfil PG5-a, após ensaio.



FIGURA 5.5 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio.



FIGURA 5.6 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio.



FIGURA 5.7 – Deformada do perfil PG2-b após ensaio.

## 5.2 – Análise Numérica e Resultados

### 5.2.1 – Considerações iniciais

Além do programa de ensaios descrito no capítulo quatro, foi realizada uma análise numérica dos perfis ensaiados visando complementar os resultados obtidos da análise experimental, para um estudo consistente do comportamento e da resistência dos perfis eletrossoldados.

Como foi visto no capítulo três as recomendações atuais para a determinação da resistência máxima de pilares de aço são baseadas no critério de resistência última, enfatizando que o modelo apropriado para o cálculo de um pilar deve incorporar as tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais.

A solução deste problema considerando tais imperfeições exige um procedimento de análise incremental e iterativo, no qual o equilíbrio é verificado para cada incremento de carga conforme um critério de convergência.

O procedimento foi executado com um programa de computador desenvolvido por LAVALL (1996) com base numa formulação teórica consistente para a análise não linear, física e geométrica, de pórticos planos de aço, via Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando barras com imperfeição geométrica inicial e tensões residuais nas suas seções transversais.

As seguintes hipóteses foram adotadas na análise:

- as seções planas permanecem planas após a deformação;
- o material é linearmente elástico, perfeitamente plástico;
- as fibras escoadas da seção transversal descarregam-se elasticamente;
- as tensões residuais são constantes ao longo do comprimento da coluna e uniformes através da espessura;
- a curvatura inicial pode ser descrita por uma senóide com amplitude inicial medida experimentalmente.

### 5.2.2 – Programa para análise numérica

Apresenta-se na FIG. 5.8 o fluxograma geral do programa principal PPLANLEP, LAVALL (1996), utilizado para fazer a análise não linear elastoplástica de pórtico planos, escrito na linguagem Fortran.

Observa-se que num processo incremental e iterativo dois “loopings” são necessários: um para incrementar o carregamento aplicado e outro para iterar a solução até a convergência.

Utilizou-se o método de Newton-Raphson puro para a solução numérica das equações não lineares, o qual tem provado ser uma das técnicas mais eficientes de solução para análise não linear via MEF.

No processo incremental-iterativo, o equilíbrio é verificado para cada incremento de carga segundo um critério de convergência baseado nos deslocamentos. O processo numérico é convergente se:

$$\frac{\sqrt{\left\| \sum_{i=1}^n (p_i^j)^2 - \sum_{i=1}^n (p_i^{j-1})^2 \right\|}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (p_i^1)^2}} \cdot 100 \leq Tolerância \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

onde  $p_i$  são os deslocamentos nodais,  $n$  é o número total de incógnitas do problema e  $j-1$  e  $j$  são as interações sucessivas. Nos cálculos utilizando-se este programa foi adotado Tolerância = 1.

Para que sejam determinados os esforços normal (N) e momento fletor (M) é necessário realizar integração sobre toda a seção transversal da barra. Para tanto adotou-se no programa o modelo de fatias, onde a seção transversal da barra é dividida em um grande número de fatias retangulares, buscando captar as variações de tensões e a propagação do escoamento na seção transversal.

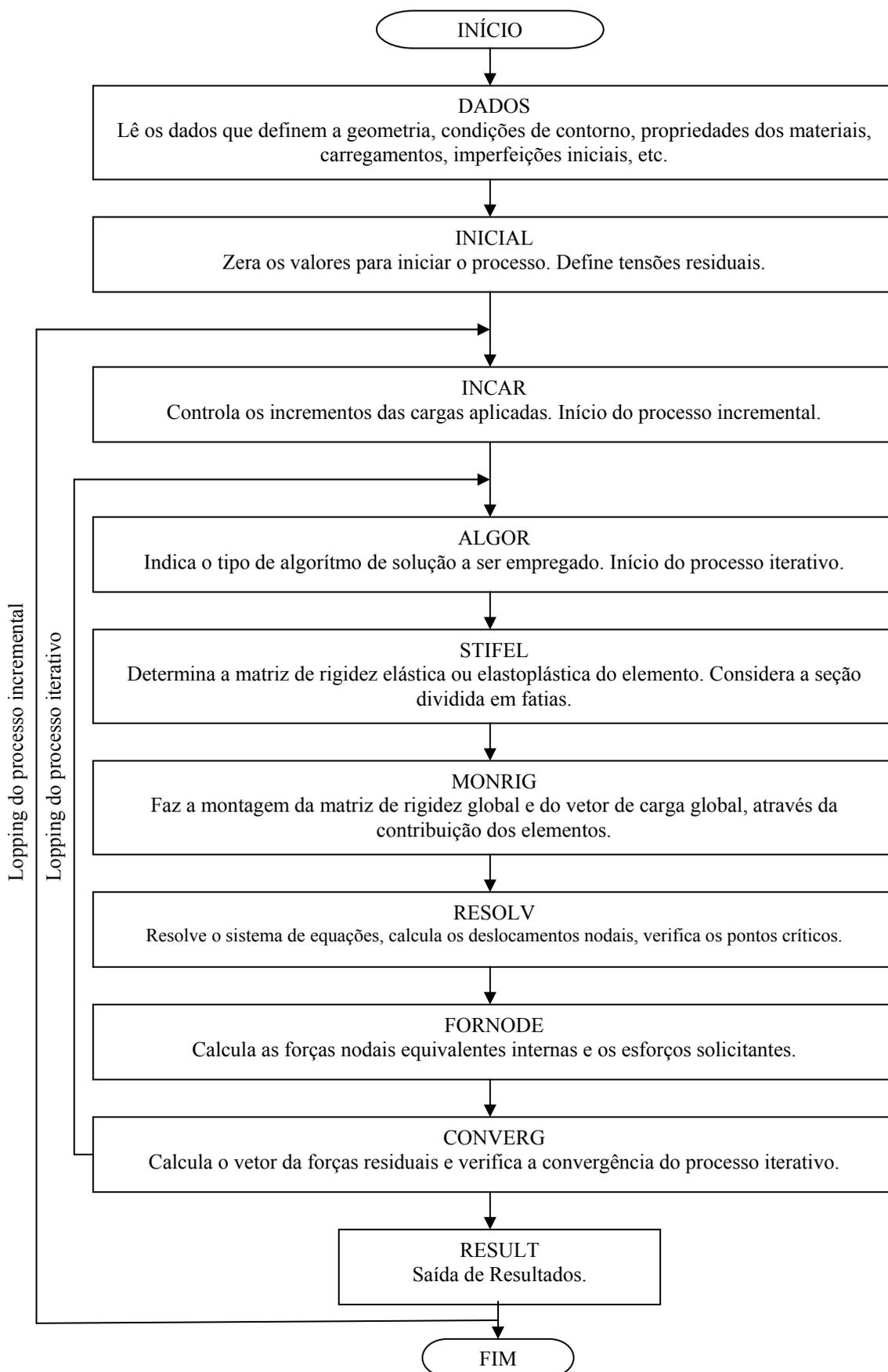


FIGURA 5.8 – Fluxograma geral do programa PPLANLEP.

A FIG. 5.9 mostra um exemplo típico da seção transversal de um perfil I subdividida em fatias. As chapas componentes são fatiadas na direção perpendicular da espessura das mesmas, permitindo o acompanhamento da plastificação ao longo da altura da seção e a consideração de qualquer modelo de distribuição das tensões residuais.

Na implementação da formulação por fatias, considera-se que o valor do estado de tensão no centro da fatia é considerado com o valor de toda ela. Admite-se então que se a tensão no centro de uma fatia alcançar a tensão local de escoamento, toda a fatia se torna plástica, enquanto que aquelas com tensão inferior à tensão de escoamento local permanecem elásticas.

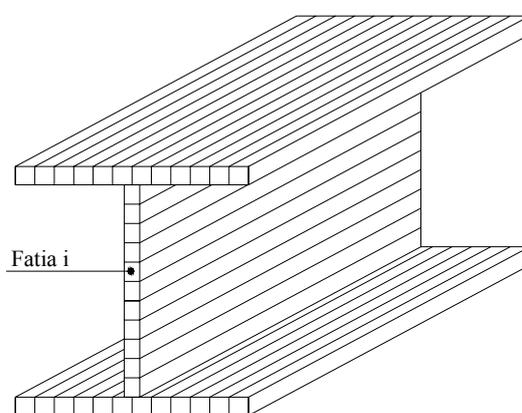


FIGURA 5.9 – Divisão em fatias do perfil I. Adaptada de LAVALL (1996).

### 5.2.3 – Apresentação e análise dos resultados numéricos

Na TAB 5.2 são apresentados os resultados numéricos do Programa PPLANLEP, são mostrados os perfis ensaiados e respectivos parâmetros de esbeltez que indicam os eixos de flexão.

As imperfeições geométricas medidas estão indicadas, assim como sua correspondente relação em função do comprimento de cada perfil. Observa-se que apenas um dos perfis (PG3-a) apresentou relação superior a  $l/1000$ .

Os resultados numéricos obtidos por meio da NBR 8800 (1986) são valores nominais que, teoricamente, incluem tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais.

Os resultados numéricos do programa PPLANLEP não consideraram, neste momento, a influência das tensões residuais, porque os ensaios para a determinação do nível e distribuição das mesmas, encontram-se em fase final de análise. Desta forma apenas as análises numéricas com e sem imperfeição geométrica inicial foram realizadas.

Os resultados da análise sem tensão residual e sem imperfeição geométrica inicial representam o comportamento teórico do conceito de bifurcação do equilíbrio, cujos valores são sempre superiores a todos os demais.

Observa-se que a presença de imperfeições geométricas iniciais reduz significativamente a resistência última dos pilares, quando comparada com os valores teóricos. Os resultados dos ensaios, em geral, foram ainda menores do que estes valores, indicando que a influência das tensões residuais precisa ser de fato considerada na análise.

TABELA 5.2 – Resultados da análise numérica e resultados experimentais.

Grupo de Perfis	Tipo de Perfil		parâmetro de esbeltez		flecha no plano de flexão (mm)	Imperfeição I/1000	NBR8800/86		Programa PPLANLEP			Ensaio carga última (kN)
	Dimensões em mm						$N_{ny}$ (kN)	$N_{nx}$ (kN)	$N_{ny}$ (kN) s/TR s/Imp	$N_{nx}$ (kN) s/TR s/Imp	$N_n$ (kN) no plano de flexão s/TR e c/Imp	
	Perfil	Comp.(l)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_x$								
PG1-a	CE 150x20	3538	1,15	0,66	3,47	1008,65	354,05	619,78	590,30	767,15	460,43	334,99
PG1-b					3,02	1158,94					466,34	494,16
PG1-c					2,00	1750,00					495,85	564,85
PG1-d					2,53	1383,40					478,14	527,91
PG2-a	CE 150x20	6038	0,98	1,13	0,80	7500,00	420,10	400,13	767,15	611,57	587,11	415,64
PG2-b					3,18	1886,79					538,18	435,55
PG2-c					3,01	1993,36					544,30	492,52
PG2-d					3,13	1916,93					538,18	475,36
PG3-a	CE 150x20	6038	1,97	1,13	14,86	403,77	159,74	400,13	201,75	611,57	165,44	137,68
PG3-b					4,52	1327,43					187,63	210,71
PG3-c					3,07	1954,40					193,68	150,67
PG3-d					3,35	1791,04					191,66	206,96
PG4-a	CE 200x34	3538	0,87	0,50	0,83	4216,87	801,02	1160,24	1310,52	1310,52	1218,79	773,97
PG4-b					0,80	4375,00					1218,79	752,69
PG4-c					1,53	2287,58					1153,26	691,19
PG4-d					1,80	1944,44					1140,15	776,71
PG5-a	CE 200x34	6038	1,49	0,85	0,80	7500,00	427,39	911,15	598,30	1310,52	586,34	497,33
PG5-b					0,80	7500,00					586,34	630,50
PG5-c					1,98	3030,30					568,39	462,00
PG5-d					2,07	2898,55					568,39	422,50
PG6-a	CE 250x49	3584	0,69	0,40	1,81	1933,70	1354,72	1726,05	1865,06	1865,06	1753,15	1414,26
PG6-b					1,55	2258,06					1771,80	1324,84
PG6-c					1,58	2215,19					1771,80	1515,33
PG6-d					1,82	1923,08					1753,15	1429,81
PG7-a	CE 250x49	6084	1,17	0,67	4,32	1388,89	843,43	1496,53	1386,04	1865,06	1136,55	988,58
PG7-b					1,98	3030,30					1247,44	963,31
PG7-c					0,80	7500,00					1316,74	930,27
PG7-d					3,89	1542,42					1150,41	990,52

### 5.3 – Método Probabilístico para aferição de curvas de flambagem

O critério adotado na verificação das curvas de flambagem analisadas NBR 8800 (1986) considerando-se um risco previamente definido de colapso, consiste na determinação do valor característico para cada índice de esbeltez (que define um grupo) das relações  $N_{uexp}/N_{uteo}$  referentes aos modelos ensaiados.  $N_{uexp}$  e  $N_{uteo}$  são, respectivamente, as cargas últimas experimental e teórica do pilar e esta última é obtida por meio da curva de flambagem que se propõe verificar na aplicação para os perfis eletrossoldados.

O valor característico da relação  $N_{uexp}/N_{uteo}$  é calculado tendo por base o que preceitua a NBR 8681 (1994), com relação ao cálculo da resistência característica de um elemento estrutural. Dessa forma, aquele valor característico é definido levando-se em conta um percentil de 5%. O cálculo do valor característico é então feito através da seguinte equação:

$$N_k = N_m - g \cdot s \quad (5.2)$$

onde  $N_k$  é o valor característico das relações  $N_{uexp}/N_{uteo}$ ;  $N_m$  é o valor médio dessas relações;  $g$  é o coeficiente de confiança, que depende do tipo da distribuição adotada e da probabilidade de serem obtidos resultados inferiores a  $N_k$  e  $s$  é o desvio-padrão, conforme RODRIGUES (1993).

Quando se tem uma grande amostra, isto é, quando  $n \geq 30$ , sendo  $n$  o número de corpos de prova que constituem a amostra, a distribuição amostral pode ser considerada como Normal ou de Gauss, e neste caso o valor de  $g$  é igual a 1,64. Para pequenas amostras, ou seja, quando  $n < 30$ , que é o caso deste trabalho, não se pode considerar a distribuição Normal e deve-se recorrer a uma das distribuições oriundas da Teoria das Pequenas Amostras, como por exemplo, a Distribuição de  $t$ , de “Student”, PAULA (1985). Os valores de  $g$  extraídos desta teoria correspondem a adotar o quantil de 5%, ou seja, o intervalo unilateral de confiança de 95% como preceitua a NBR 8681 (1994). A tabela apresentada no Anexo A contém as informações necessárias para a análise estatística através da distribuição de  $t$ , de “Student”.

## 5.4 – Apresentação da Análise Estatística

A TAB. 5.3 apresenta os resultados da análise estatística realizada para a verificação das curvas **b** e **c** de dimensionamento da NBR 8800 (1986). Para esta verificação foram consideradas amostras distintas, ou seja, os conjuntos de resultados referentes aos pilares de cada grupo. O tratamento estatístico assim realizado conduziu a valores característicos  $N_k$  próximos de 1.

Por meio do método rápido de interpretação estatística, conforme propõem (DUGAIN e MICHAUT 1974) e (RONDAL 1984), na análise apresentada foram descartados alguns dos resultados obtidos, conforme as observações (1) a (3) da TAB. 5.1. Os pilares PG1-a, PG3-c, PG4-c, apresentaram excentricidade excessiva na aplicação da carga; o pilar PG3-a apresentou imperfeição inicial bem acima do limite considerado pela NBR 8800 que é  $L/1000$  e o pilar PG6-b possuía uma distorção inicial que se propagava ao longo de todo o perfil, o que provocou uma rotação da seção central no decorrer do ensaio. Quanto aos pilares do grupo PG5, (RONDAL 1984) salienta que desvios-padrão satisfatórios deverão estar no intervalo de 10 a 15%, o que não ocorreu neste grupo, e por isso seus resultados foram também descartados.

Os valores  $(N_u/N_y)$  experimentais foram obtidos considerando-se a geometria, o limite de escoamento e a carga última dos protótipos ensaiados e os valores de  $(N_u/N_y)$  teóricos foram determinados com o auxílio das curvas de flambagem **b** e **c** da (NBR 8800 1986) e dos valores nominais da geometria e limite de escoamento retirados do catálogo da UMSA (2000).

A FIG. 5.10 apresenta, sob outra forma, os resultados estatísticos referentes à comparação dos resultados teóricos com os experimentais de todos os modelos do grupo PG7, considerando estes como amostra isolada. No gráfico são plotados os valores das cargas últimas reduzidas  $N_u/N_y$ , experimentais e teóricas, sendo estas últimas calculadas através das curvas da NBR8800 (1986), objeto desta verificação.

TABELA 5.3 – Análise estatística

Grupo	Perfil	Pilares	$(N_u/N_y)$ exp	$(N_u/N_y)$ teo	$N_{exp}/N_{teo}$	Média	quantil 5%	desvio padrão	N característico	$v = s / N_m$
						$N_m$	g	s	$N_k = N_m - g.s$	v (%)
PG1	CE 150x20	PG1-a	0,39	0,41		1,49	2,920	0,10	1,20	6,7
		PG1-b	0,57	0,41	1,40					
		PG1-c	0,66	0,41	1,60					
		PG1-d	0,63	0,42	1,49					
PG2	CE 150x20	PG2-a	0,49	0,47	1,04	1,14	2,353	0,09	0,93	7,8
		PG2-b	0,51	0,47	1,09					
		PG2-c	0,58	0,47	1,23					
		PG2-d	0,55	0,47	1,19					
PG3	CE 150x20	PG3-a	0,16	0,19		1,30	6,314	0,03	1,14	1,9
		PG3-b	0,24	0,18	1,32					
		PG3-c	0,18	0,19						
		PG3-d	0,24	0,19	1,28					
PG4	CE 200x34	PG4-a	0,56	0,58	0,97	0,96	2,920	0,02	0,91	1,7
		PG4-b	0,55	0,58	0,94					
		PG4-c	0,51	0,59						
		PG4-d	0,57	0,59	0,97					
PG5	CE 200x34	PG5-a	0,36	0,31	1,16	1,17	2,353	0,22		
		PG5-b	0,45	0,31	1,48					
		PG5-c	0,33	0,31	1,06					
		PG5-d	0,31	0,32	0,97					
PG6	CE 250x49	PG6-a	0,69	0,67	1,04	1,07	2,920	0,04	0,96	3,7
		PG6-b	0,64	0,65						
		PG6-c	0,73	0,66	1,12					
		PG6-d	0,69	0,65	1,06					
PG7	CE 250x49	PG7-a	0,48	0,41	1,17	1,14	2,353	0,03	1,06	3,0
		PG7-b	0,46	0,41	1,13					
		PG7-c	0,45	0,40	1,10					
		PG7-d	0,48	0,40	1,17					

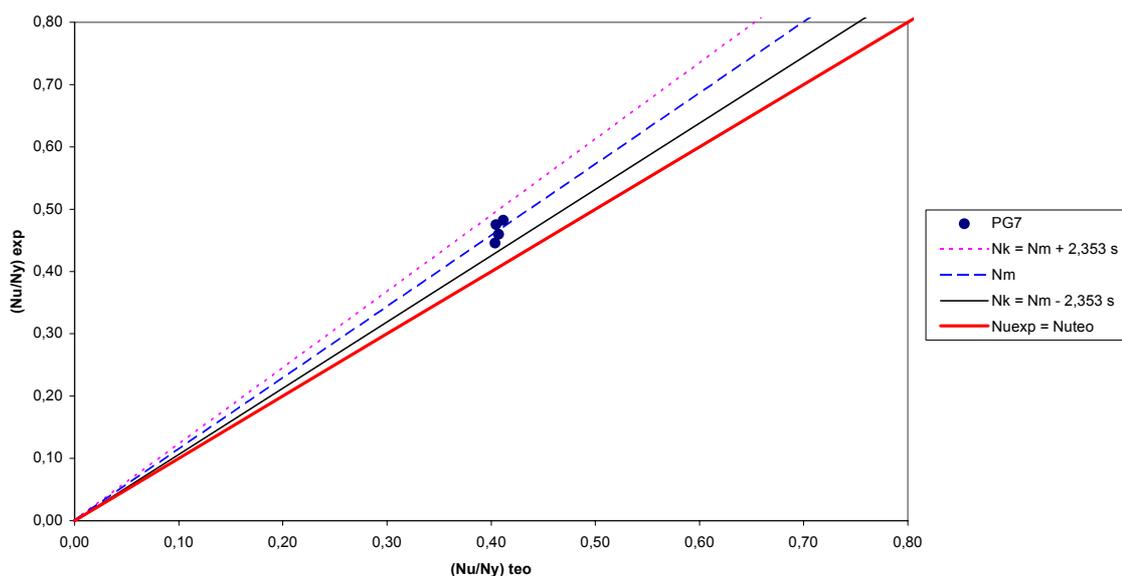


FIGURA 5.10 – Resultados da Análise Estatística do Grupo PG7.

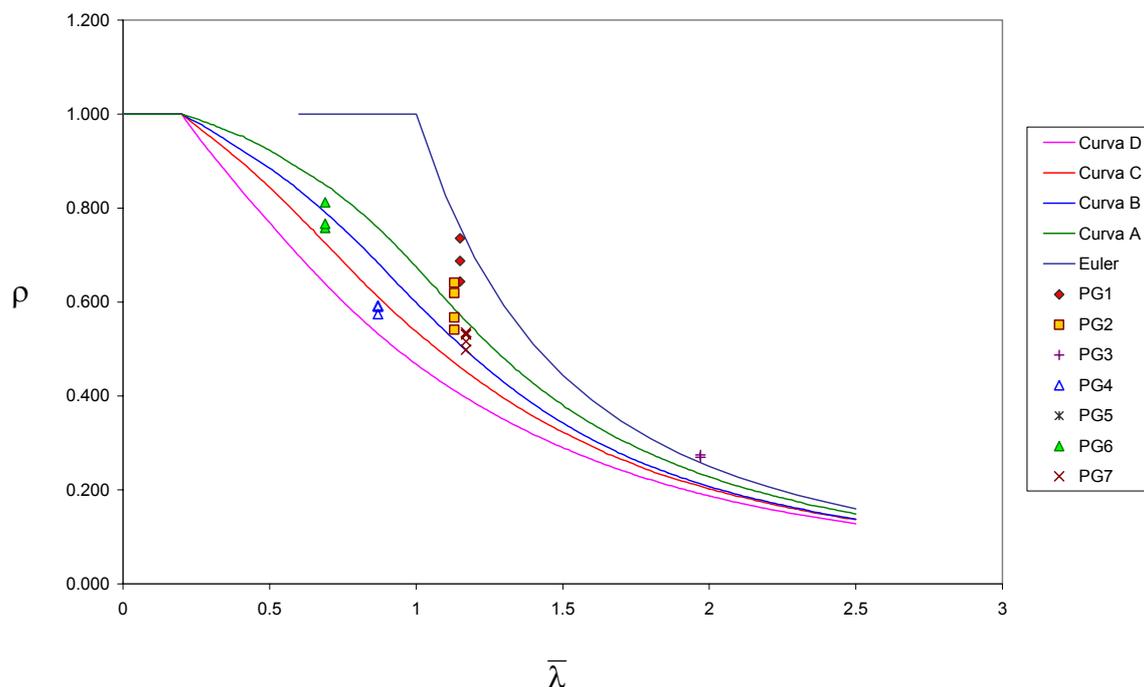


FIGURA 5.11 – Curvas de flambagem da NBR 8800/86 e resultados dos ensaios.

A FIG. 5.11 apresenta as curvas da NBR 8800(1986) e os resultados dos ensaios. Note-se que a grande maioria dos resultados ficaram acima da curva *c* e somente os ensaios do grupo quatro resultaram um pouco abaixo desta, caracterizando assim bons resultados e confirmando a utilização da mesma para o dimensionamento dos pilares eletrossoldados quando a instabilidade por flexão ocorrer em relação ao eixo *y*.

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1 – Conclusões

A pesquisa experimental foi planejada de modo a serem obtidos dados de perfis metálicos eletrossoldados nacionais, aumentando o pequeno e inexpressivo elenco de resultados disponíveis no exterior. Para tanto, procurou-se inicialmente determinar os níveis e formas da distribuição das tensões residuais em alguns perfis e as imperfeições geométricas iniciais longitudinais e transversais em todas as amostras ensaiadas. A seguir, foram realizados ensaios de compressão centrada em vinte e oito perfis. Os ensaios foram instrumentados e controlados de modo a permitir a obtenção de resultados experimentais confiáveis, tendo em vista a sensibilidade a efeitos de imperfeições para o caso de elementos estruturais esbeltos.

A metodologia empregada para a realização dos ensaios resultou plenamente satisfatória. O sistema de aquisição e digitalização de sinais apresentou-se eficiente, possibilitando a análise posterior dos dados obtidos.

O levantamento experimental da deformada longitudinal inicial dos modelos permitiu verificar que as maiores amplitudes destas eram sempre inferiores a 1/1000 dos comprimentos dos perfis. Tais resultados respeitam, portanto, os limites práticos admitidos em diversas normas. Em apenas um pilar esta imperfeição excedeu o limite recomendado, levando ao descarte de seus resultados na análise estatística.

Os diagramas Carga x Deslocamentos Médios medidos na seção central não apresentaram um ponto de bifurcação do equilíbrio, e sim observou-se a ocorrência de deslocamentos laterais desde o início do carregamento para alguns pilares e a partir de 2/3 da força de colapso para outros. Dessa forma, os pilares ficaram submetidos a momentos fletores cada vez mais elevados, até atingir o colapso por flexão com deslocamentos laterais excessivos.

Com exceção do grupo PG2 de amostras, todos os demais tiveram a sua instabilidade por flexão em relação ao eixo *y*, conforme previsto ao ser empregada a curva **c** da NBR 8800/1986 para o dimensionamento desses pilares. A instabilidade por flexão dos pilares do grupo PG2 ocorreu em relação ao eixo *x*, sendo utilizada a curva **b** para o dimensionamento.

Os resultados numéricos do programa PPLANLEP não consideraram, até o momento, a influência das tensões residuais, porque os ensaios para a determinação do nível e distribuição das mesmas encontram-se em fase final de análise. Desta forma, apenas as análises numéricas com e sem imperfeição geométrica inicial foram realizadas.

A consideração na análise numérica das imperfeições geométricas iniciais reduziram significativamente a resistência última dos pilares, quando comparada com os valores teóricos. Os resultados dos ensaios resultaram ainda menores, indicando que a influência das tensões residuais precisa ser de fato considerada na análise numérica.

Os ensaios de compressão dos pilares forneceram resultados que serviram para a aferição da curva *c* de dimensionamento preconizada pela NBR8800/1986, podendo a mesma ser utilizada para o dimensionamento dos pilares eletrossoldados quando a instabilidade por flexão acontece em relação ao eixo *y*.

Isto pôde ser comprovado pelos resultados da análise estatística, considerando amostras distintas, ou seja, os conjuntos de resultados referentes aos pilares de cada grupo. O tratamento estatístico assim realizado conduziu a valores característicos  $N_k$  próximos

de 1, garantindo, portanto, segurança e confiabilidade na metodologia empregada para o dimensionamento destes pilares.

## **6.2 – Sugestões**

Algumas sugestões podem ser apresentadas para a continuidade da linha de pesquisa:

1. Realizar um número maior de ensaios para os pilares com instabilidade por flexão em relação ao eixo x;
2. Estender a análise numérica para todos os pilares ensaiados, procurando determinar seu comportamento ao longo do carregamento, incluindo na análise os níveis e a distribuição de tensões residuais e as imperfeições geométricas iniciais.

## Referências Bibliográficas

ALPSTEN, G. A. e TALL, L. (1970) – Residual stresses in heavy welded shapes – Welding Journal – AWS, pag 93s-105s – march – American Welding Society.

AISC/LRFD (1993) – AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – Load and Resistant Factor Design – 2ª ed. – Chicago.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM A 769/A 769M (1994) – Standard Specification for Carbon and High-Strength Electric Resistance Welded Steel Structural Shapes – Philadelphia.

ANDRADE, P. B. (1994) – Curso Básico de Estruturas de Aço – IEA Editora. 2ª Edição Revisada – Belo Horizonte.

BALLIO, G. e MAZZOLANI, F. M. (1983) – Theory and Design of Steel Structures – Chapman and Hall – New York.

BJORHOVDE, R. (1988) – Columns: from theory to practice. – Engineering Journal (AISC) – vol. 25 – nº1 – 1<sup>st</sup> Quarter – Págs. 21 – 34.

BJORHOVDE, R. (1984) – Effect of end restraint on column strength – Practical applications. – Engineering Journal (AISC), v 21, nº 1, 1<sup>st</sup> Quarter, pag. 1-13.

CAN/CSA-S16.1 (1994) – CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – CISC – Limit States Design of Steel Structures – Ontario.

CHEN, W. F e LUI, E. M. (1987) – Structural Stability- Theory and Implementation – New York.

CHEN, W. F. e LUI, E. M. (1985) – Columns with end restraint and bending in load and resistance design factor – Engineering Journal – AISC – Volume 2 – n.3 – 3<sup>rd</sup> Quarter.

CULLITY, B. D. (1978) – Elements of x-ray Diffraction, Addison Wesley.

DUGAIN, F. e MICHAUT, C. (1974) – Methodes rapides d'interprétation statistiques – Revue de L'aluminium – Mars – Paris.

ENGLEKIRK, R. (1994) – Steel Structures – Controlling Behavior Through Design – University of California at Los Angeles – New York.

ENV 1993-1-1 (1992) – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION Design of Steel Structures – General Rules and Rules for Buildings – Brussels.

ECCS (1976) – EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK – “Manual on the stability of steel structures” – 2ª Edição – Brussels.

FAKURY, R. H. (2000) – Contribuição Técnica apresentada no III Seminário Internacional – O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil – Belo Horizonte.

FAKURY, R. H. (s/d) – Notas de Aula de Estudos Avançados em Estruturas de Aço – DEES – UFMG – Belo Horizonte.

FUKUMOTO, Y. e ITOH Y. (1984) – Exploitation de Courbes Multiples de Flambement par une approche à base de données expérimentales – nº 3 – Construction Métallique.

GUTIERREZ, A R. (1997) – Manual de Estructuras de Acero – Volume I – Properca – Productora de Perfiles – Caracas – Venezuela.

HOFER JR, K .E. (1966) – Static Evaluation of Thermatool Welded A-36 Steel Beam – IIT Research Institute Technology Center – Chicago – Illinois.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1999) – Relatório nº 38.701 – Avaliação e caracterização mecânica e química de perfis metálicos leves eletrosoldados .

JIS G 3353 (1978) – JAPANESE INDUSTRIAL STANDARD – Welded Light Gauge H Steels for general Structures – Japão.

LAVALL, A. C. C. (1996) – “Uma Formulação Consistente para Análise Não-Linear de Pórticos Planos de Aço considerando Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais” – Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos– São Carlos.

MAEDER, G. (1982) – *Mesure de Contraintes Residuelles par Diffraction X – Applications*, Revue Française de Mécanique- n° 82, pag. 57-70.

MARTIN, D. C. (1971) – *High-Frequency Resistance Welding – Bulletin 160 – WCR – Welding Research Council – New York*.

Mc FALLS, R.K.; TALL, L. (1969) – “A study of welded columns manufactured from flame-cut plates”. – *Welding Journal – AWS – págs.141s-153s*.

MODENESI, P. J. (2001) – *Efeitos Mecânicos do Ciclo Térmico – Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais – UFMG – Belo Horizonte*.

NBR 5884 (2000) – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Especificação – Rio de Janeiro*.

NBR 6152 (1980) – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – *Determinação das Propriedades Mecânicas à tração de materiais metálicos – Método de Ensaio – Rio de Janeiro*.

NBR 8681 (1984) – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento – Rio de Janeiro*.

NBR 8800 (1986) – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de edifícios (Método dos Estados Limites) – Rio de Janeiro*.

NICHOLS, R. K. (1999) – *Thermatool Corp. – High Frequency Welding – The Process and Applications*.

PAULA, A. F. (1985) – *Estatística - Volume 1 – 2ª. Parte. – Cap. IV-V – Editora Cotec – UFMG – Belo Horizonte*.

PIMENTA, R. J. (1997) – “Proposição de uma curva de flambagem para perfis I soldados formados por chapas cortadas a maçarico” – *Dissertação de Mestrado – EE/UFMG – Belo Horizonte*.

RACHID, M. e MORI, D. D. (1989) – Instabilidade: Conceitos – Aplicação na flambagem por flexão – EESC-USP – São Carlos.

RODRIGUES, F. C. (1993) – “Estudo Teórico-Experimental de perfis de chapa dobrada submetidos à compressão” – Tese de Doutorado – COPPE – Rio de Janeiro.

RODRIGUES, F. C. (2000) – Perfis Estruturais formados a frio: Comportamento e dimensionamento – EE/UFMG – Revisão 1– Belo Horizonte.

RONDAL, J. (1984) – “Contribution à l'étude de la stabilité des profils creux à parois minces” – Thèse de doctorat – Université de Liège – Collection des publications de la Faculté des Sciences Appliquées – n° 93 – Liège – Belgique

SALMON, C. G. e JOHNSON, J. E. (1996) – Steel Structures: Design and Behavior, Emphasizing Load and Resistance Factor Design – 4 ed. – New York.

SANTANA, P. C. S. C. (1999) – “Curva de Flambagem para perfis “S” Enrijecidos Formados a Frio” – Dissertação de Mestrado – EE/UFMG – Belo Horizonte.

SSRC (1981) – STRUCTURAL STABILITY RESEARCH COUNCIL –Task Group 6 – “Determination of Residual Stresses in structural Shapes” – Experimental Techniques – Vol 5, n° 3, pp. 4-7.

UMSA (2000) – Perfil Eletrossoldado Usilight – Usiminas Mecânica S. A. – Catálogo Técnico – Taubaté – S.P.

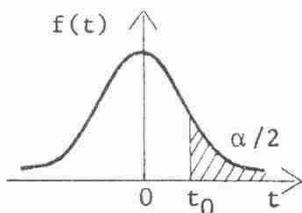
WELDING HANDBOOK (1980) – 7ª Edição – Volume 3 – Processos de Soldagem – High-Frequency Welding – Editora AWS – Florida.

WELDING HANDBOOK (1991) – 8ª. Edição – Volume 2 – Processos de Soldagem – Capítulo 20 – Pag 652 a 669 – High-Frequency Welding – Editora AWS – Florida.

# **ANEXO A**

DISTRIBUIÇÃO DE  $t$ , DE STUDENT

$$F(t_0) = \int_{t_0}^{\infty} k(1 + t^2/v)^{-0,5(v+1)}$$



Valores da abscissa  $t_0$  (positivos) para os quais com graus de liberdade,  $P(t \geq t_0) = \alpha/2$

$\alpha/2$ v	0,001	0,005	0,01	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20
1	318,31	63,657	31,821	12,706	6,314	3,078	1,963	1,376
2	22,33	9,925	6,965	4,303	2,920	1,886	1,386	1,061
3	10,22	5,841	4,541	3,182	2,353	1,638	1,250	0,978
4	7,173	4,604	3,747	2,776	2,132	1,533	1,190	0,941
5	5,893	4,032	3,365	2,571	2,015	1,476	1,156	0,920
6	5,208	3,707	3,143	2,447	1,943	1,440	1,134	0,906
7	4,785	3,499	2,998	2,365	1,895	1,415	1,119	0,896
8	4,501	3,355	2,896	2,306	1,860	1,397	1,108	0,889
9	4,297	3,250	2,821	2,262	1,833	1,383	1,100	0,883
10	4,144	3,169	2,764	2,228	1,812	1,372	1,093	0,879
11	4,025	3,106	2,718	2,201	1,796	1,363	1,088	0,876
12	3,930	3,055	2,681	2,179	1,782	1,356	1,083	0,873
13	3,852	3,012	2,650	2,160	1,771	1,350	1,079	0,870
14	3,787	2,977	2,624	2,145	1,761	1,345	1,076	0,868
15	3,733	2,947	2,602	2,131	1,753	1,341	1,074	0,866
16	3,686	2,921	2,583	2,120	1,746	1,337	1,071	0,865
17	3,646	2,898	2,567	2,110	1,740	1,333	1,069	0,863
18	3,610	2,878	2,552	2,101	1,734	1,330	1,067	0,862
19	3,579	2,861	2,539	2,093	1,729	1,328	1,066	0,861
20	3,552	2,845	2,528	2,086	1,725	1,325	1,064	0,860
21	3,527	2,831	2,518	2,080	1,721	1,323	1,063	0,859
22	3,505	2,819	2,508	2,074	1,717	1,321	1,061	0,858
23	3,485	2,807	2,500	2,069	1,714	1,319	1,060	0,858
24	3,467	2,797	2,492	2,064	1,711	1,318	1,059	0,857
25	3,450	2,787	2,485	2,060	1,708	1,316	1,058	0,856
26	3,435	2,779	2,479	2,056	1,706	1,315	1,058	0,856
27	3,421	2,771	2,473	2,052	1,703	1,314	1,057	0,855
28	3,408	2,763	2,467	2,048	1,701	1,313	1,056	0,855
29	3,396	2,756	2,462	2,045	1,699	1,311	1,055	0,854
30	3,385	2,750	2,457	2,042	1,697	1,310	1,055	0,854
40	3,307	2,704	2,423	2,021	1,684	1,303	1,050	0,851
60	3,232	2,660	2,390	2,000	1,671	1,296	1,046	0,848
120	3,160	2,617	2,358	1,980	1,658	1,289	1,041	0,845
$\infty$	3,090	2,576	2,326	1,960	1,645	1,282	1,036	0,842

# **ANEXO B**

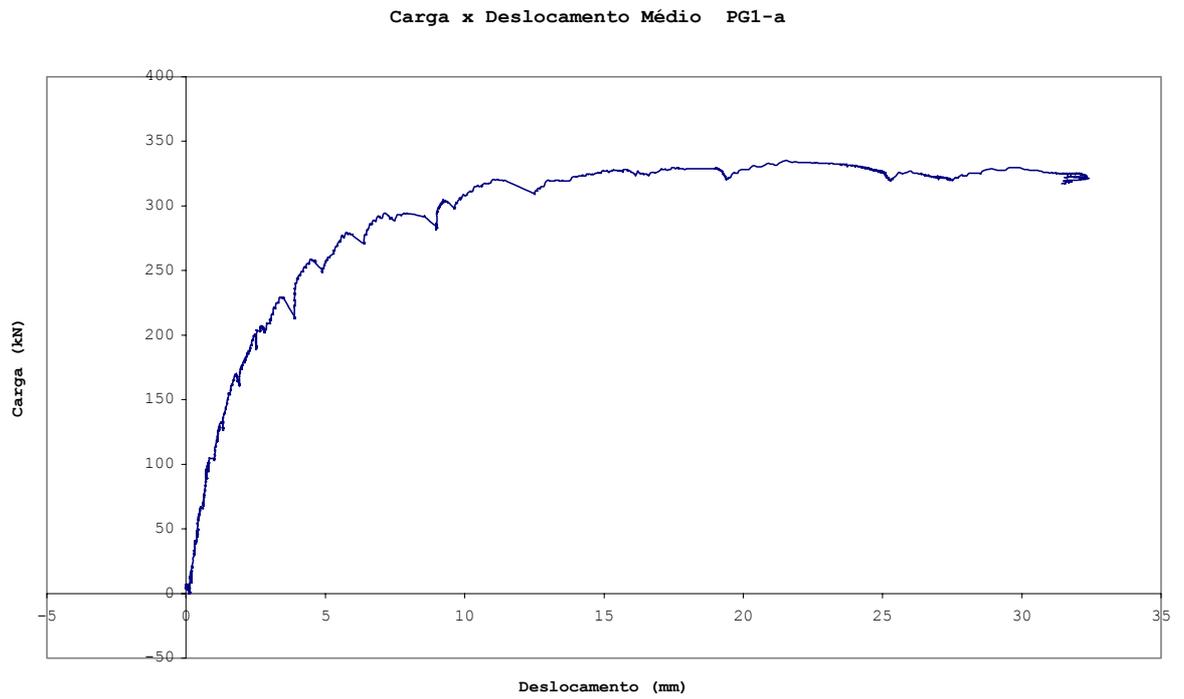


Figura 1 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG1-a.

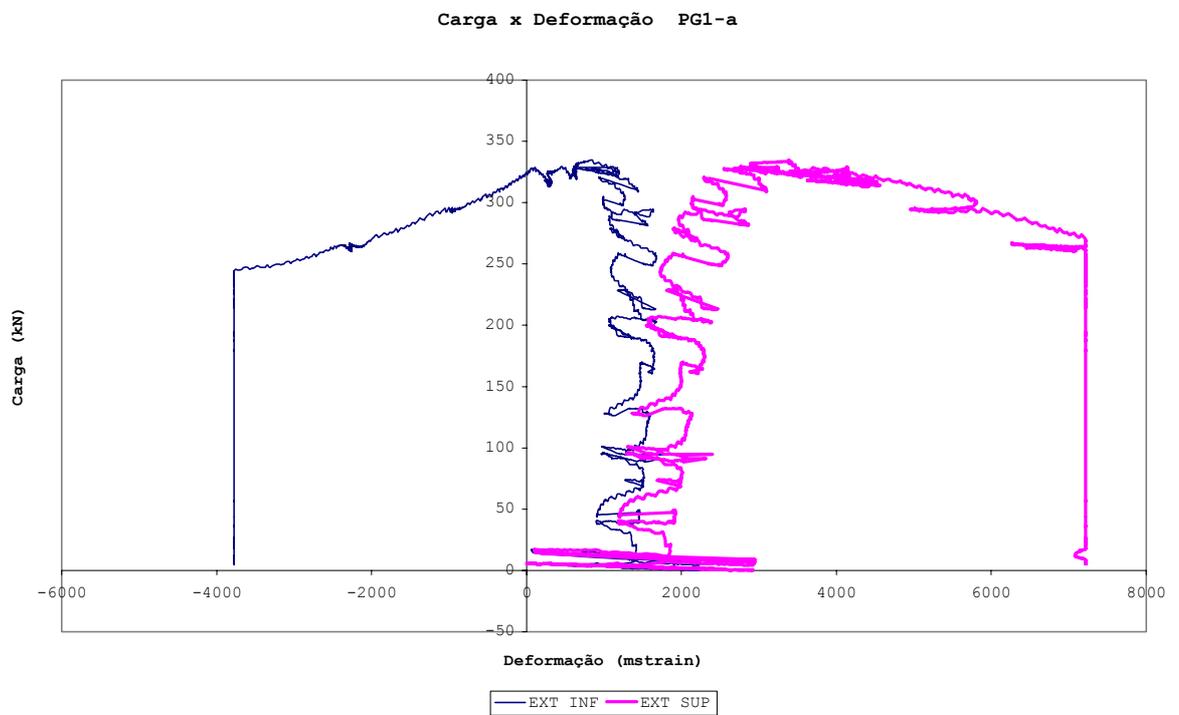


Figura 2 – Carga x Deformação do Pilar PG1-a.

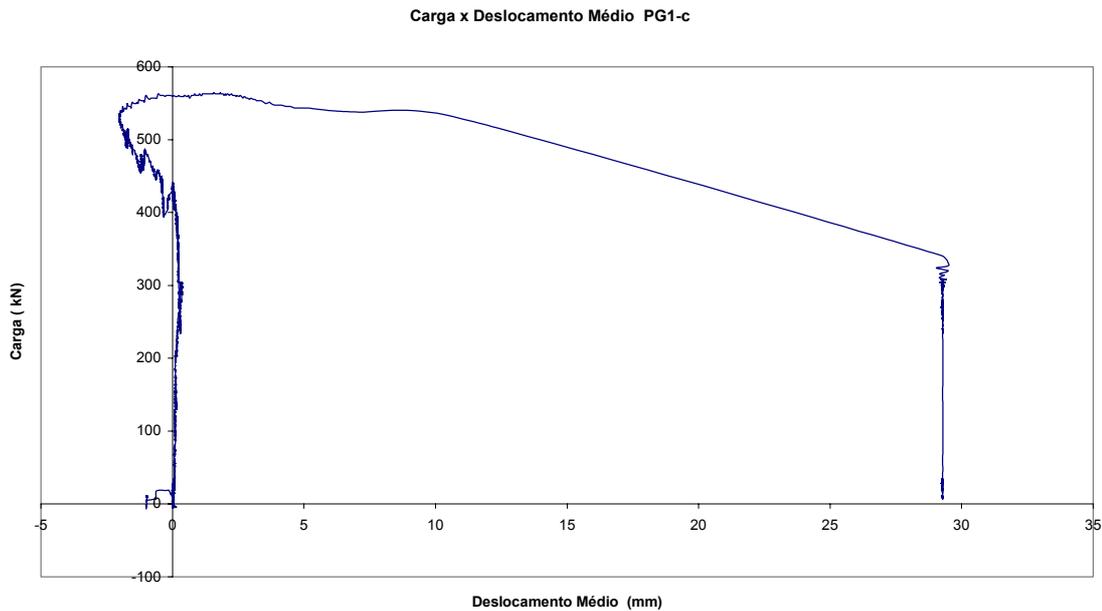


Figura 3 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG1-c.

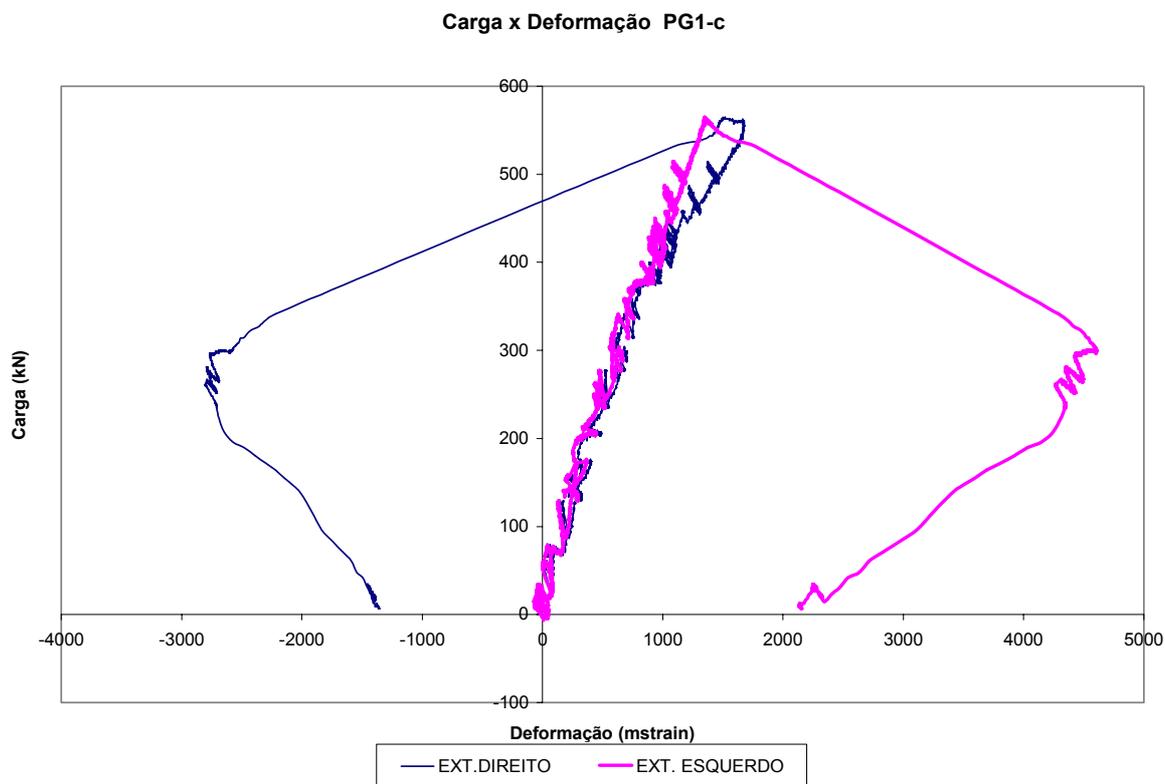


Figura 4 – Carga x Deformação do Pilar PG1-c.

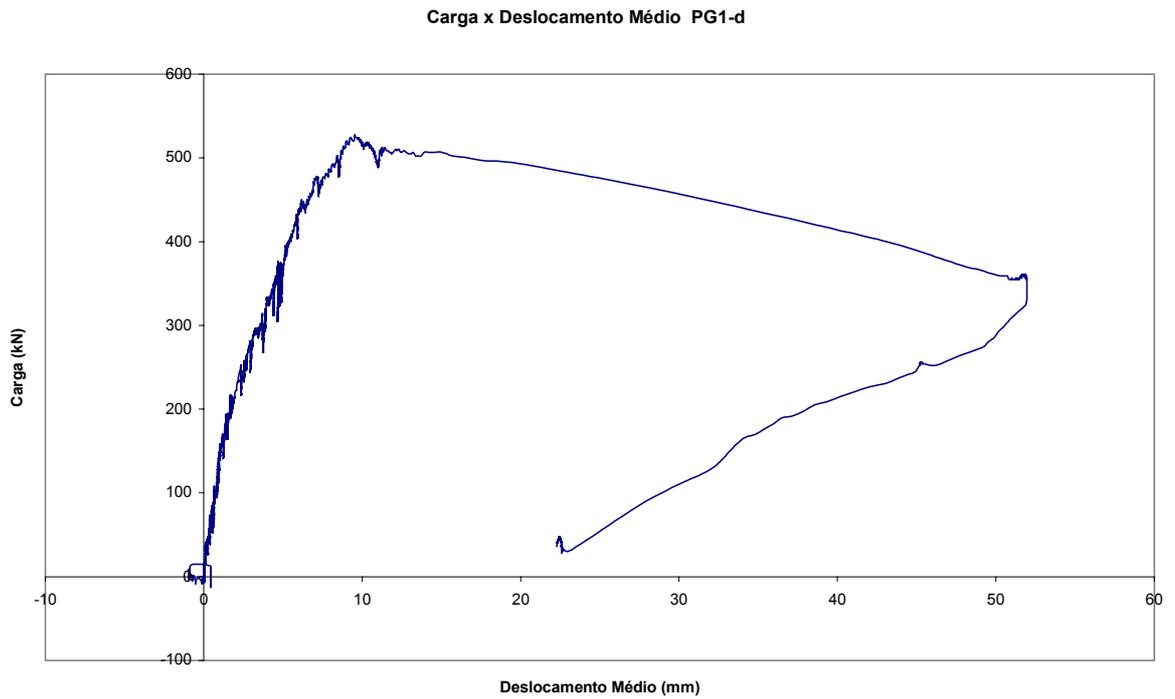


Figura 5 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG1-d.

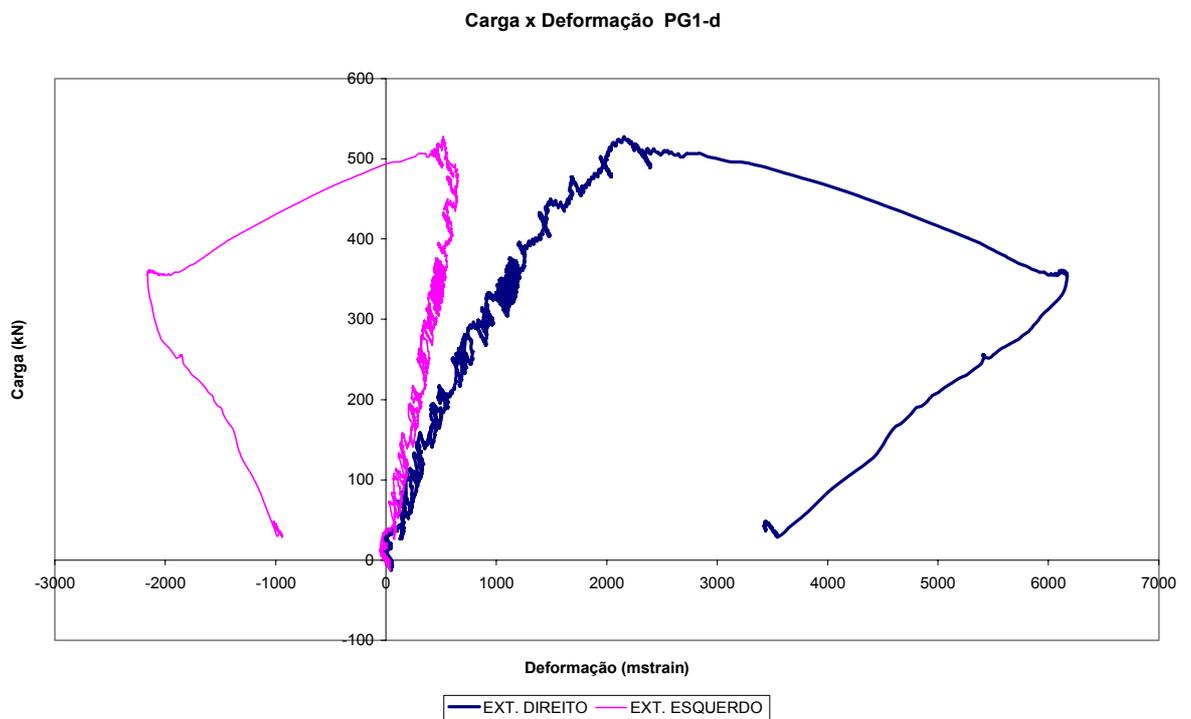


Figura 6 – Carga x Deformação do Pilar PG1-d.

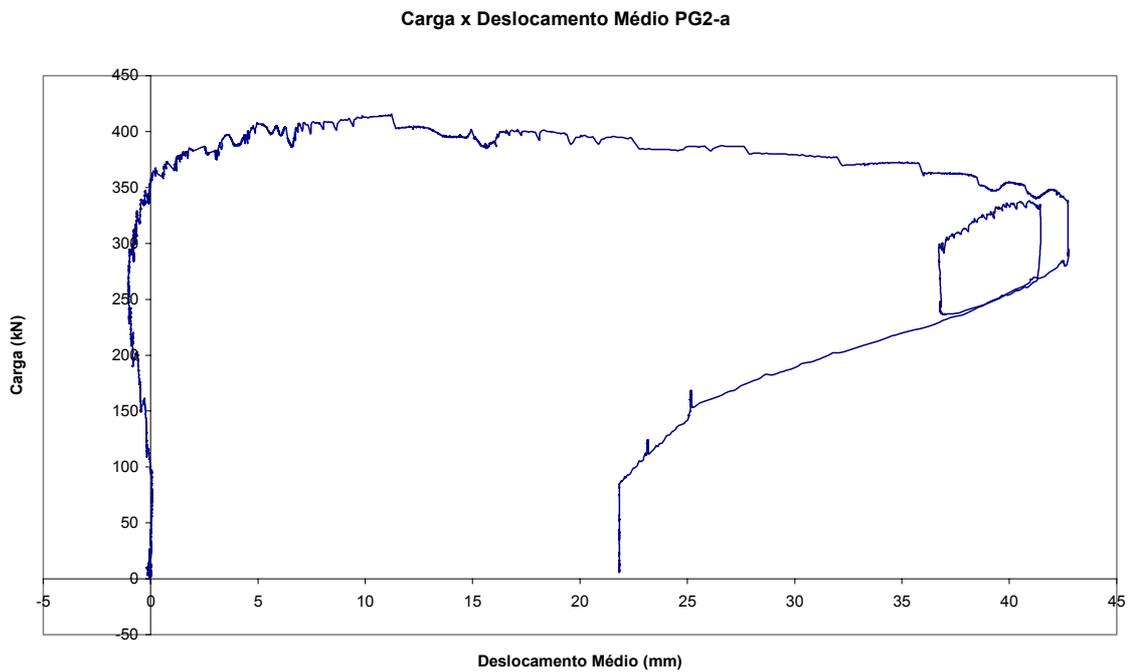


Figura 7 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-a.

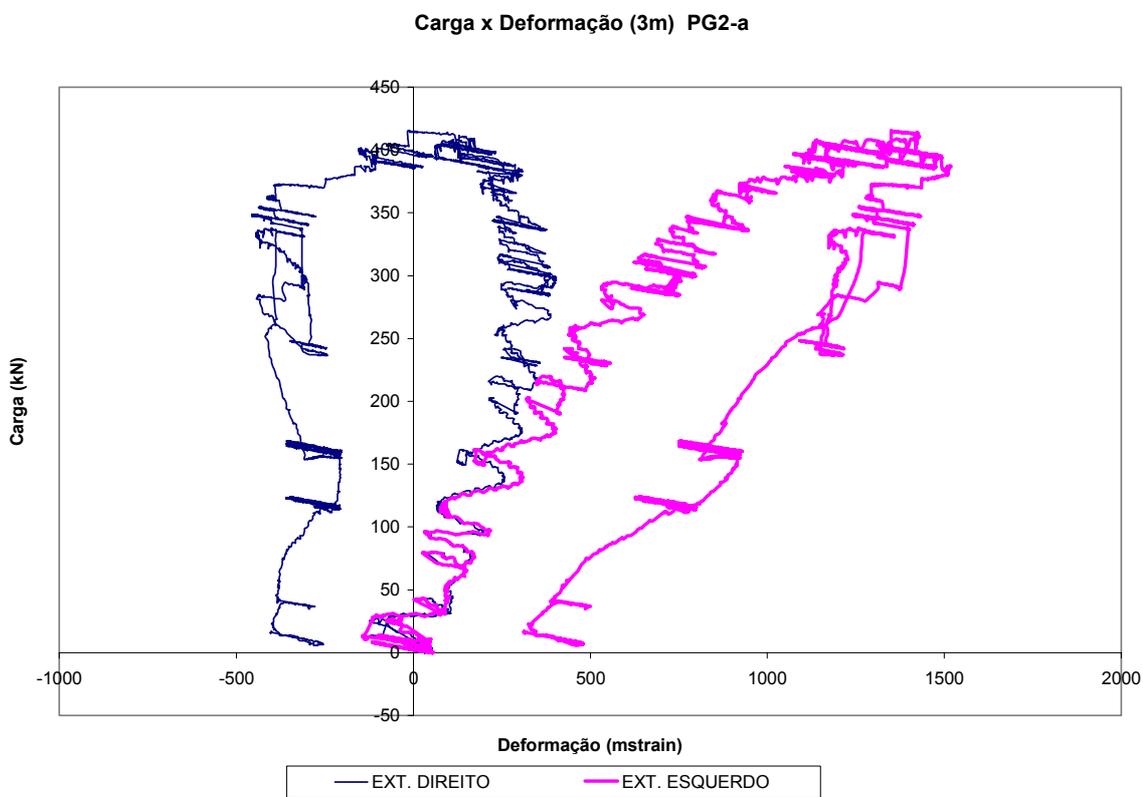


Figura 8 – Carga x Deformação do Pilar PG2-a (3m).

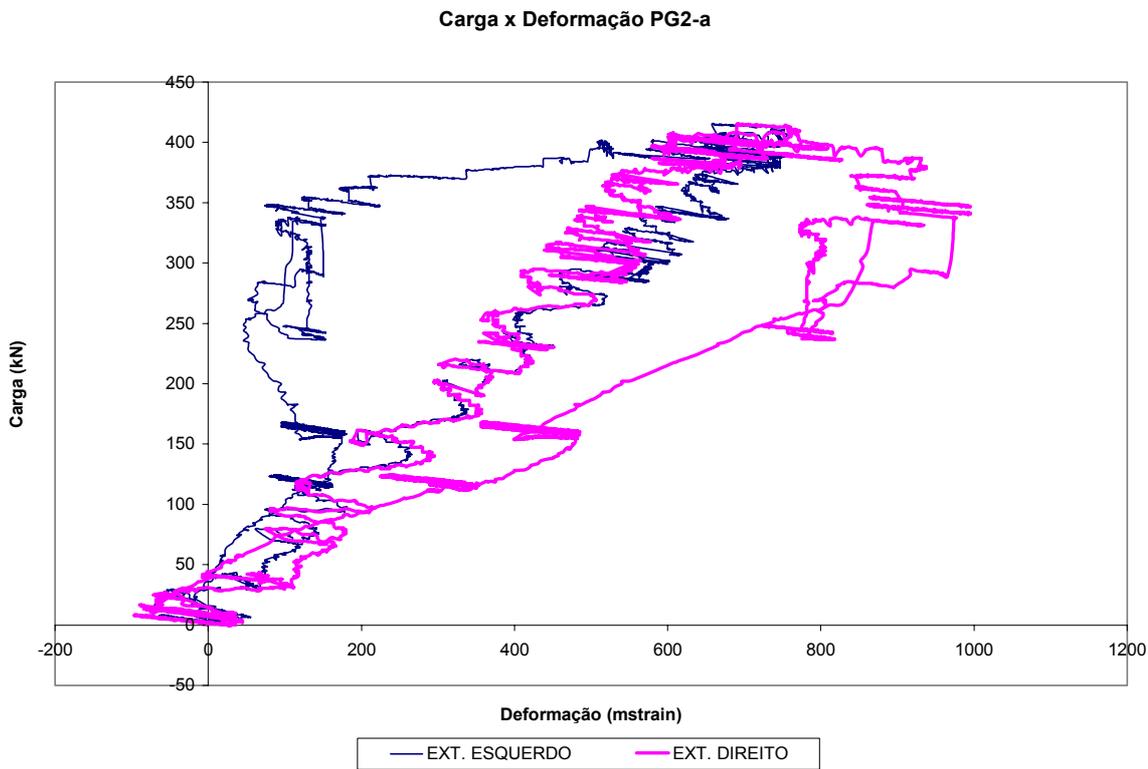


Figura 9 – Carga x Deformação do Pilar PG2-a.

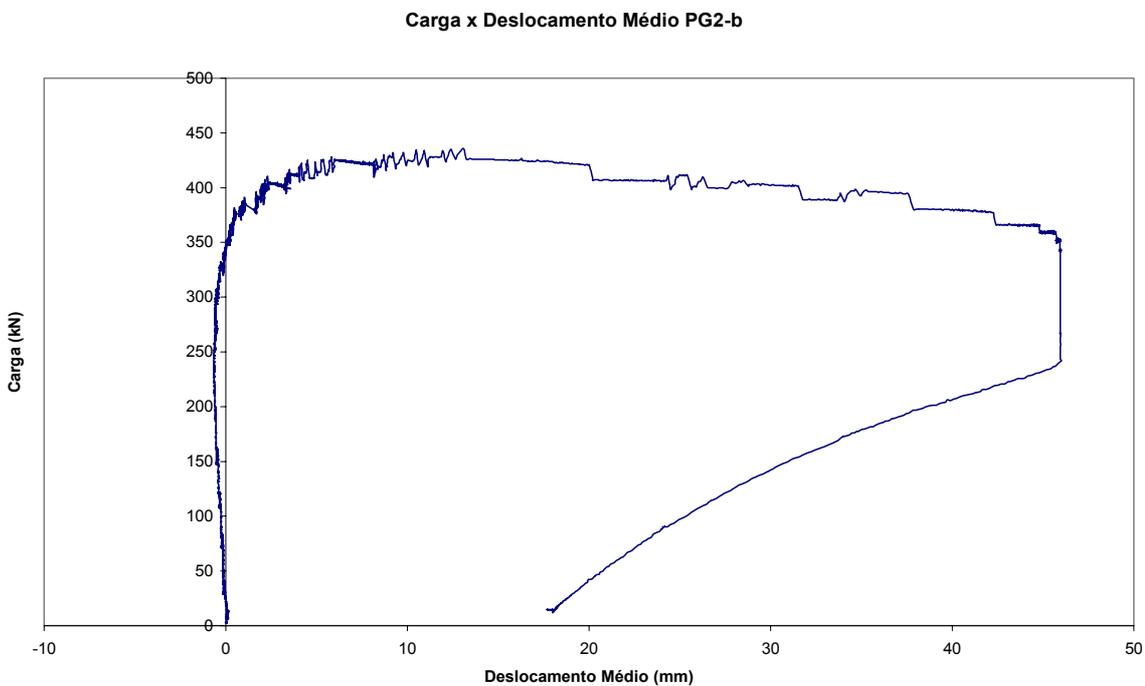


Figura 10 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-b.

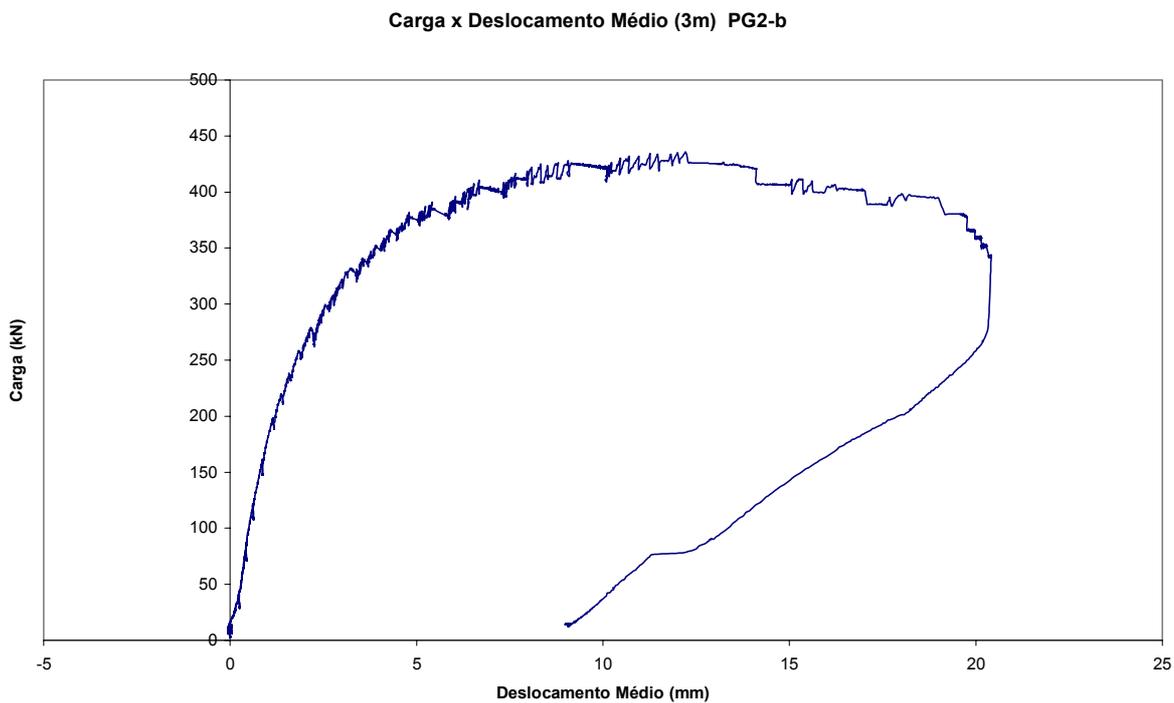


Figura 11 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-b (3m).

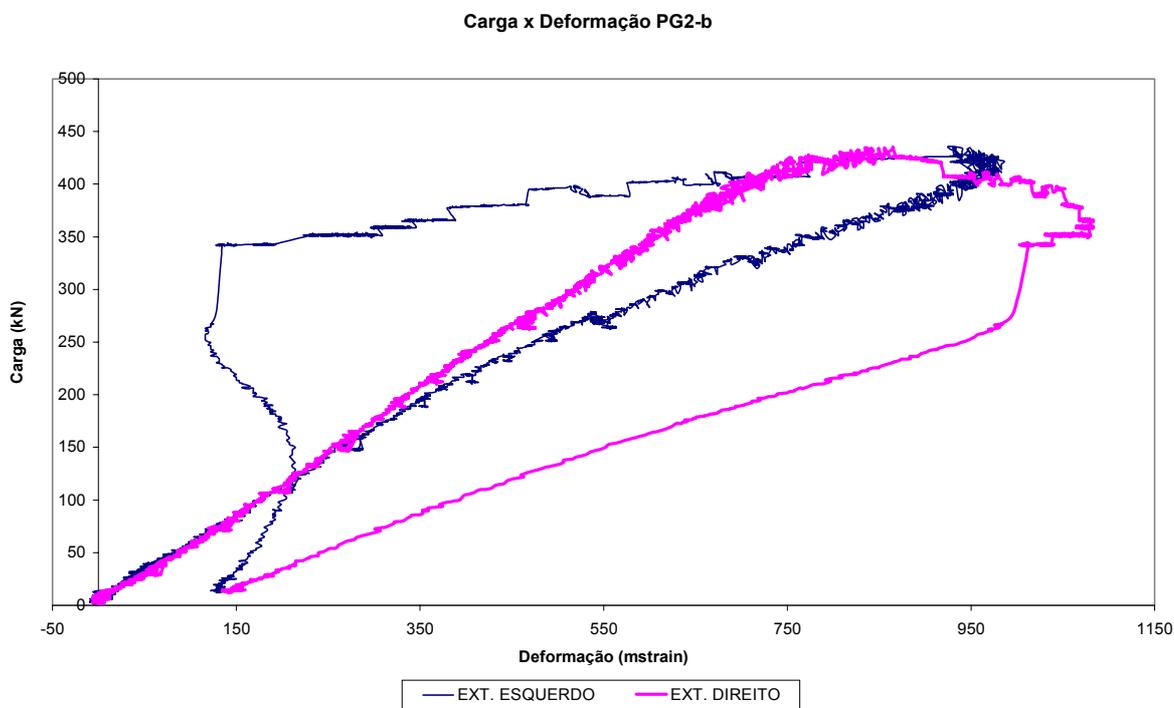


Figura 12 – Carga x Deformação do Pilar PG2-b.

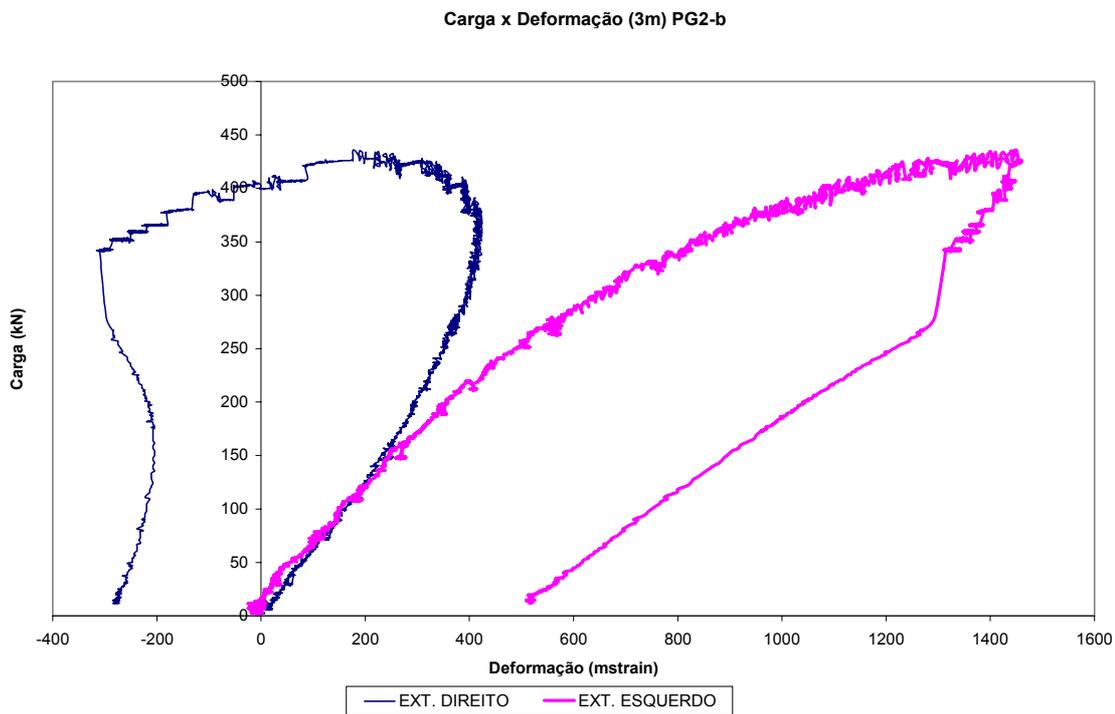


Figura 13 – Carga x Deformação do Pilar PG2-b (3m).

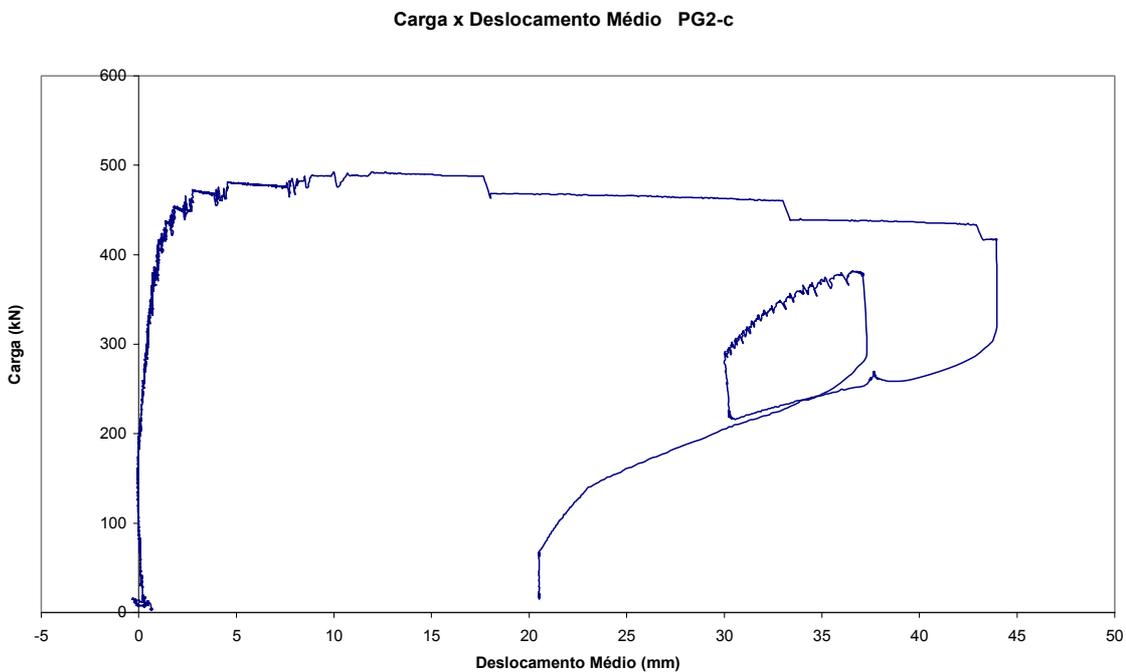


Figura 14 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-c.

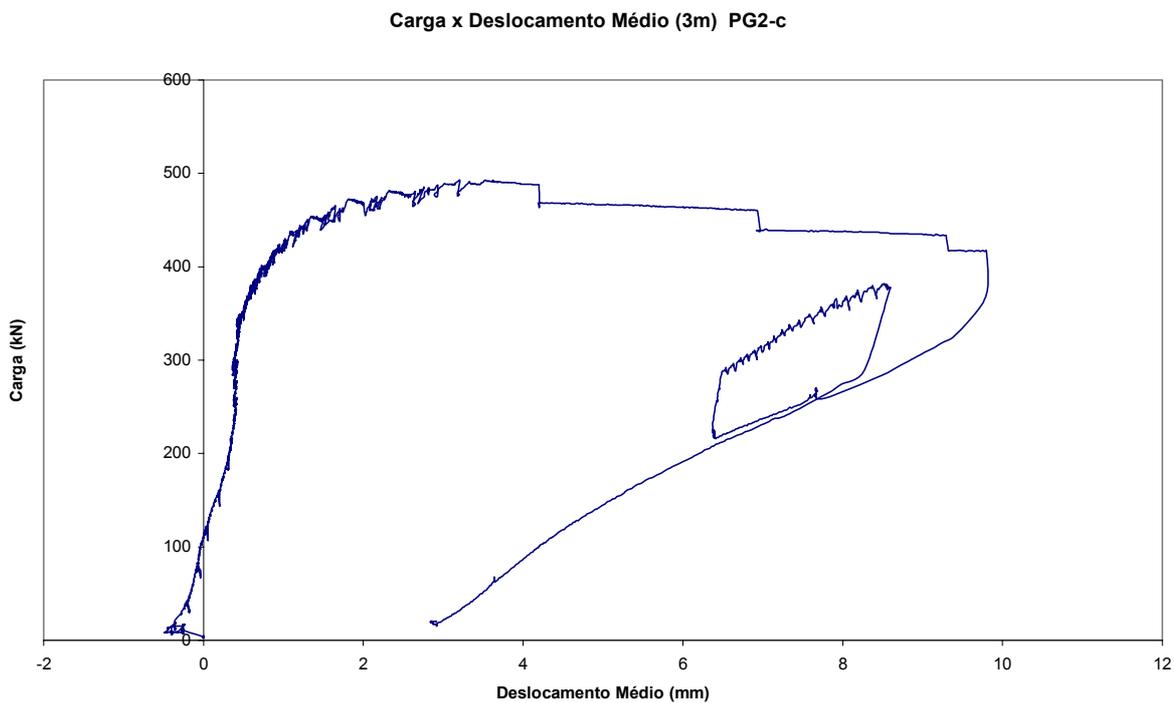


Figura 15 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-c (3m).

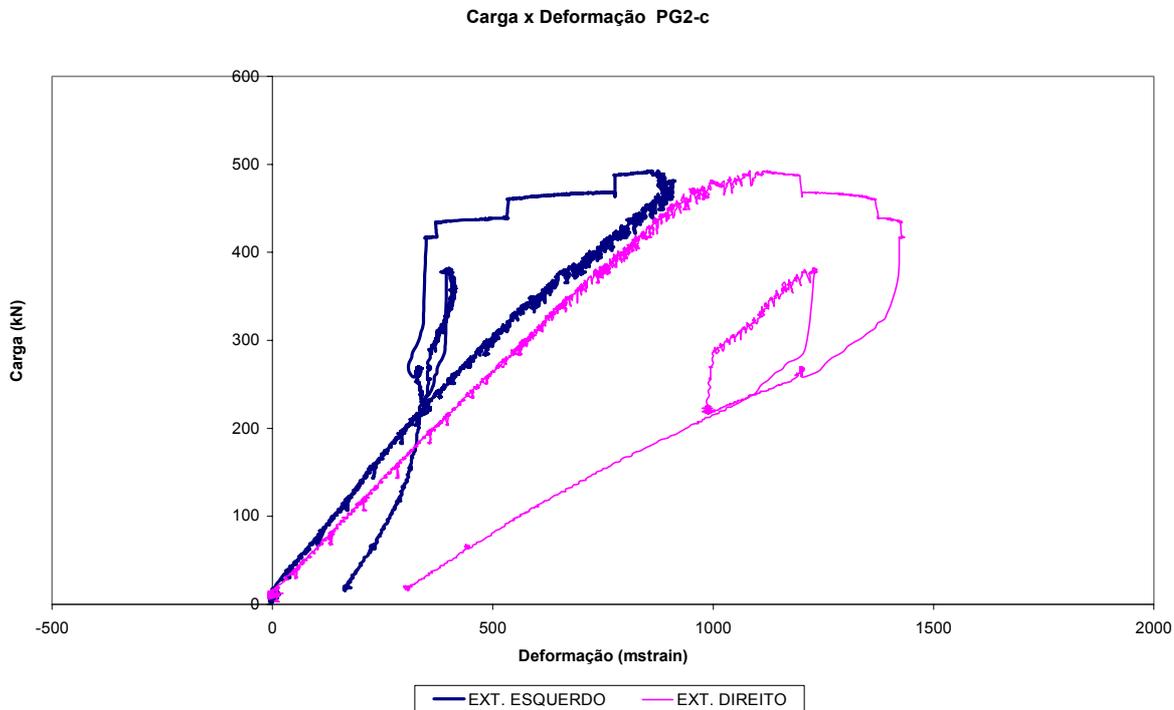


Figura 16 – Carga x Deformação do Pilar PG2-c.

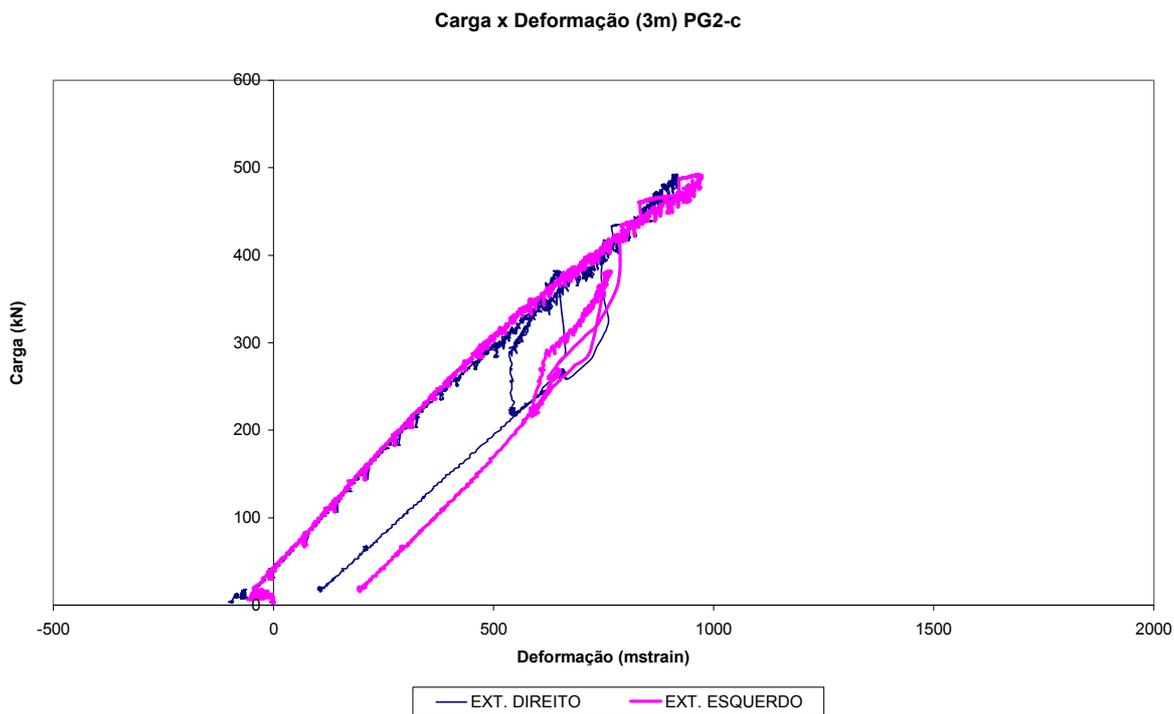


Figura 17 – Carga x Deformação do Pilar PG2-c (3m).

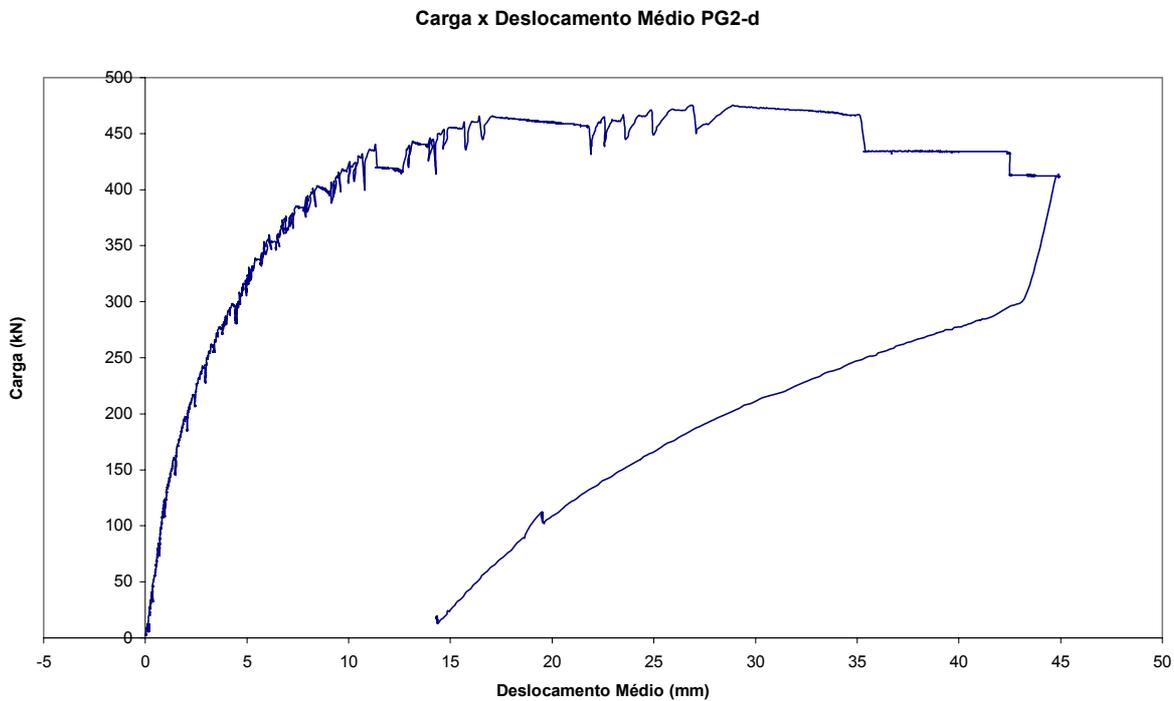


Figura 18 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-d.

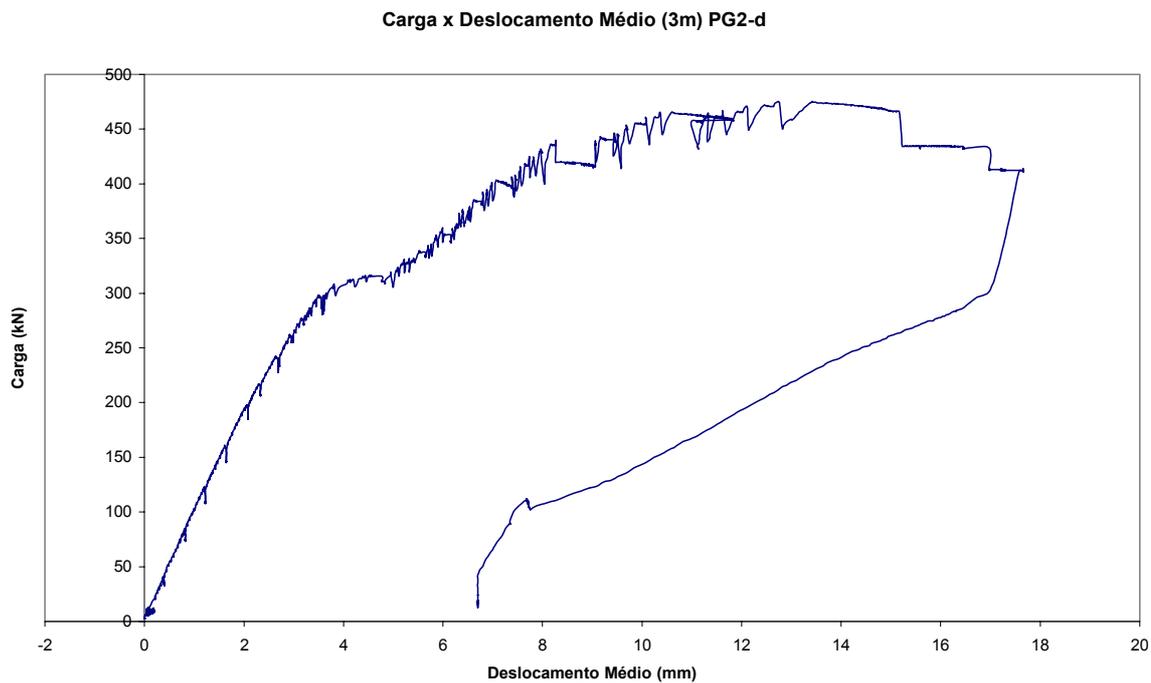


Figura 19 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG2-d (3m).

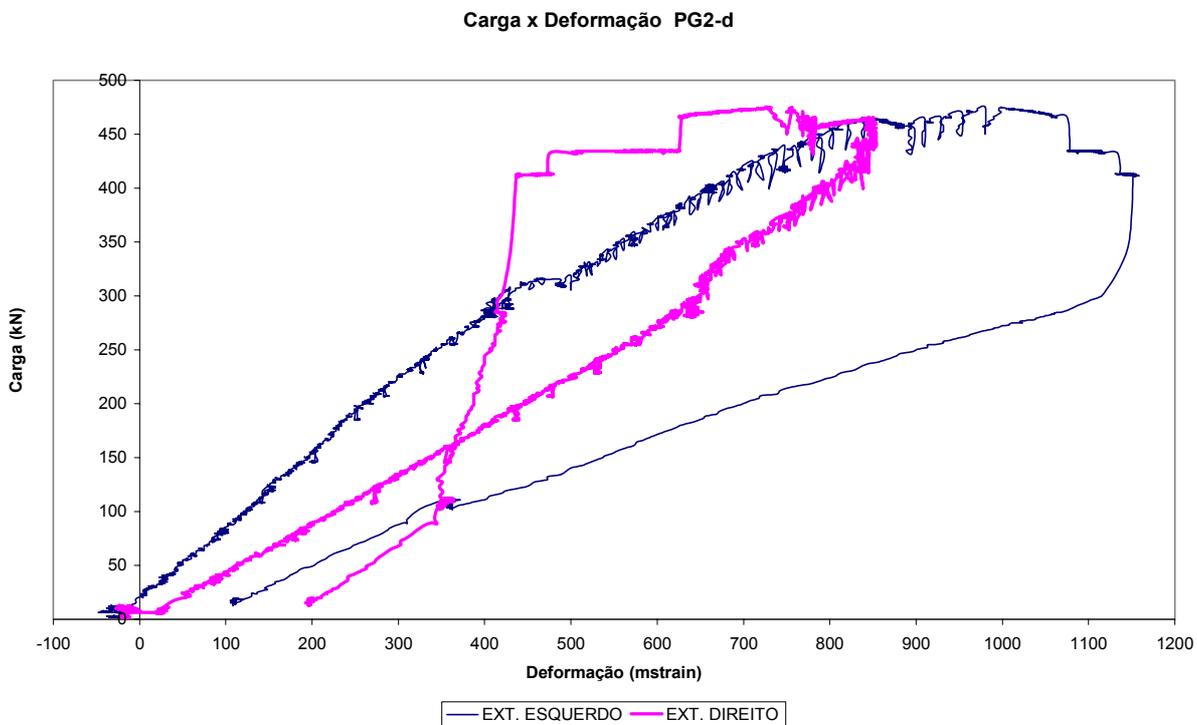


Figura 20 – Carga x Deformação do Pilar PG2-d.

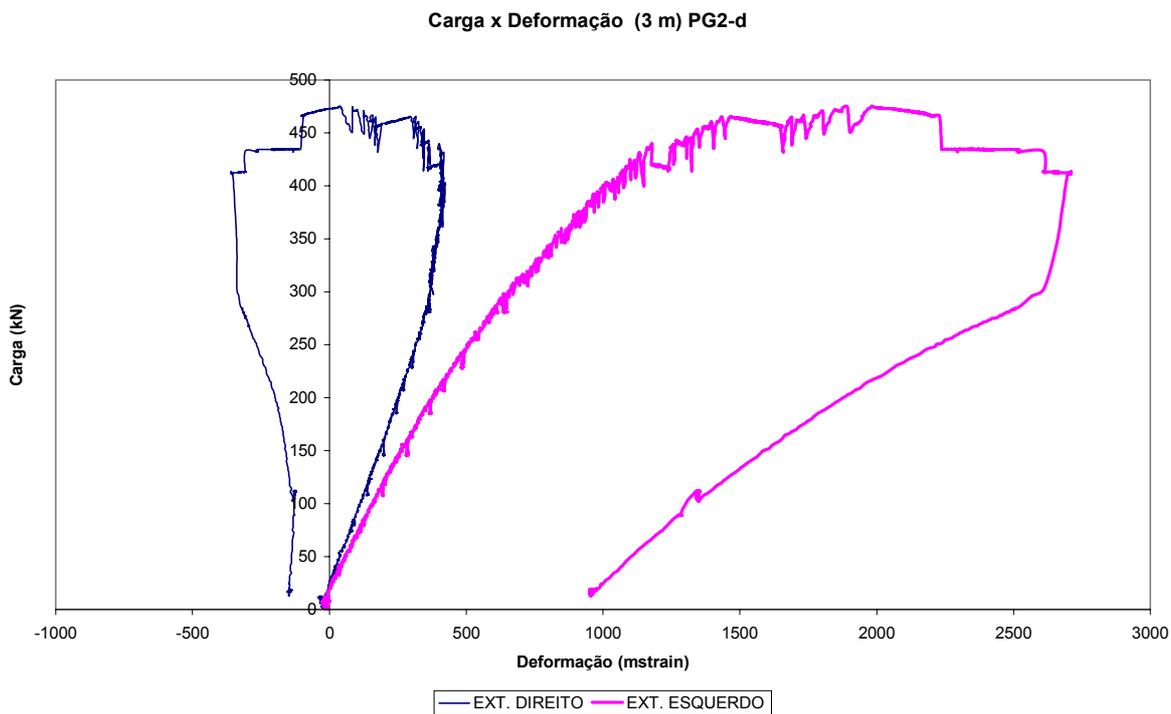


Figura 21 – Carga x Deformação do Pilar PG2-d (3m).

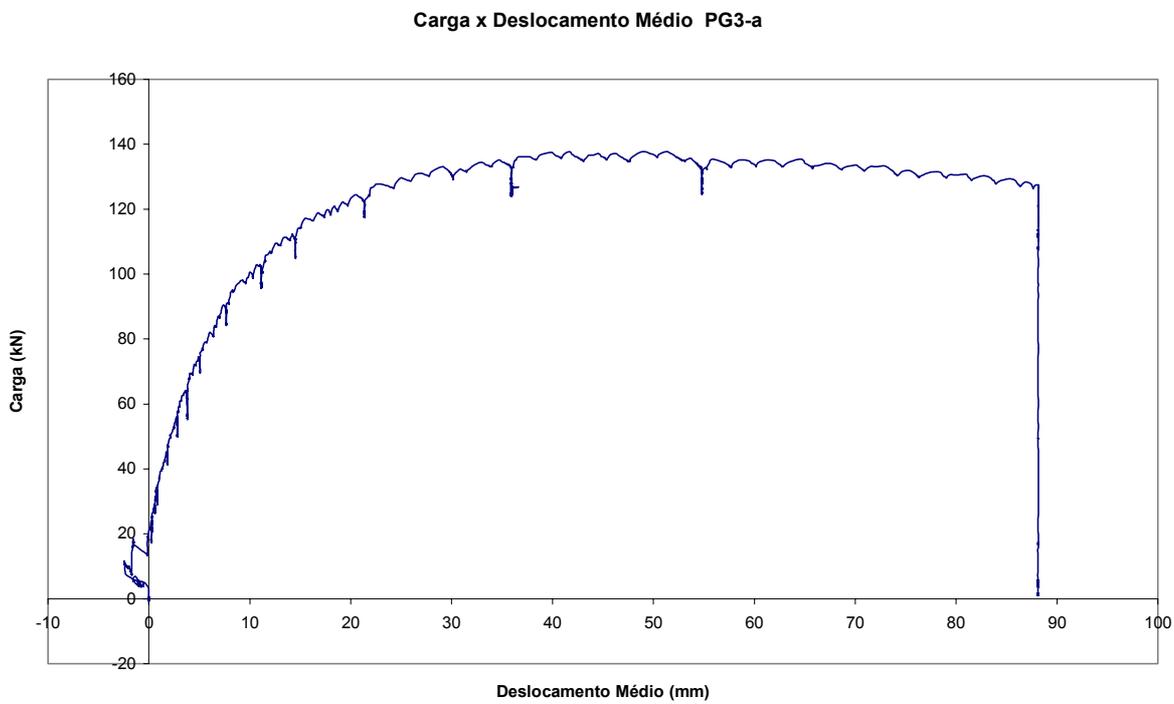


Figura 22 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG3-a.

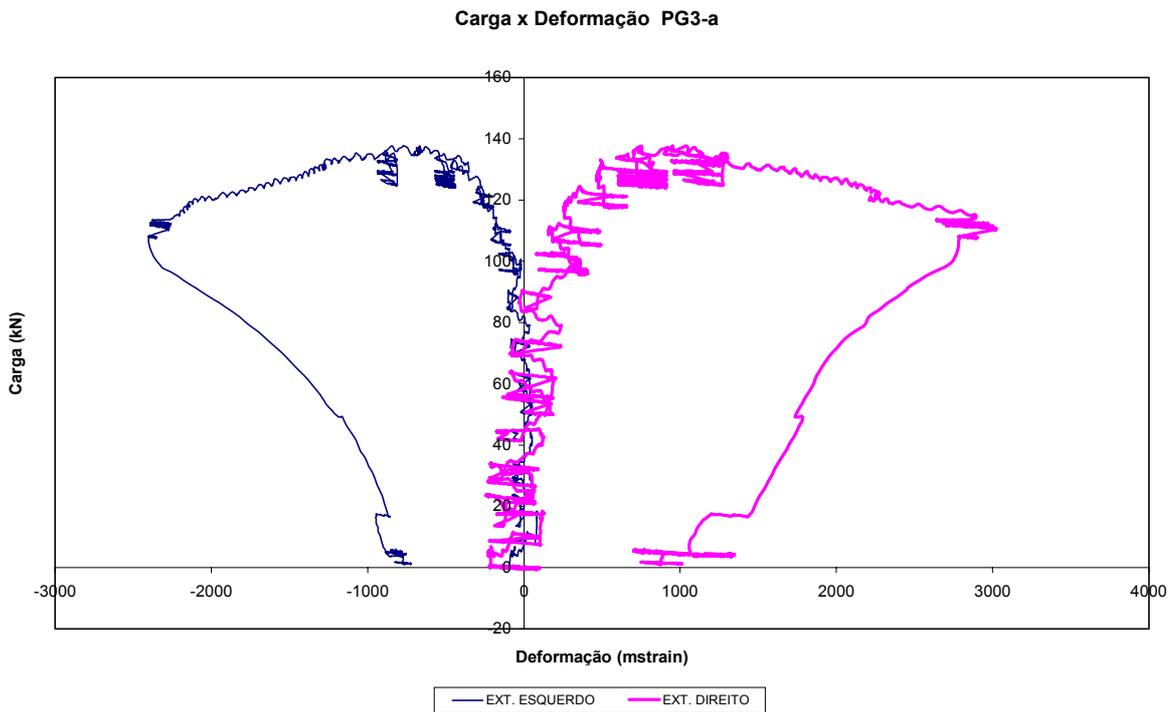


Figura 23 – Carga x Deformação do Pilar PG3-a.

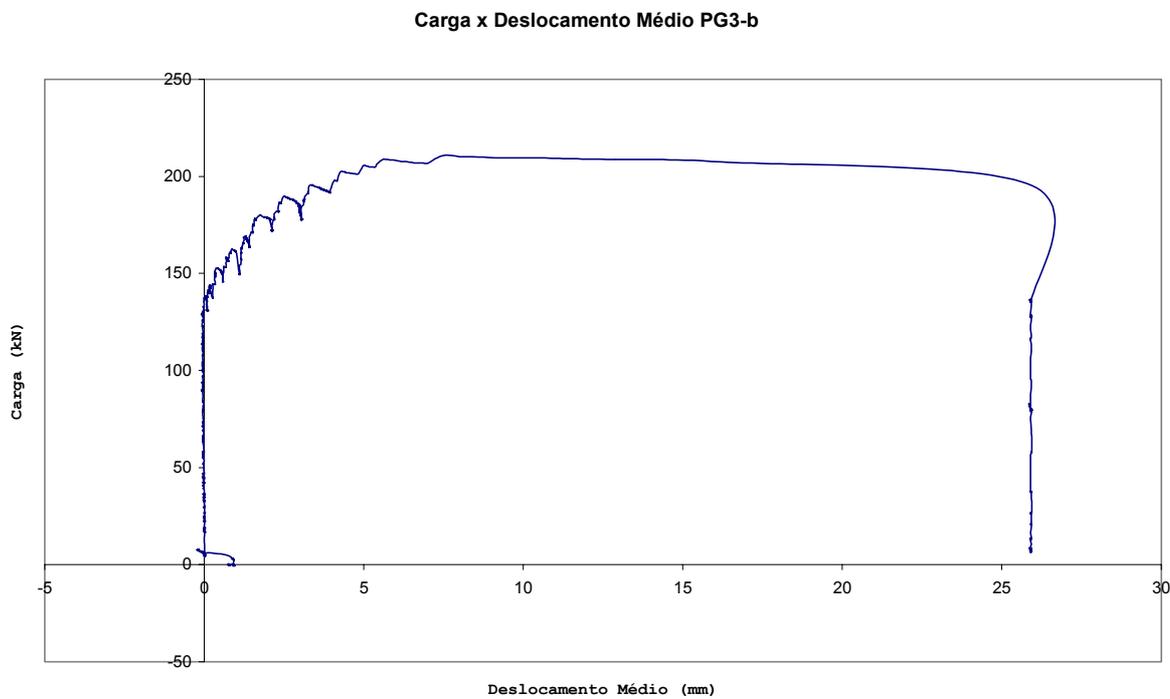


Figura 24 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG3-b.

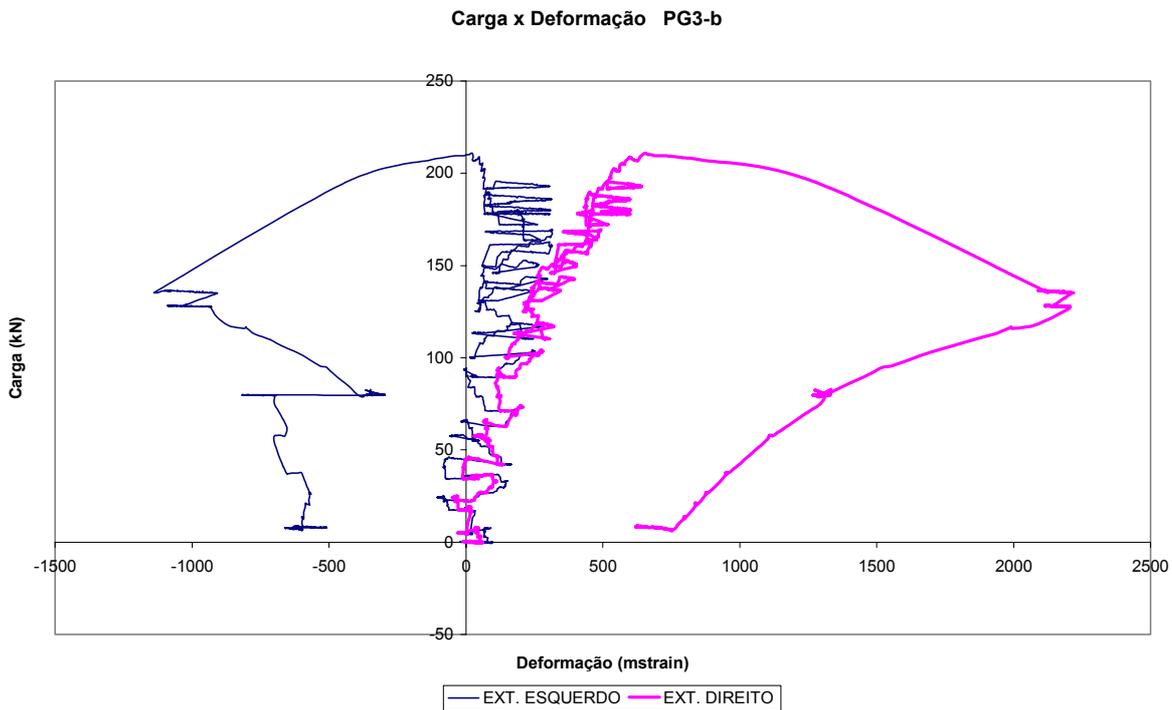


Figura 25 – Carga x Deformação do Pilar PG3-b.

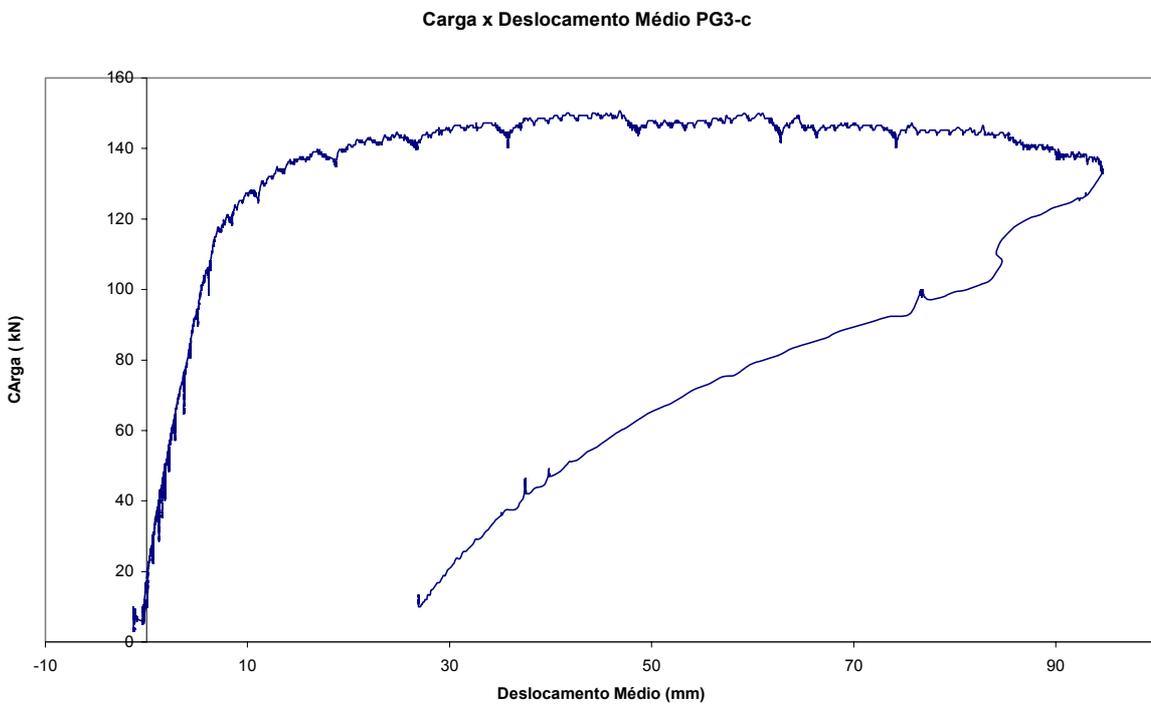


Figura 26 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG3-c.

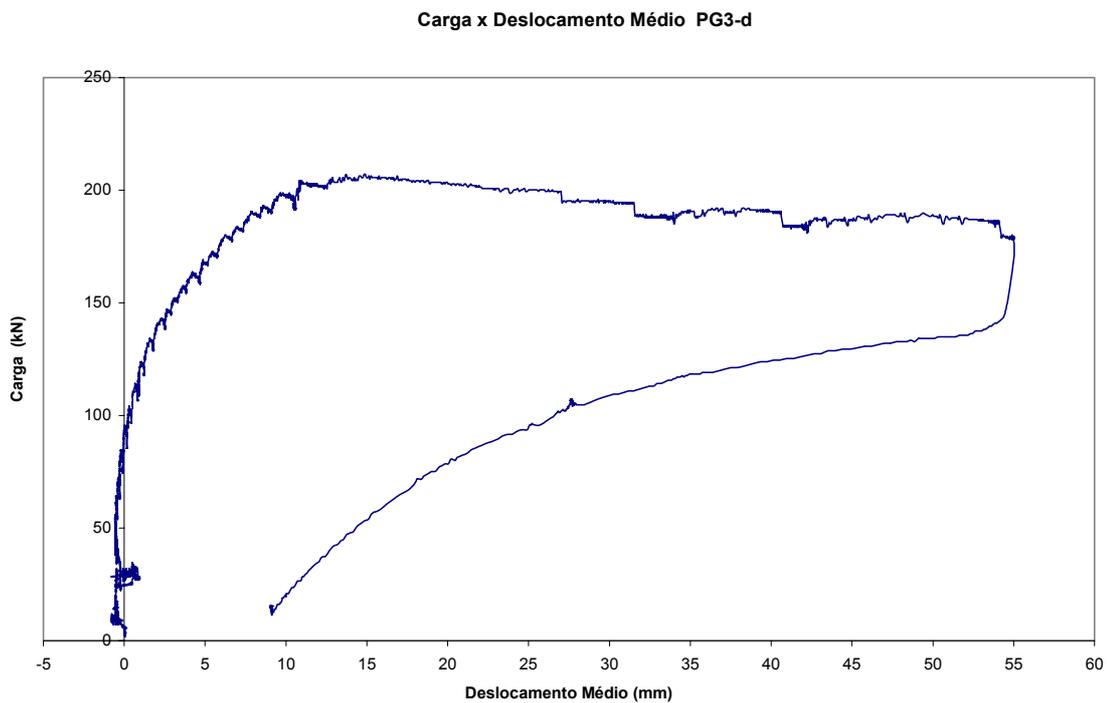


Figura 27 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG3-d.

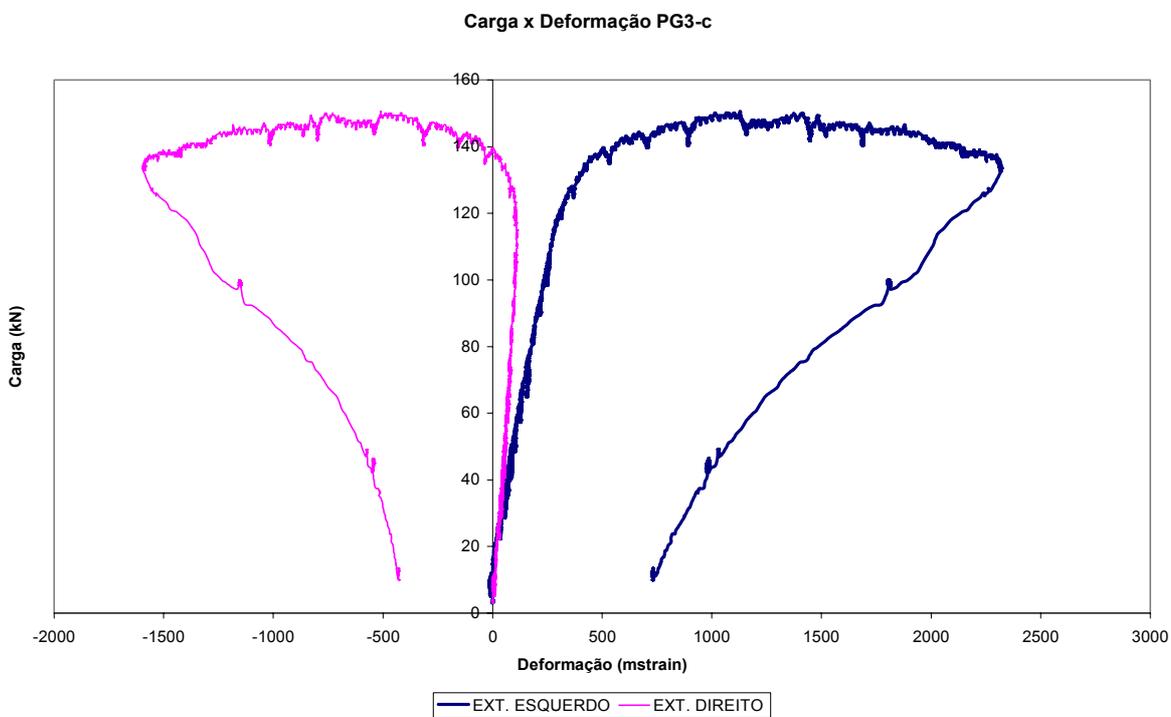


Figura 28 – Carga x Deformação do Pilar PG3-c.

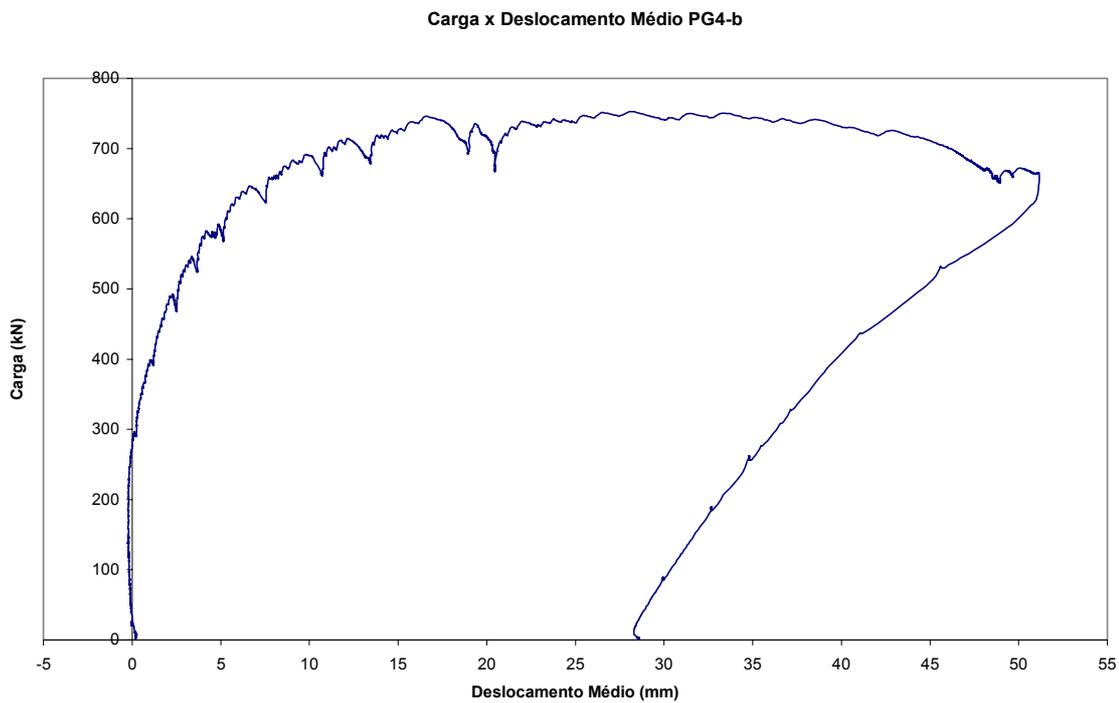


Figura 29 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG4-b.

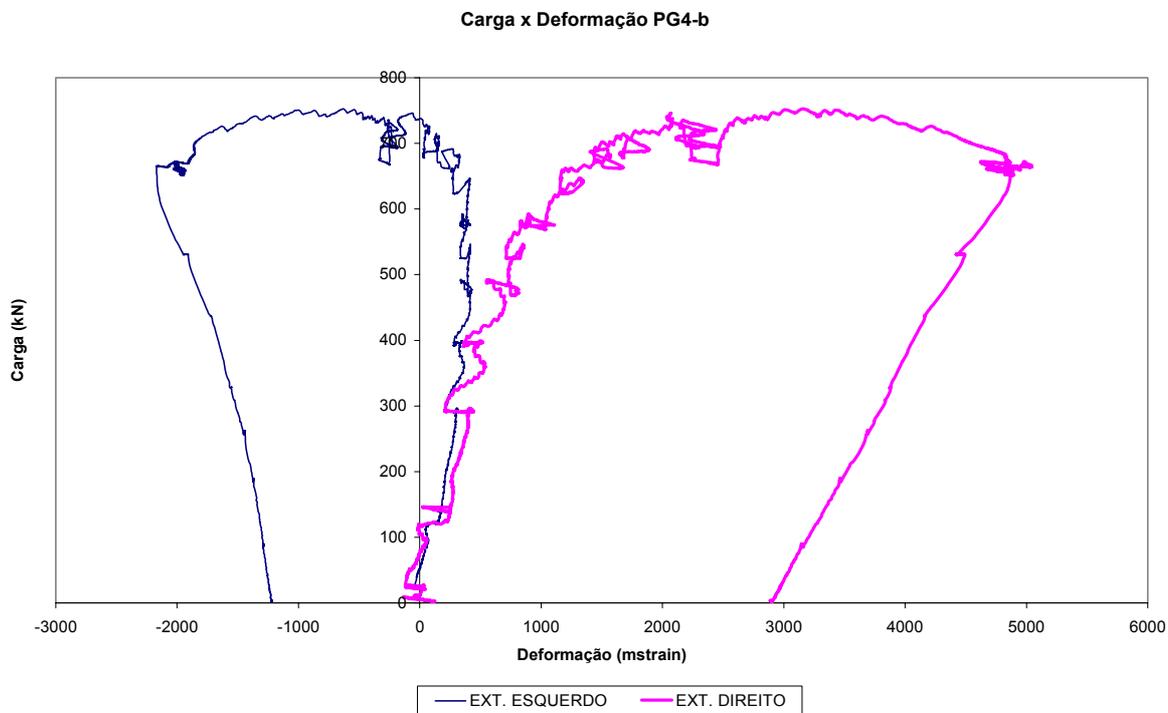


Figura 30 – Carga x Deformação do Pilar PG4-b.

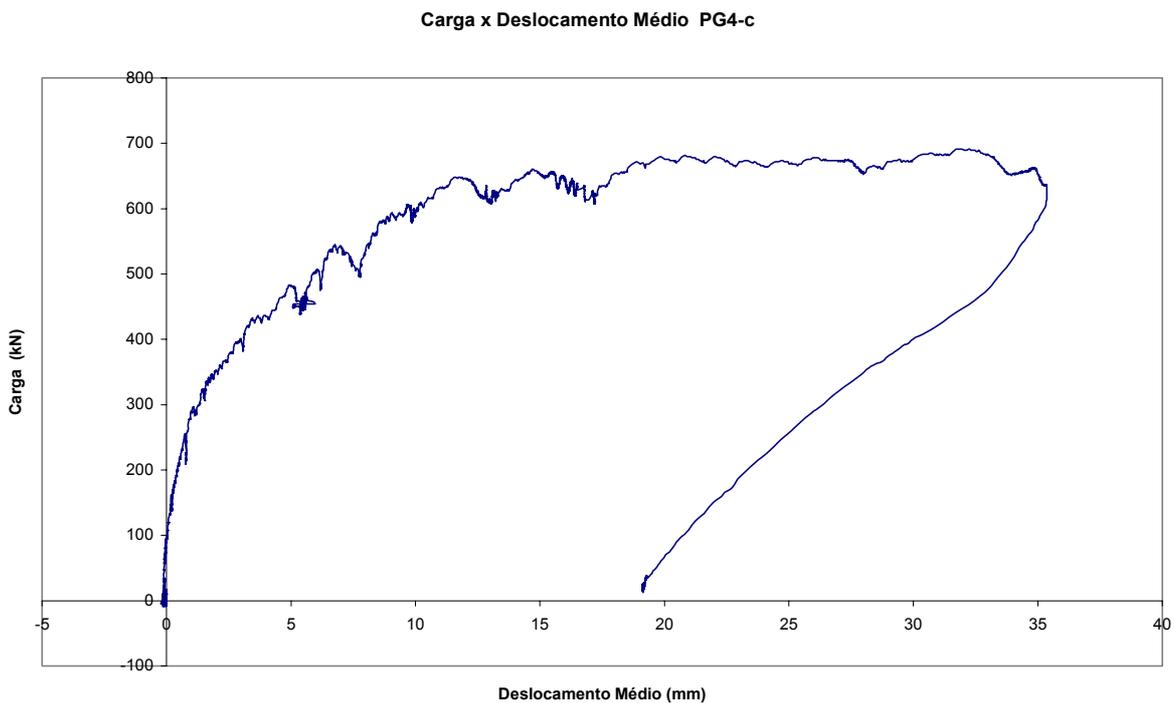


Figura 31 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG4-c.

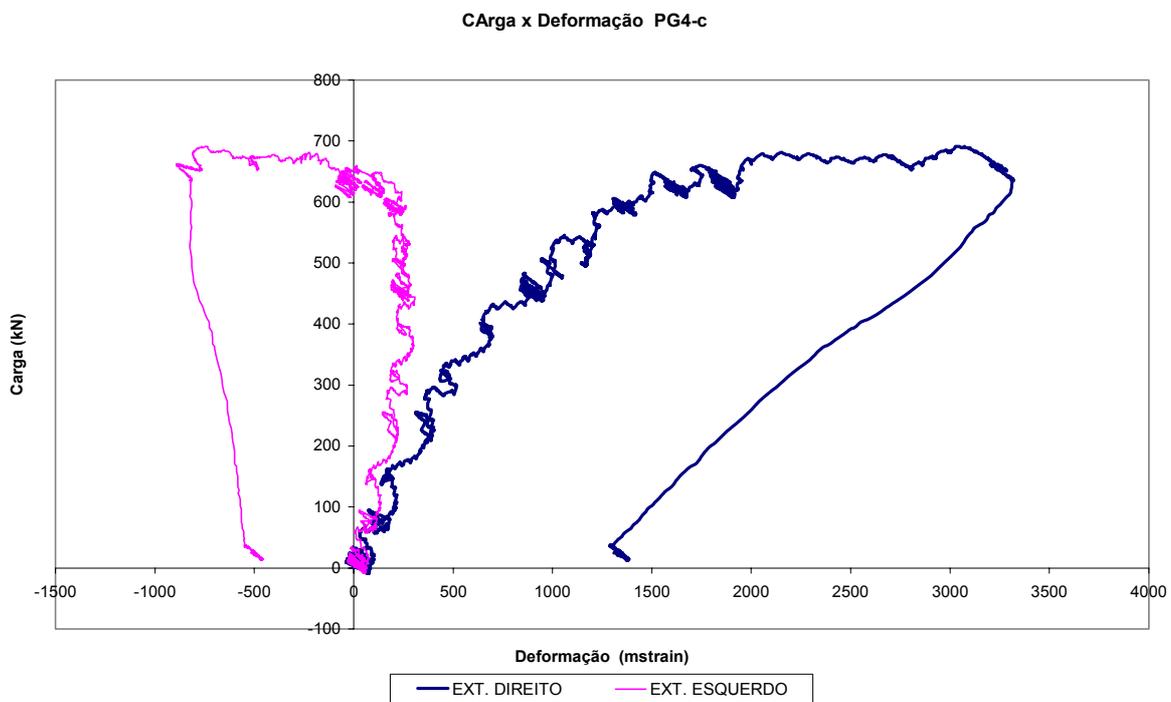


Figura 32 – Carga x Deformação do Pilar PG4-c.

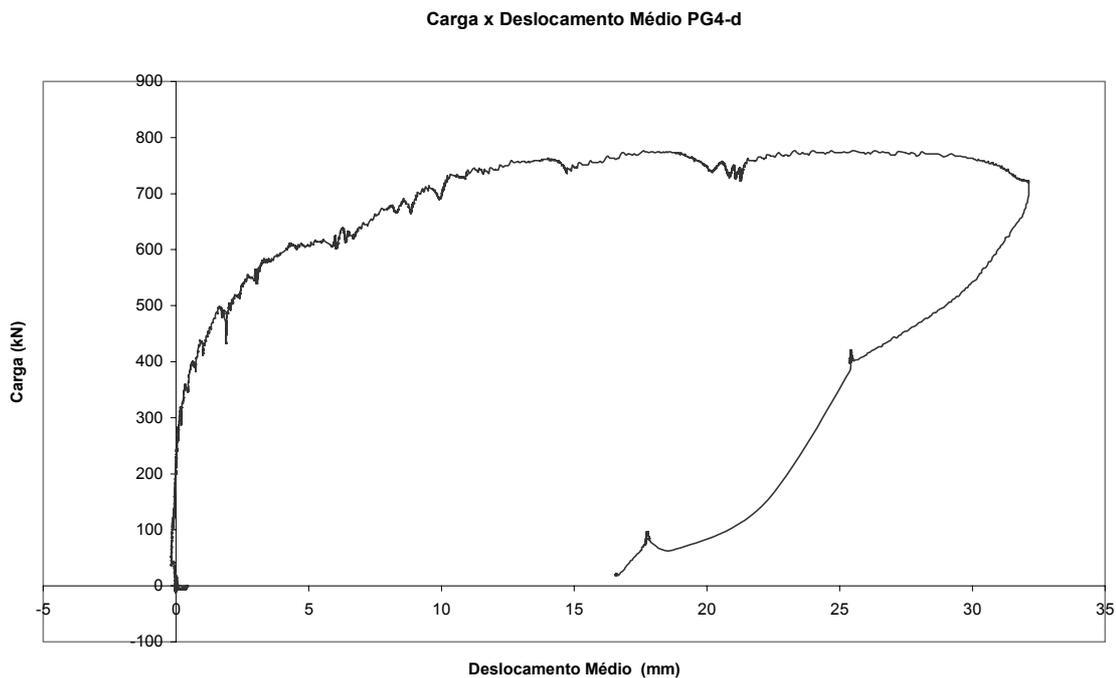


Figura 33 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG4-d.

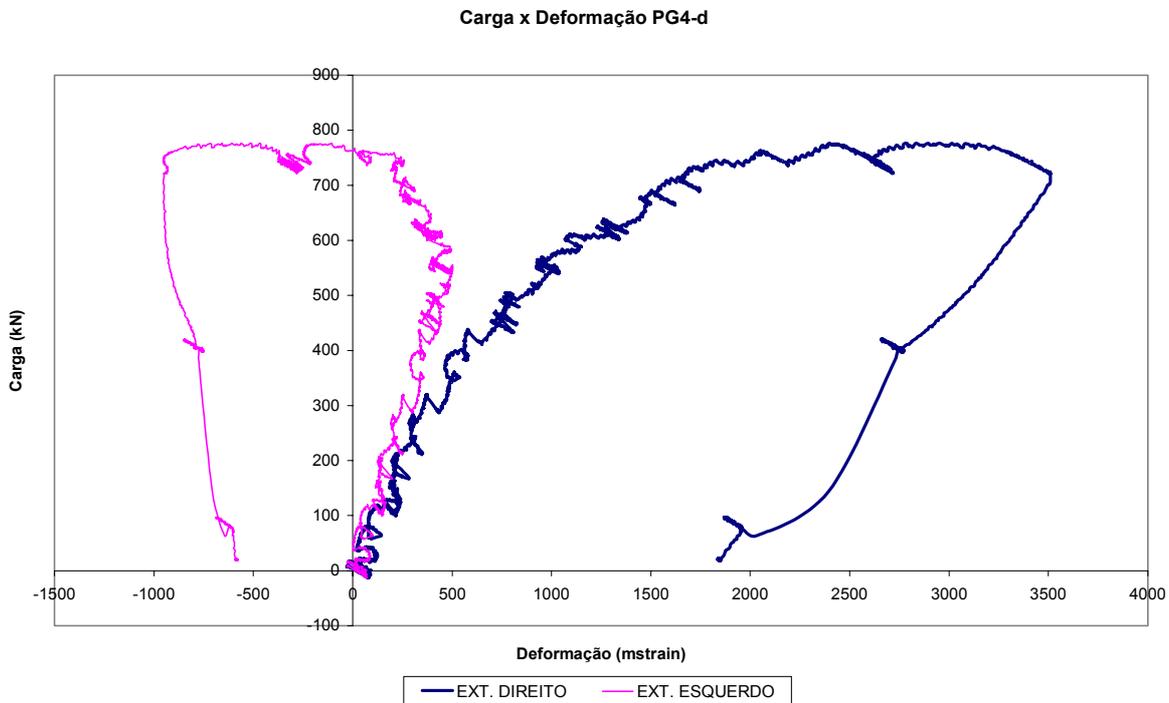


Figura 34 – Carga x Deformação do Pilar PG4-d.

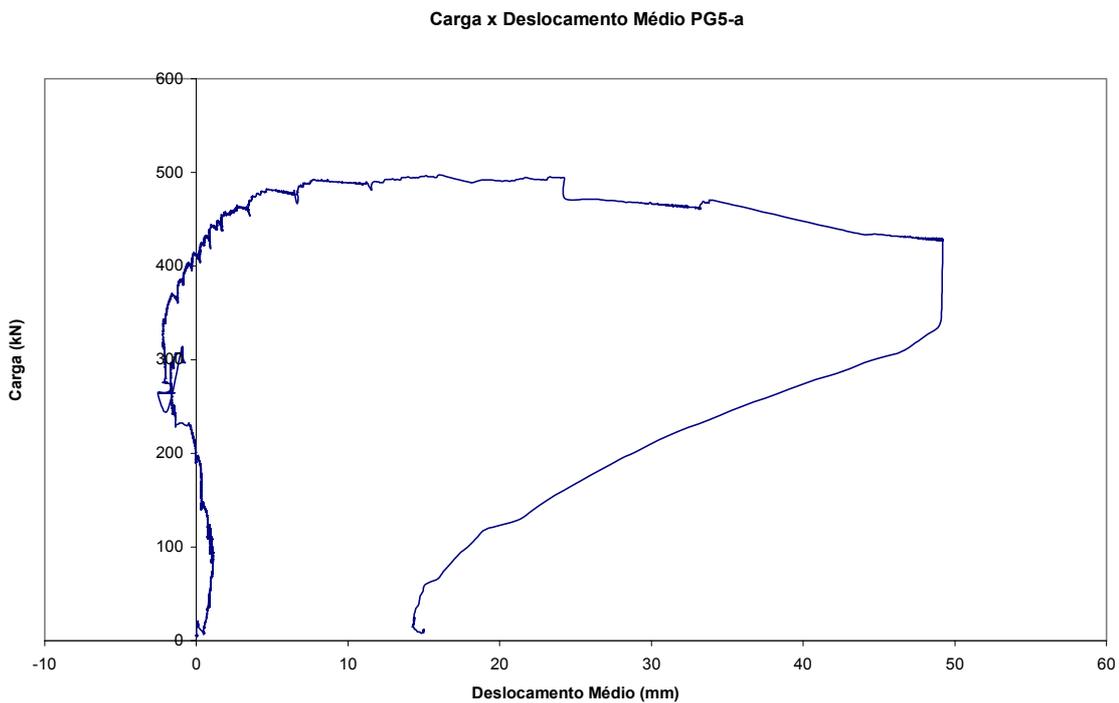


Figura 35 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG5-a.

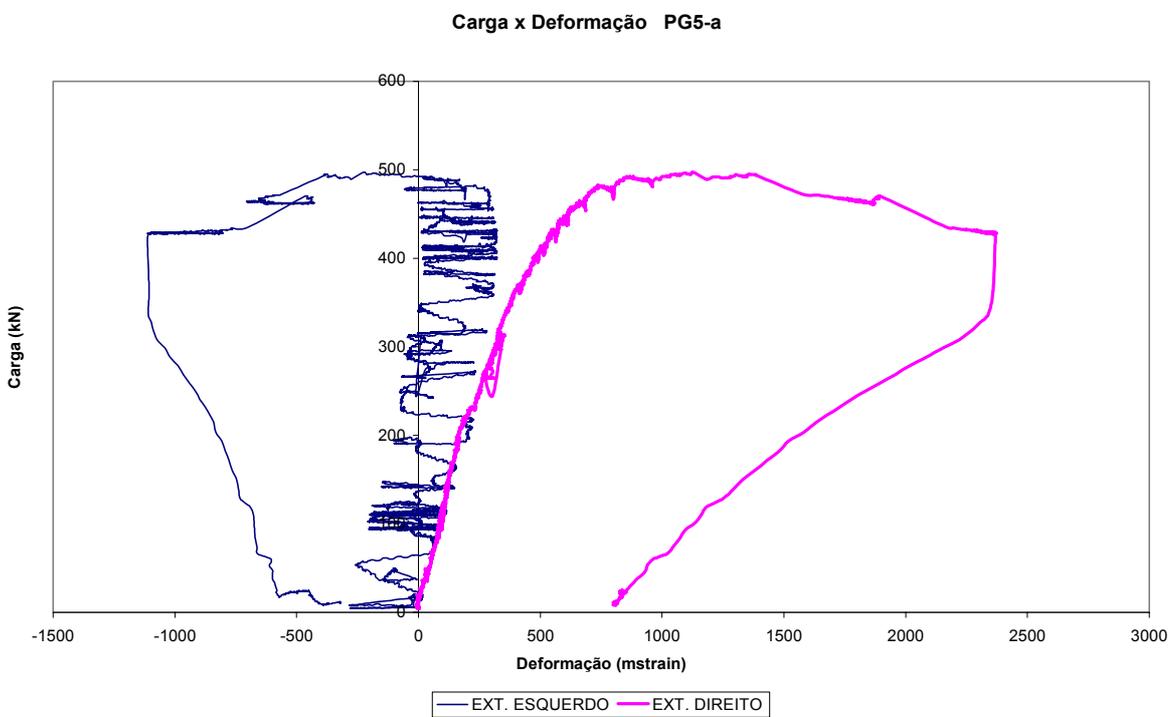


Figura 36 – Carga x Deformação do Pilar PG5-a.

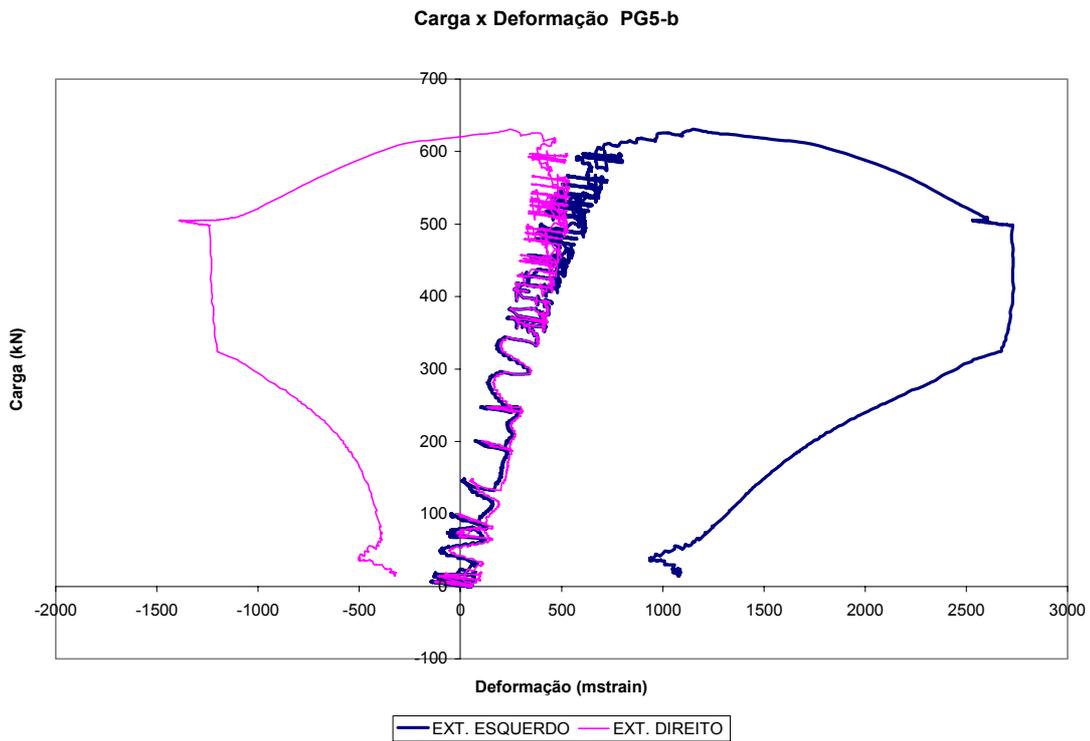


Figura 37 – Carga x Deformação do Pilar PG5-b.

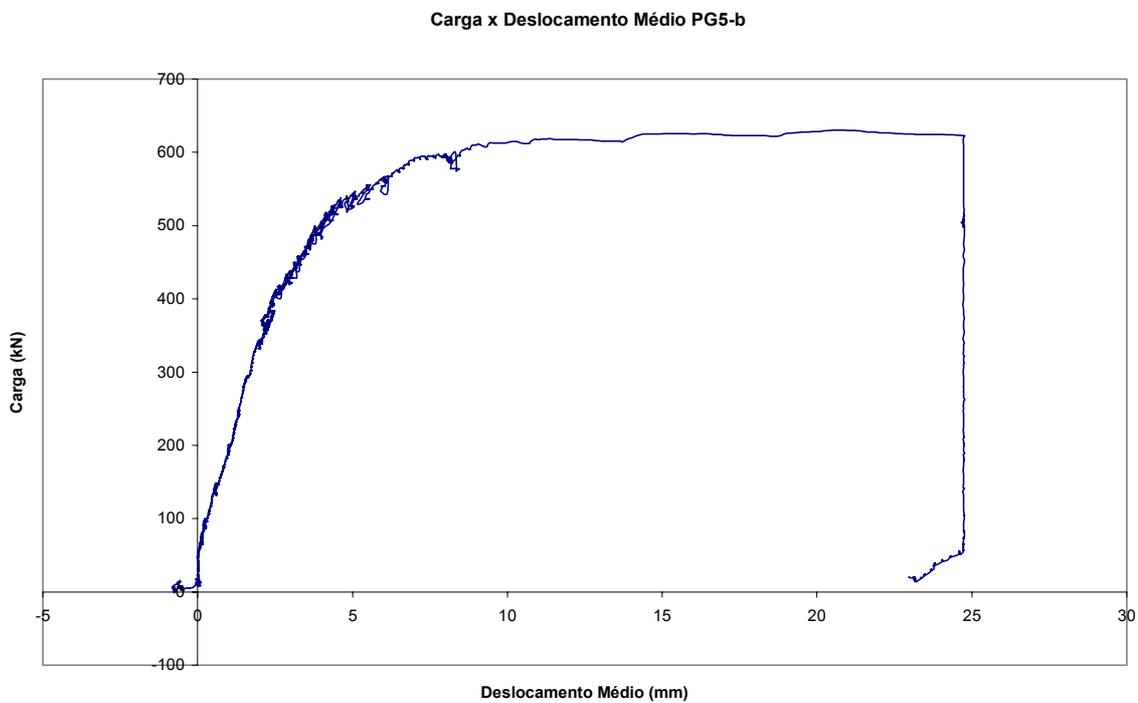


Figura 38 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG5-b.

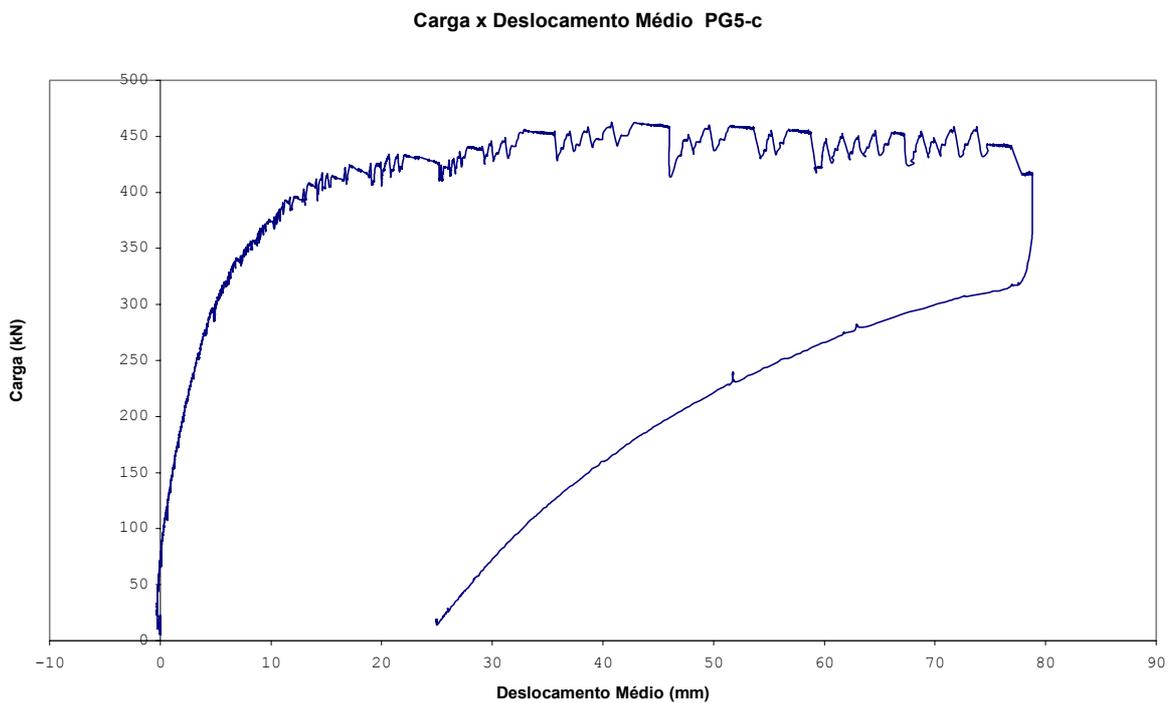


Figura 39 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG5-c.

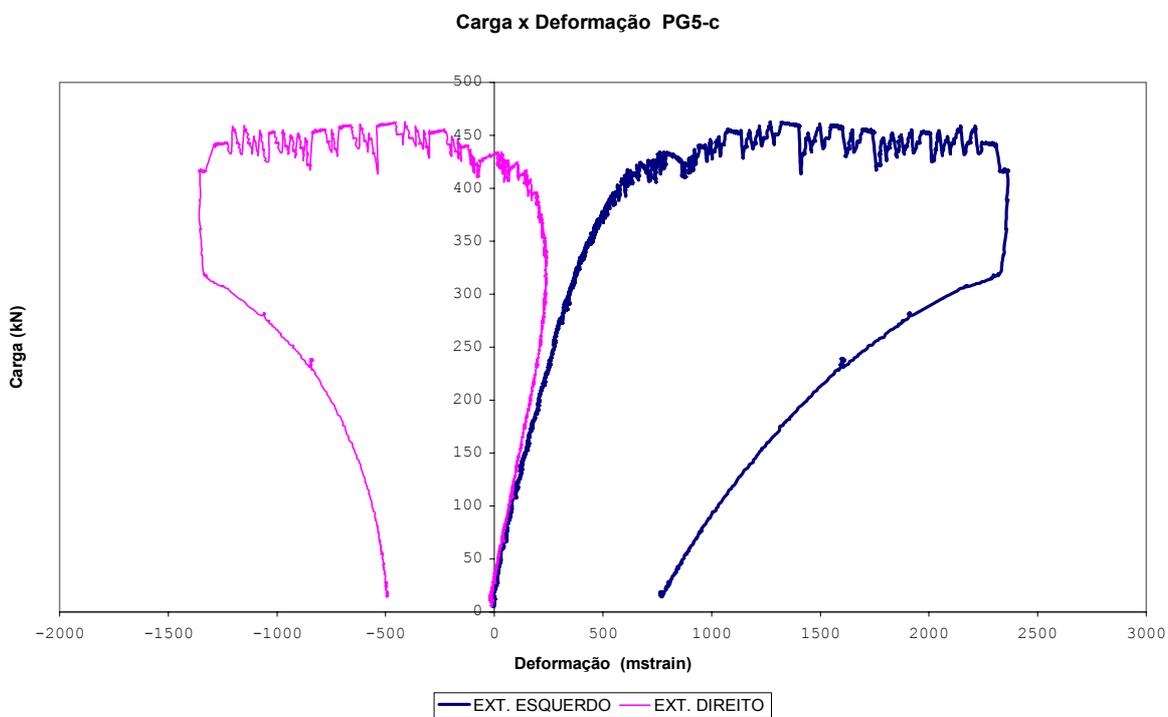


Figura 40 – Carga x Deformação do Pilar PG5-c.

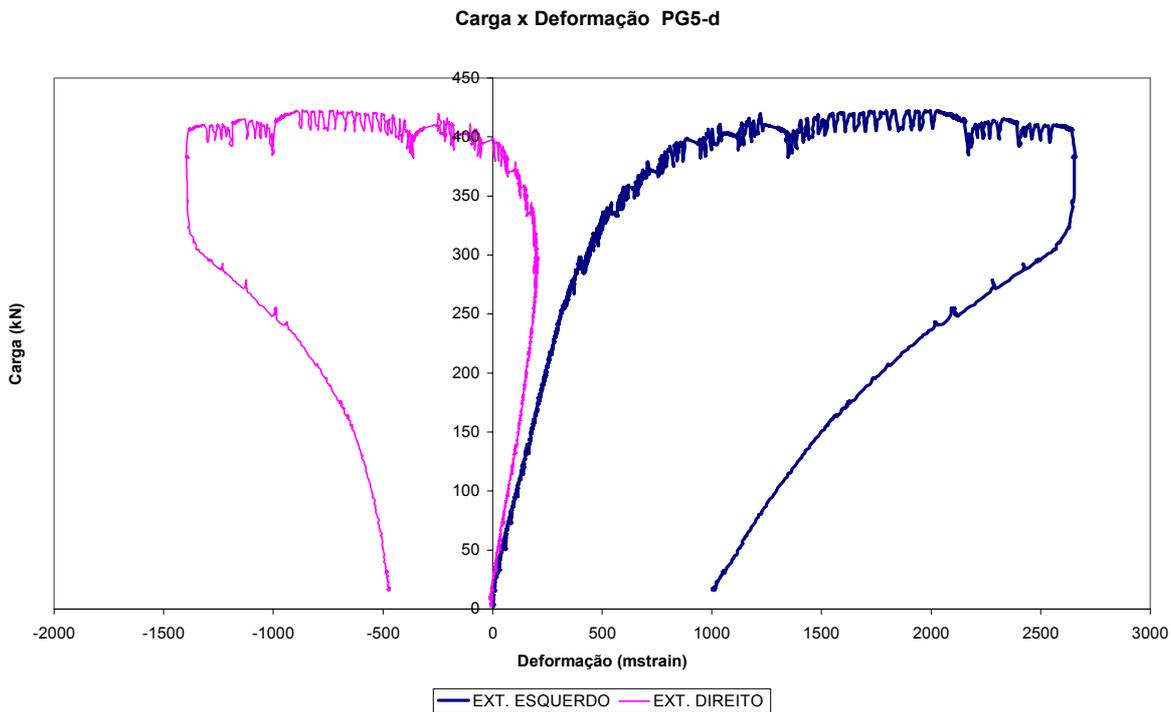


Figura 41 – Carga x Deformação do Pilar PG5-d.

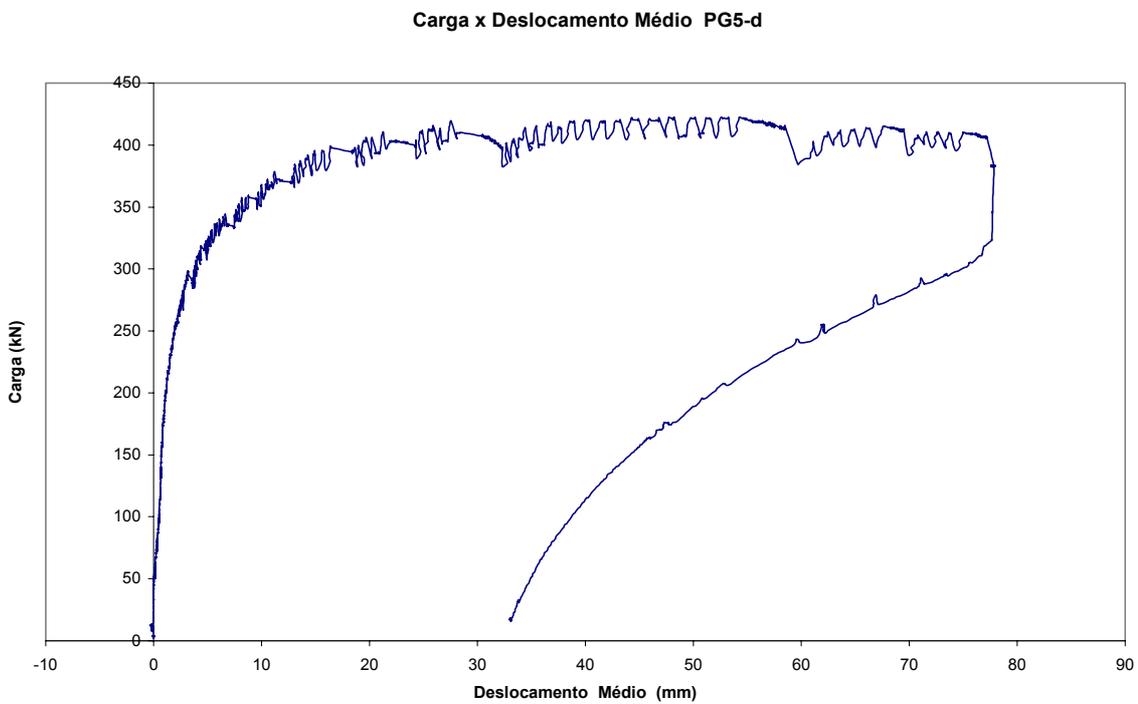


Figura 42 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG5-d.

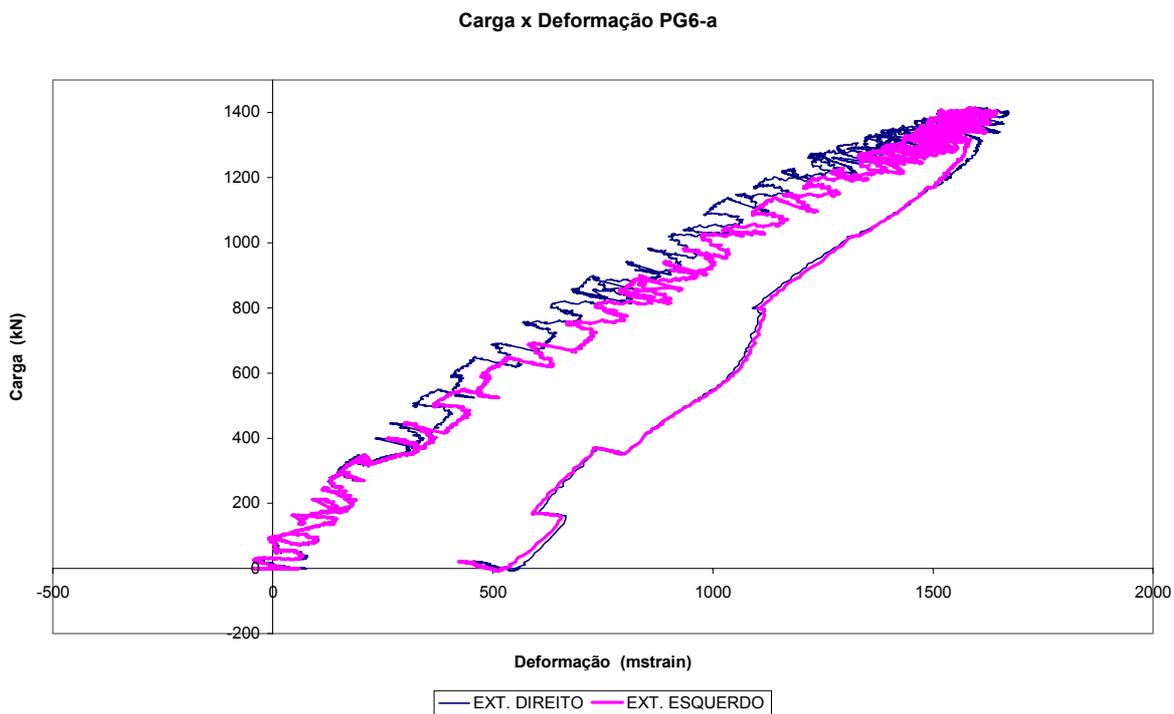


Figura 43 – Carga x Deformação do Pilar PG6-a.

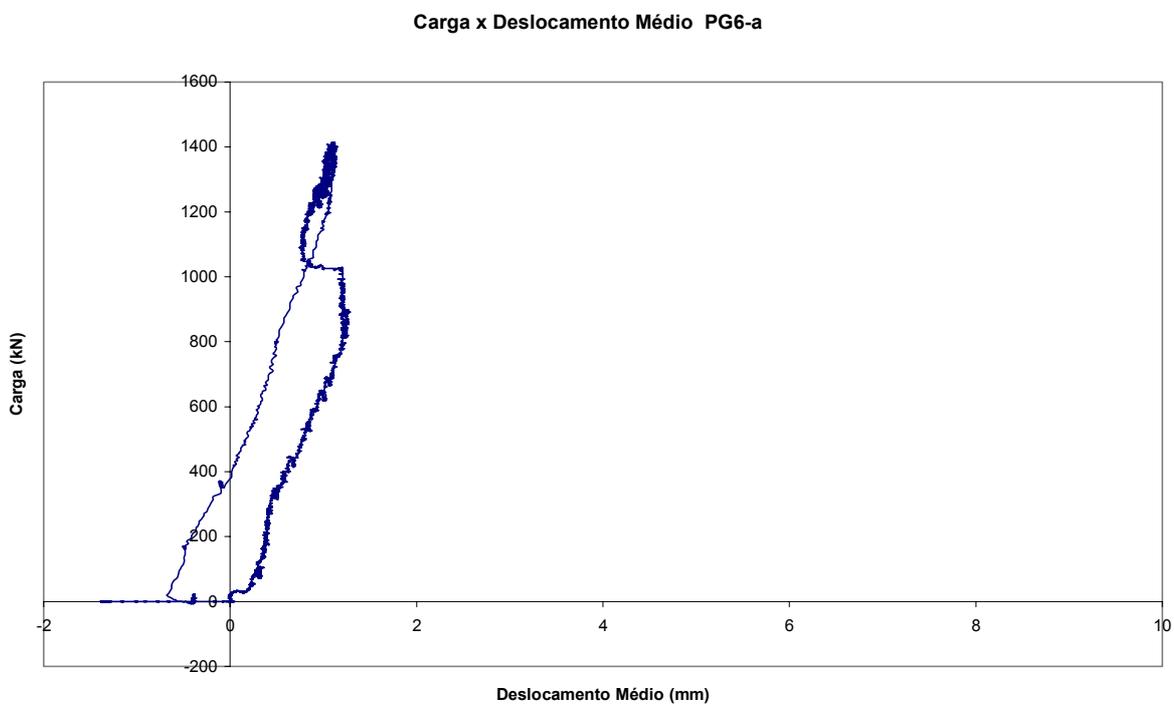


Figura 44 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG6-a.

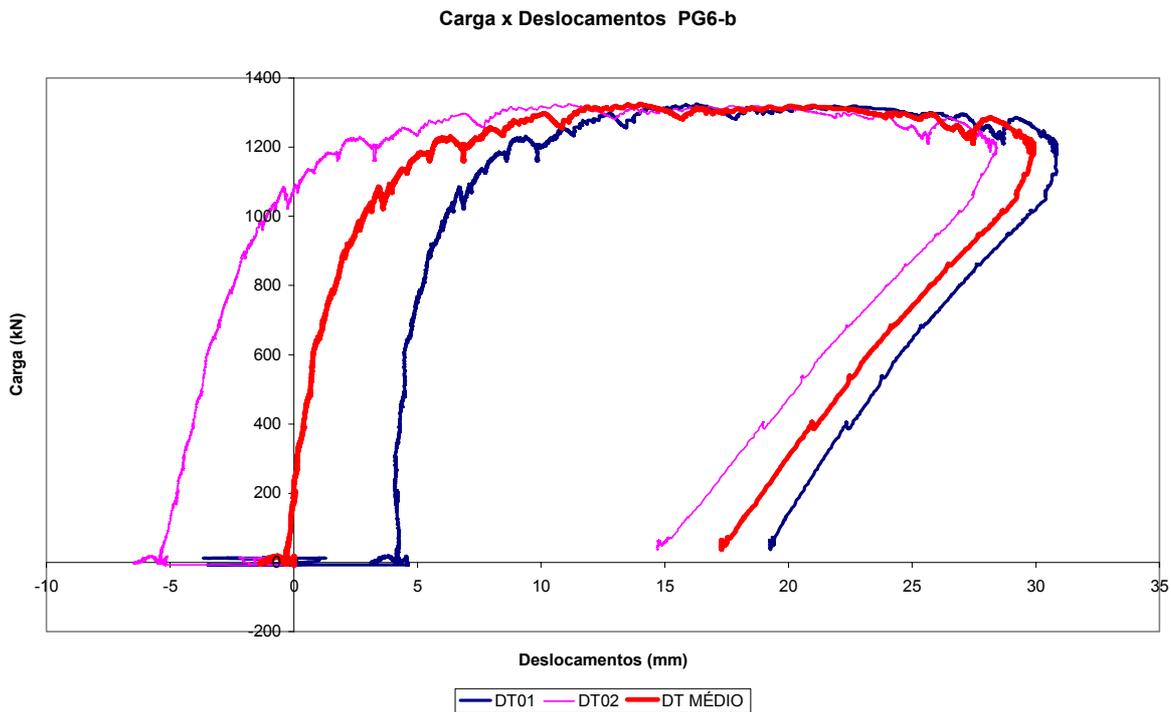


Figura 45 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG6-b.

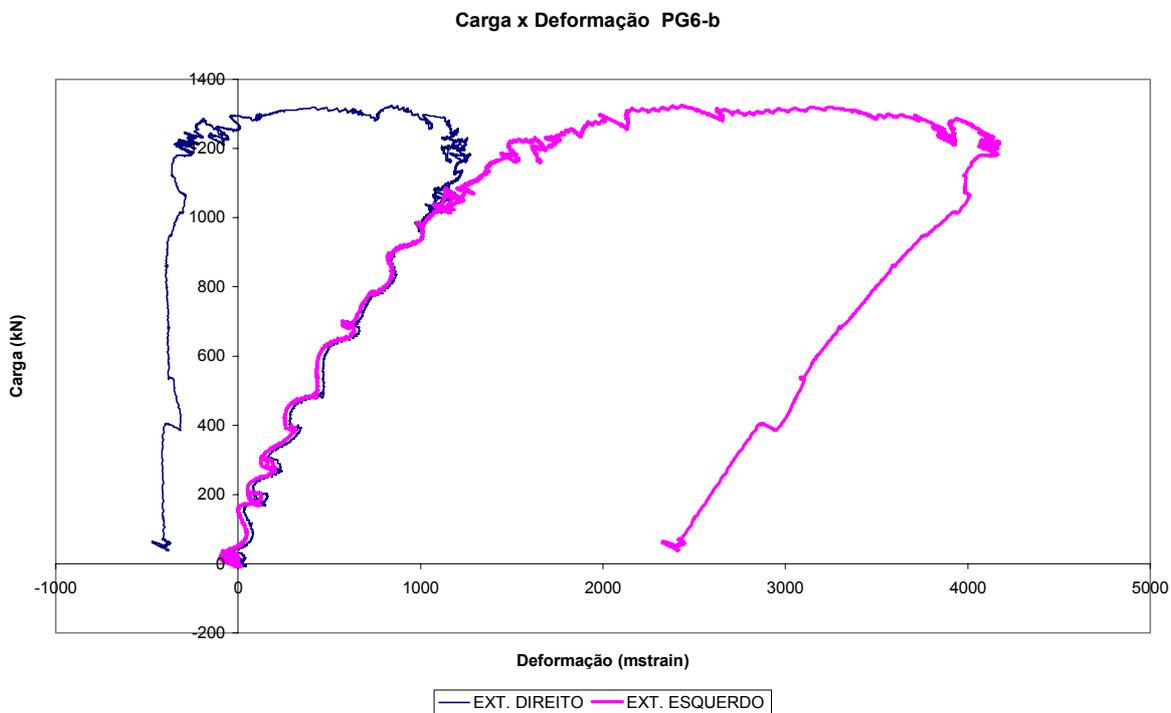


Figura 46 – Carga x Deformação do Pilar PG6-b.

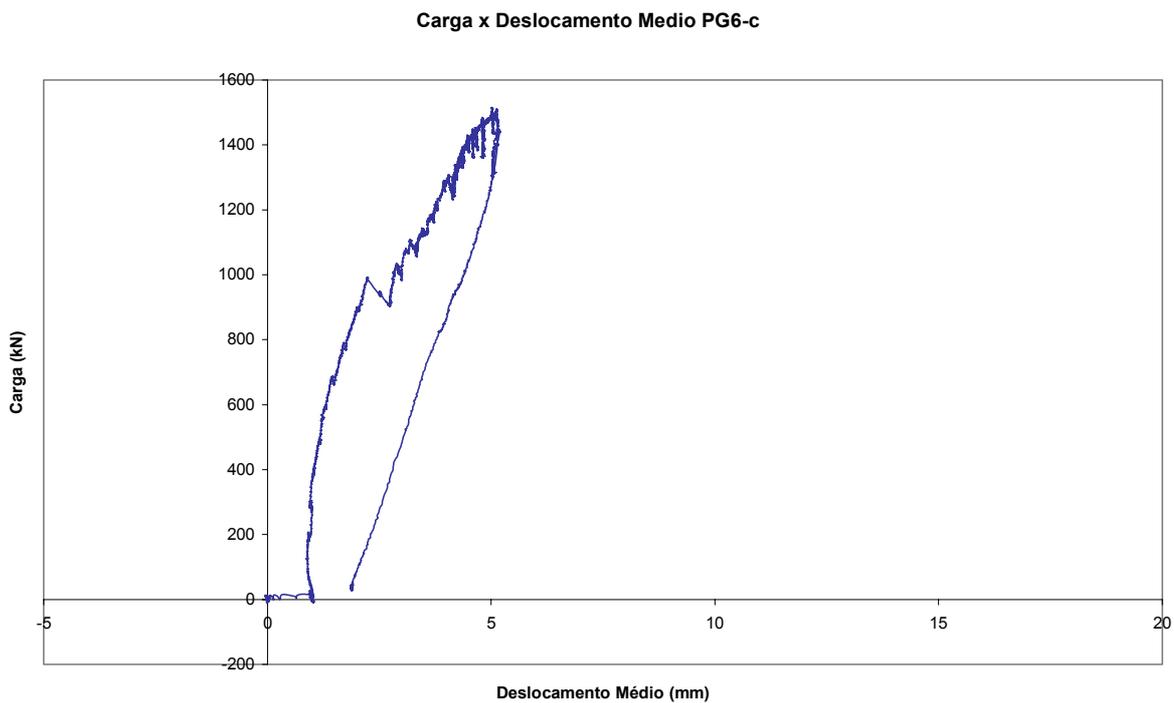


Figura 47 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG6-c.

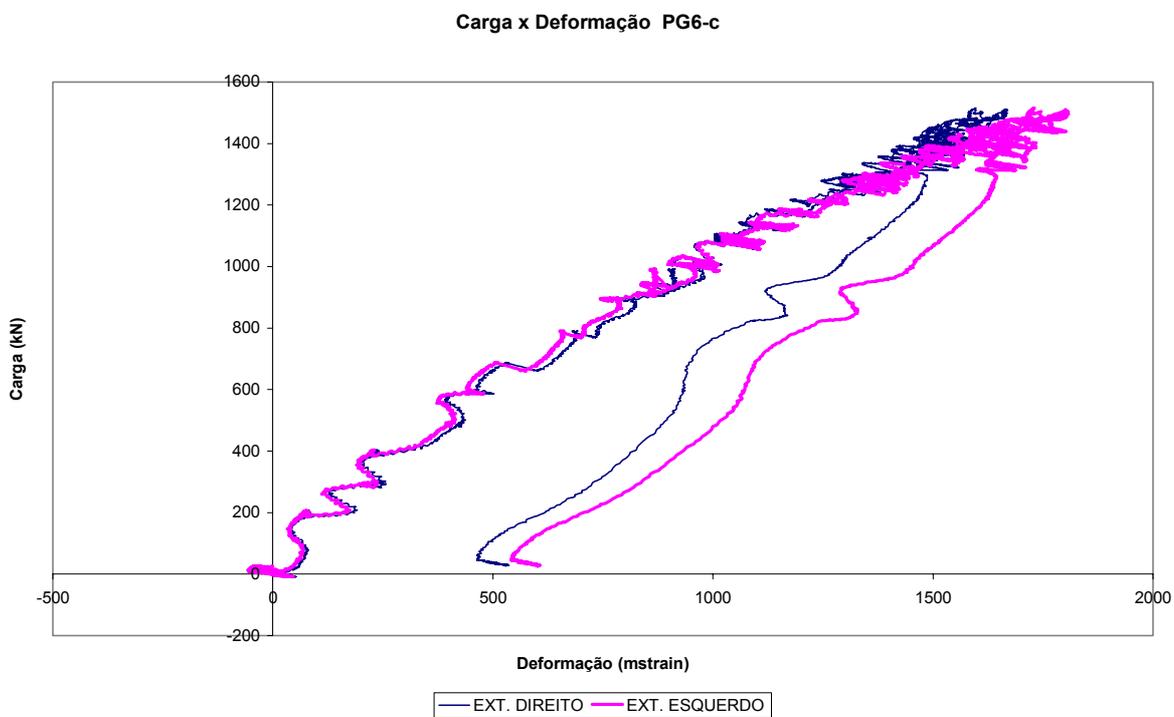


Figura 48 – Carga x Deformação do Pilar PG6-c.

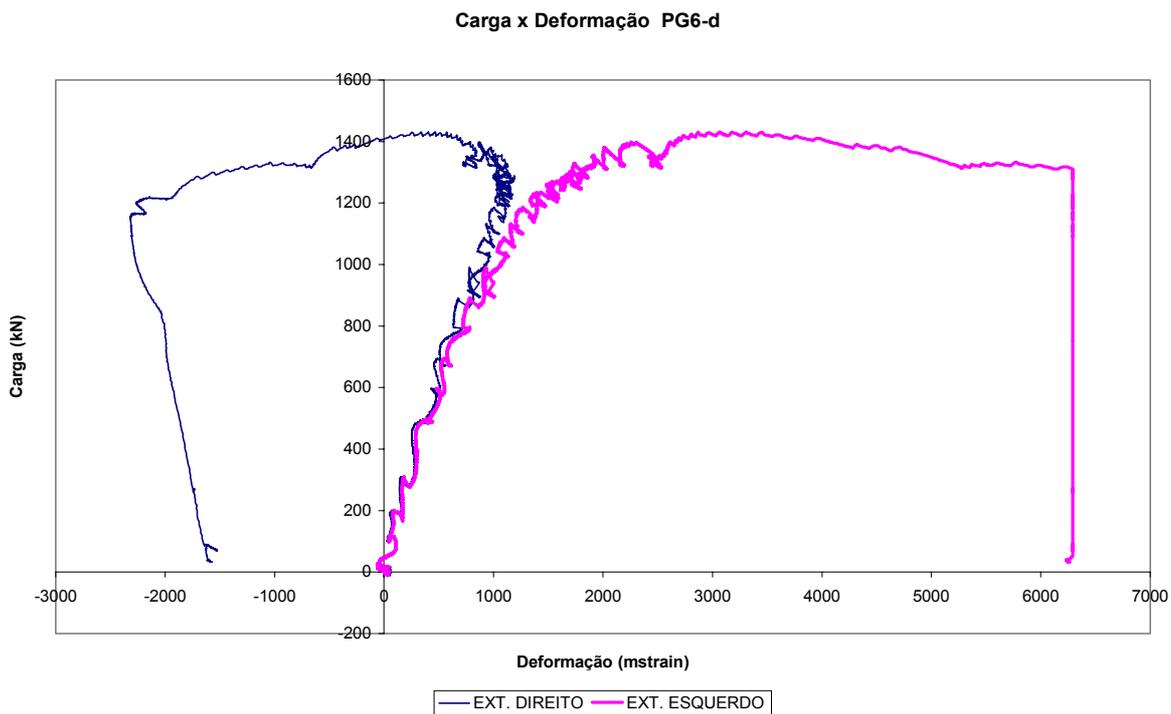


Figura 49 – Carga x Deformação do Pilar PG6-d.

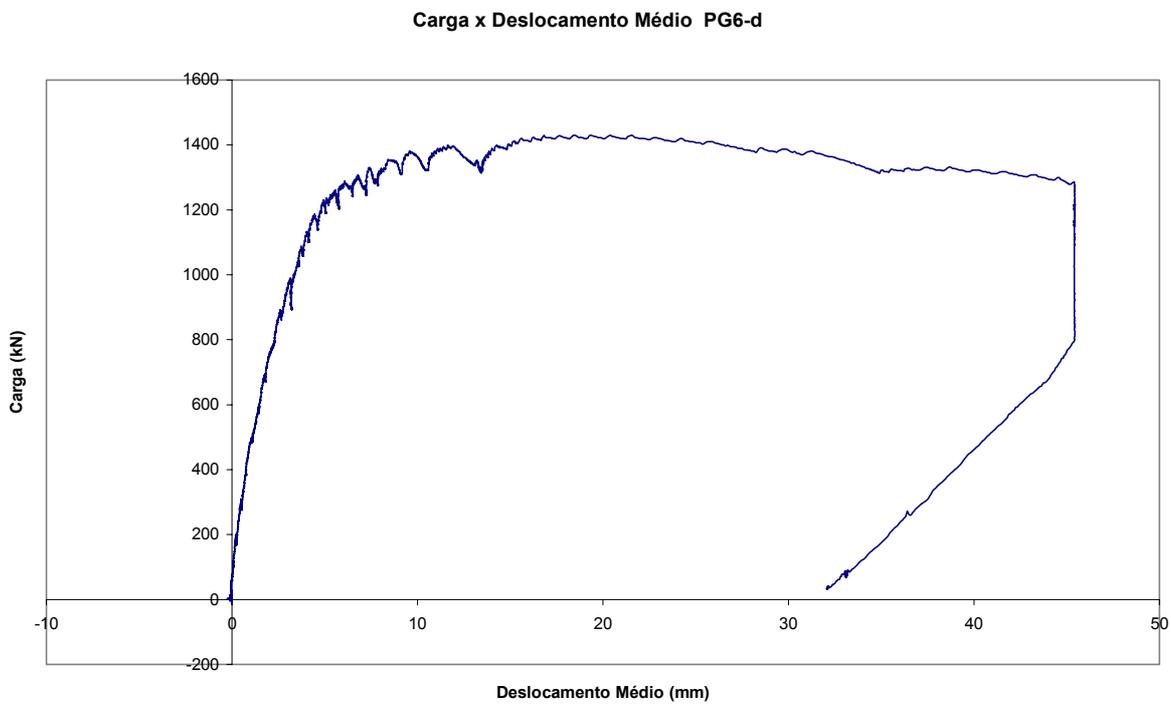


Figura 50 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG6-d.

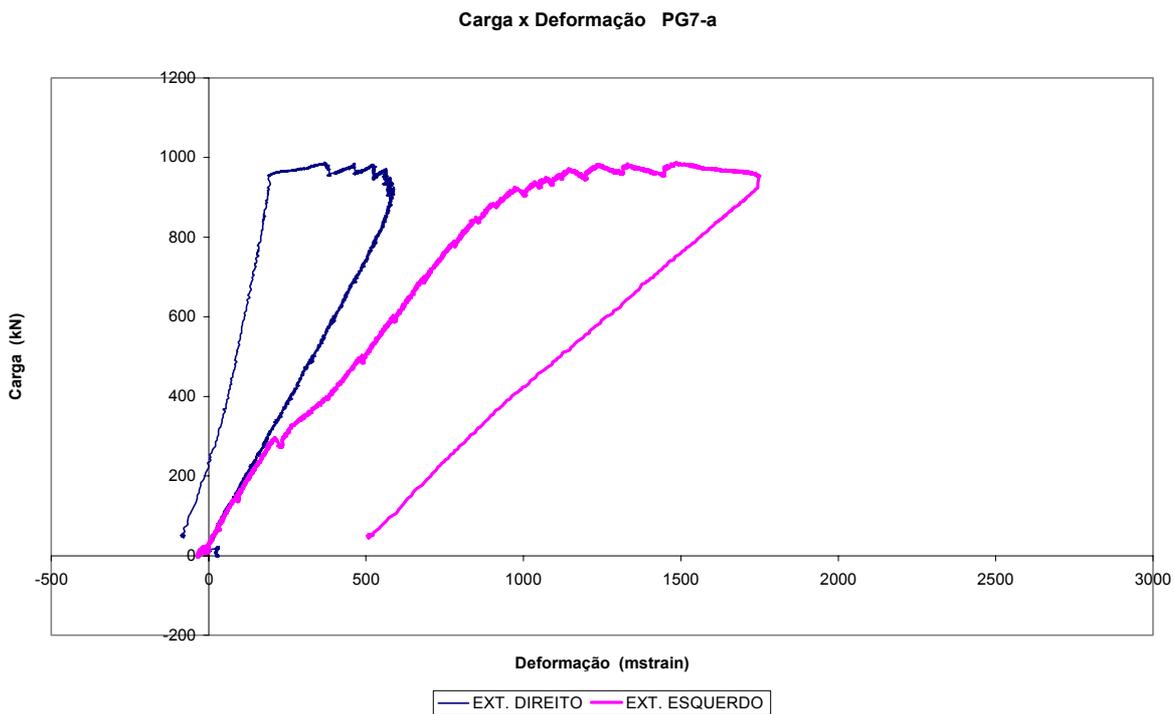


Figura 51 – Carga x Deformação do Pilar PG7-a.

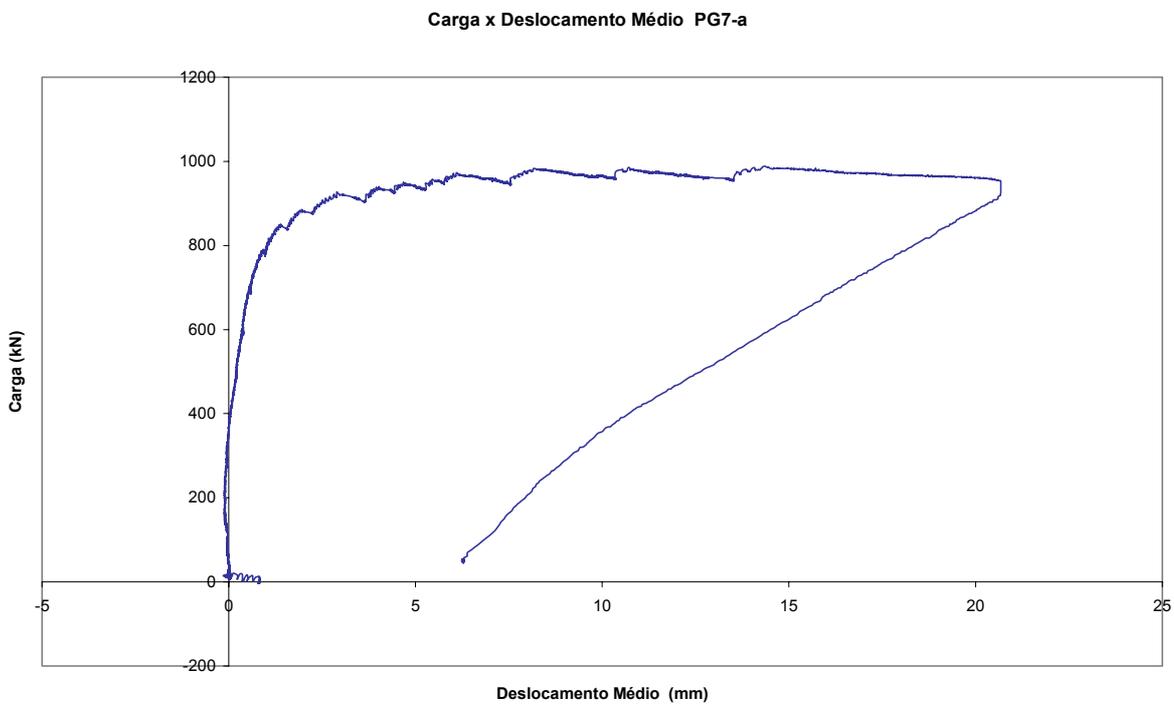


Figura 52 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG7-a.

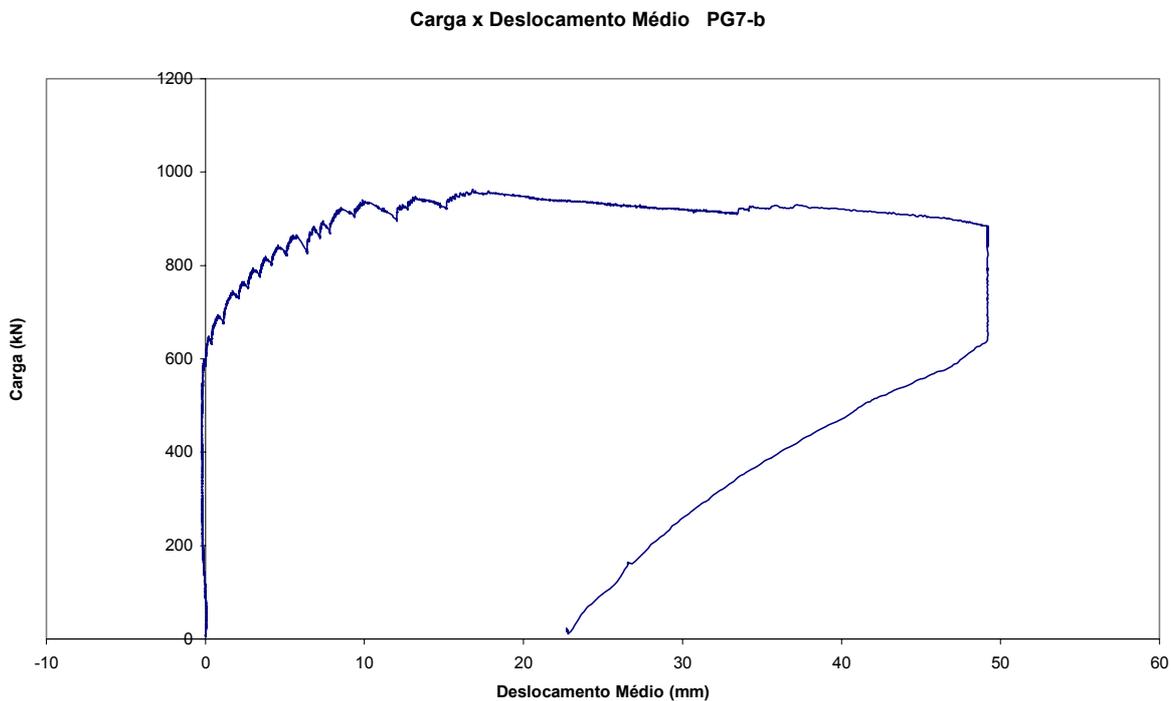


Figura 53 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG7-b.

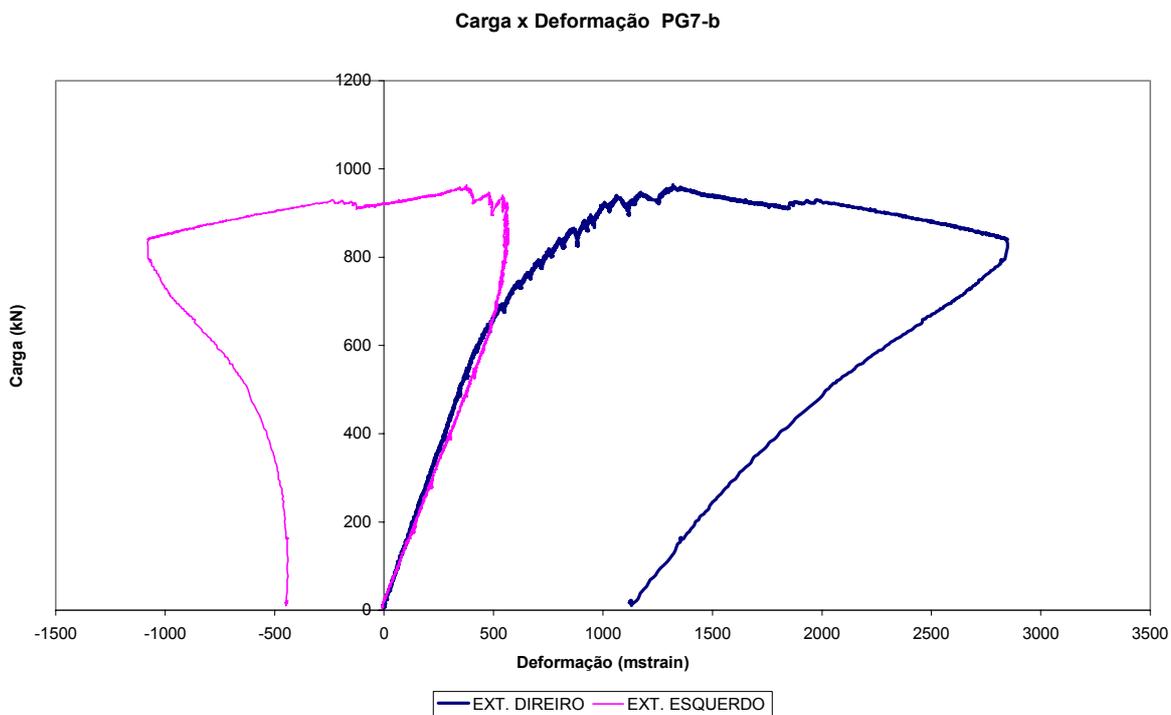


Figura 54 – Carga x Deformação do Pilar PG7-b.

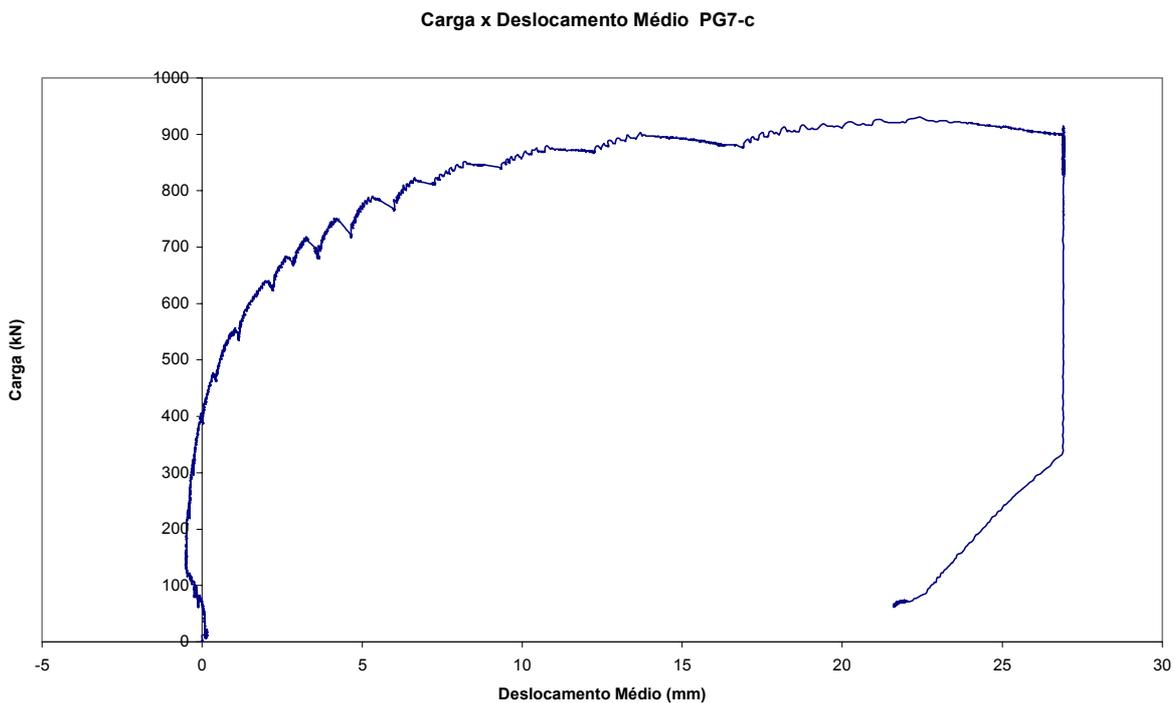


Figura 55 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG7-c.

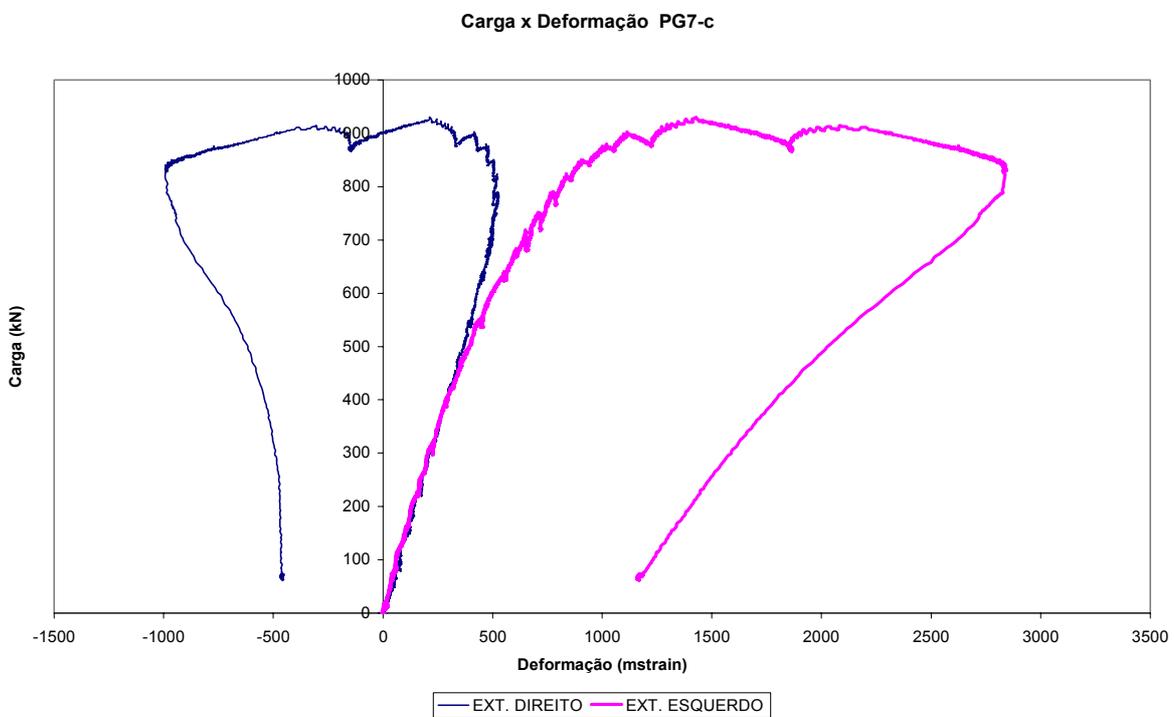


Figura 56 – Carga x Deformação do Pilar PG7-c.

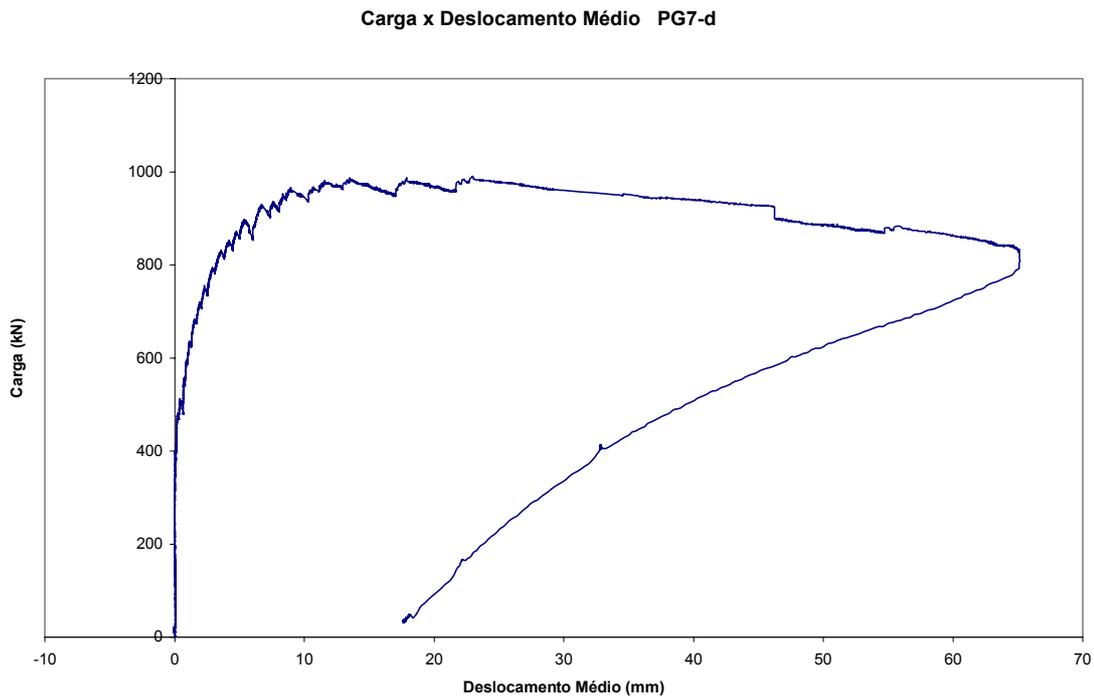


Figura 57 – Carga x Deslocamento Médio do Pilar PG7-d.

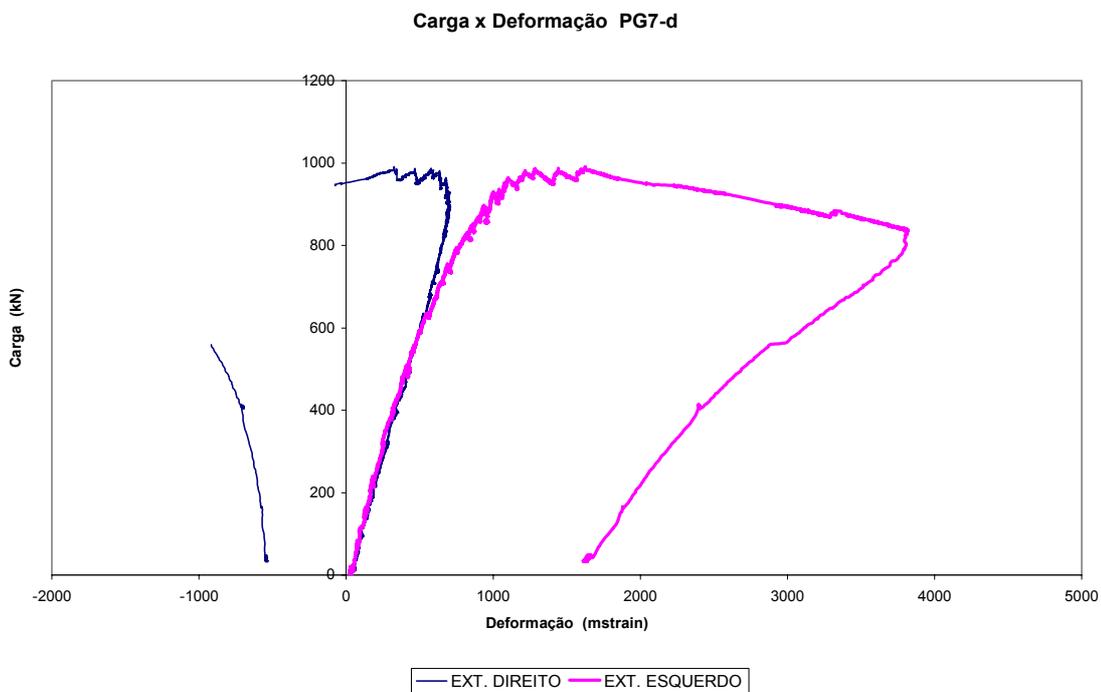


Figura 58 – Carga x Deformação do Pilar PG7-d.