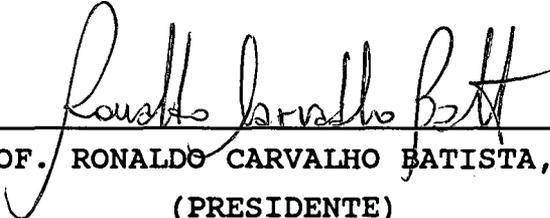


INSTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS PLANAS COMPOSTAS
DE PERFIS DE CHAPA DOBRADA

SANDRO BORGES DE ALMEIDA

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:



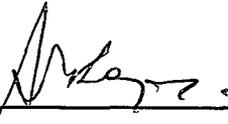
PROF. RONALDO CARVALHO BATISTA, Ph.D.
(PRESIDENTE)



PROF. EDUARDO DE MIRANDA BATISTA
D.Sc.



PROF. RICARDO COSCARELLI ANTONINI
D.Sc.



PROF. SEBASTIÃO ARTHUR LOPES DE ANDRADE
Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 1989

ALMEIDA, SANDRO BORGES de

Instabilidade de Estruturas Metálicas Planas
Compostas de Perfis de Chapa Dobrada [Rio de
Janeiro] 1989

xiv, 97 p. 29.7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia
Civil, 1989

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Estabilidade estrutural I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

À minha

"Vovó Preta"

(in memorium)

AGRADECIMENTOS

Ao prof. Ronaldo Carvalho Batista pela orientação e ensinamentos durante todo desenvolvimento deste trabalho.

Ao prof. Eduardo de Miranda Batista pela orientação em parte deste trabalho.

A Michele S. Pfeil pelas sugestões e esclarecimentos.

Ao Francisco Carlos Rodrigues (Chico) pelo fornecimento de alguns resultados experimentais.

Ao amigo José Jeferson do Rêgo Silva pelo incentivo nos momentos difíceis.

A todos amigos da COPPE pela convivência e amizade.

Resumo da Tese apresentada a COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

**INSTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS PLANAS COMPOSTAS
DE PERFIS DE CHAPA DOBRADA**

Sandro Borges de Almeida

dezembro de 1989

Orientador: Ronaldo Carvalho Batista

Programa: Engenharia Civil/Estruturas

Apresenta-se nesse trabalho um procedimento numérico de análise de estruturas treliçadas e/ou aporticadas planas constituídas por perfis de chapa metálica dobrada com seção "U enrijecido".

O comportamento estrutural é analisado através da utilização de modelo não-linear geométrico em elementos finitos, levando em consideração a não-linearidade adicional devido ao efeito de flambagem local da seção "U".

A solução do problema não-linear é obtida com um esquema numérico híbrido: incremental/iterativo (método tangente) combinado com procedimento direto (método secante).

O modelo matemático-numérico resultante é aferido com resultados experimentais de ensaios a flexo-compressão de colunas de chapa dobrada.

Aplicações a uma série de exemplos práticos de estruturas treliçadas planas são apresentadas para demonstrar a potencialidade do procedimento proposto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

**INSTABILITY OF STEEL PLANE FRAMED STRUCTURES
OF COLD-FORMED MEMBERS**

Sandro Borges de Almeida

december, 1989

Thesis Supervisor: Ronaldo Carvalho Batista

Department: Civil Engineering/Structures

A numerical procedure to the analysis of plane trussed and/or framed structures constituted by cold-formed steel members of stiffened "U" shaped cross section is presented in this work.

The structural behaviour is analysed by means of a geometric nonlinear finite element model which takes also into account an additional nonlinearity due to local "U" section buckling effect.

The solution of the nonlinear problem is obtained through a hibrid numerical scheme: incremental/iterative (tangent method) combined whith a direct approach (secant method).

The resulting mathematical-numerical model is assessed by experimental results from bending-compression tests performed on cold-formed steel columns.

The proposed procedure is applied to several practical examples of plane trusses to demonstrate its potentiality.

ÍNDICE

	Pag.
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	
I.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
I.2 - OBJETIVO E CONTEÚDO DO TRABALHO.....	6
 CAPÍTULO II - FORMULAÇÃO TEÓRICA PARA CÁLCULO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS EFETIVAS DE UMA VIGA-COLUNA DE CHAPA DOBRADA	
II.1 - INTRODUÇÃO.....	8
II.2 - COMPORTAMENTO PÓS-CRÍTICO DE PLACA ESBELTAS ISOLADAS.....	9
II.3 - SEÇÃO TRANSVERSAL EFETIVA DO PERFIL "U ENRIJECIDO" - MÉTODO DE CÁLCULO UTILIZADO.....	16
II.3.1 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS ENRIJECIDAS SUJEITAS A TENSÃO UNIFORME.....	20
II.3.2 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS ENRIJECIDAS SUJEITAS A UM GRADIENTE DE TENSÃO	23
II.3.3 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS NÃO-ENRIJE CIDAS SUJEITAS A TENSÃO UNIFORME.....	24
II.4 - COMENTÁRIOS FINAIS.....	25

**CAPÍTULO III - FORMULAÇÃO NUMÉRICA - ALGORÍTMO DE
SOLUÇÃO**

III.1	- INTRODUÇÃO.....	27
III.2	- CONCEPÇÃO DO ALGORÍTIMO.....	28
III.3	- ENTRADA DE DADOS E DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA - MÓDULO I.....	36
III.4	- O ALGORÍTMO DE SOLUÇÃO NÃO-LINEAR - MÓDULO II.....	39
III.5	- MUDANÇA DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS - MÓDULO III.....	41
III.6	- BUSCA DO PONTO DE EQUILÍBRIO (E") - MÓDULO IV.....	43

**CAPÍTULO IV - ANÁLISE NÃO-LINEAR DE COLUNAS DE
PERFIL "U ENRIJECIDO" SOB COMPRESSÃO
CENTRADA**

CAPÍTULO V - APLICAÇÕES A OUTRAS ESTRUTURAS PLANAS

V.1	- INTRODUÇÃO.....	61
V.2	- VIGA TRELIÇADA.....	63
V.3	- TESOURA.....	68
V.4	- TRELIÇA PRATT-CARREGAMENTO SUPERIOR.....	72
V.5	- TRELIÇA PRATT-CARREGAMENTO INFERIOR.....	77
V.6	- PILAR TRELIÇADO.....	82
V.7	- ARCO TRELIÇADO.....	86

CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUJESTÕES.....90**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....94**

SIMBOLOGIA

letras do alfabeto romano

- A - área da seção transversal
- A_e - área efetiva da seção transversal
- b - largura da placa
- b_w - largura da mesa do perfil "U enrijecido"
- b_f - largura das almas do perfil "U enrijecido"
- b_s - largura dos enrijecedores do perfil "U enrijecido"
- C - curva de um caminho de equilíbrio
- D - vetor de deslocamentos
- E' - primeiro ponto de equilíbrio
- E'' - segundo ponto de equilíbrio
- E - módulo de elasticidade de Young
- e_e - excentricidade efetiva
- F - vetor de forças
- f_y - tensão de escoamento do aço
- h_1 - distância do centro de gravidade efetivo aos enrijecedores
- h_2 - distância do centro de gravidade efetivo à mesa
- I - menor momento de inércia da seção transversal
- I_e - menor momento de inércia da seção transversal efetiva
- k - coeficiente de rigidez da placa
- k_0 - matriz de rigidez linear do elemento de pórtico plano

- k_p - matriz de tensões iniciais do elemento de pórtico plano
 K_0 - rigidez extensional inicial da placa
 K_{pc} - rigidez extensional pós-crítica da placa
 L - comprimento
 M - momento fletor solicitante
 N - esforço normal solicitante
 P - parâmetro de carga
 P_{UL} - carga última obtida com análise linear
 P_{UNL} - carga última obtida com análise não-linear proposta
 t - espessura da placa
 u - deslocamento no plano da placa na direção do carregamento
 $x y$ - sistema de eixos
 y_{cg} - posição do centro de gravidade da seção transversal
 y_{cg_e} - posição do centro de gravidade da seção transversal efetiva
 w - deslocamento da placa na direção perpendicular ao seu plano

letras do alfabeto grego

- δ - deslocamento
 δ_L - deslocamento obtido com análise linear
 δ_{NL} - deslocamento obtido com análise não-linear proposta
 ε_1 - deformação calculada nos enrijecedores do perfil "U enrijecido"

- ε_2 - deformação calculada na mesa do perfil "U enrijecido"
- λ_p - esbeltez relativa da placa no estado último
- λ_{pd} - esbeltez relativa da placa no estado de serviço
- σ_{cr} - tensão crítica de flambagem na placa
- σ_{max} - tensão máxima atuante na placa
- σ_{med} - tensão média atuante na placa substituta
- σ_1 - tensão calculada dos enrijecedores do perfil
"U enrijecido"
- σ_2 - tensão calculada na mesa do perfil "U enrijecido"

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O uso estrutural de perfis de aço conformados à frio (chapas dobradas), tem sido cada vez mais difundido no Brasil. A grande variedade de formas e a alta relação rigidez-peso tem atraído vários projetistas para o uso deste material. O desenvolvimento de aços com alta tensão de escoamento e grande resistência à corrosão pode ser um fator de estímulo para o uso dos perfis de chapa dobrada.

A facilidade em se obter seções transversais muito favoráveis do ponto de vista estrutural, através do dobramento de chapas finas de aço, possibilita a obtenção de estruturas extremamente leves e econômicas se comparadas com os perfis laminados à quente. Entretanto, os elementos estruturais obtidos desta forma estão sujeitos ao fenômeno da instabilidade local e ao fenômeno da interação local/global entre modos de instabilidade, exigindo verificações, muitas vezes, bastante trabalhosas.

Uma das largas aplicações estruturais dos perfis de chapa dobrada está na fabricação de estruturas treliçadas planas para coberturas, como postos de gasolina, armazéns graneleiros, ginásios esportivos etc... Desde que bem entendidos os fenômenos de instabilidade desses perfis, as aplicações poderão talvez ser estendidas para estruturas de grandes vãos, tanto para coberturas quanto para suportar grandes cargas de pisos industriais.

Do ponto de vista da análise estrutural este tipo de estrutura está sujeito a três tipos de instabilidade:

1 - FLAMBAGEM GLOBAL DA ESTRUTURA

Este tipo de flambagem ocorre quando a estrutura, como um todo, sai do seu plano por perda da estabilidade lateral. Este fenômeno pode ser prevenido por travejamentos laterais (quando previstos no projeto) que são usualmente designados por contraventamentos.

2 - FLAMBAGEM POR FLEXTORÇÃO SOB COMPRESSÃO

O elemento comprimido de uma estrutura treliçada plana tem o comportamento análogo ao de uma coluna sujeita a carga axial. Desta maneira os elementos da treliça, constituídos por perfis de seções transversais de paredes finas, quando comprimidos, estão sujeitos aos modos globais de flexão e torção.

3 - FLAMBAGEM LOCAL DO ELEMENTO

Do ponto de vista estrutural, o elemento de chapa dobrada é considerado como uma associação de placas esbeltas que, por sua vez, estão sujeitas à flambagem no modo local, formando ondulamento longitudinal causado por deslocamentos fora dos planos das chapas.

Dependendo da geometria do perfil e dos valores das cargas críticas, no modo local e global de flambagem, pode haver uma interação não-linear entre estes, o que leva a uma redução da capacidade da coluna. O comportamento destas colunas está intimamente ligado com o fator P_E / P_L (carga crítica de Euler e carga crítica local) conforme apresentado por PFEIL [1]. A ocorrência deste fenômeno é também influenciada pelos níveis de imperfeições geométricas, comumente encontradas nos perfis de chapa dobrada.

No Brasil a filosofia de projeto de estruturas treliçadas compostas de elementos de chapa dobrada, tem sido basicamente a mesma adotada para perfis laminados à quente. Esta prática indevida tem sido agravada pela inexistência de normas específicas para dimensionamento, pela carência de bibliografia especializada e pela ausência de treinamento técnico adequado, dificultando a aplicação conveniente desses perfis em concepções estruturais mais arrojadas.

Na análise destas estruturas faz-se várias simplificações para facilitar o projeto. As mais importantes são:

a) Quanto ao Esquema Estrutural Para Cálculo de Esforços e Deslocamentos.

É usual analisar as estruturas treliçadas planas com elementos de duas deslocabilidades por nó (elemento de treliça plana). No entanto, devido aos detalhes construtivos das ligações, dificilmente pode-se garantir a formação de rótulas perfeitas nos nós. Uma discretização mais realista é a de se considerar as barras engastadas elasticamente nos nós, ou mesmo, como engaste perfeito, considerando a estrutura constituída por elementos com três deslocabilidades por nó (elemento de pórtico plano).

b) Quanto ao Tipo de Análise Estrutural

Na maioria dos casos práticos a análise linear é suficiente para o cálculo e dimensionamento estrutural. Em se tratando, no entanto, de elementos com paredes esbeltas, é de se esperar dois tipos de não-linearidade: (i) a não-linearidade geométrica devido à esbeltez da estrutura, conduzindo a uma estrutura sujeita a grandes deslocamentos; (ii) uma não-linearidade devido ao fenômeno da flambagem local.

c) Quanto as Verificações a Nível de Elementos

O elemento de chapa dobrada sendo uma associação de placas, pode apresentar comportamento pós-crítico estável, com reserva de resistência que deve ser levada em conta. No entanto, o estudo do seu comportamento pós-crítico (após a flambagem local) exige desenvolvimento teórico bastante trabalhoso, devido a complexidade da solução do problema. Existem atualmente alguns métodos simplificados e fórmulas confiáveis, já incorporadas em várias Normas de Projeto estrangeiras [2,3], que permitem a consideração deste fenômeno através do critério de larguras efetivas.

1.2 - OBJETIVO E CONTEÚDO DO TRABALHO

O objetivo deste trabalho é analisar, através de um algoritmo numérico recentemente proposto por R.C. Batista e colaboradores [4,5], o comportamento e a capacidade portante de estruturas treliçadas e/ou aporticadas planas constituídas por perfis de chapa dobrada com seção "U enrijecido" levando-se em consideração a não-linearidade geométrica da estrutura e a não-linearidade devido a flambagem local nas barras.

Consideram-se apenas os casos de flambagem por flexão e por flexo-compressão dos elementos da estrutura plana. Em outras palavras, a modelagem estrutural não permitindo o cálculo de solicitações internas de torção, não

possibilita a análise da flambagem por flexo-torção. Para esta consideração adicional a modelagem da estrutura plana, sob carga em seu próprio plano, deveria ser realizada com elementos especiais de pórtico espacial que levassem em conta o empenamento da seção. Entretanto, parece não ser ainda disponível na literatura técnica a formulação teórica para cálculo de propriedades efetivas das seções nesses casos.

A consideração desses tipos de flambagem fica aqui como sugestão para continuação do presente trabalho de pesquisa.

Assim dentro da presente modelagem estrutural, através de elementos de pórtico plano, toma-se como hipóteses fisicamente validas:

a) a estrutura é considerada contraventada lateralmente, garantindo seu comportamento planar.

b) a maior inércia do perfil "U enrijecido" se dá sempre na direção transversal ao plano da estrutura.

c) os perfis de chapa dobrada têm seus extremos rigidamente ligados aos extremos dos outros perfis que concorrem nos mesmos nós. Os nós são, portanto, rígidos e os perfis têm seus extremos sob engastamento elástico no plano da estrutura.

d) como consequência os perfis são sujeitos predominantemente à compressão e à flexão no plano da estrutura.

No capítulo II são analisados os fundamentos teóricos, para os problemas de uma coluna fabricada com perfil "U enrijecido" de chapa dobrada, sob solicitações consideradas na presente análise: compressão e flexão.

No capítulo III é apresentado o algoritmo usado para a solução numérica do problema não-linear.

Para servir de aferição do programa, no capítulo IV, analisam-se duas colunas de seção "U enrijecido" e são feitas comparações dos resultados teóricos obtidos, com resultados experimentais. Sendo a viga-coluna de chapa metálica dobrada o principal componente das estruturas que se pretende analisar, os resultados desse capítulo asseguram a validade da aplicação do programa para análise de outras estruturas planas compostas desses perfis.

No capítulo V são analisados alguns tipos de estruturas treliçadas e feitas as correlações entre os resultados obtidos da análise linear, análise não-linear geométrica e através do programa desenvolvido neste trabalho.

O capítulo VI é destinado as conclusões. O trabalho é avaliado, enfatizando-se alguns procedimentos que podem ser considerados para um melhor aproveitamento dos resultados da análise estrutural proposta.

CAPÍTULO II

FORMULAÇÃO TEÓRICA PARA CÁLCULO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS EFETIVAS DE UMA VIGA-COLUNA DE CHAPA DOBRADA

II.1 - INTRODUÇÃO

A análise do elemento (barra) que constitui uma estrutura treliçada ou aporticada plana, deve ser feita considerando-se a teoria de viga-coluna.

O objetivo deste capítulo é apresentar de forma resumida a formulação teórica relativa ao procedimento adotado na determinação da seção efetiva de uma viga-coluna constituída de chapa dobrada com seção "U enrijecido".

II.2 - COMPORTAMENTO PÓS-CRÍTICO DE PLACAS ESBELTAS - MÉTODO DA LARGURA EFETIVA.

A consideração da flambagem local, caracterizada por ondulações das paredes da seção transversal, são extremamente importantes no projeto de colunas de chapa metálica dobrada. É usual se considerar numa modelagem simplificada dois tipos isolados de placas esbeltas sob compressão axial que constituem as seções de chapa dobrada: (i) placas enrijecidas ao longo de dois bordos simplesmente apoiados; (ii) placas não-enrijecidas com somente um dos bordos apoiado, sendo o outro livre. A figura II.1 ilustra uma seção característica.

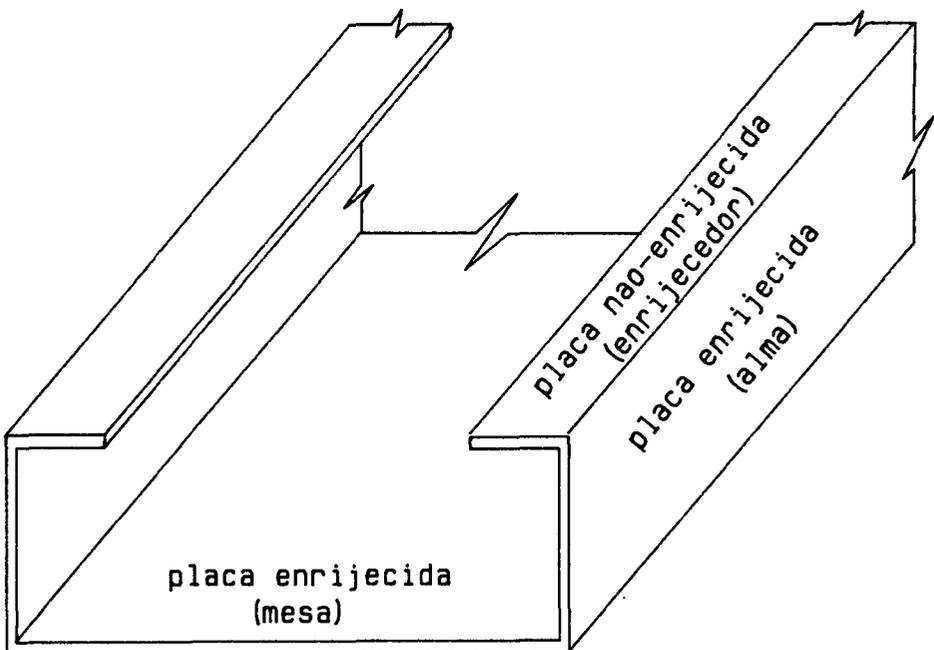


Figura II.1 - Seção Transversal "U enrijecido"

A tensão crítica de flambagem local para uma placa esbelta isolada sob compressão axial em seu plano médio é dada por:

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

Onde :

k - Coeficiente de flambagem da placa que depende da razão comprimento-largura, das condições de contorno e do tipo de carregamento aplicado.

E - Módulo de elasticidade longitudinal do material

ν - Coeficiente de Poisson

t - espessura da placa

b - largura da placa

Considerando placas isoladas longas sujeitas a compressão uniforme encontra-se $k = 4$ para placas com bordos simplesmente apoiados na direção do carregamento e $k = 0.425$ para as placas com um bordo simplesmente apoiado e o outro livre.

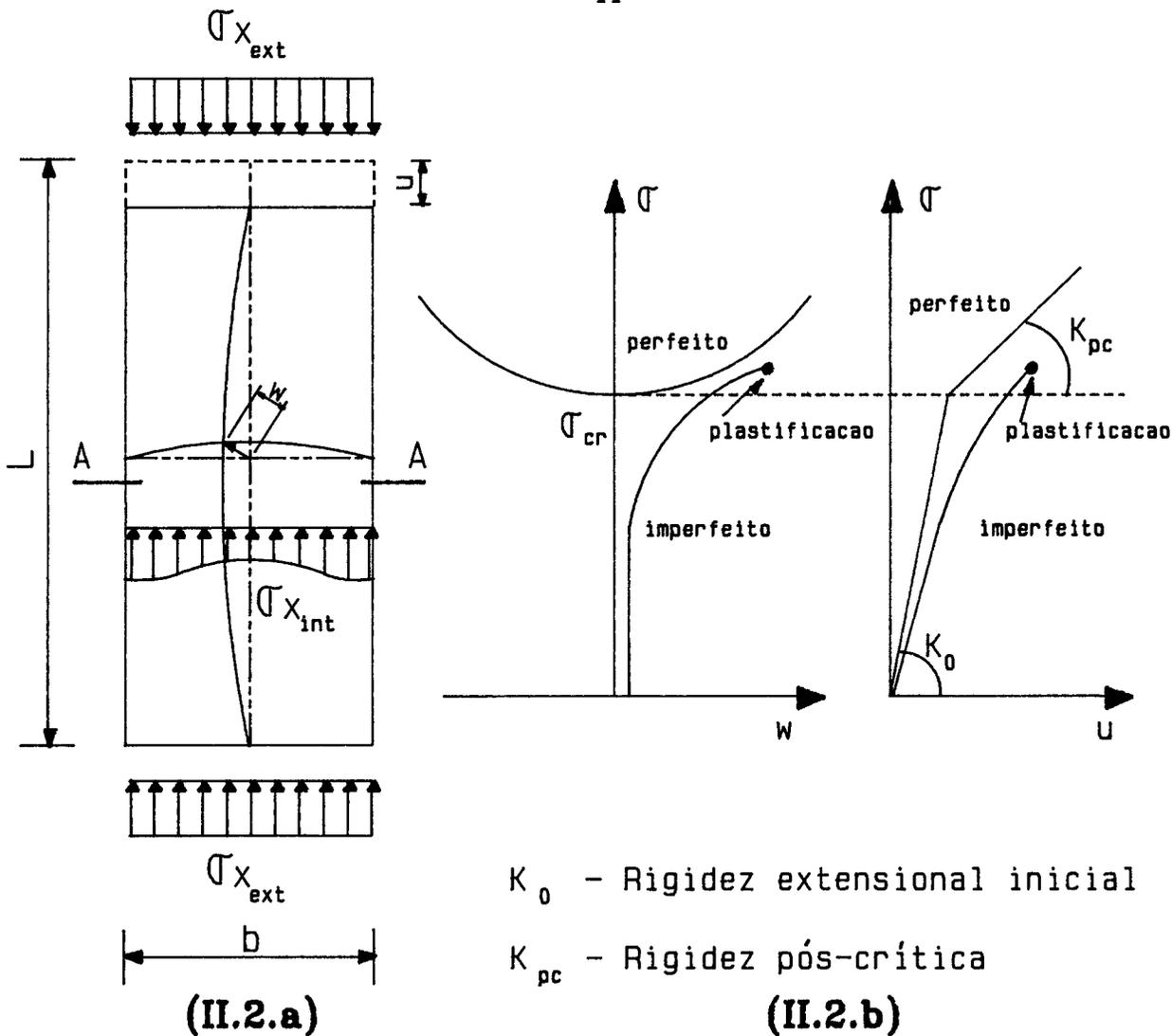


Figura II.2 - Placa Isolada Após Flambagem Local

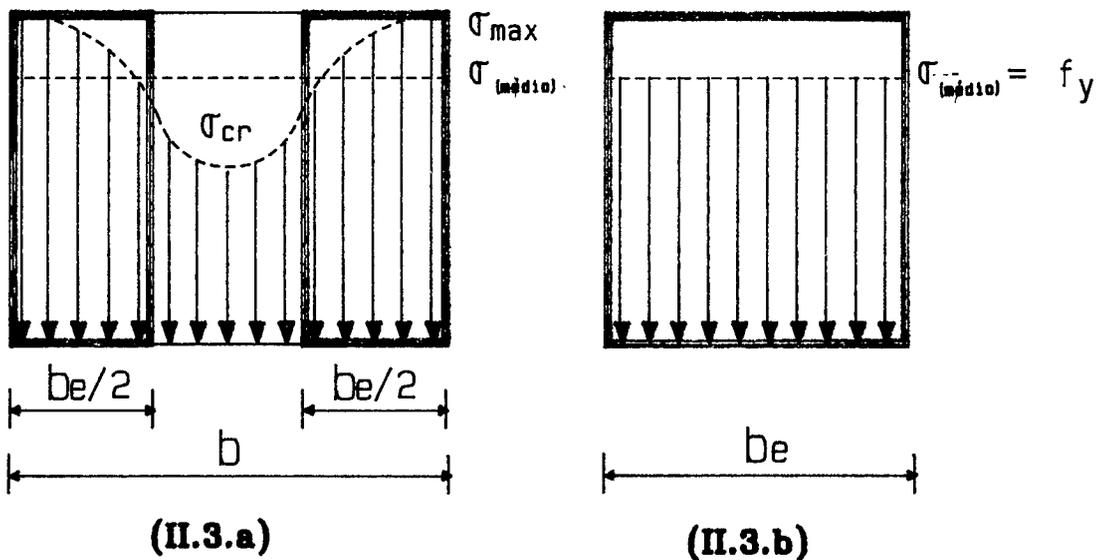


Figura II.3 - Distribuição de Tensões na Placa Após Flambagem Local

Conhecendo-se o comportamento não-linear de uma placa esbelta isolada submetida a carregamento de compressão uniformemente distribuído e após ter sofrido flambagem local, conforme ilustrado pela figura II.2, pode-se estabelecer um método para levar em consideração a resistência pós-crítica da placa (ou pós-flambagem para placa imperfeita)

O método das larguras efetivas é amplamente empregado para resolver este problema e foi proposto em 1932 por VON KARMAN [6]. Considerando-se a seção AA da placa mostrada na figura II.2.a, onde o deslocamento fora do seu plano w atinge o valor máximo, a distribuição não-linear de tensões numa configuração pós-crítica (i.e pós-flambagem) se dá como mostrada na figura II.3.a pela linha pontilhada, que mostra que a tensão varia de um valor mínimo no centro da placa até um valor máximo nos extremos. Tomando como referência σ_{\max} VON KARMAN propôs que as duas faixas de tensões de largura $b_e/2$ de área equivalente aquela da distribuição não-linear de tensões (fig. II.3.a) fossem consideradas juntas, formando uma nova placa de largura efetiva b_e submetida a uma tensão máxima constante. Por outro lado, considerando que o colapso ocorre quando o valor médio $\sigma_{(\text{méd io})}$ da placa substituta atinge a tensão de escoamento do material (vide figura II.3.b) tem-se:

$$f_y = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b_e}\right)^2 \quad (\text{II.2})$$

Comparando as equações II.1 e II.2 tem-se:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (\text{II.3})$$

O termo a direita da equação (II.3) é o inverso do que é comumente chamado na literatura técnica de **esbeltez relativa da placa** (λ_p). i.e.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (\text{II.4})$$

Logo a equação (II.3) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \quad (\text{II.5})$$

A equação (II.5) representa portanto o conceito de largura efetiva conforme concebido por VON KARMAN e é aplicado às placas esbeltas perfeitas. Contudo os elementos estruturais reais são portadores de imperfeições iniciais, o que provoca uma antecipação no processo de flambagem local quando comparado às placas perfeitas (vide figura II.2.b).

É portanto possível estabelecer curvas com limites inferiores a de VON KARMAN. Uma das curvas de maior aceitação foi proposta por G. WINTER [7], em 1946 e é dada pela seguinte equação:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - 0.22 \frac{1}{\lambda_p} \right) \quad (\text{II.6})$$

A figura II.4 mostra as curvas dadas pelas equações (II.5) e (II.6) que consideram a resistência pós-crítica da placa, juntamente com a curva dada pela equação de Euler ($1/\lambda_p^2$)

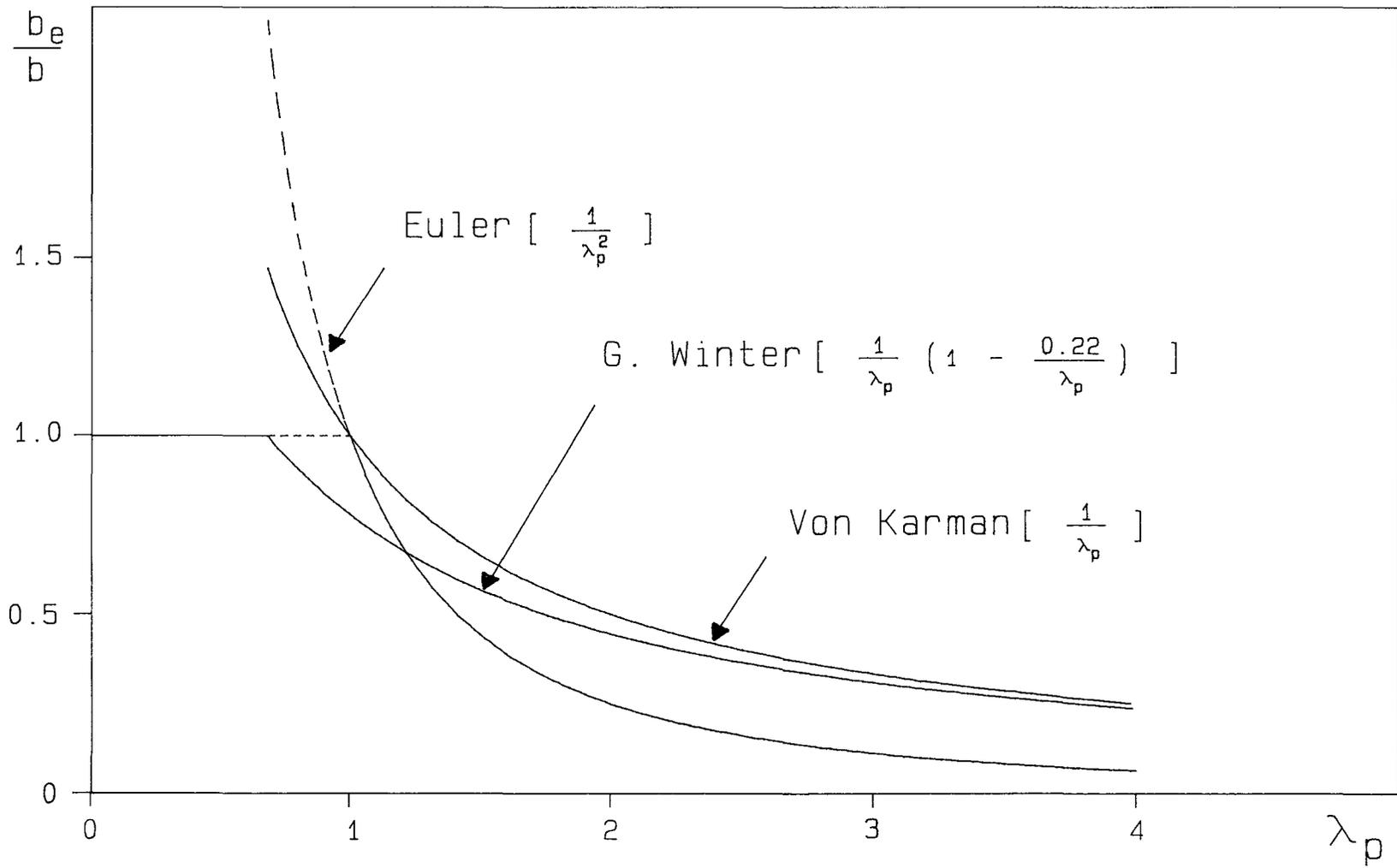


Figura II.4 – Curvas de Largura Efetiva no Estado Último

II.3 - SEÇÃO TRANSVERSAL EFETIVA DO PERFIL "U ENRIJECIDO" - MÉTODO DE CÁLCULO UTILIZADO.

A flambagem local das paredes que constituem uma coluna de seção "U enrijecido", além de diminuir a rigidez a compressão da coluna pode alterar o seu modo de colapso. Isso se deve ao fato da mudança de posição do centro de gravidade efetivo da seção transversal, provocando uma excentricidade de carregamento e induzindo uma maior interação esforço normal-momento fletor.

O objetivo aqui é estabelecer um critério para determinar as propriedades geométricas efetivas da seção "U enrijecido", de uma coluna submetida a carregamento de compressão. A figura II.5 mostra a geometria original da seção analisada e ilustra a seção efetiva e a mudança do seu centro de gravidade efetivo.

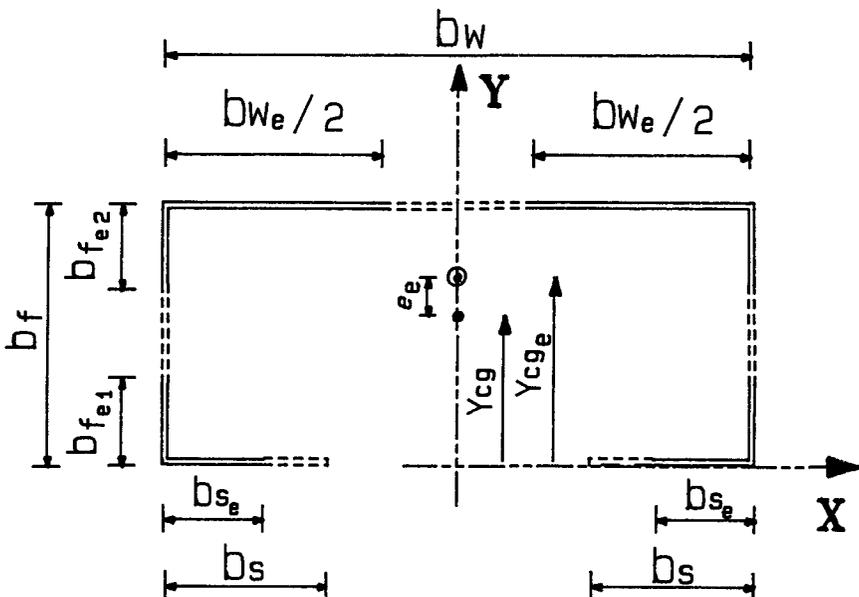


Figura II.5 - Seção Efetiva do Perfil "U enrijecido"

Considera-se o carregamento aplicado gradativamente por etapas no centro de gravidade da seção transversal, distando inicialmente Y_{cg} do eixo x local. Antes de atingir a tensão crítica em algum dos elementos, a seção efetiva é a própria seção cheia e conseqüentemente o centro de gravidade efetivo Y_{cg_e} coincide com o original. A partir do momento em que uma das paredes instabiliza-se, a seção efetiva se altera e a posição do centro de gravidade se desloca segundo o eixo y para Y_{cg_e} . A coluna que até então estava submetida a compressão centrada, passa a funcionar como viga-coluna, submetida a compressão excêntrica.

É fácil entender, que para um certo nível de carga, o cálculo da seção efetiva depende do nível de tensões que está atuando em cada um dos elementos. Ao mesmo tempo para calcular as tensões atuantes nos elementos é necessário dentro do procedimento simplificado aqui usado, se conhecer a seção efetiva e a posição do centro de gravidade efetivo. Portanto, enfrenta-se um problema tipicamente não-linear que requer um procedimento adequado para sua solução.

Métodos de solução para problemas não-lineares, como Newton-Raphson, se aplicam bem para resolver este problema. Neste trabalho adota-se o método do "passo simples" uma vez que apresenta bons resultados e é de fácil implementação.

O método do passo simples consiste basicamente em aplicar o carregamento em pequenos passos de carga, onde são calculados as larguras efetivas e a posição do centro de gravidade efetivo. As tensões nos elementos são determinadas a partir da seção efetiva do passo de carga imediatamente anterior. O algoritmo pode ser resumido nos seguintes passos:

- 1 - Fazer $A_e = A$; $I_e = I$; $Y_{cg_e} = Y_{cg}$; $P = 0$
- 2 - $P = P + \Delta P$
- 3 - Cálculo das tensões nas paredes do perfil
- 4 - Cálculo das propriedades geométricas do perfil :
 A_e ; I_e ; Y_{cg_e}
- 5 - Se as tensões nas paredes são inferiores à tensão de escoamento volta ao passo 2
- 6 - Fim

O cálculo das tensões nas paredes do perfil, passo 3, pode ser feito segundo referência [8], onde usou-se a teoria clássica de viga-coluna para determinar as tensões e a excentricidade no meio do vão da coluna. Porém aqui o procedimento é bastante simplificado se considerarmos conhecidos o par de esforços M, N (momento fletor e esforço normal na seção).

Considerando-se, portanto, conhecidos os valores de M e N na seção analisada, os valores das tensões são dadas pela seguinte expressão:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_e} \pm \frac{M}{I_e} \cdot h_{1,2} \quad (\text{II.7})$$

Usando-se a equação (II.7) obtém-se as tensões nos extremos 1 e 2 da seção, figura II.6. Dependendo da variação da posição do centro de gravidade efetivo a diferença dos valores das tensões nestes extremos serão acrescidas, podendo chegar ao ponto de terem valores com sinais opostos, ou seja, a tensão σ_1 pode passar a ser de tração.

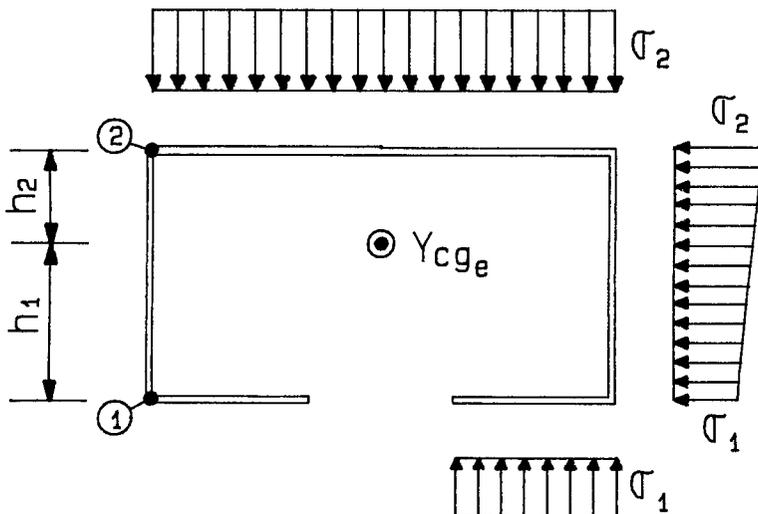


Figura II.6 - Distribuição de Tensões na Seção Transversal Efetiva

De posse das tensões σ_1 e σ_2 podemos determinar as larguras efetivas das placas que constituem o perfil e portanto as propriedades geométricas efetivas da seção (passo 4).

Na figura (II.6) ficam caracterizadas três situações distintas para o cálculo da largura efetiva:

1) A mesa é uma placa enrijecida e está submetida a uma tensão constante σ_2 ;

2) As almas são também placas enrijecidas, porém submetidas a uma distribuição de tensão com variação linear (gradiente de tensão);

3) Os enrijecedores são placas com um dos bordos livre e estão submetidos a tensão constante.

Cada um destes elementos devem ser tratados separadamente no cálculo da seção efetiva.

II.3.1 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS ENRIJECIDAS SUJEITAS À TENSÃO UNIFORME.

Na seção anterior (II.2) apresentou-se a expressão da largura efetiva dada por G. WINTER para o caso de

estado limite último de uma placa esbelta isolada sob compressão axial em seu plano médio e com bordos simplesmente apoiados na direção do carregamento. Contudo, analisando-se a placa desde o início do processo de flambagem até o colapso (ou estado último de serviço) a expressão de G. Winter apresenta como resultado uma placa substituta com rigidez extensional pequena comparada a resultados experimentais.

Um outro procedimento, com bons resultados, é obtido adotando-se uma curva polinomial apresentada no trabalho de MULIGAN e PEKOZ [8].

$$\frac{bw_e}{bw} = \frac{C_1}{\lambda_{pd}^2} + \frac{C_2}{\lambda_{pd}} + C_3 + C_4 \cdot \lambda_{pd} \quad (\text{II.8})$$

onde:

$$\lambda_{pd} = \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}} \quad (\text{II.9})$$

As constantes C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são dadas na mesma referência e são determinadas para garantir: (i) a continuidade no comportamento da placa na transição entre os estados pré e pós-crítico; (ii) a condição de estado

pré-crítico e estado limite último em estágio pós-crítico avançado dado pela expressão de WINTER (vide fig. II.7); (iii) que o estado limite último esteja associado com uma situação de rigidez elástica nula da placa (isto é, com uma configuração de plastificação).

Para efeito de comparação a curva dada pela equação (II.8). é mostrada na figura II.7 juntamente com a curva de WINTER; esta última adaptada para o estado de serviço, ou seja, trocando-se λ_p por λ_{pd} na equação (II.6). As curvas mostradas nessa figura foram obtidas considerando-se uma placa com $\lambda = 4$.

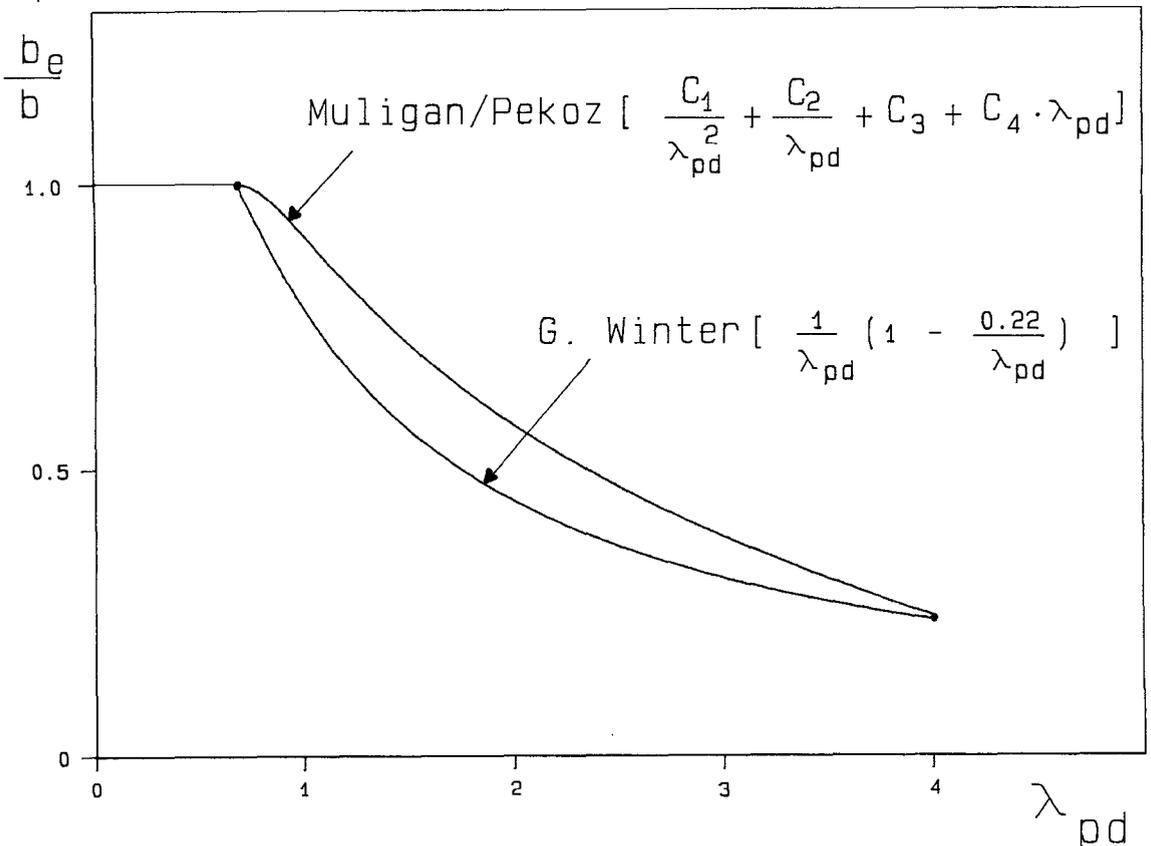


Figura II.7 - Curvas de Largura Efetiva no Estado de Serviço

II.3.2 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS ENRIJECIDAS SUJEITAS A UM GRADIENTE DE TENSÃO.

Formas simplificadas para cálculo da largura efetiva de placas enrijecidas sujeitas a um gradiente de tensão podem ser encontradas nas referências [2,3,8,9,10,11].

Adota-se aqui a seguinte formulação dada por BATISTA [10], ilustrada na figura II.8.

$$bf_{e1} = bf_e \cdot (0.5 + 0.1 \cdot (1 - \psi)) \quad (\text{II.10.a})$$

$$bf_{e2} = bf_e \cdot (0.5 - 0.1 \cdot (1 - \psi)) \quad (\text{II.10.b})$$

onde:

$$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad (\text{II.10.c})$$

Para o caso em que $\psi < 0$ adota-se:

$$bf_{e1} = 0.6 \cdot bf_e + b_0 \quad (\text{II.10.d})$$

$$bf_{e2} = 0.4 \cdot bf_e \quad (\text{II.10.e})$$

onde b_0 é a largura do trecho tracionado da placa.

Nestas equações bf_e é calculado segundo a equação (II.6).

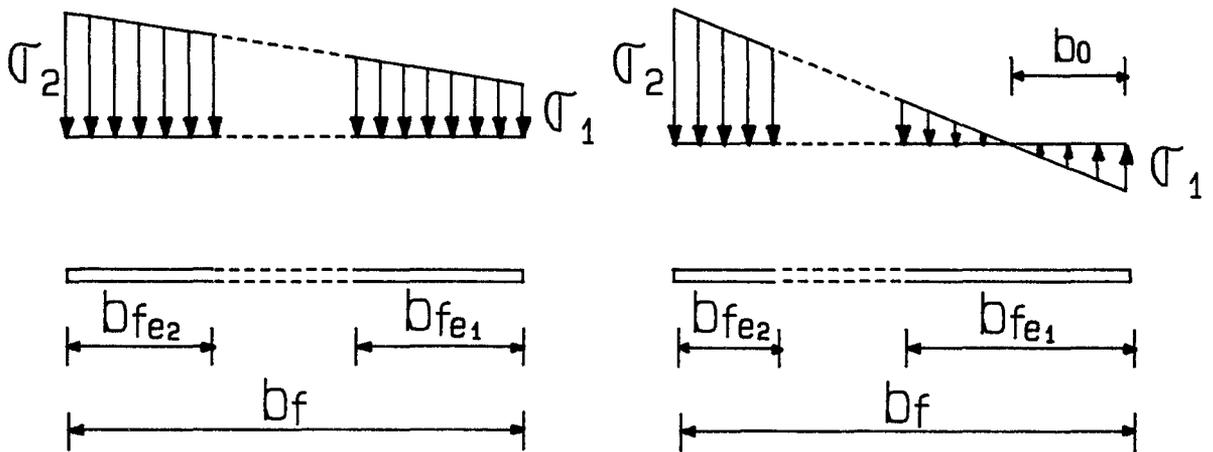


Figura II.8 - Largura Efetiva da Placa Biapoiada Submetida a um Gradiente de Tensão

II.3.3 - LARGURA EFETIVA DE PLACAS NÃO-ENRIJECIDAS SUJEITAS À COMPRESSÃO UNIFORME.

Devido a pequena importância da contribuição do enrijecedor na formação da seção efetiva, considera-se a equação (II.6), substituindo-se λ_p por λ_{pd} e com o valor de $K = 0.425$, correspondente às placas com um bordo livre.

II.4 - COMENTÁRIOS FINAIS

Uma vez determinadas as larguras efetivas dos elementos que constituem o perfil, ficam determinadas as características efetivas da seção: A_e , I_e e Y_{cg_e} . A diferença de posição do centro de gravidade da seção cheia (Y_{cg}) com o centro de gravidade efetivo (Y_{cg_e}) é o que chamamos de excentricidade efetiva (e_e).

Em última análise a excentricidade efetiva é responsável pelo surgimento e acréscimo do momento fletor ao longo da coluna sob carga de compressão centrada.

As características efetivas da seção são determinadas para cada passo de carga externo. Isto é feito dentro de uma análise não-linear geométrica incremental de pórtico plano pelo método dos elementos finitos (MEF). Desta forma os esforços em cada elemento do pórtico são calculados automaticamente. Deve-se notar que cada barra da estrutura (pórtico e/ou treliça) constitui-se em uma viga-coluna sujeita, portanto, a momento fletor, esforço normal e esforço cortante; este último não considerado na presente análise e cujos efeitos local e global sobre o comportamento de um perfil de chapa dobrada parecem não terem sido ainda investigados.

O objetivo deste capítulo se limita a apresentação do algoritmo para o cálculo das características efetivas da seção transversal do perfil "U enrijecido", reservando-se para o próximo capítulo a apresentação do algoritmo completo e os detalhes para determinação dos esforços e deslocamentos da estrutura.

CAPÍTULO III

FORMULAÇÃO NUMÉRICA - ALGORÍTIMO DE SOLUÇÃO

III.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo é apresentar o algoritmo usado para a análise não-linear geométrica de estruturas treliçadas ou aperticadas planas constituídas por elementos de chapa dobrada de seção "U enrijecido", levando em consideração a perda de rigidez da estrutura devido a flambagem local nos elementos.

O programa é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) e usa vários procedimentos já estabelecidos em [12,13,14,15]. Deve-se destacar, entretanto, o aspecto híbrido do algoritmo proposto por BATISTA e colaboradores [4,5] que faz uso do método iterativo não-linear (tangente) e do método direto (secante). Ambos são métodos convencionais para solução de problemas não-lineares em engenharia estrutural.

III.2 - CONCEPÇÃO DO ALGORÍTMO

O algoritmo deve ser capaz de levar em conta dois tipos de não-linearidade: não-linearidade geométrica e não-linearidade devido à flambagem local nos perfis de chapa dobrada. A figura III.1 mostra o fluxograma do programa e a figura III.2 ilustra o esquema numérico para um passo genérico de carga.

Dentro de um passo de carga deve-se destacar a existência de duas etapas A e B, cada uma referente a um distinto caminho de equilíbrio C_1 e C_{1+1} . Cada uma dessas respostas carga x deslocamento se refere a uma determinada condição de rigidez local dos perfis, a qual é fortemente influenciada pelo estado não-linear de tensões internas, i.e. pelo processo de flambagem local. Outro aspecto importante é o cálculo do vetor de cargas desequilibradas ΔF_1^* associado a queda de E'_1 na curva C_1 para E''_1 na curva C_{1+1} . Esta queda indica mudança de rigidez local em função do estado não-linear de tensões em E'_1 . A resposta completa do comportamento da estrutura é obtido ligando-se os pontos de equilíbrio E_1 , indicados na figura III.2 por círculos. O lugar geométrico desses pontos mostrado na figura III.3 constitui a resposta não-linear do sistema estrutural sujeito a redução de rigidez local com o acréscimo de carga.

O processo termina quando a convergência é atingida para $\Delta F_{1,n}^A \cong 0$ no ponto E'_1 . O deslocamento total nesta etapa é dado por:

$$\Delta D_1^A = \sum_{j=1}^n \Delta D_{1,j}^A \quad (\text{III.3})$$

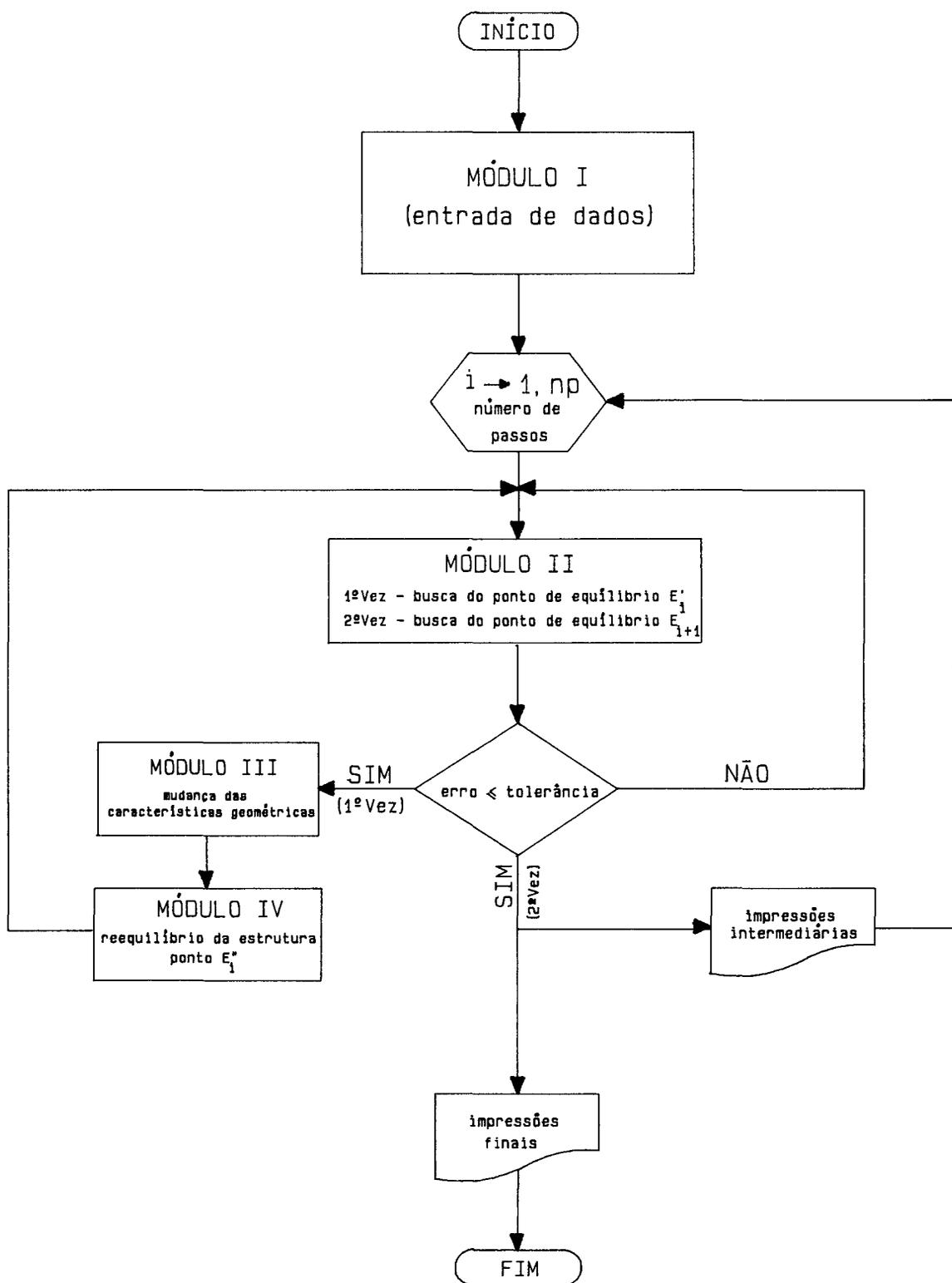


Figura III.1 - Fluxograma Geral

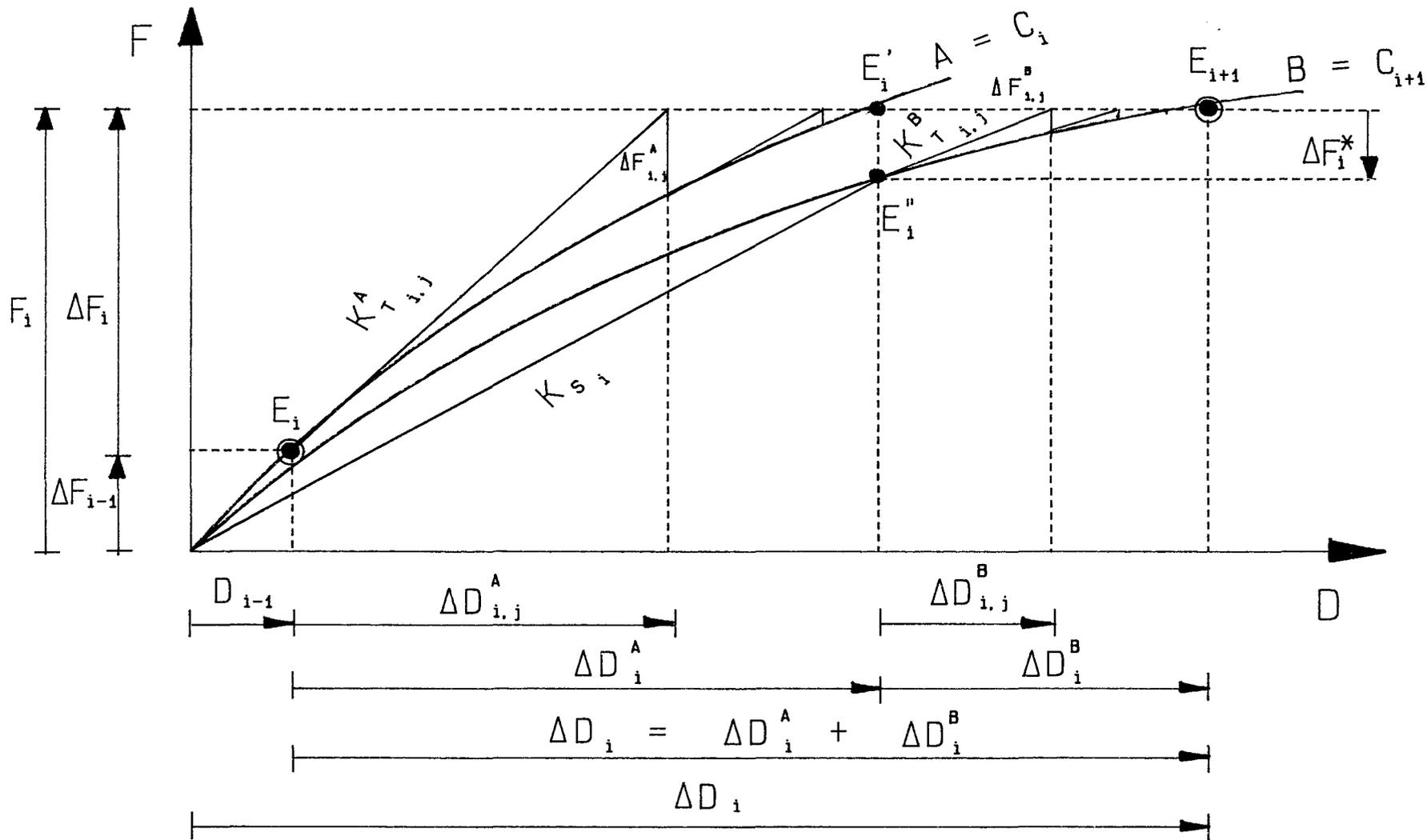


Figura III.2 – Esquema Iterativo Híbrido Tangente/Secante

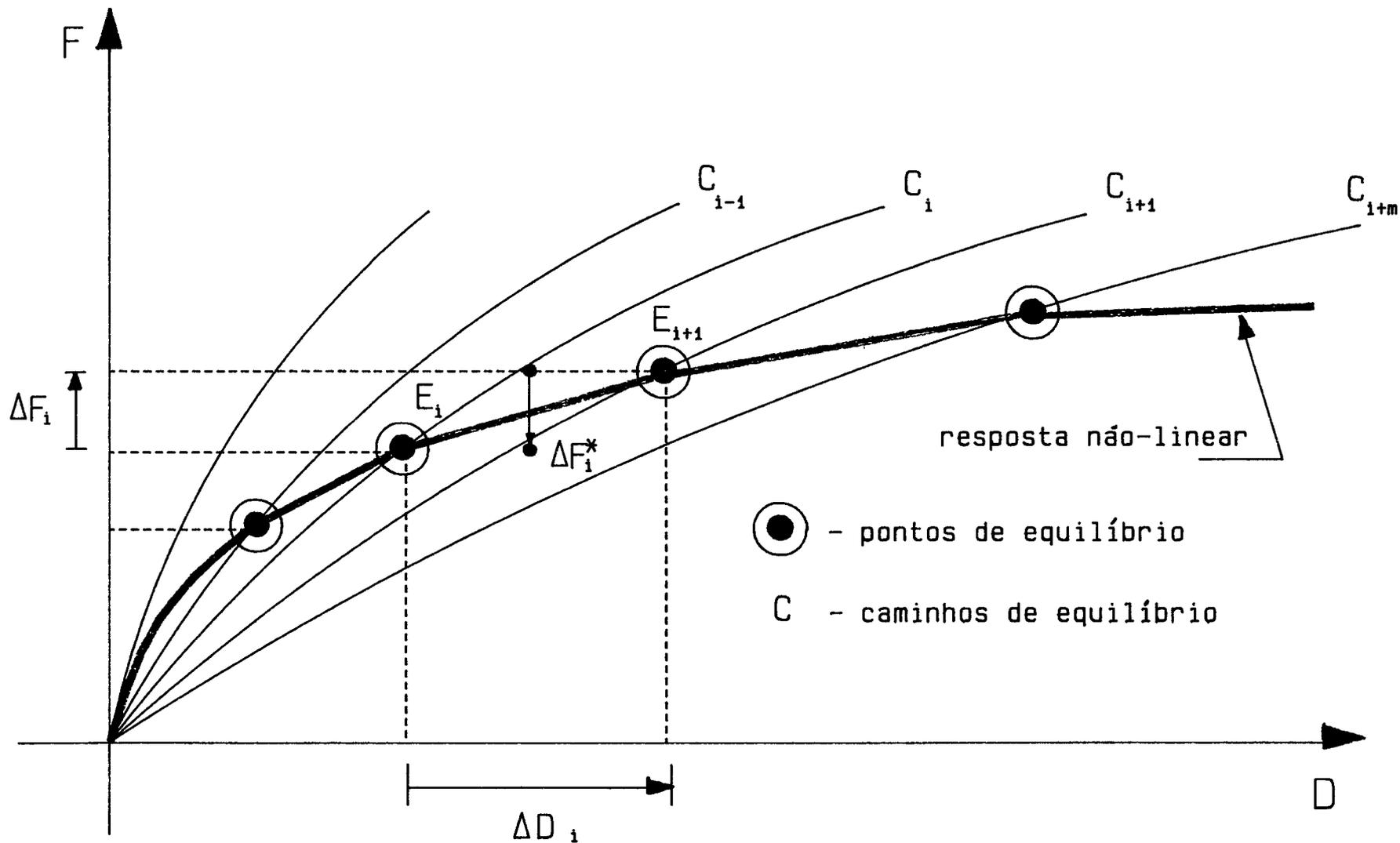


Figura III.3 - Esquema Global da Análise Não-Linear

Após atingir-se o ponto de equilíbrio E'_1 calculam-se as novas propriedades geométricas (ou de rigidez) dos elementos; isto é feito através da análise dos elementos comprimidos quanto à flambagem local. Esta análise é feita como foi mostrado no capítulo II, usando-se o conceito de larguras efetivas. Para isto são usados os esforços internos para a configuração deformada E'_1 da estrutura.

Os elementos que sofreram flambagem local têm, portanto, suas rigidez diminuídas, ou seja, a área e o momento de inércia da seção transversal destes elementos no passo de carga i , são inferiores aqueles do passo de carga $i-1$. Além disso os elementos que sofreram flambagem local passam a ter uma excentricidade efetiva (e_e), que é responsável por um esforço interno desequilibrado no elemento. O vetor com estes esforços internos desequilibrados é chamado de $\overline{\Delta F}_i$.

A determinação do ponto E''_i consiste em encontrar o valor ΔF_i^* que fisicamente significa a quantidade de carregamento que a estrutura deixa de suportar devido a redução de sua rigidez. O vetor de forças é então acrescido do vetor de forças internas desequilibradas $\overline{\Delta F}_i$, podendo-se escrever, assim, que:

$$\Delta F_i^* = F_i - K_{S_i} \cdot (D_{i-1} + \Delta D_i^A) + \overline{\Delta F}_i \quad (\text{III.4})$$

Na expressão acima o método direto (secante) foi usado porque os esforços internos acumulados já não têm significado físico, uma vez que o estado de equilíbrio só é possível em um caminho de equilíbrio C_{i+1} diferente de C_i . No método secante os esforços internos são calculados a partir dos deslocamentos acumulados totais referentes a geometria indeformada inicial.

Para atingir o ponto E_{i+1} o equilíbrio é feito sobre a curva C_{i+1} e novamente o método incremental (tangente) é aplicado. Isto corresponde a etapa B mostrada na figura III.2 e a segunda vez que o fluxo passa pelo módulo II na figura III.1. Esta etapa é em tudo análogo à etapa A, com a diferença que o passo de carga agora vale ΔF_i^* . Os deslocamentos são obtidos pelas mesmas expressões, de (III.1) à (III.3), porém com os super-índices A sendo trocados por super-índices B, e portanto escritos como $\Delta D_{i,j}^B$. O processo termina quando o equilíbrio no ponto E_{i+1} é atingido.

O deslocamento total obtido com o passo de carga ΔF_i é, portanto, ΔD_i dado por

$$\Delta D_i = \Delta D_i^A + \Delta D_i^B \quad (\text{III.5})$$

Todo processo é repetido para um novo passo de carga a partir do ponto de equilíbrio E_{i+1} . Os deslocamentos finais da estrutura para um carregamento F_n são dados pelo somatório dos deslocamentos ΔD_i :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta D_i \quad (\text{III.6})$$

III.3 - ENTRADA DE DADOS E DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA - MÓDULO I

O módulo de entrada de dados deve conter as informações necessárias sobre cada estrutura, assim como mostrado em [12-15]. A consideração adicional mais importante neste programa é quanto ao fornecimento da posição do elemento dentro da estrutura.

Como se trata de uma estrutura constituída de elementos de chapa dobrada com perfil "U enrijecido", deve-se informar como está disposto o elemento com relação ao sistema de eixos de orientação. Considera-se duas possibilidades: a primeira quando os enrijecedores estão voltados para cima ou para direita e a segunda possibilidade o oposto. Para fornecer esta informação ao programa usa-se o código (+1) para o primeiro caso e (-1) para o segundo. A figura III.4 ilustra esta convenção.

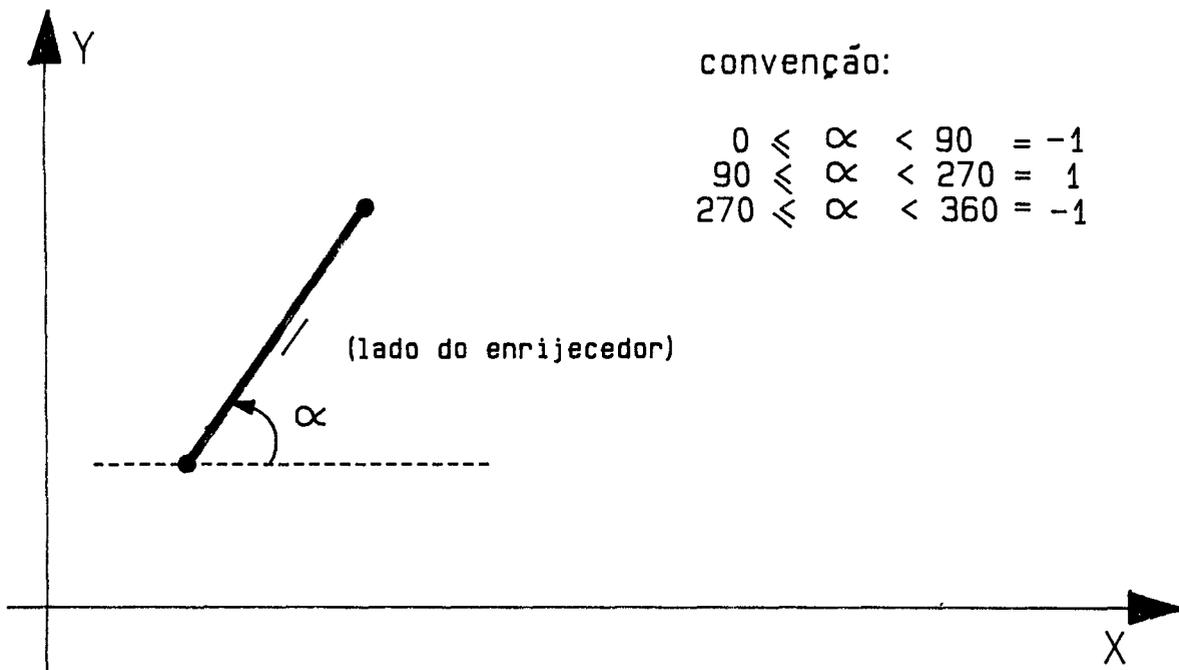


Figura III.4 – Sistema de Convenção Para Posição do Perfil no Sistema de Eixos Global da Estrutura

No módulo I, portanto, são criados os vetores que não se alteram durante a análise. Um procedimento diferente do convencional é o dimensionamento do vetor de características geométricas, pois comumente ele é dimensionado para o número de tipos de seções da estrutura e permanece inalterado na análise. Aqui, ele é dimensionado para o número total de elementos da estrutura, uma vez que as propriedades geométricas das seções são passíveis de alteração durante a análise; podendo cada elemento assumir características diferentes, dependendo dos níveis de tensões internas atuantes.

Neste módulo I são também criados os vetores de incremento de carga e vetor apontador. As características geométricas das seções são calculadas a partir das dimensões da seção transversal que devem ser fornecidas juntamente com os dados referentes aos elementos.

Este módulo constitui, portanto, uma preparação dos dados para que a análise propriamente dita seja feita a seguir. Os passos desta etapa podem ser vistos no fluxograma da figura III.5.

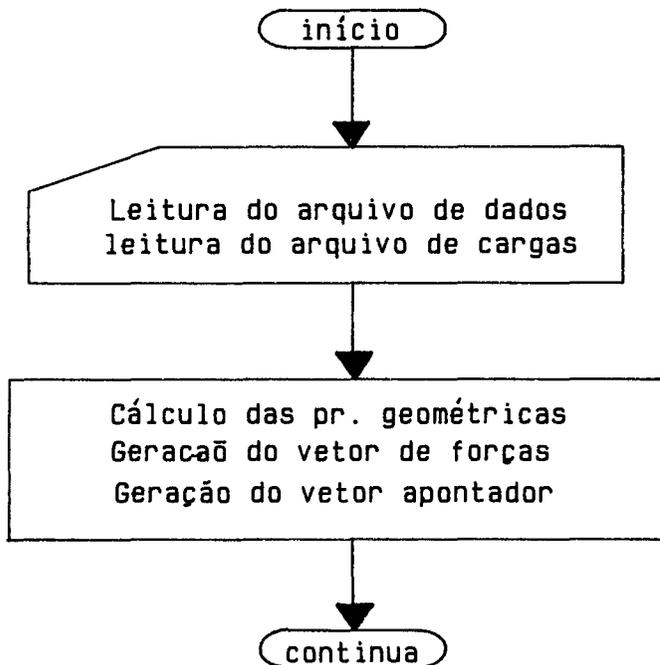


Figura III.5 - Fluxograma do Módulo I

III.4 - O ALGORÍTMO DE SOLUÇÃO NÃO-LINEAR - MÓDULO II

Neste módulo se desenvolve o algoritmo de solução não-linear tangente. Para cada passo de carga ele é solicitado duas vezes : a primeira vez é a busca do ponto de equilíbrio E'_1 e a segunda vez a busca do ponto de equilíbrio E_{1+1} .

A matriz de rigidez do elemento utilizada é aquela apresentada por CHAJES [16], desprezando os termos que são funções lineares e quadráticos dos deslocamentos incrementais. Isto pode ser feito devido a natureza das estruturas que se pretende analisar, nas quais o efeito não-linear destes termos é muito pequeno, podendo ser desprezado. Assim a matriz de rigidez do elemento é formada por:

$$k_T = k_0 + k_p \quad (\text{III.7})$$

Onde k_0 é a matriz de rigidez linear convencional e k_p é a matriz de tensões iniciais (matriz de rigidez geométrica) que é função linear da força axial interna que atua no elemento.

O algoritmo pode ser resumido nos seguintes passos:

- 1 - Montagem da matriz de rigidez
- 2 - Resolução do sistema de equações (equação III.1)
- 3 - Atualização da matriz de transformação
- 4 - Cálculo do vetor de forças desequilibradas
(equação III.2)
- 5 - Verificação da convergência: se for maior que a tolerância, volta-se ao passo 1.
- 6 - Fim: quando o equilíbrio é atingido.

Como foi dito anteriormente o processo não-linear é requisitado duas vezes em um mesmo passo de carga e a única diferença no algoritmo é o valor do incremento de carga: Na primeira vez temos ΔF_i , enquanto na segunda vez ΔF_i^* .

O método usado na resolução do sistema de equações é o método de Choleski, como apresentado em [4].

III.5 - MUDANÇA DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS - MÓDULO III

Após atingir o ponto de equilíbrio E'_1 as tensões nas seções transversais de cada elemento são avaliadas usando-se a equação (II.5). As larguras efetivas e conseqüentemente a seção transversal efetiva são calculadas como mostrado no capítulo II.

Os esforços em cada elemento, usados na equação (II.7), são determinados na seção média de cada elemento por interpolação dos valores obtidos em suas extremidades. Como não existe carregamento externo ao longo do elemento os esforços normais são constantes para cada elemento e o momento fletor tem uma variação linear. Portanto, o par de esforços (N, M) da equação (II.7) é facilmente obtido. Deve-se, entretanto, observar o sinal a ser usado na equação (II.7) e é aqui que se faz uso da convenção adotada para a posição do elemento com relação ao sistema de eixos da estrutura.

Os passos mais detalhados desta etapa estão mostrados no fluxograma da figura III.6.

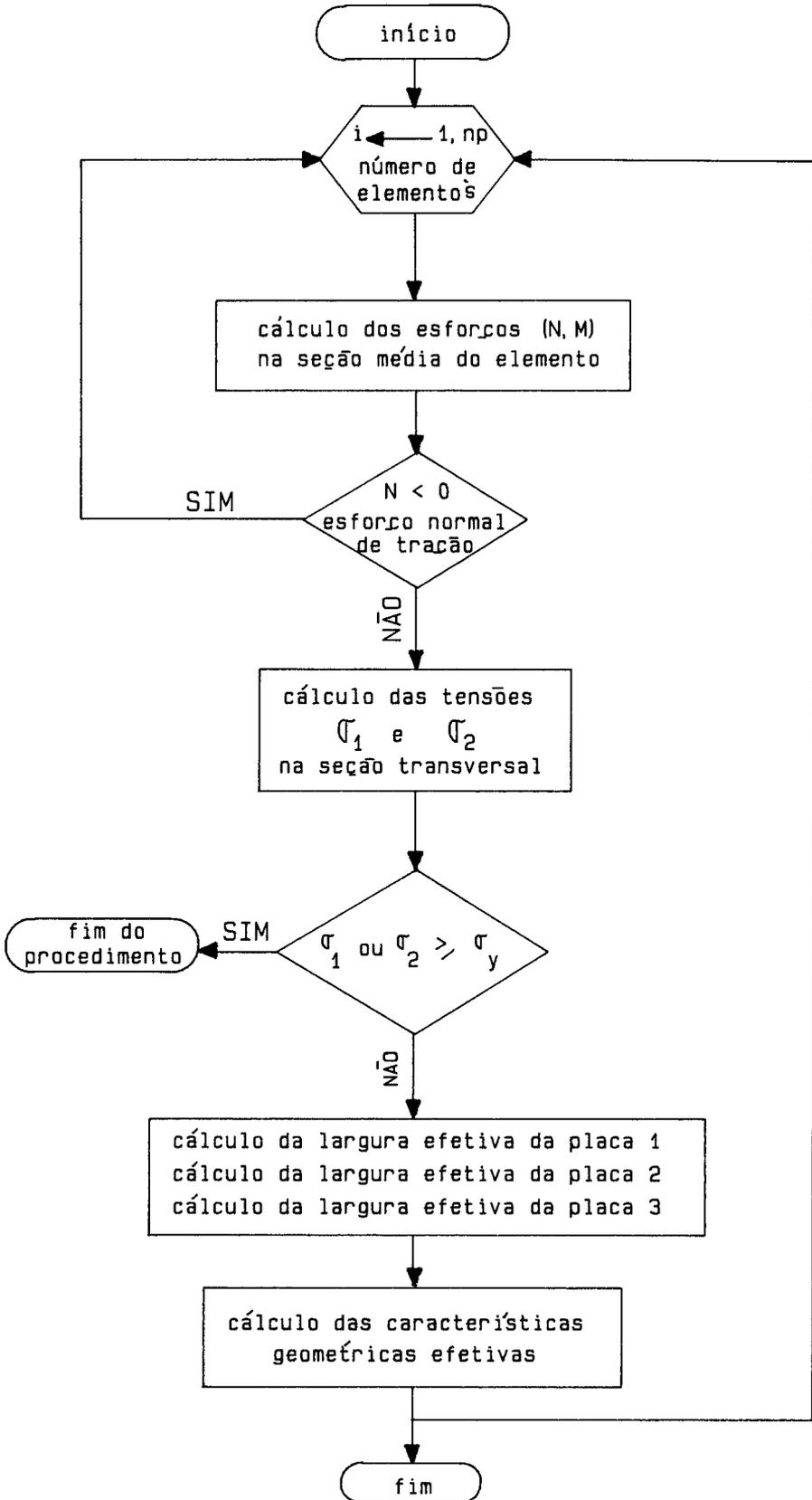


Figura III.6 – Fluxograma do Módulo III

A área e a inércia efetivas são agora as novas propriedades geométricas da seção e serão usadas na formação da matriz de rigidez da estrutura. A excentricidade efetiva é usada para calcular os momentos internos desequilibrados no elemento, ou seja, o valor do momento provocado devido à flambagem local do perfil é dado por:

$$M'_i = e_{e,i} \cdot N_i \quad (\text{III.8})$$

Fica então determinado o vetor $\overline{\Delta F}_1$, usado na equação III.4. Ele é montado com os valores de M'_i nas direções referentes às rotações dos nós que constituem o elemento i e zero nas outras direções. Mais uma vez o sinal deve ser analisado segundo a convenção adotada para a posição do elemento com relação ao sistema de eixos da estrutura.

III.6 - BUSCA DO PONTO DE EQUILÍBRIO E'' - MÓDULO IV

Olhando para figura III.2, observa-se que, para um problema convencional de não-linearidade geométrica o processo estaria terminado para um passo de carga quando atingido o ponto de equilíbrio E'_1 . Contudo, é neste ponto que se faz as reduções das propriedades geométricas da estrutura e quando se calcula o vetor de desequilíbrio interno $\overline{\Delta F}_1$.

A estrutura fica então desequilibrada, ou seja, o estado de deformação da estrutura não é mais equivalente ao carregamento aplicado, uma vez que a matriz de rigidez da estrutura fica alterada. Portanto faz-se necessário o re-equilíbrio do sistema estrutural.

Este equilíbrio será atingido sobre uma curva C_{i+1}' , diferente daquela usada para encontrar o ponto E'_i . Isto consiste em determinar o vetor ΔF_i^* dado pela equação (III.4).

Após passar pelo módulo III, verifica-se se algum dos elementos atingiu a tensão de flambagem local. Caso isto não tenha acontecido a seção transversal efetiva de todos os elementos componentes da estrutura permanecem iguais aos originais. Logo, pode-se economizar tempo de processamento suprimindo a busca do ponto de equilíbrio E_{i+1} , já que $E_{i+1} = E'_i = E''_i$.

Em caso contrário, a montagem da matriz de rigidez secante K_s faz-se necessária para restabelecer o equilíbrio da estrutura. Ela é montada com as novas características geométricas e a matriz de transformação é feita a partir da geometria indeformada.

A matriz de rigidez do elemento utilizada possui os coeficientes iguais aos da matriz de rigidez tangente,

equação (III.7). Este procedimento é possível para a classe de estruturas para os quais o modelo matemático linearizado aqui utilizado é adequado. Estas estruturas têm comportamento não-linear caracterizado pela predominância de esforços extensionais.

Os passos mais detalhados desta etapa são mostrados no fluxograma da figura III.7

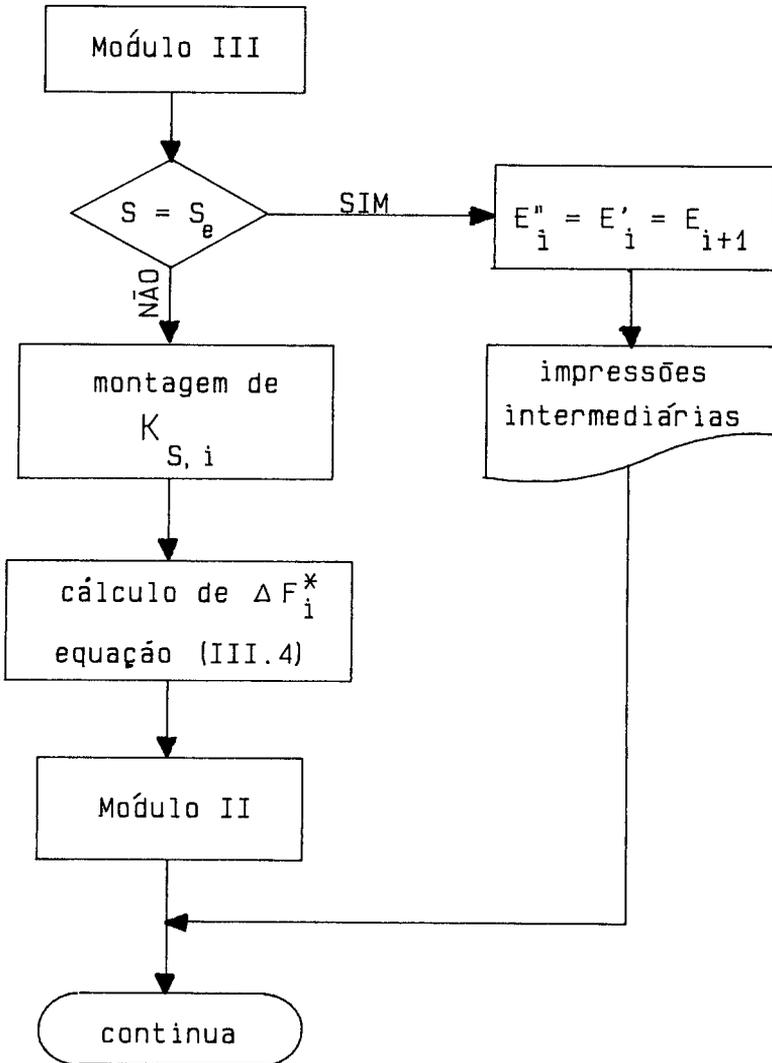


Figura III.7 – Fluxograma do Modulo IV

CAPÍTULO IV

ANÁLISE NÃO-LINEAR DE COLUNAS DE PERFIL "U ENRIJECIDO" SOB COMPRESSÃO CENTRADA

IV.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo é analisar o comportamento estático não-linear de colunas de chapa metálica dobrada com seção "U enrijecido", submetidas a carregamento de compressão aplicado no centro de gravidade da seção, usando o programa desenvolvido neste trabalho.

O comportamento destas colunas tem sido analisado por vários autores através de modelos teóricos [1,8,9,10] e experimentais [9,10,17]. Portanto, os resultados disponíveis na literatura técnica tornam possível uma avaliação dos resultados obtidos com o presente modelo teórico-numérico tanto para cargas de colapso quanto para as respostas não-lineares *carga x deslocamento*.

São analisadas duas colunas típicas: uma apresentada por THOMASSON [9], com resultados experimentais e teóricos e outra analisada por RODRIGUES [17], com resultados experimentais.

Os parâmetros usados na comparação são: As deformações relativas (σ_1/f_y , σ_2/f_y) que se desenvolvem na seção transversal média da coluna, o deslocamento transversal (δ) no meio do vão da coluna e a carga última (P_u) resistida pela coluna. A figura IV.1 mostra os parâmetros geométricos de uma coluna típica.

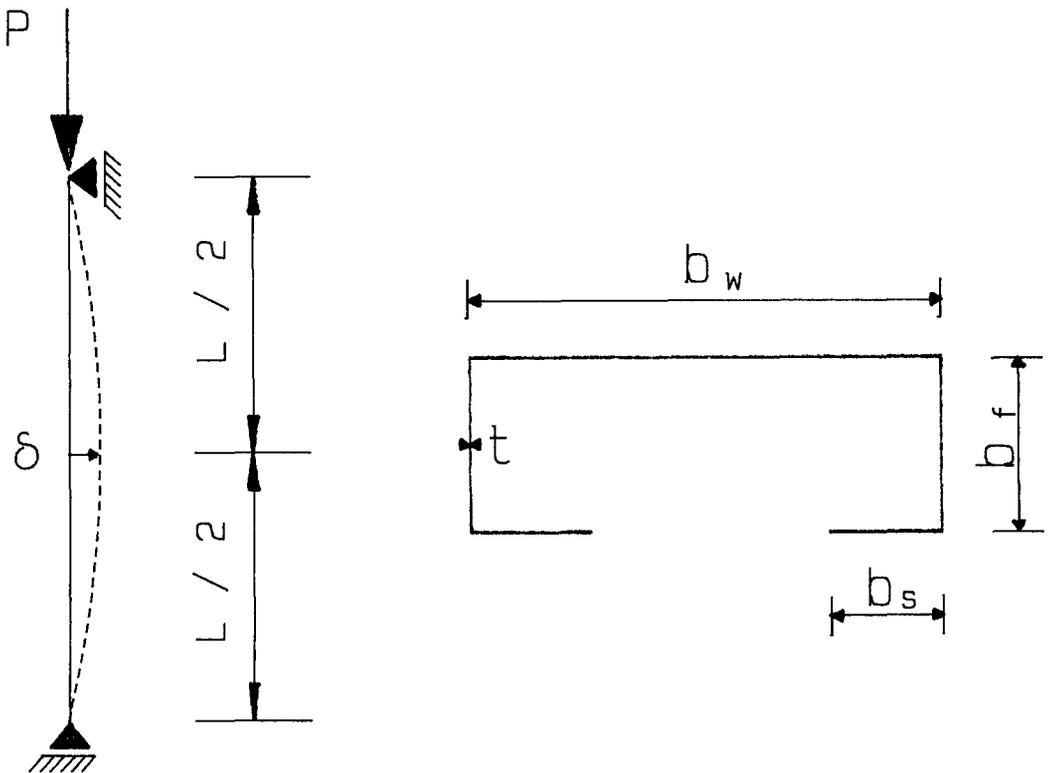


Figura IV.1 - Parâmetros Geométricos da Coluna

A tabela IV.1 apresenta as características geométricas e físicas de algumas colunas ensaiadas pelos citados autores, bem como a carga última (P_u) obtida experimentalmente para cada modelo.

Os modelos ensaiados por THOMASSON, são de perfis conformados, enquanto os modelos dados por RODRIGUES, são: um deles conformado (C302P) e o outro dobrado (C302D).

THOMASSON	b_w (mm)	b_f (mm)	b_s (mm)	t (mm)	L (mm)	f_y (MPa)	P_u (kN)
A151	299.3	100.0	20.3	1.45	2690	382	76.6
A152	300.1	100.0	20.2	1.43	2690	379	70.0
A153	299.8	89.8	20.8	1.38	2690	395	71.3
A154	300.6	100.4	23.4	1.39	2690	393	73.0
A155	299.2	100.8	23.6	1.40	2690	380	57.0
A156	299.4	99.8	21.1	1.39	2690	381	69.0
(média)	299.7	100.1	21.6	1.41	2690	381	-
RODRIGUES							
C302D	148.5	60.0	19.8	1.94	2080	298	98.0
C302P	151.2	60.1	21.1	2.00	2080	307	93.4
(média)	144.9	60.1	20.5	1.97	2080	302	-

Tabela IV.1 - Propriedades das colunas

Na análise das colunas feitas com o programa desenvolvido neste trabalho, foram usados os valores médios dos parâmetros geométricos e físicos constantes da tabela IV.1, referentes aos modelos ensaiados por cada um dos autores.

IV.2 DISCRETIZAÇÃO DOS MODELOS

A discretização de cada uma das duas colunas foi feita com um número adequado de elementos de mesmo comprimento, garantindo-se parcialmente a convergência dos resultados numéricos. A figura IV.2 mostra a discretização de um modelo de coluna bi-rotulada com 4 elementos e 5 nós.

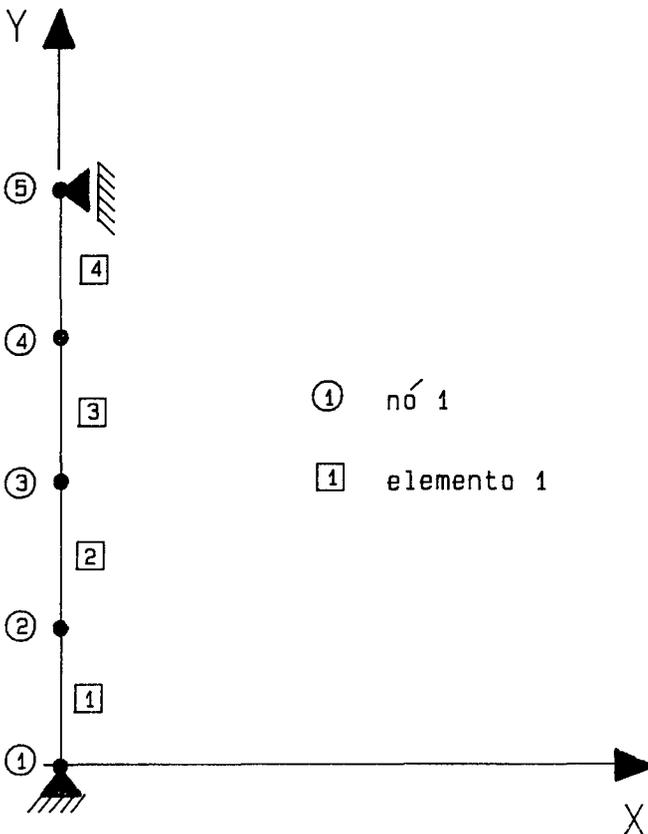


Figura IV.2 - Modelo de Discretização da Coluna

Um aspecto importante para a análise não-linear utilizando o método dos elementos finitos, é quanto a convergência do processo. Quando se trata de um algoritmo incremental-iterativo (método tangente), dois fatores estão diretamente ligados a convergência: O número de elementos usados na discretização e o tamanho do passo de carga.

Uma análise quanto a convergência, variando-se o número de elementos na discretização da coluna, mostra que este aspecto tem pouca influência nos resultados, visto que o mínimo de quatro elementos já apresenta boa convergência. O gráfico da figura IV.3 mostra a convergência do processo com relação a variação do número de elementos usados na discretização da coluna.

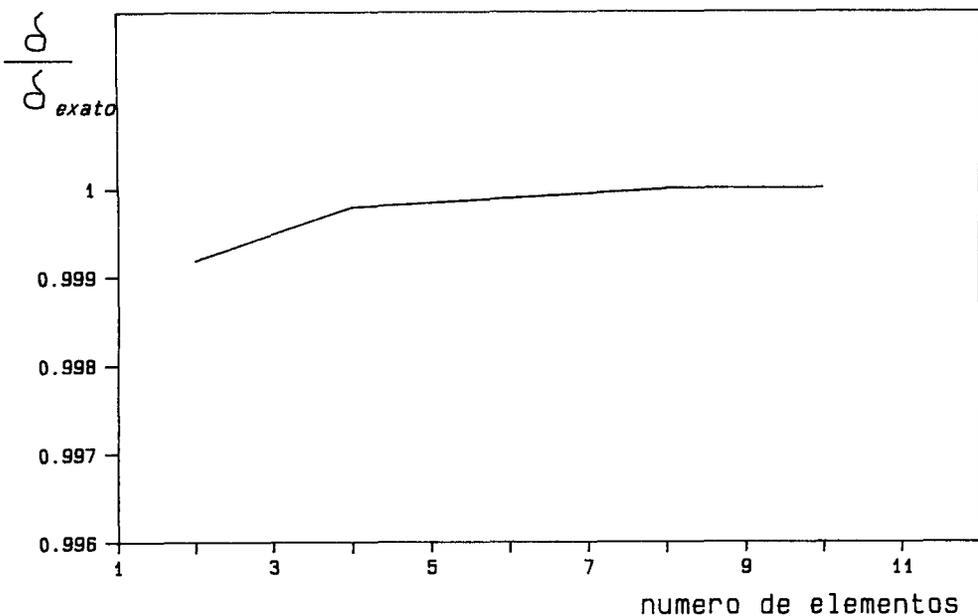


Figura IV.3 - Gráfico de convergência quanto ao número de elementos

Contudo, em estruturas onde os esforços de flexão têm maior influência, a importância do número de elementos no modelo cresce consideravelmente. Por outro lado, em qualquer caso, a convergência para carga última (P_u) é alcançada para um pequeno número de elementos.

Uma outra análise quanto ao tamanho do passo de carga também é feita. Observa-se que este aspecto é de grande importância, ou seja, quanto menor o tamanho do passo de carga, melhores são os resultados. O gráfico da figura IV.4 mostra a convergência do método com relação ao número de passos de carga.

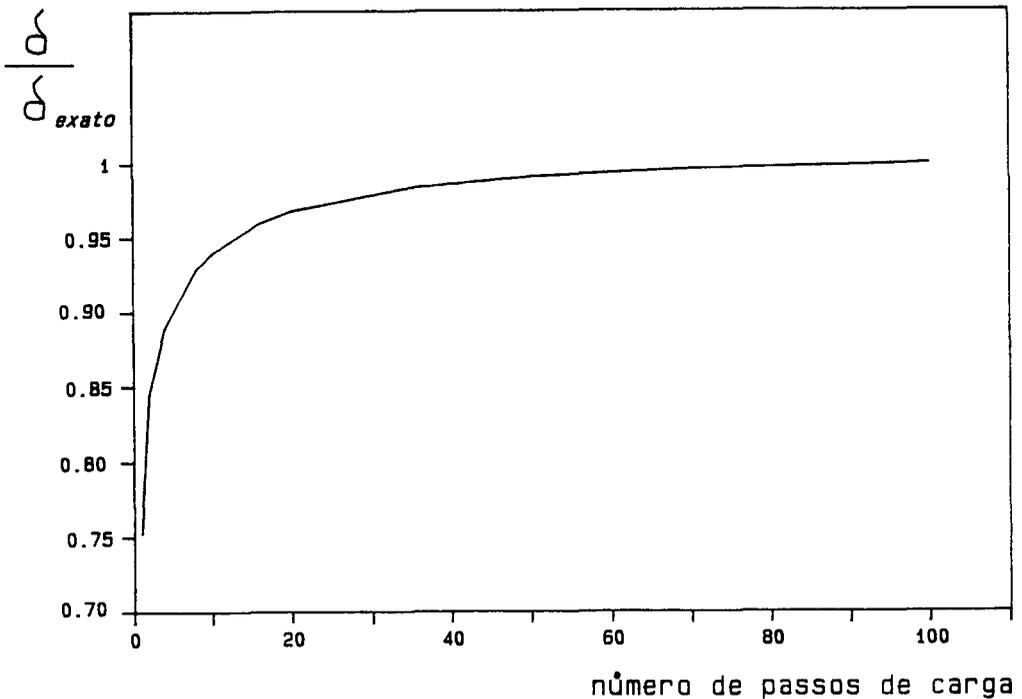


Figura IV.4 - Convergência quanto ao número de passos de carga

IV.3 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para comparar os resultados as duas colunas são analisadas com 6 elementos e com um passo de carga aproximadamente de 1% (um por cento) do valor da carga crítica prevista.

Essa previsão é feita tomando-se como referência a carga crítica local para placas associadas ou a carga crítica de Euler para a coluna com seção original indeformada. Como em qualquer método numérico o tamanho ideal de um passo de carga é geralmente fruto de experimentação numérica. Observa-se, entretanto, que no presente caso o número de passos de carga conforme apresentado acima, é mais do que suficiente para convergência numérica, conforme indicado na figura IV.4.

O deslocamento transversal no meio do vão da coluna é um dos parâmetros mais importantes para a verificação do efeito da flambagem local na coluna. Uma vez que a carga é aplicada no centro de gravidade da seção, nenhum deslocamento transversal seria, a priori, esperado. Contudo, a mudança de posição do centro de gravidade provoca um efeito de segunda ordem e conseqüentemente flexão e deslocamentos transversais.

A figura IV.5 mostra os resultados experimentais obtidos por THOMASSON para o deslocamento transversal da coluna no meio do vão. Tratam-se de colunas de grande esbeltez seccional (com grande relação b_w/t) em que a flambagem local ocorre para um nível baixo de carga. Este mecanismo local faz com que deslocamentos transversais ocorram em estágios iniciais do carregamento. O colapso da coluna é neste caso, associado a grandes deslocamentos transversais e, conseqüentemente, a estágios avançados de deformação induzindo níveis de tensões localizadas que levam ao escoamento do material.

A coluna THOMASSON possui relação entre a carga crítica de Euler (P_E) e a carga crítica de flambagem local (P_L) muito grande ($P_E/P_L = 20.37$). Associando a carga de Euler reduzida (P_E^*) à carga de colapso da coluna (P_U) tem-se ainda que $P_L < P_E^* < P_E$. Conforme discutido por PFEIL [1], esta coluna apresenta, então, um comportamento pós-crítico bastante estável, como ilustrado esquematicamente na figura IV.7.

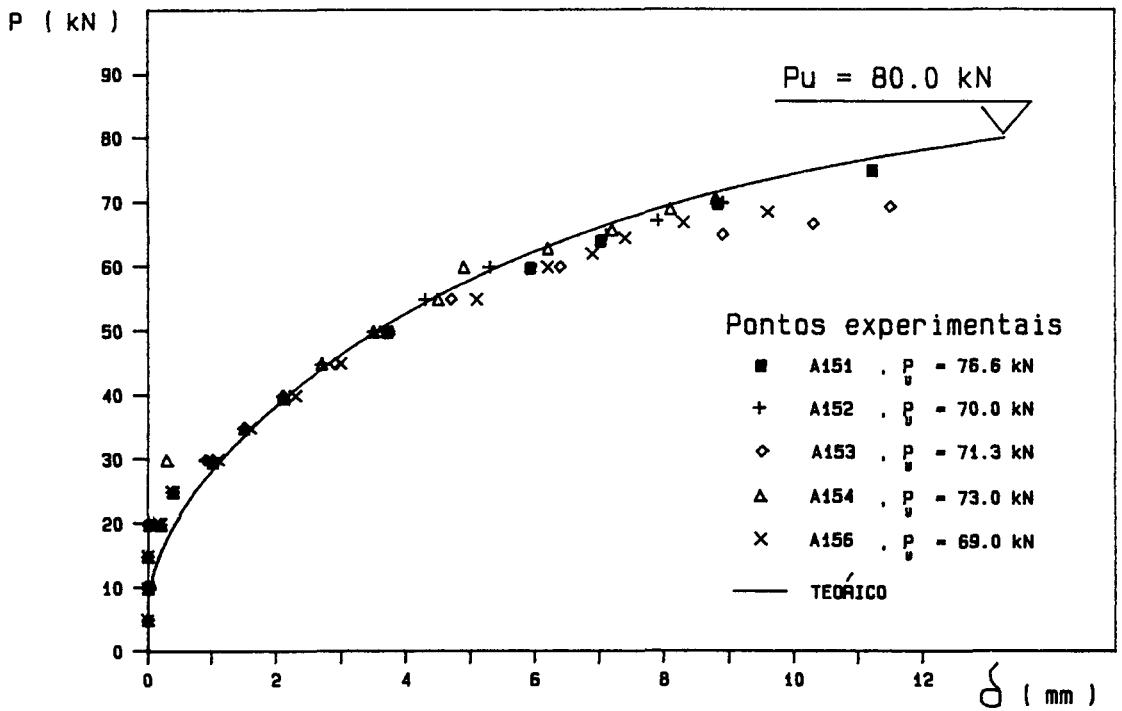


Figura IV.5 – Curva Carga x Deslocamento Coluna THOMASSON

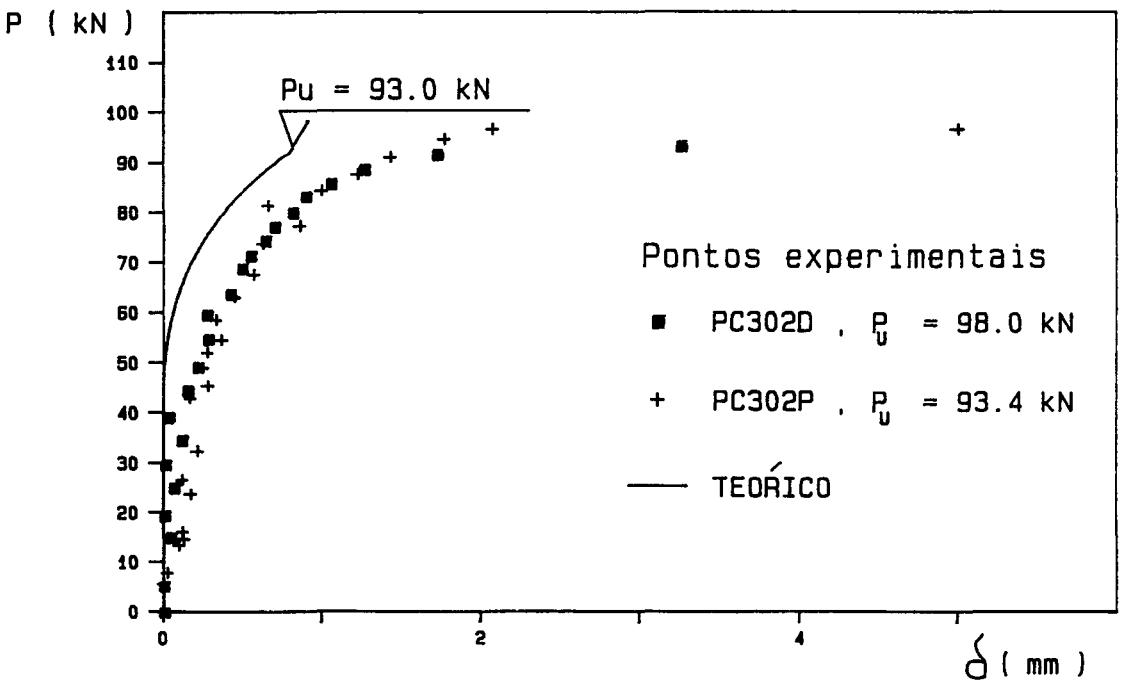


Figura IV.6 – Curva Carga x Deslocamento Coluna RODRIGUES

A figura IV.6 mostra os resultados experimentais obtidos por RODRIGUES para o deslocamento transversal da coluna no meio do vão. Nesta coluna a flambagem local ocorre com a carga já próxima a carga última. O colapso da coluna neste caso ocorre para um pequeno deslocamento transversal com perda súbita de estabilidade e possivelmente, ainda em fase elástica.

A coluna RODRIGUES possui relação entre a carga crítica de Euler (P_E) e a carga crítica de flambagem local (P_L) muito pequena ($P_E/P_L = 1.32$). Associando a carga de Euler reduzida (P_E^*) à carga de colapso da coluna (P_U) tem-se ainda que $P_E^* < P_L < P_E$. Conforme discutido por PFEIL [1], esta coluna apresenta, então, um comportamento pós-crítico instável, como ilustrado esquematicamente na figura IV.8.

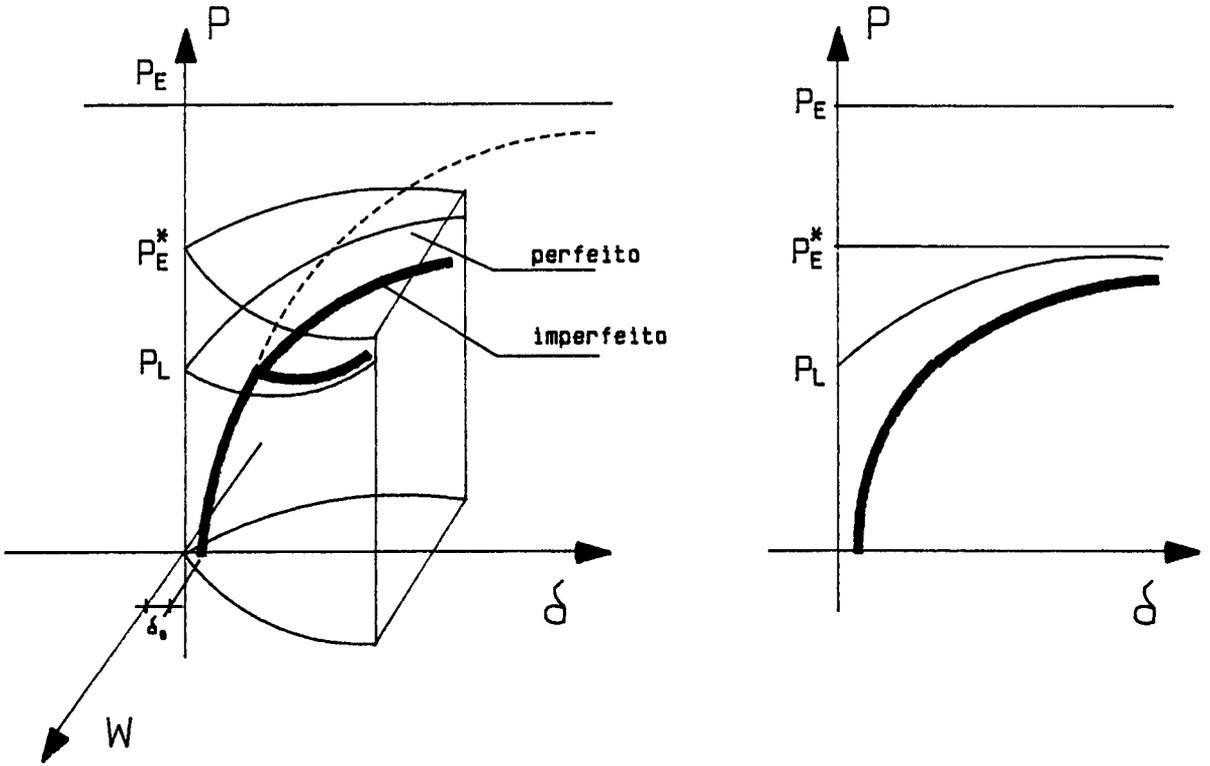


Figura IV.7 - Comportamento Pós-Crítico Estável de Colunas de Chapas Associadas

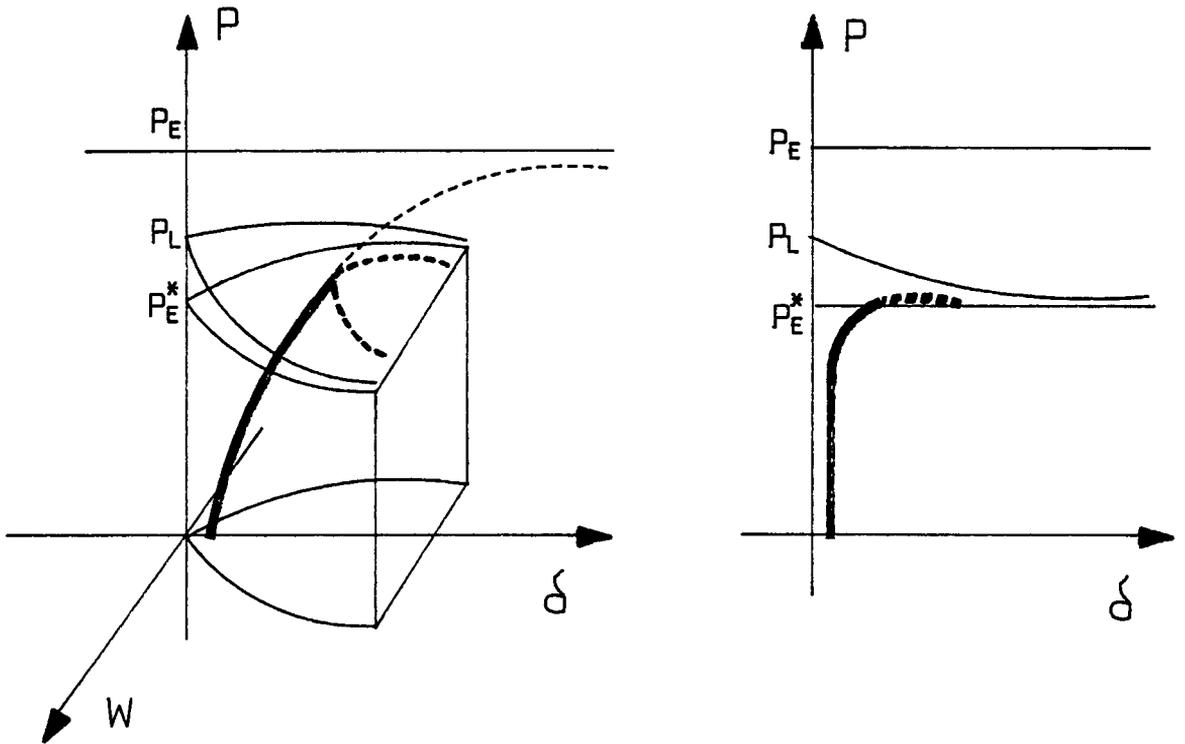


Figura IV.8 - Comportamento Pós-Crítico Instável de Colunas de Chapas Associadas

Como foi apresentado no capítulo II, as tensões que atuam nas placas que constituem a seção da coluna, assumem valores diferentes após a ocorrência de instabilidade de uma das placas. As figuras IV.9 e IV.10 mostram os valores das tensões nos pontos 1 e 2 das seções transversais das colunas com relação ao carregamento.

Na figura IV.9, nota-se que a tensão no ponto 2 (alma da seção transversal) atinge o escoamento, sendo esta a causa do colapso da coluna THOMASSON. Contudo para a coluna RODRIGUES, figura IV.10, as tensões na placa não atingem o limite de escoamento do material. Esses resultados indicam claramente que: (i) no primeiro caso (fig IV.9) o colapso da coluna se deu pela formação de mecanismo plástico; (ii) no segundo caso (fig IV.10) o colapso se deu por flambagem elástica com forte interação entre o modo local e global de Euler.

Durante o carregamento da coluna a seção transversal efetiva muda com o acréscimo de tensões. Como o efeito de segunda ordem (i.e. a interação esforço normal-momento fletor) varia ao longo da coluna, é de se esperar que a seção média (no meio do vão) sofra maiores reduções de rigidez.

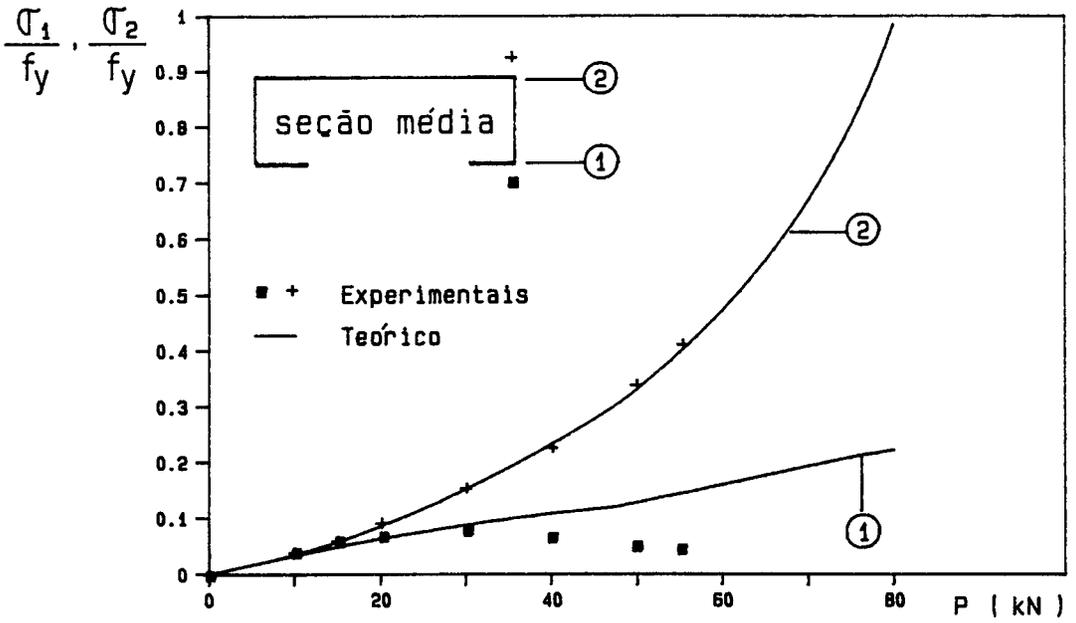


Figura IV.9 - Deformações Relativas Coluna THOMASSON

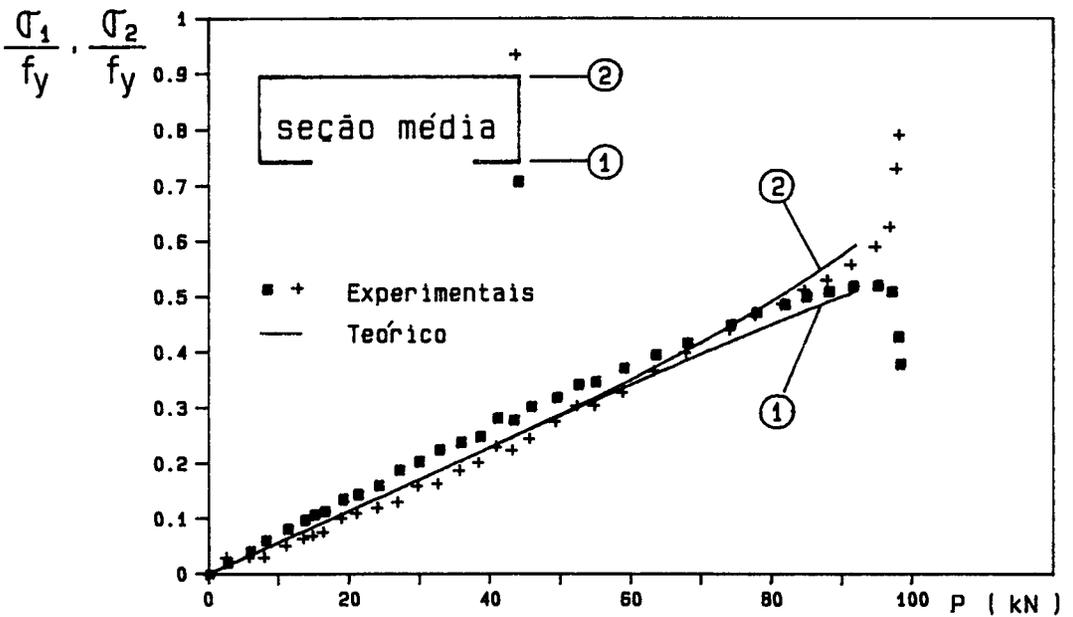


Figura IV.10 - Deformações Relativas Coluna RODRIGUES

Nos métodos de análises apresentado em [8,10], a seção efetiva da coluna é obtida na seção média e considerada igual para toda coluna. No método apresentado neste trabalho a seção efetiva é analisada para cada elemento em que é discretizada a coluna, sendo portanto possível se verificar a variação da seção efetiva ao longo da coluna para um certo nível de carga.

Outro aspecto interessante é a verificação da variação da seção efetiva média com relação ao carregamento. As figura IV.11 e IV.12 mostram a variação da área efetiva (A_e/A) e da inércia efetiva (I_e/I) na seção média de cada coluna com relação ao carregamento. Nestas figuras fica claro o quanto o comportamento da coluna THOMASSON é mais estável que a coluna RODRIGUES. Enquanto, na eminência de colapso, a primeira tem uma redução de cerca de 40% em sua rigidez a flexão, a segunda sofre apenas 4% de redução

Os resultados obtidos com a presente análise teórica/numérica apresentam-se próximos dos resultados obtidos experimentalmente, descrevendo adequadamente todo o comportamento estrutural. Pode-se então dizer que o modelo matemático-numérico utilizado é confiável para análise desta classe de problemas de instabilidade. Nesta análise é possível, sem maiores dificuldades, considerar imperfeições geométricas iniciais nas colunas, ou seja, excentricidade de carga e imperfeição geométrica global (i.e., eixo não retilíneo da coluna).

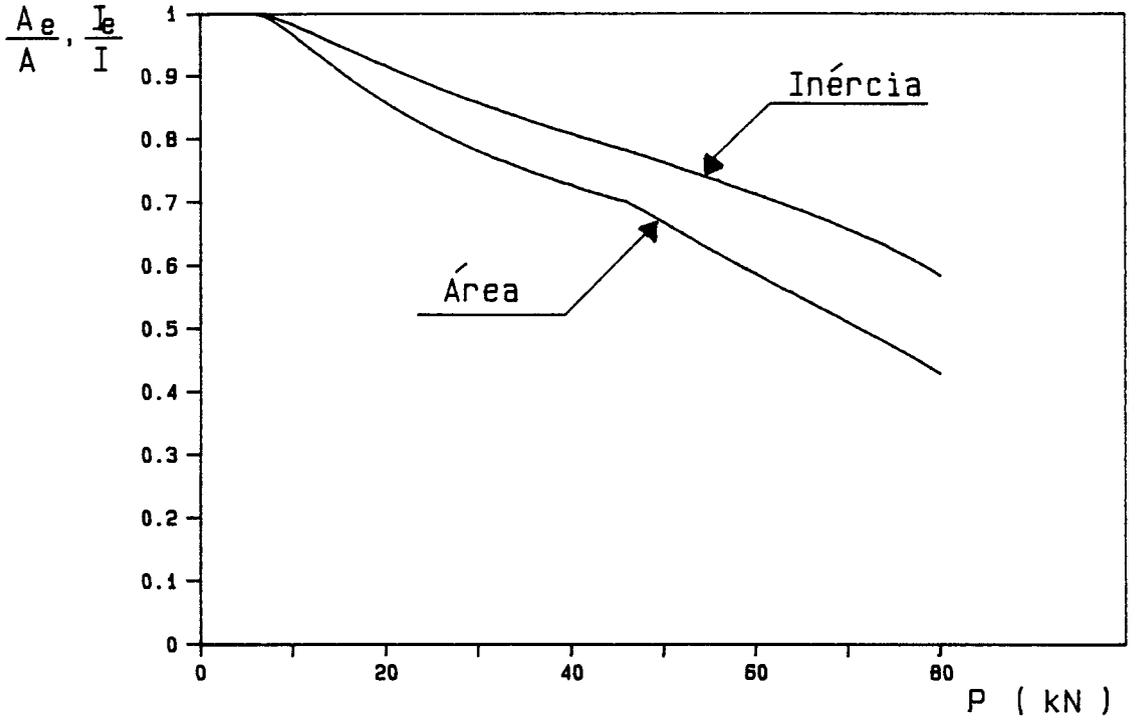


Figura IV.11- Rigidez Efetiva Coluna THOMASSON

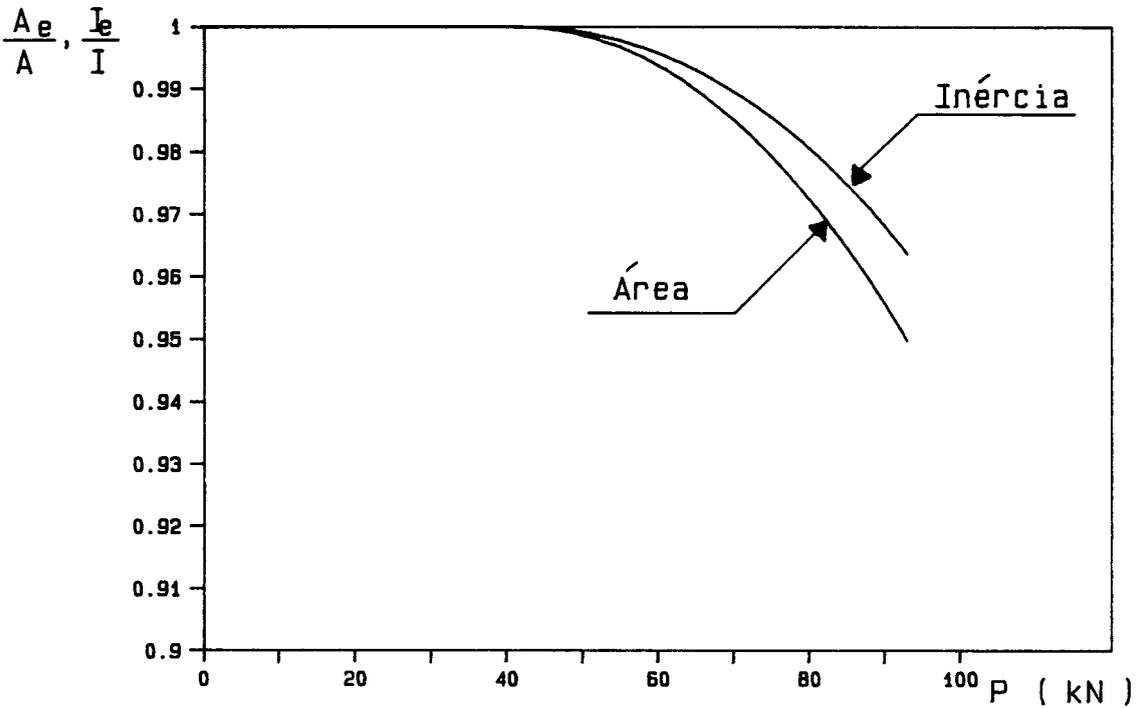


Figura IV.12 - Rigidez Efetiva Coluna RODRIGUES

CAPÍTULO V

APLICAÇÕES A OUTRAS ESTRUTURAS PLANAS

V.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se mostrar uma série de exemplos de aplicação do programa desenvolvido neste trabalho. Os exemplos escolhidos visam abordar diferentes tipos de estruturas planas treliçadas constituídas de perfis de chapa metálica dobrada: (i) as concepções estruturais mais comuns que têm sido utilizadas na prática para coberturas; (ii) concepções um pouco menos exploradas, destinadas a receber maiores carregamentos. O objetivo é avaliar o grau de influência da flambagem local no comportamento global e na capacidade portante de cada uma das estruturas analisadas. Esta avaliação é feita de forma comparativa entre os resultados obtidos da análise linear clássica, da análise não-linear geométrica e do método de análise não-linear desenvolvido nesse trabalho, no qual o efeito de flambagem local é introduzido no procedimento convencional de análise não-linear geométrica. Respostas $P_{x\delta}$ obtidas dessas análises, para

cada um dos exemplos, são superpostas em um mesmo gráfico para melhor visualização dos resultados.

Em cada exemplo determinou-se através de análise linear o parâmetro de carga última da estrutura para o carregamento imposto. A determinação da carga última foi feita com base nas prescrições da NBR-8800/86 (Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios) [18] considerando-se a estrutura devidamente contraventada na direção transversal do seu plano. As verificações quanto a flambagem por flexo-compressão ou flexo-torção sob compressão são feitas para os elementos mais esbeltos e mais solicitados pelo carregamento. Para o último caso de flambagem considera-se que os perfis têm os extremos com empenamento impedido. Nesta análise não se considerou nenhum tipo de coeficiente de segurança, nem para minoração das propriedades físicas do material, nem para majoração de cargas. O valor considerado como carga última da análise linear é, portanto, N_n (resistência nominal a compressão) dado pelo anexo J e E da NBR-8800.

Por outro lado, o parâmetro de carga última fornecido pela presente análise não-linear é associado aos seguintes casos:

a) início de plastificação localizada numa seção transversal de um perfil: colapso plástico ocorrendo para deslocamentos moderados a grandes;

b) instabilidade elástica local/global (acoplamento entre modos seccionais das placas e modo de Euler) de um perfil: flambagem elástica ocorrendo para pequenos deslocamentos, seguido de formação de mecanismo plástico.

V.2 - VIGA TRELIÇADA.

A figura V.1 mostra a viga treliçada com 8 metros de vão e 40 centímetros de altura simplesmente apoiada nos extremos e com a translação na *direção x* liberada em um dos apoios. Todos elementos são de mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem a viga treliçada é apresentado na mesma figura, através de um traço do lado onde estão os enrijecedores do perfil.

A figura V.2 mostra a discretização da estrutura, modelada com 61 nós e 78 elementos de pórtico plano. Adota-se neste exemplo o procedimento de discretizar apenas as barra comprimidas em 4 elementos e as demais permanecendo com a discretização natural, ou seja, 1 elemento por barra. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se nesta figura : a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

A figura V.3 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

A análise não-linear geométrica convencional apresentou resultados semelhantes a análise linear clássica, dado o fraco grau de não-linearidade geométrica da viga treliçada.

A análise linear indica que o parâmetro de carga última da estrutura é $P_{UL} = 4.75$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão $\delta_L = 28.13$ mm. Na análise aqui proposta a carga última da estrutura é $P_{UNL} = 4.65$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão de $\delta_{NL} = 35.42$ mm.

A carga última obtida nas duas análises apresentaram valores muito próximos. Estes resultados mostram que, para essa estrutura, a capacidade portante estimada com a análise não-linear proposta é bastante próxima daquela prevista pela análise linear clássica. Entretanto, o deslocamento (δ) associado a carga última obtida com a análise linear apresenta um valor 20% inferior ao previsto com a análise não-linear proposta. Esta situação, em que os deslocamentos calculados com a análise linear são subestimados, se repete na maioria dos casos analisados. Dependendo do grau de não-linearidade envolvida esta subestimativa pode comprometer a viabilidade construtiva e estética da estrutura. Observa-se assim que, nos casos em

que o estado limite de utilização for restritivo com relação aos deslocamentos, a análise não-linear proposta seria recomendada. Observa-se ainda que a alternativa construtiva de contra-flecha poderia ser pouco recomendada, já que introduziria (dependendo do grau de restrição dos apoios da estrutura real) um efeito de arco muito abatido, o qual apresenta um grau de não-linearidade geométrica bastante acentuado. Para esta última configuração a flambagem global num modo assimétrico poderia ser determinante, reduzindo a capacidade portante da estrutura.

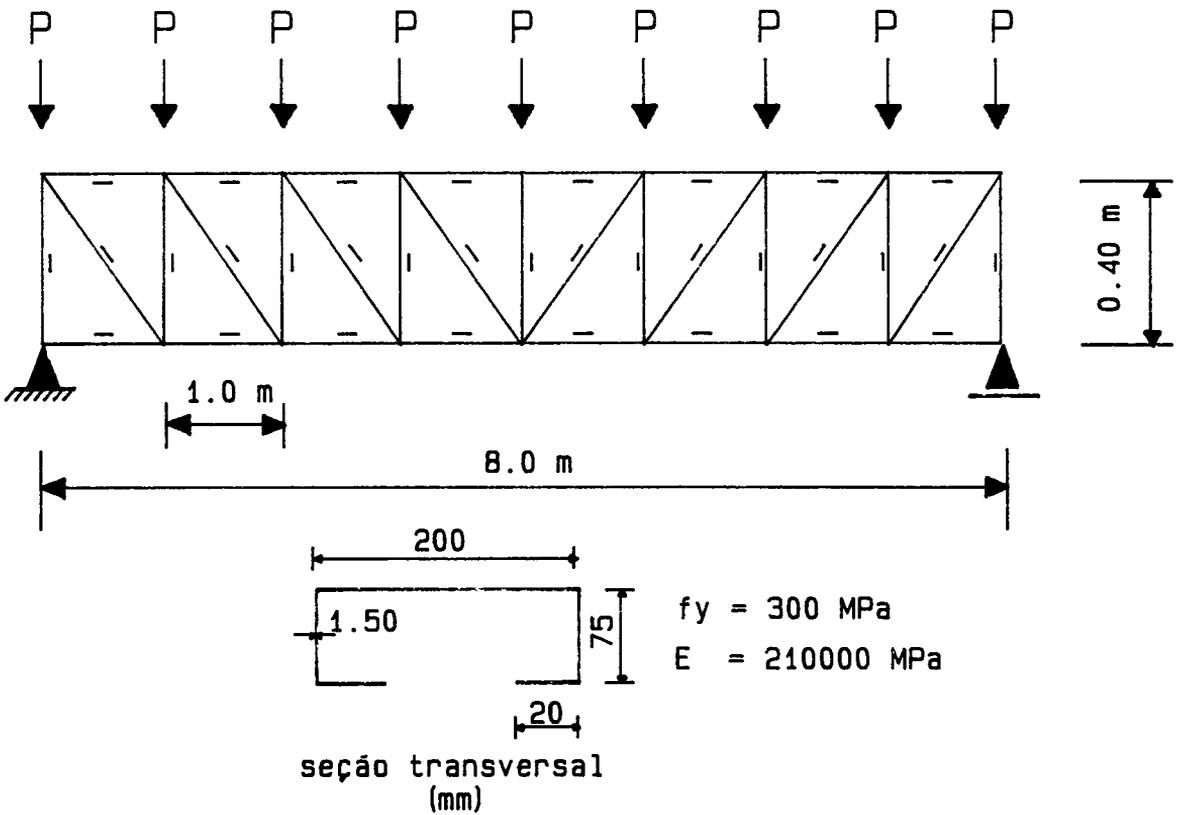
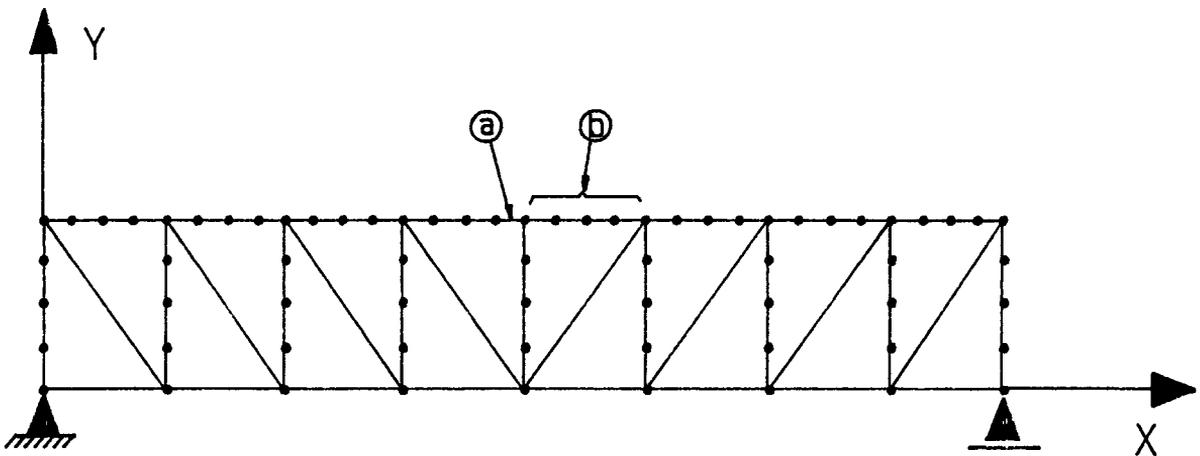


Figura V.1 - Características Geométricas da Viga Treliçada



- Ⓐ - colapso localizado segundo análise não-linear proposta
- Ⓑ - barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR 8800/86

Figura V.2 - Discretização da Viga Treliçada

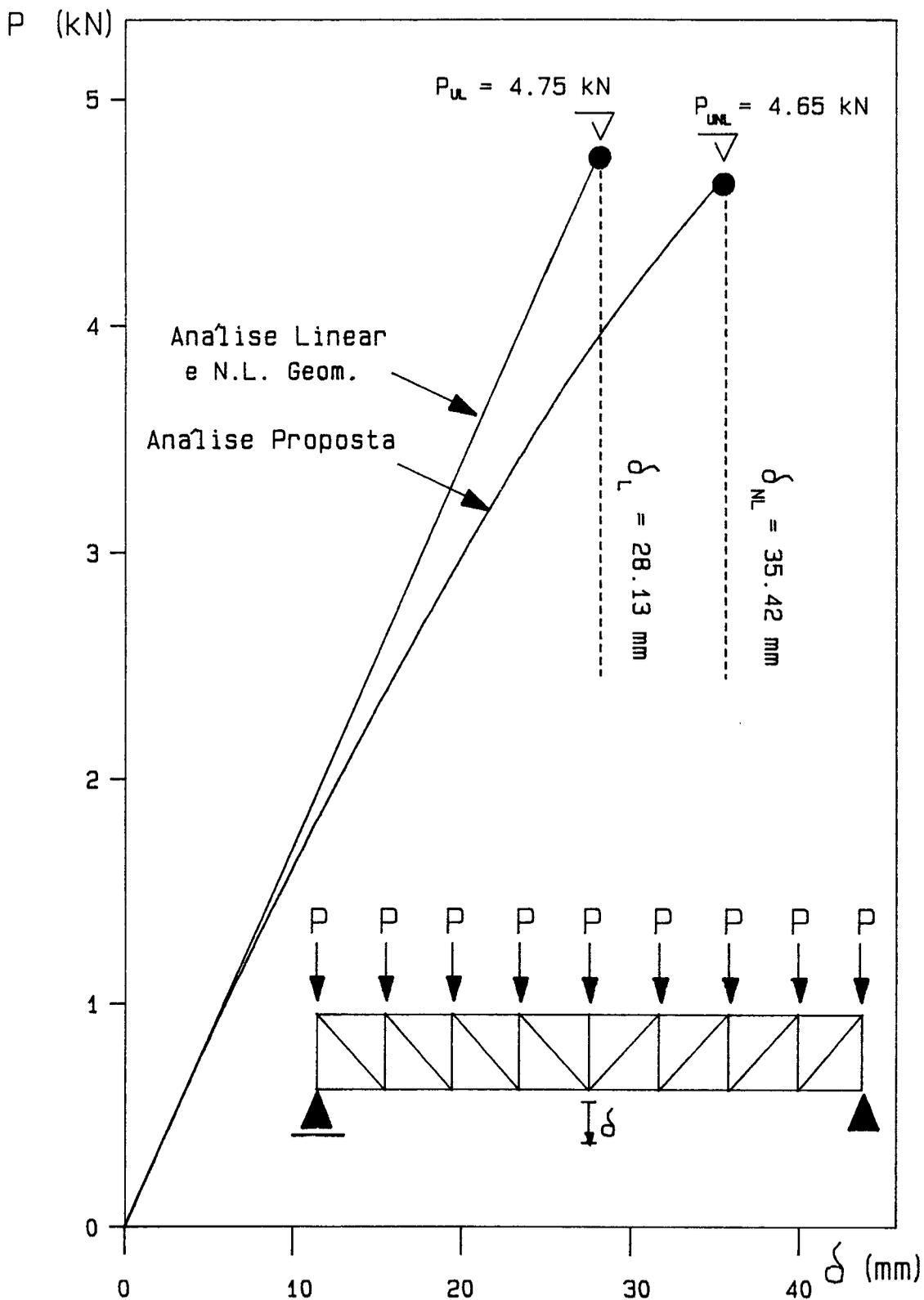


Figura V.3 – Resultados da Viga Treliçada

V.3 - TESOURA

A figura V.4 mostra a treliça do tipo tesoura com 8 metros de vão e 40 centímetros de altura no meio do vão, simplesmente apoiada nos extremos e com a translação na direção x liberada em um dos apoios. Todos elementos são de mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem a tesoura é apresentada na mesma figura através de um traço do lado onde estão os enrijecedores do perfil.

A figura V.5 mostra a discretização da estrutura, modelada com 26 nós e 31 elementos de pórtico plano. Novamente adota-se o procedimento de discretizar apenas as barras comprimidas em 4 elementos e as demais permanecendo com a discretização natural, ou seja, 1 elemento por barra. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se esta figura : a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

A figura V.6 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

Novamente a análise não-linear geométrica convencional apresentou resultados semelhantes a análise linear clássica, indicando o fraco grau de não-linearidade geométrica da tesoura.

Neste exemplo a carga última obtida com a análise linear $P_{UL} = 6.15$ kN é superior em 16 % a carga última obtida pela análise proposta neste trabalho, $P_{UNL} = 5.30$ kN; sendo os deslocamentos (δ) correspondentes a essas cargas bastante próximos. Dentre as simplificações admitidas na análise linear, a que parece ser mais importante é a de não considerar a perda progressiva de rigidez da estrutura sob o efeito da flambagem local.

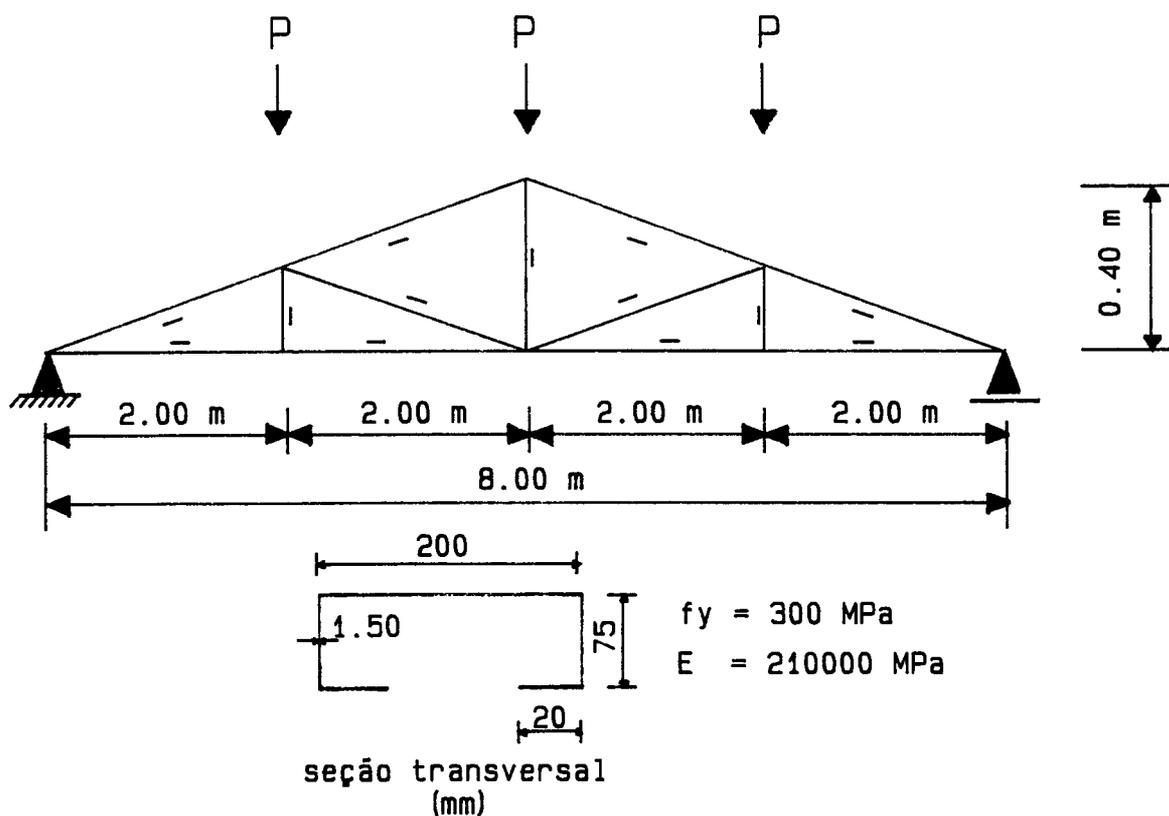


Figura V.4 - Características Geométricas da Tesoura

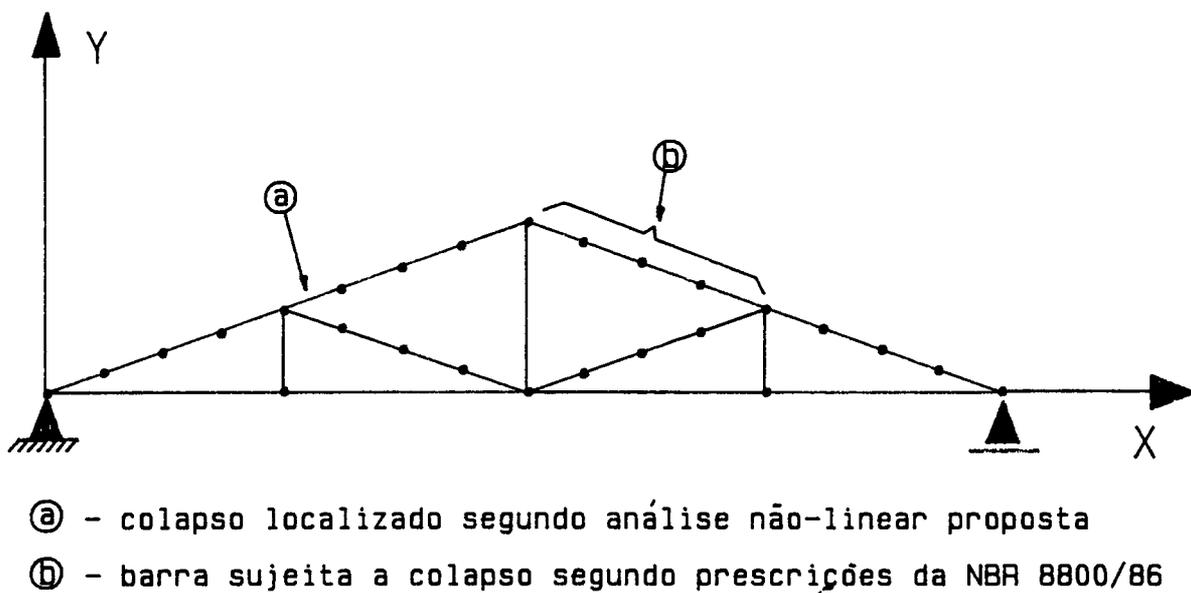


Figura V.5 - Discretização da Tesoura

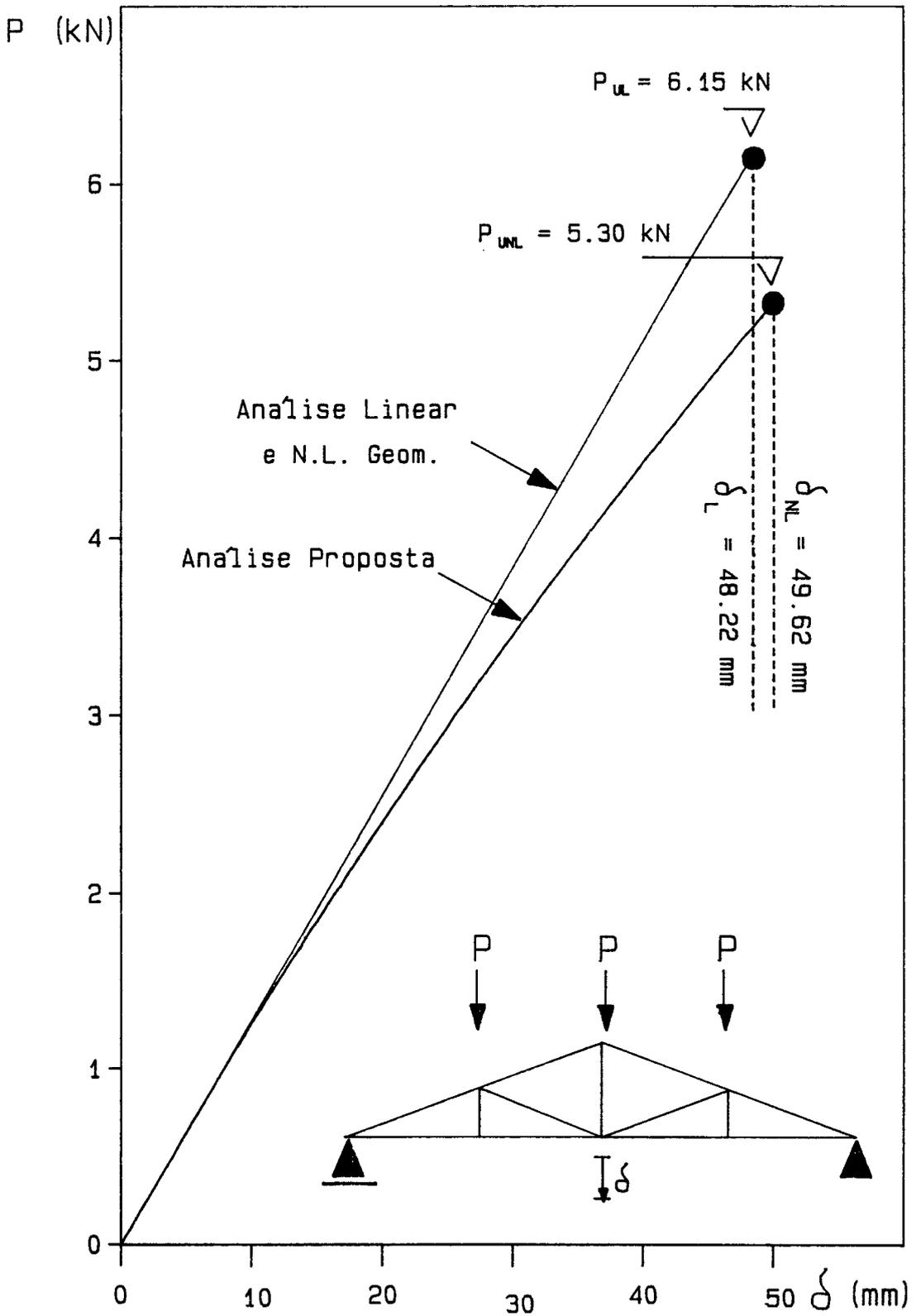


Figura V.6 – Resultados da Tesoura

V.4 - TRELIÇA PRATT - CARREGAMENTO SUPERIOR

Este exemplo, assim como o próximo, são concepções estruturais destinadas a receber grandes carregamentos.

A figura V.7 mostra a treliça PRATT com 32 metros de vão e 3 metros de altura, simplesmente apoiada nos extremos e com a translação na direção x liberada em um dos apoios. Todos elementos são de mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem a treliça é apresentada na mesma figura através de um traço do lado onde estão os enrijecedores do perfil.

A figura V.8 mostra a discretização da estrutura, modelada com 103 nós e 116 elementos de pórtico plano. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se nessa figura: a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

A figura V.9 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

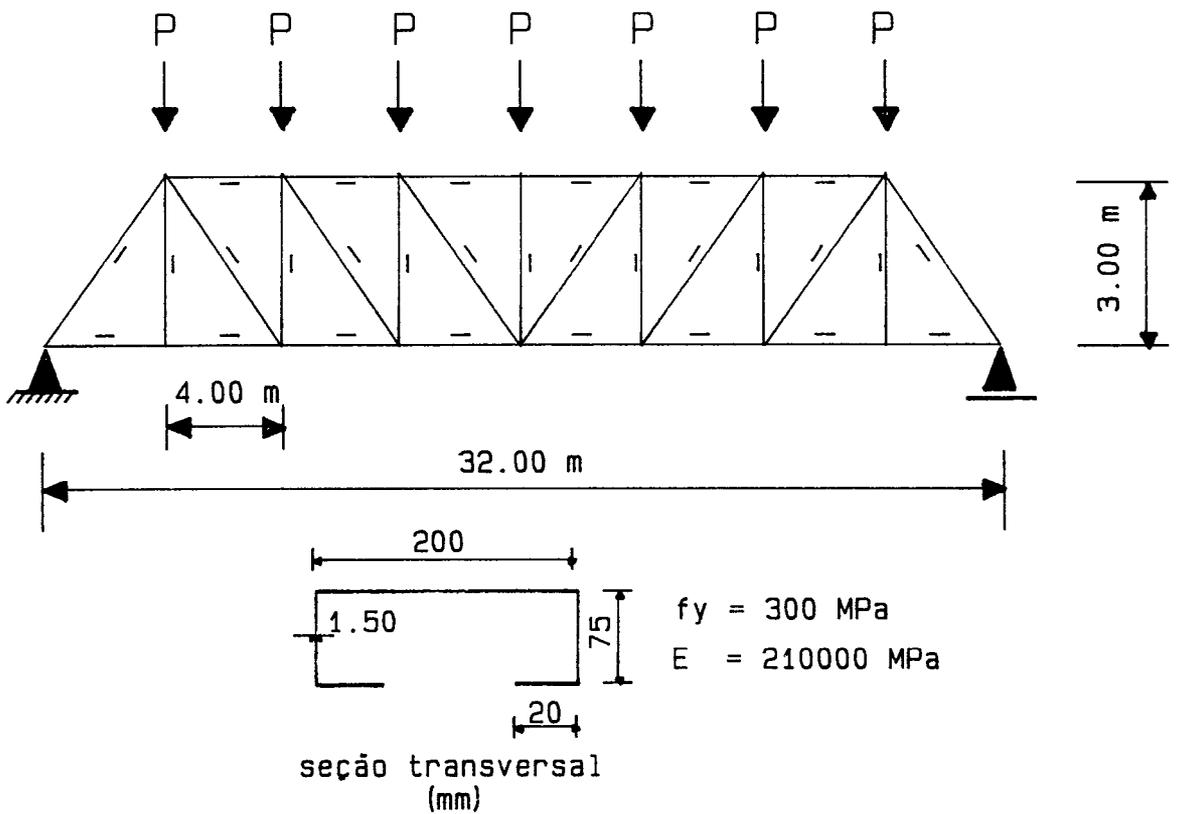
Mais uma vez, a análise não-linear geométrica convencional apresentou resultados semelhantes aos da análise linear clássica, indicando o fraco grau de não-linearidade geométrica da treliça PRATT.

A análise linear indica que o parâmetro de carga última da estrutura é $P_{UL} = 3.94$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão $\delta_L = 25.37$ mm. Na análise aqui proposta a carga última alcançada pela estrutura é $P_{UNL} = 7.60$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão de $\delta_{NL} = 69.62$ mm. Neste exemplo a análise não-linear proposta apresenta um valor de carga última quase duas vezes superior ao valor dado pela análise linear. Quanto aos deslocamentos, observa-se que aqueles associados a carga última linear (P_{UL}) são bastante inferiores (quase 3 vezes) aos de colapso (P_{UNL}) estimados pela análise não-linear proposta. Estes resultados mostram que a capacidade portante e os deslocamentos da estrutura são subestimados tanto pela análise linear clássica quanto pela análise não-linear convencional, demonstrando também que a NBR-8800/86 fornece, neste caso, resultados conservadores para a carga última.

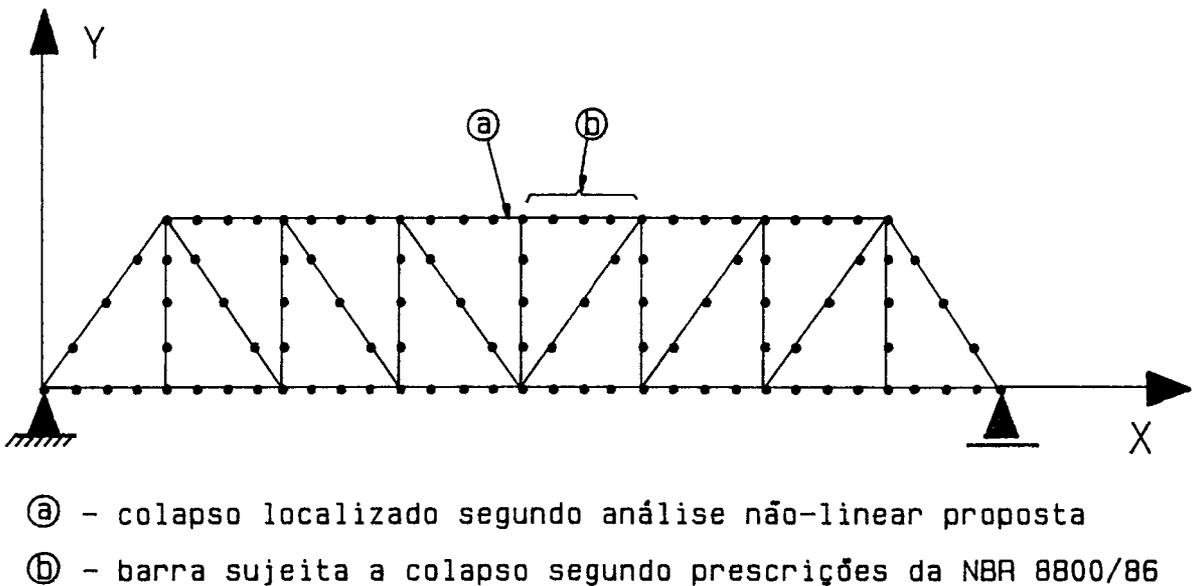
Deve-se observar que neste caso o ganho de capacidade portante última indicado pela análise proposta deve ser confrontado com a deformação sofrida pela estrutura na configuração de colapso. Nota-se, entretanto que o deslocamento (δ_{NL}) correspondente a P_{UNL} resulta na razão $(\delta_{NL}/L) \approx (L/460)$ a qual sob quaisquer critérios é considerada bastante pequena.

Assim, pode-se concluir que a análise aqui proposta poderia conduzir neste caso a um projeto mais econômico sem entretanto implicar em redução de segurança estrutural e em deformabilidade excessiva.

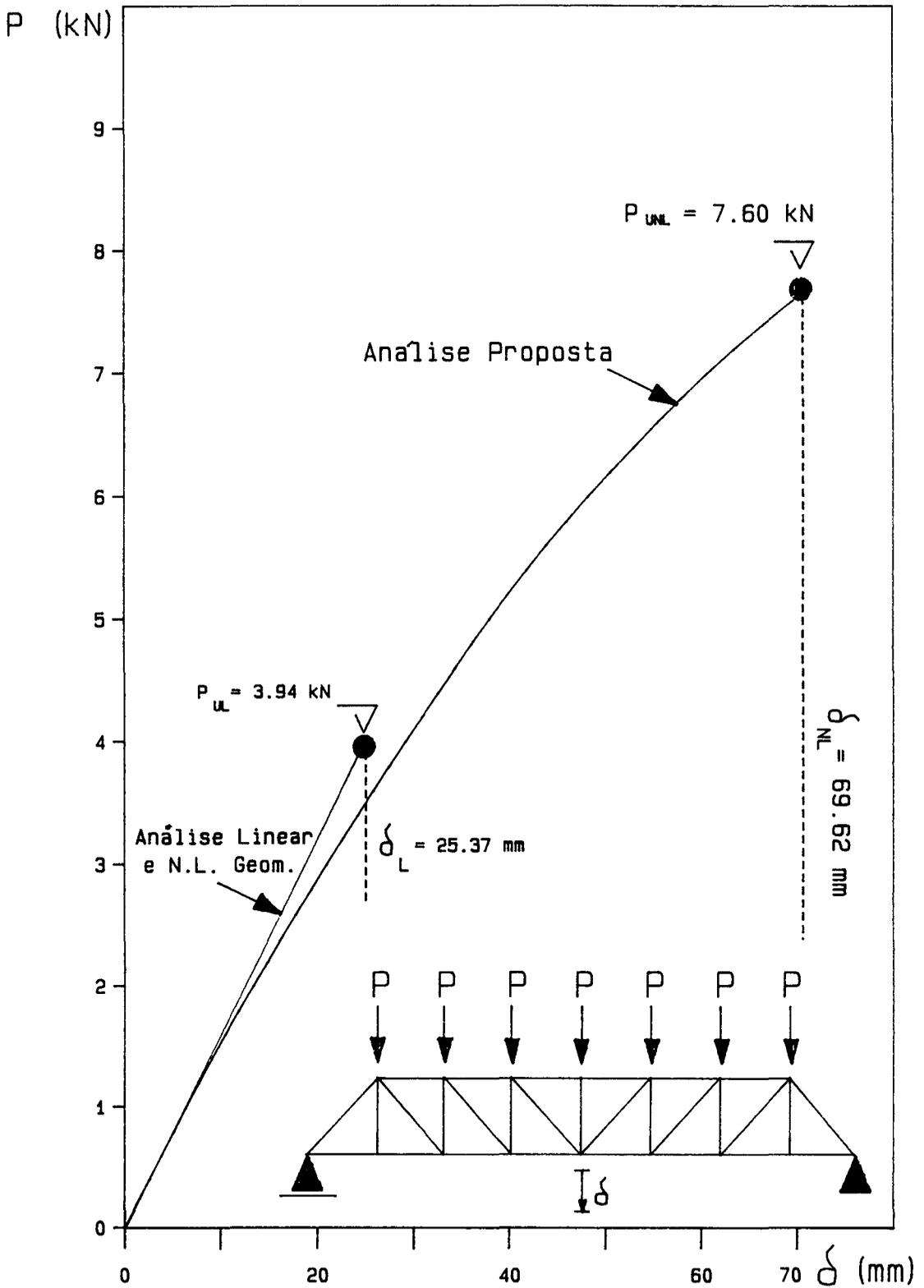
Vale ainda a pena notar que a carga limite sobre a estrutura ($7.60 \text{ kN} \times 7 = 53.20 \text{ kN}$) conduz a um suposto carregamento uniformemente distribuído de $q_u = 1.66 \text{ kN/m}$. Se a tensão de escoamento do aço fosse reduzida para $f_y = 200 \text{ MPa}$ a carga limite seria, ainda associado a um colapso plástico localizado, $q_u = 1.27 \text{ kN/m}$ para $\delta_{NL} = 47.68 \text{ mm}$.



**Figura V.7 – Características Geométricas da Treliça PRATT
Carregamento Superior**



**Figura V.8 – Discretização da Treliça PRATT
Carregamento Superior**



**Figura V.9 – Resultados da Treliça PRATT
Com Carregamento Superior**

V.5 - TRELIÇA PRATT - CARREGAMENTO INFERIOR

A figura V.10 mostra a treliça PRATT com 32 metros de vão e 3 metros de altura simplesmente apoiada nos extremos e com a translação na direção x liberada em um dos apoios. Todos elementos são de mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem a treliça é apresentada na mesma figura através de um traço do lado onde estão os enrijecedores do perfil.

A figura V.11 mostra a discretização da estrutura, modelada com 103 nós e 116 elementos de pórtico plano. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se nesta figura: a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

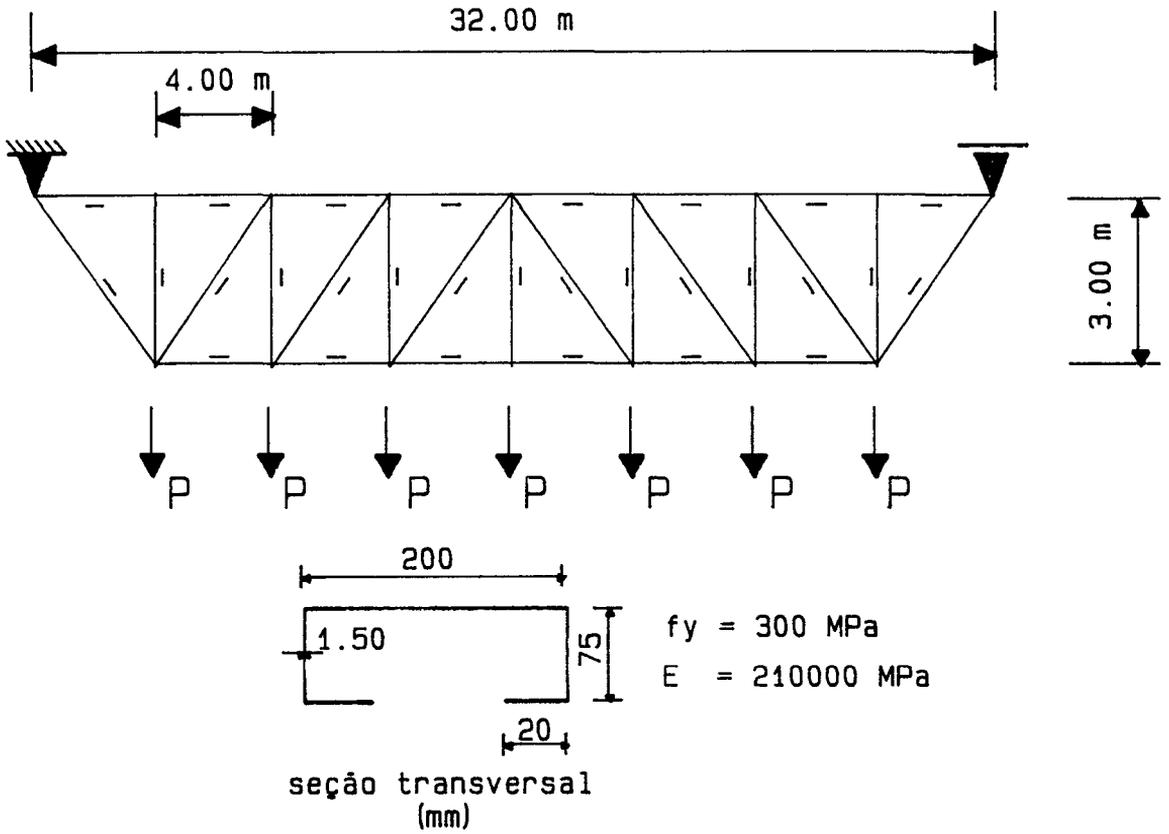
A figura V.12 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

Novamente a análise não-linear geométrica convencional apresentou resultados semelhantes aos da análise linear clássica, indicando o fraco grau de não-linearidade geométrica da treliça PRATT.

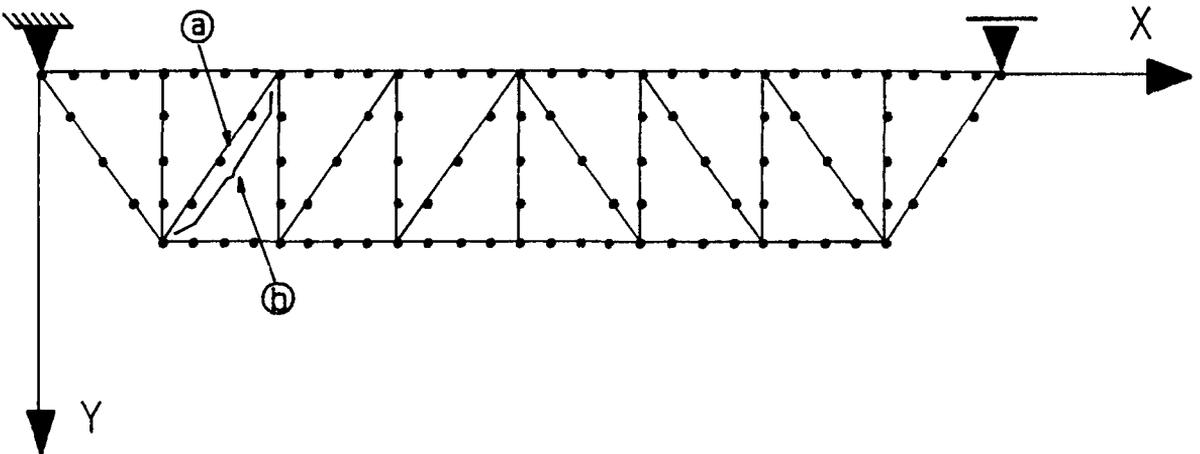
A análise linear indica que o parâmetro de carga última da estrutura é $P_{UL} = 7.13$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão $\delta_L = 45.80$ mm. Deve-se notar que neste caso, inversamente ao caso anterior, as diagonais estão solicitadas a esforço normal de compressão e, portanto, são determinantes no cálculo da carga última. Na análise aqui proposta a carga última da estrutura é $P_{UNL} = 16.20$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão de $\delta_{NL} = 108.98$ mm. Observa-se para este exemplo que a carga última dada pela análise não-linear proposta é mais de 2 vezes superior ao valor dado pela análise linear segundo prescrições da NBR-8800/86, que neste caso é bastante conservadora. O deslocamento (δ) associado a P_{UNL} é também mais de 2 vezes maior que o seu correspondente fornecido pela análise linear. Observa-se entretanto que a razão $(\delta_{NL}/L) \approx (L/300)$, o qual não é excessivo segundo prescrições de normas projetivas e facilmente corrigido por contra-flecha construtiva.

Este exemplo mostra que é possível, desde que se faça uma análise mais rigorosa, tirar maior proveito da capacidade portante de estruturas planas constituídas de chapa dobrada.

Vale ainda a pena notar que a carga limite sobre a estrutura ($16.20 \text{ kN} \times 7 = 113.4 \text{ kN}$) conduz a um suposto carregamento uniformemente distribuído de $q_u = 3.54 \text{ kN/m}$. Se a tensão de escoamento do aço fosse reduzida para $f_y = 200 \text{ MPa}$ a carga limite seria $q_u = 3.32 \text{ kN/m}$ para $\delta_{NL} = 102.06 \text{ mm}$. Nota-se que uma redução de 50 % na tensão de escoamento do aço acarretou uma redução de apenas 7 % na capacidade portante última da estrutura. Isto deve-se principalmente ao fato do colapso da estrutura, para $f_y = 300 \text{ MPa}$, estar associado à instabilidade local/global de um perfil, enquanto que para $f_y = 200 \text{ MPa}$, o colapso se deve ao início de plastificação localizada numa seção transversal deste mesmo perfil.

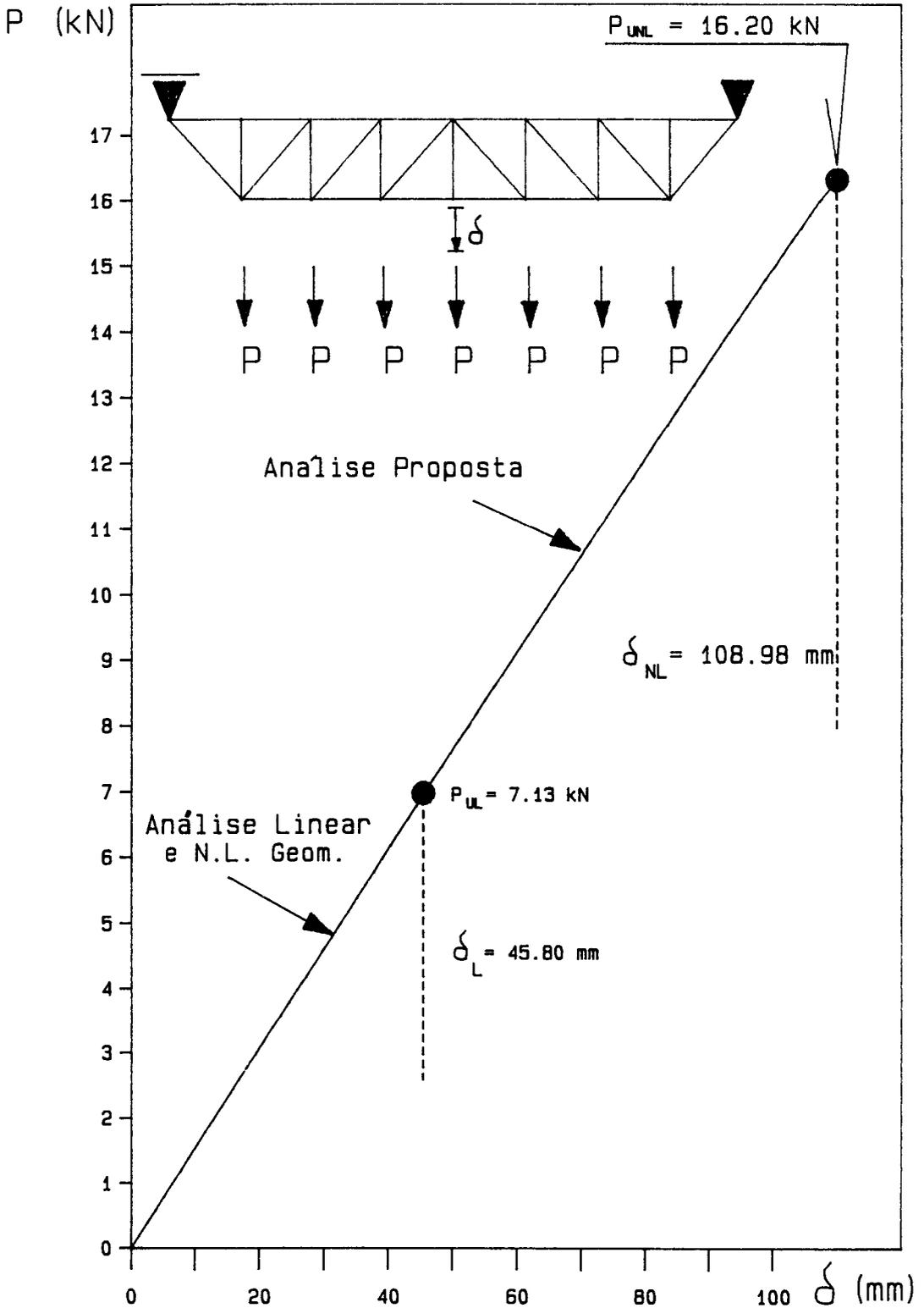


**Figura V.10 – Características Geométricas da Treliça PRATT
Carregamento Inferior**



- (a) - Intabilidade local/global da estrutura
 (b) - barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR 8800/86

**Figura V.11 – Discretização da Treliça PRATT
Carregamento Inferior**



**Figura V.12 – Resultados da treliça PRATT
Com Carregamento Inferior**

V.4 - PILAR TRELIÇADO

A figura V.13 mostra o pilar treliçado com 8 metros de altura e 40 centímetros de largura, engastado na base. Todos elementos possuem a mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem o pilar é apresentada na mesma figura através de um traço do lado onde estão os enrijecedores.

A figura V.14 mostra a discretização da estrutura, modelada com 72 nós e 80 elementos de pórtico plano. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se nesta figura: a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

A figura V.15 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

Devido ao efeito $P\delta$ este é o único exemplo em que a resposta da análise não-linear geométrica convencional apresentou-se intermediária entre a resposta da análise linear e a resposta da análise não-linear proposta.

O parâmetro de carga última resistido pela estrutura é $P_{UL} = 17.61$ kN, para um deslocamento horizontal no topo do pilar $\delta_L = 65.71$ mm. Na presente análise a carga última da estrutura é $P_{UNL} = 18.40$ kN, para um deslocamento horizontal no topo do pilar de $\delta_{NL} = 86.61$ mm. A carga última obtida da análise aqui proposta é superior à carga última linear em apenas 4.48 % para uma diferença de deslocamentos de 31.8 %. Isto prova mais uma vez que o cálculo dos deslocamentos via análise linear é feito de maneira subestimada.

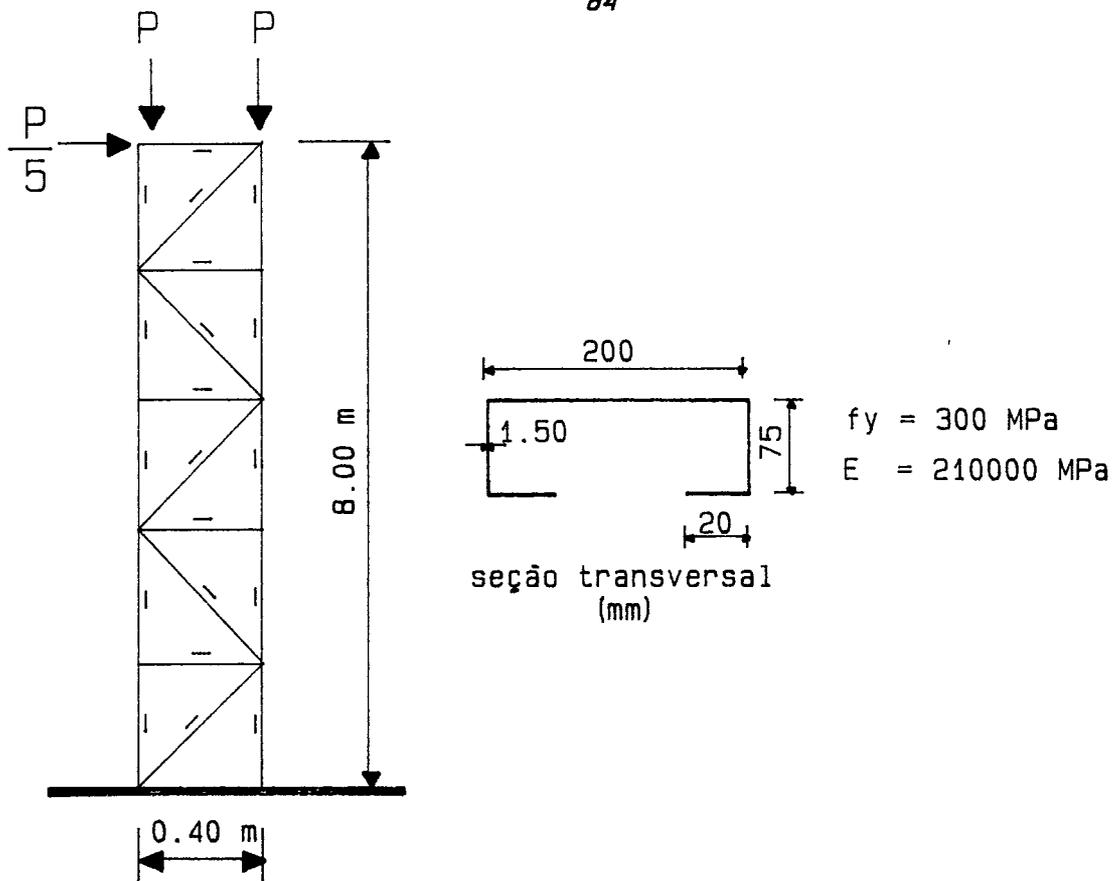


Figura V.13 - Características Geométricas do Pilar Trelçado

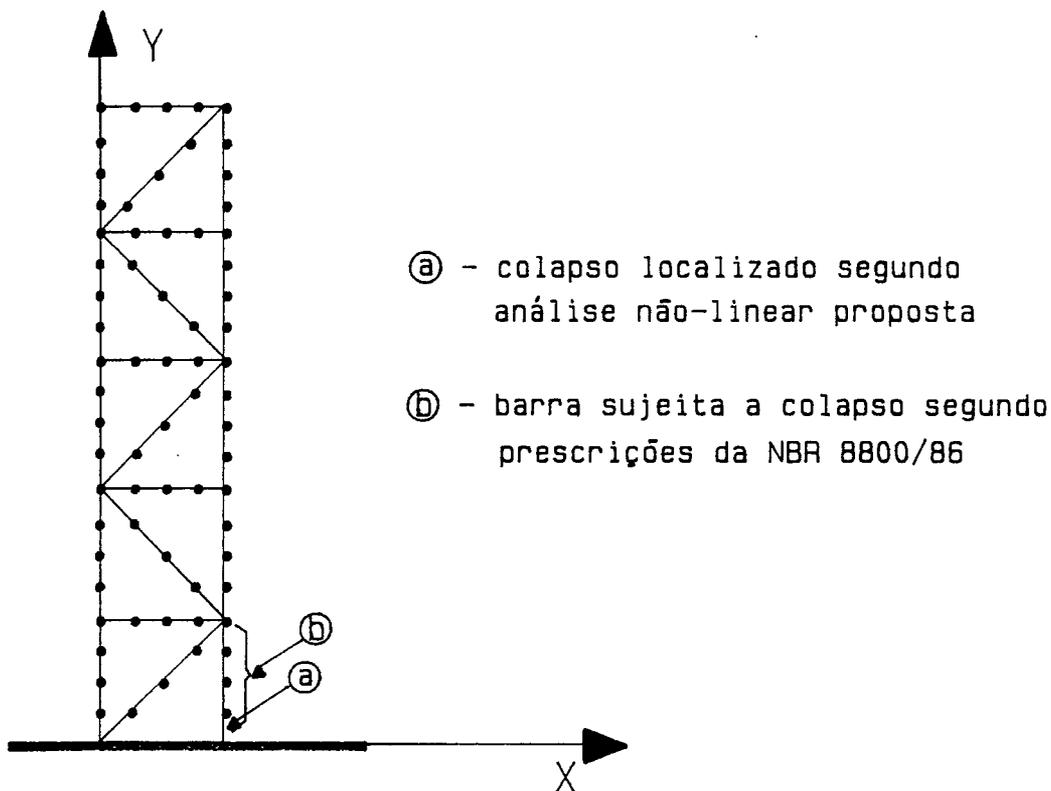


Figura V.14 - Discretização do Pilar Trelçado

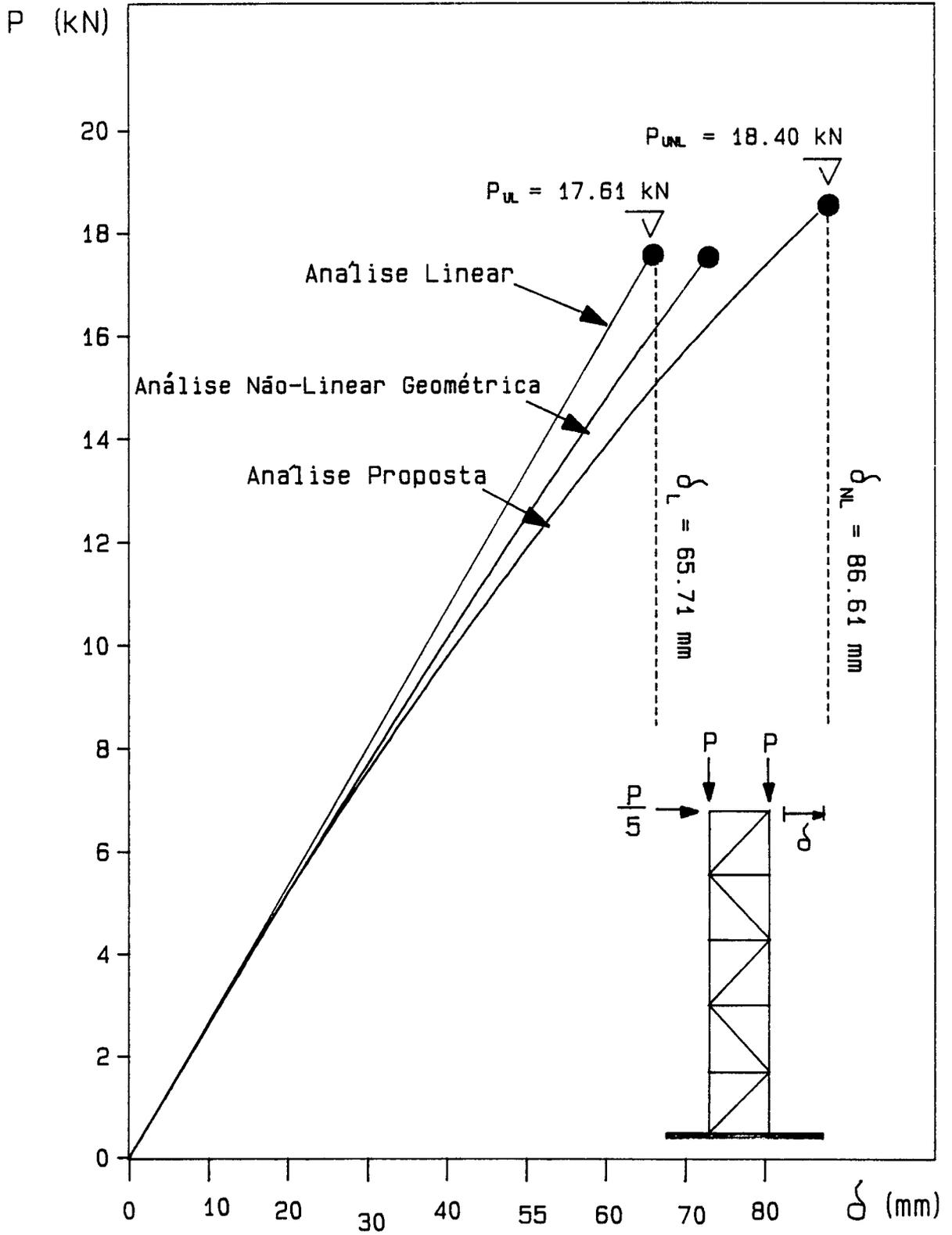


Figura V.15 - Resultados do Pilar Treliçado

V.5 - ARCO TRELIÇADO

A figura V.16 mostra um arco treliçado com 18 metros de vão e 3 metros de flecha, com extremos rotulados e com translação na direção x impedida nos dois apoios. Todos elementos são de mesma seção transversal de perfil "U enrijecido". Nesta figura estão apresentadas as dimensões, características geométricas e físicas da seção transversal e o carregamento da estrutura. A orientação da seção transversal com relação ao sistema de eixos de cada um dos elementos que compõem o arco é apresentada na mesma figura através de um traço do lado onde estão os enrijecedores do perfil.

A figura V.17 mostra a discretização da estrutura, modelada com 109 nós e 146 elementos de pórtico plano. Segundo os resultados das análises realizadas indicam-se nessa figura: a) colapso localizado segundo análise não-linear proposta; b) barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR-8800/86.

A figura V.18 mostra as respostas da estrutura obtidas pelas três análises realizadas, indicando os parâmetros de carga última e deslocamentos correspondentes no meio do vão.

Novamente a análise não-linear geométrica convencional apresentou resultados semelhantes aos da análise linear clássica, indicando o fraco grau de não-linearidade geométrica do arco treliçado.

O parâmetro de carga última da estrutura dado pela análise linear é $P_{UL} = 5.65$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão $\delta_L = 14.27$ m. Na presente análise a carga última da estrutura é $P_{UNL} = 5.60$ kN, para um deslocamento vertical no meio do vão de $\delta_{NL} = 18.18$ mm.

A carga última nas duas análises são paraticamente iguais, para um deslocamento dado pela análise não-linear proposta superior em 27.4 % ao deslocamento dado pela análise linear. Isto prova mais uma vez que o cálculo dos deslocamentos via análise linear é feito de maneira subestimada.

Mais importante porém é o fato do colapso, detectado pela análise proposta, estar associado a um modo local (i.e. de um perfil) e não a um modo assimétrico global.

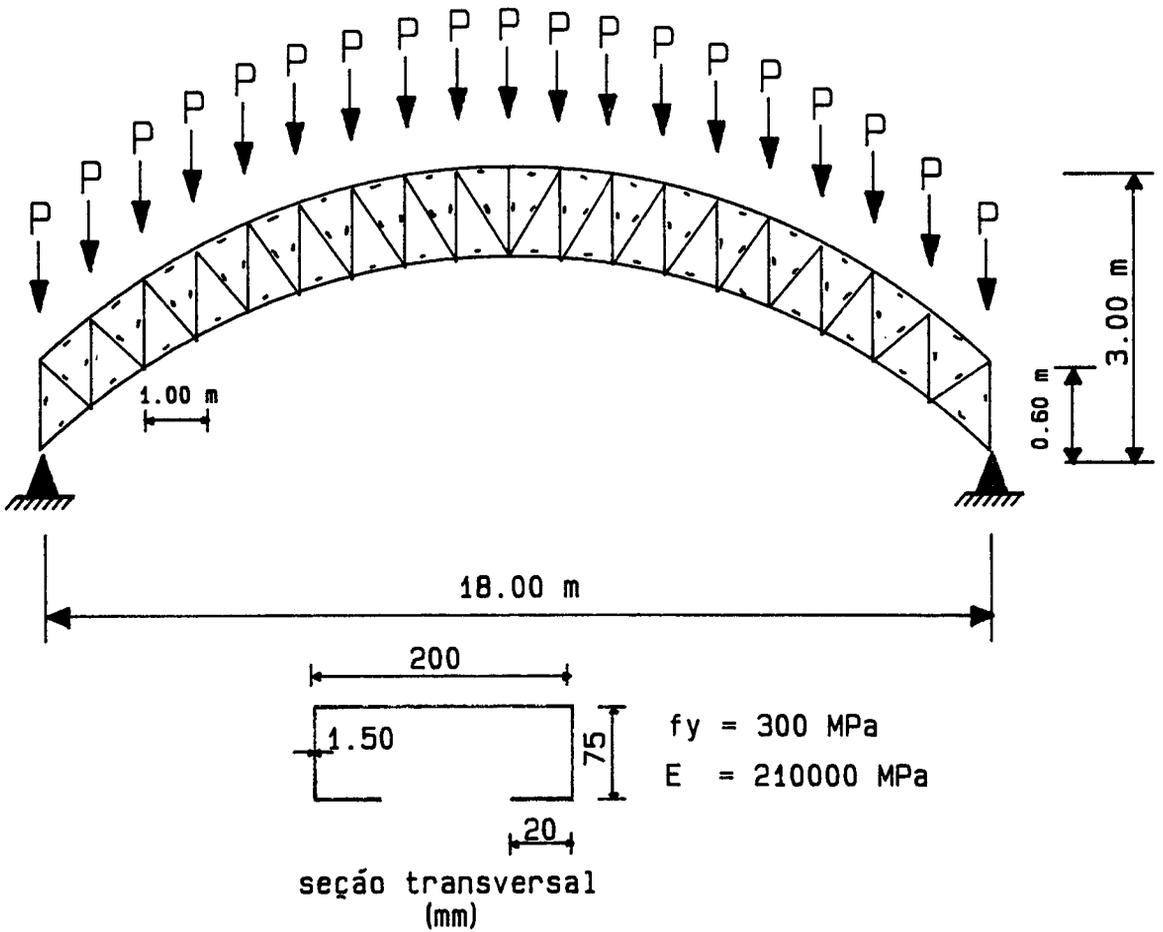
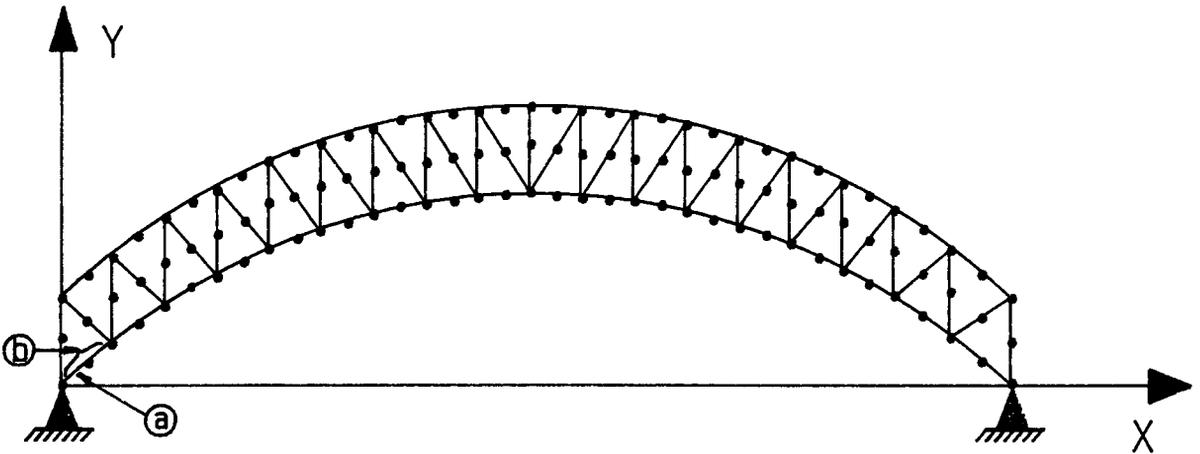


Figura V.16 - Características Geométricas do Arco Treliçado



- Ⓐ - colapso localizado segundo análise não-linear proposta
- Ⓑ - barra sujeita a colapso segundo prescrições da NBR 8800/86

Figura V.17 - Discretização do Arco Treliçado

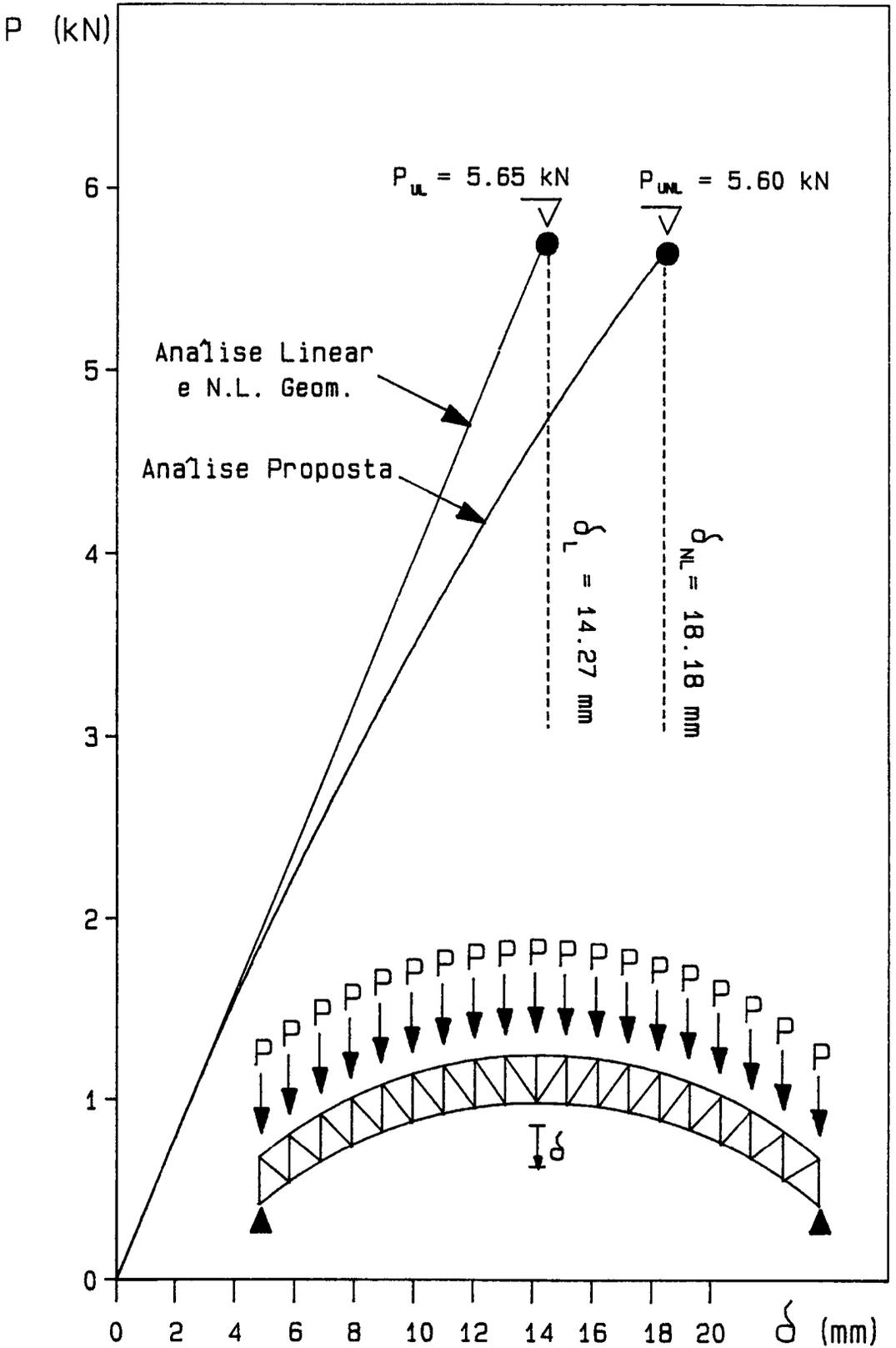


Figura V.18 – Resultados do Arco Treliçado

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A proposta deste trabalho em apresentar um procedimento numérico para analisar o comportamento de estruturas planas compostas de perfis de chapa metálica dobrada, considerando-se a perda de rigidez da estrutura devido ao fenômeno da flambagem local, foi alcançada de maneira satisfatória.

Os resultados referentes a coluna bi-rotulada de perfil "U enrijecido" (capítulo IV), serviram para comprovar a eficiência do algoritmo de solução empregado, uma vez que a comparação de resultados experimentais com os resultados obtidos neste trabalho foram bons.

Os resultados obtidos no capítulo V para estruturas planas treliçadas compostas de perfil "U enrijecido", mostraram que a análise não-linear proposta neste trabalho, pode ser importante para o desenvolvimento de projetos deste tipo de estruturas. Com estes resultados

conclui-se que a análise linear convencional pode não ser suficiente para modelar numericamente o comportamento físico destas estruturas.

Algumas sugestões podem ser formuladas para uma possível complementação deste trabalho:

a) implementação de outros tipos de seção transversal

Uma das restrições deste trabalho é de somente poder analisar estruturas cujas seções transversais sejam de perfil "U enrijecido". Para implementação de outros tipos de seção transversal é suficiente que apenas alterações na concepção de propriedades geométricas efetivas sejam efetuadas, vide capítulo II;

b) otimização do algoritmo de solução

O algoritmo de solução usado neste trabalho, obedece, em linhas gerais, o que a literatura técnica convencionou de método de Newton-Rapshon. Dentro desta linha de raciocínio, pode-se fazer modificações no sentido de implementar o método de Newton-Rapshon modificado, em que para muitos casos pode significar economia, sem perda de precisão nos resultados;

c) consideração de juntas flexíveis

O algoritmo usado pode ser aplicado a situações em que a estrutura tem juntas flexíveis, as quais tem perda de rigidez com o acréscimo de carga.

d) análise paramétrica de estruturas planas treliçadas

No capítulo V foram apresentados 6 exemplos de estruturas planas treliçadas, observou-se que em alguns casos a análise não-linear proposta apresenta como resultado uma capacidade portante da estrutura muito parecido com os resultados dados pela análise linear clássica, já em outros casos o mesmo não acontece. Quanto ao cálculo dos deslocamentos, ficou evidenciado que a análise linear clássica apresenta valores subestimados em relação a análise não-linear proposta.

Diante deste quadro pode ser interessante analisar, para cada tipo de concepção estrutural, uma série de exemplos, variando-se dimensões e/ou características físicas e/ou geométricas dos perfis, obtendo-se assim, parâmetros de comparação entre a análise linear e a análise não-linear proposta neste trabalho.

Com relação a validação do algoritmo implementado para análise de estruturas treliçadas planas constituídas de perfis metálicos de chapa dobrada, encontra-se atualmente em desenvolvimento no Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ um trabalho de pesquisa experimental para ensaio dessas estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] - PFEIL, M.S. "Interação Local-Global na Flambagem de Colunas de Seção U enrijecida", Tese de M.sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.
- [2] - ECCS. "European Recommendations For The Design of Light Gauge Steel Members", June, 1986.
- [3] - AISI. "Cold Formed Steel Design Manual", New York, 1986.
- [4] - BATISTA, E.M; BATISTA, R.C; ALMEIDA, S.B de. "A Numerical Solution for Nonlinear Analysis of C-Shaped Cold-Formed Columns", ICSSAS-89, Fourth International Colloquium on Structural Stability - Asian Session, Beigin, oct. 1989.
- [5] - BATISTA, R.C; PFEIL, M.S. "A hybrid I/I Scheme to Nonlinear Structural Analysis", MECON - X Congresso Ibero Latino Americano Sobre Métodos Computacionais em Engenharia, Universidade do Porto, Setembro, 1989.

- [6] - VON KARMAN; SCHELER, T; E.E e DONNELL, L.H.
"The Strength of Thin Plates in Compression"
Transactions A.S.M.E., Applied Mechanics,
APM-54-5, pp 53-57.
- [7] - WINTER, G. "Thin-Walled Structures-Theoretical
Solutions and Test Results", 8th Congress of
IABSE, Preliminary Publication, New York 1968.
- [8] - MULIGAN, P.G; PEKOZ, T. "Locally Buckled
Thin-Walled Columns", Journal of the Struct.
Div., ASCE, Vol 110, November, 1984.
- [9] - THOMASSON, P. "Thin-Walled C-Shaped Panels in
Axial Compression", Document D1., Swedish
Council for Building Research, Stockholm, 1978.
- [10] - BATISTA, E.M. "Estude de la Stabilite des
Profils a Parois Mincees et Section Ouverte de
Types U et C", Thèse de Doctorat, Université
de Liège, Janvier, 1988.
- [11] - ECCS - Technical Committee 8 - Structural
Stability Technical Working Group 8.3 - Plated
Structures, January 1986.

- [12] - BATHE, K.J. "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs. New Jersey, 1982.
- [13] - ZIENKIEWICZ, O.C. "The Finite Element Method", McGraw-Hill, London, 1982.
- [14] - GERE, J.N; WEAVER, W.J. "Análise de Estruturas Reticuladas", Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.
- [15] - SORIANO, H.L. "Análise de Estruturas Reticuladas em Computadores de Pequeno Porte , Escola de Engenharia da UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.
- [16] - CHAJES, A; CHURCHILL, J.E. "Nonlinear Frame Analysis By Finite Element Methods", Journal of the Struct. Div., ASCE, Vol. 113, pp, 1221 - 1235, June 1987.
- [17] - RODRIGUES, F.C. "Comportamento Não-Linear de Colunas Constituídas por Perfis Metálicos de Paredes Delgadas" 2^a Seminario COPPE/UFRJ Novembro 1989.

- [18] - NBR 8800/86. "Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios", Rio de Janeiro, 1986.
- [19] - TIMOSHENKO S.P; GERE, J.M. "Theory of Stability", McGraw-Hill, Tokio, 1961.
- [20] - BATISTA, R.C. "Estabilidade Elástica de Sistemas Mecânicos Estruturais", III Escola de Matemática Aplicada, LCNN, Rio de Janeiro, 1982.
- [21] - ALLEN H.G; BULSON P. "Background to Buckling", McGraw-Hill, London, 1980.