

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS
CONSTITUÍDAS DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E
PILARES OU PENDURAS DE AÇO

ENG. GILSON KATASHI YOSHIDA
PROF. DR. EDDIE MANCINI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS
CONSTITUÍDAS DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E
FILARES OU PENDURAS DE AÇO

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, da Universi-
dade de São Paulo, como parte dos re-
quisitos para a obtenção do título de
"Mestre em Engenharia de Estruturas".

ENG. GILSON KATASHI YOSHIDA

Orientador:

Prof. Dr. Eddie Mancini

À Tadahira, Shizuka, Mirthes e Joji

À Leiko

AGRADECIMENTOS

Ao Criador meu pelo fôlego de vida.

À minha esposa Leiko que tanto me tem auxiliado.

Ao Prof. Dr. Eddie Mancini, pela eficiente orientação não apenas profissional mas também como amigo.

A Edson Kendi Chiba pela qualidade dos desenhos.

À Senhorita Silvana Flores, pela dedicação nos trabalhos de datilografia.

RESUMO

O trabalho aqui apresentado tem como objetivo descrever o comportamento estrutural de edifícios constituídos de núcleo de concreto armado e pilares ou eventualmente pendurais periféricos de aço quando estas estruturas estiverem sujeitas a carregamento lateral.

Inicialmente apresenta-se um processo que formula a solução do problema, utilizando a Teoria de Flexo-Torção de Vlassov aplicada a um membro linear.

Utiliza-se um tratamento discreto via processo dos deslocamentos associado à Análise Matricial de cada elemento estrutural e constrói-se a matriz de rigidez global da estrutura.

Para o desenvolvimento da solução numérica, é utilizada a técnica de partição em subestruturas e os cálculos são automatizados, adotando a linguagem FORTRAN IV do IBM-370.

No final do trabalho, apresentam-se alguns exemplos práticos, cujos resultados foram comparados com os obtidos por outros métodos de cálculo.

ABSTRACT

The work here presented has the objective of defining structural behaviour of buildings built with central core of reinforced concrete and pillars or suspended steel bars, when subject to lateral load.

At first a process is presented which solves the problem using the Vlasov's theory when applied to linear beams.

Through the use of a Displacement method associated with matrix analysis of each structural element it is found the global stiffness matrix of the structure.

To obtain the numerical answers one uses the technique of substructures and the FORTRAN IV language for the IBM-370 computer.

At the final part comparisons are made of practical examples with results obtained by other methods of calculation.

S U M Á R I O

I - INTRODUÇÃO	I-1
II - SISTEMA ESTRUTURAL	II-1
II.1 - ELEMENTOS ESTRUTURAIS	II-1
II.2 - NOMENCLATURA	II-3
II.3 - SISTEMAS DE COORDENADAS	III-4
II.3.1 - Sistema global	II-4
II.3.2 - Sistema local de coordenadas	II-7
III - ANÁLISE MATRICIAL DA ESTRUTURA	III-1
III.1 - OBTENÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE PILAR	III-2
III.1.1 - Análise como membro espacial à flexão	III-2
III.1.2 - Contribuição da rigidez à flexo-torção na matriz de rigidez do elemento de pilar	III-9
III.1.3 - Contribuição da rigidez da treliça espacial situada no topo do pilar	III-28
III.1.4 - Montagem da matriz de rigidez do elemento de pilar MREP	III-42
III.2 - OBTENÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO LINTEL	III-49
III.2.1 - Análise do lintel como barra espacial	III-49
III.2.2 - Contribuição do lintel na matriz de rigidez do elemento de pilar ..	III-51
III.3 - MATRIZ DE RIGIDEZ DE UM ANDAR REFERIDA ÀS COORDENADAS DO SISTEMA GLOBAL DA ESTRUTURA	III-58
IV - TÉCNICA DE RESOLUÇÃO ATRAVÉS DE SUBESTRUTURAS: ELIMINAÇÃO EM SÉRIE	IV-1

V - PROGRAMAÇÃO AUTOMÁTICA EM LINGUAGEM FORTRAN ...	V-1
V.1 - SUBPROGRAMAS	V-1
V.2 - LIMITES DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA	V-4
V.3 - DIAGRAMA DE BLOCOS DO PROGRAMA PRINCIPAL.	V-5
V.4 - ENTRADA DE DADOS	V-9
V.5 - LISTAGEM DO PROGRAMA	V-14
VI - APLICAÇÕES NUMÉRICAS	VI-1
VI.1 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR UM ÚNICO CANAL, SUJEITO À CARGA LATERAL	VI-2
VI.2 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR DOIS CANAIS AD JACENTES IGUAIS, SUJEITO A CARGAS HORI- ZONTAIS	VI-8
VI.3 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR UM NÚCLEO, FOR MADO POR UMA ÚNICA PAREDE DE SEÇÃO ABER TA NÃO UNIFORME AO LONGO DA ALTURA	VI-13
VI.4 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CON- CRETO ARMADO E PILARES PERIFÉRICOS DE A ÇO	VI-20
VI.5 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CON- CRETO ARMADO E PENDURAIIS DE AÇO VINCULA DOS EM TRELIÇAS APLICADOS NO TOPO DO NÚ CLEO	VI-28
VI.6 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CON- CRETO ARMADO E PILARES PERIFÉRICOS DE A ÇO, TRAVADOS NOS SEUS TOPOS POR TRELI- ÇAS	VI-34
VI.7 - CONTRIBUIÇÃO DA TRELIÇA ESPACIAL À RIGI DEZ NO TOPO DO NÚCLEO	VI-39
VII - CONCLUSÃO	VII-1
APÊNDICE - ENTRADA DE DADOS E IMPRESSÃO DE RESULTADOS.	A-1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	RF-1
BIBLIOGRAFIA	B-1

I - INTRODUÇÃO

As estruturas de edifícios residenciais e comerciais mais utilizadas constituem-se de vigas e pilares formando pórticos planos dispostos de tal forma a se constituírem uma estrutura tridimensional capaz de absorver cargas horizontais em qualquer direção.

Atualmente estão surgindo os edifícios de alvenaria autoportante, onde as cargas são distribuídas de forma uniforme e linear, sendo a estrutura comumente utilizada em edifícios residenciais.

As estruturas analisadas neste trabalho que são destinadas basicamente a edifícios comerciais e administrativos, possuem como elemento estrutural principal um núcleo de concreto armado. Este é capaz de absorver cargas horizontais atuando em qualquer direção, constituindo-se por paredes que formam seções transversais abertas dos mais variados tipos, sendo os mais comuns as seções U, I, C, etc.

O núcleo em concreto, além de oferecer proteção contra fogo é capaz de resistir a todos os tipos principais de cargas atuantes no edifício, destacando-se também o fato de resistir aos momentos de torção provenientes da ação das cargas horizontais cujas resultantes não passam pelo centro de cisalhamento de sua seção transversal.

Alguns estudiosos como Yagui⁽¹⁾, Kozak⁽²⁾ e Clarck⁽³⁾, apresentam alguns tipos de estruturas, utilizando o núcleo de concreto armado como elemento estrutural principal. Da mesma forma neste trabalho é analisado o comportamento de três tipos de estruturas de edifícios, mostrados na Fig. I.1, onde os três primeiros já foram analisados por Yagui. O primeiro deles é basicamente formado pelo núcleo e pilares periféricos, podendo ter-se ainda na ausência dos pilares um sistema de pisos em balanço, engastados nas paredes do núcleo, ao nível dos andares. Um segundo tipo é aquele que além do núcleo, possui uma treliça espacial de grande rigidez no seu topo e pendurais de aço. O terceiro tipo, além da treliça espacial no topo, possui pilares periféricos vinculados à treliça e à base do edifício. E o quarto e último, além das características do terceiro tipo, é acrescentada uma treliça espacial vinculada a um andar intermediário no edifício. Somente os três primeiros tipos serão analisados estaticamente neste trabalho.

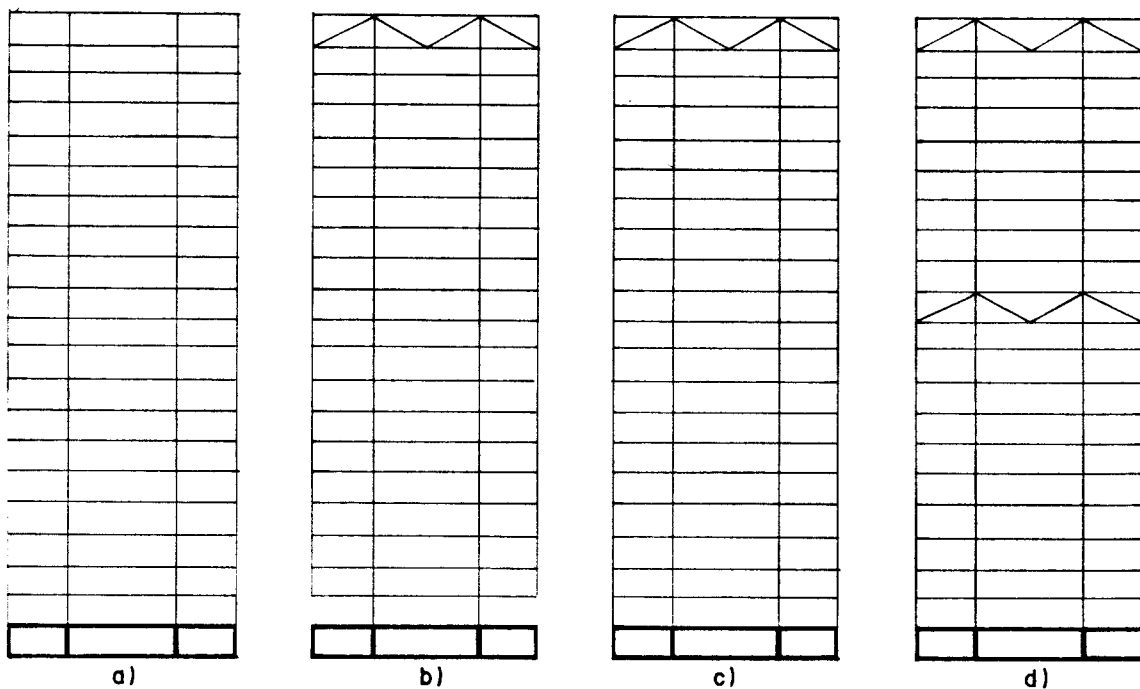
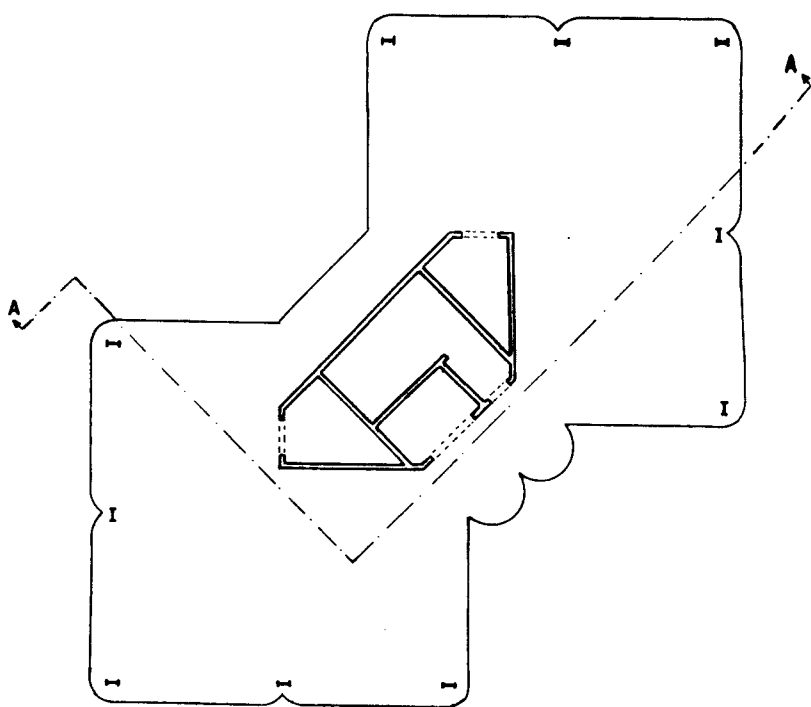
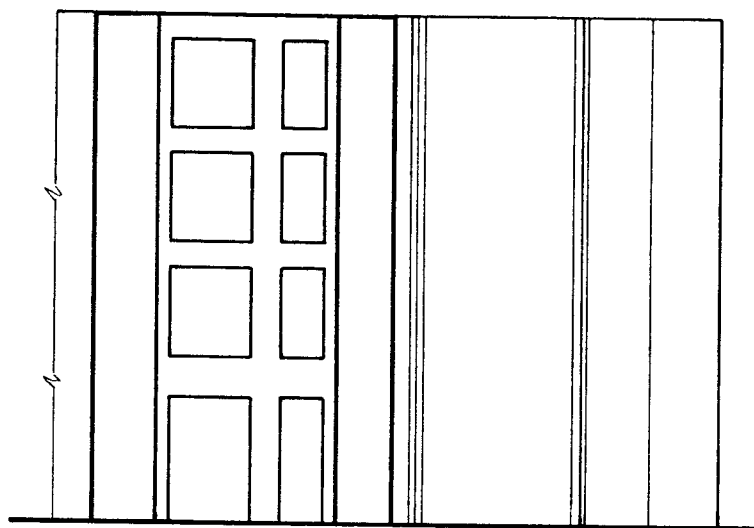


FIG. I.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS ALTOS COM NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO.

Os sistemas estruturais apresentados acima, caracterizam-se pela presença de um núcleo central contraventado por lintéis ao nível dos pisos conforme Fig. I.2. Os lintéis contribuem na rigidez à torção do núcleo, alterando a magnitude das tensões axiais provenientes da flexo-torção devido ao comportamento do núcleo como viga de seção delgada. A contribuição dos lintéis é devida a ação de flexão



a) PLANTA



CORTE A - A

FIG. I.2 NÚCLEO ESTRUTURAL CONTRAVENTADO POR LINTÉIS

dos mesmos. Os lintéis, por serem vigas de grande rigidez à flexão e à força cortante, limitam os empenamentos das seções transversais através da vinculação de paredes aos níveis das lajes dos pisos.

Além do lintel, o núcleo de concreto armado pode ser enrijecido por uma treliça especial no topo e por pilares periféricos de aço conforme Fig. I.3-a e Fig. I.3-b.

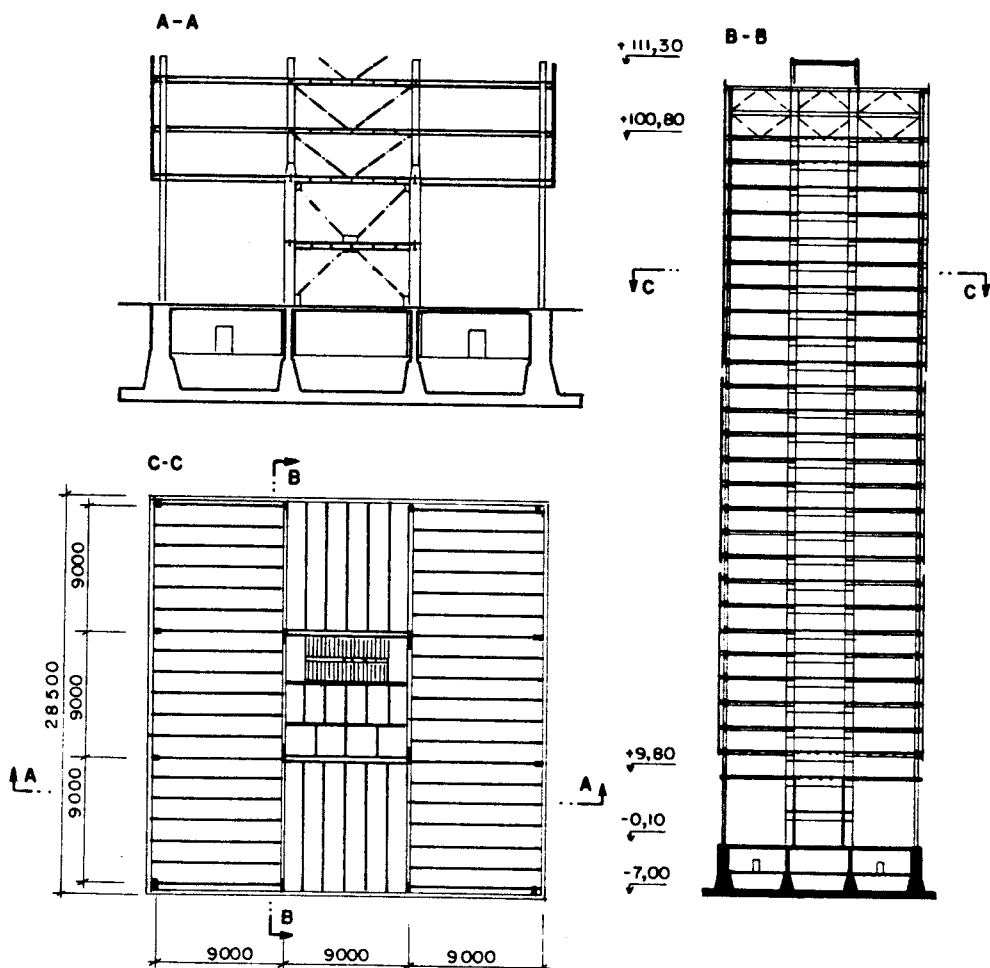


FIG. I.3.a - NÚCLEO ESTRUTURAL COM TRELIÇA NO TOPO.

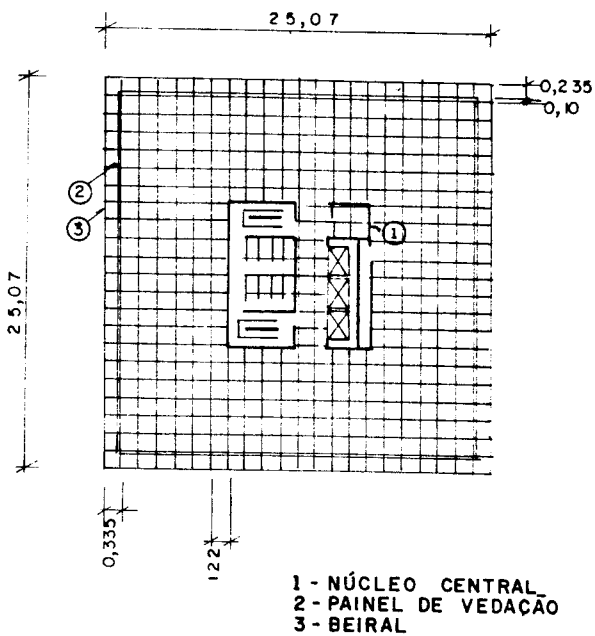
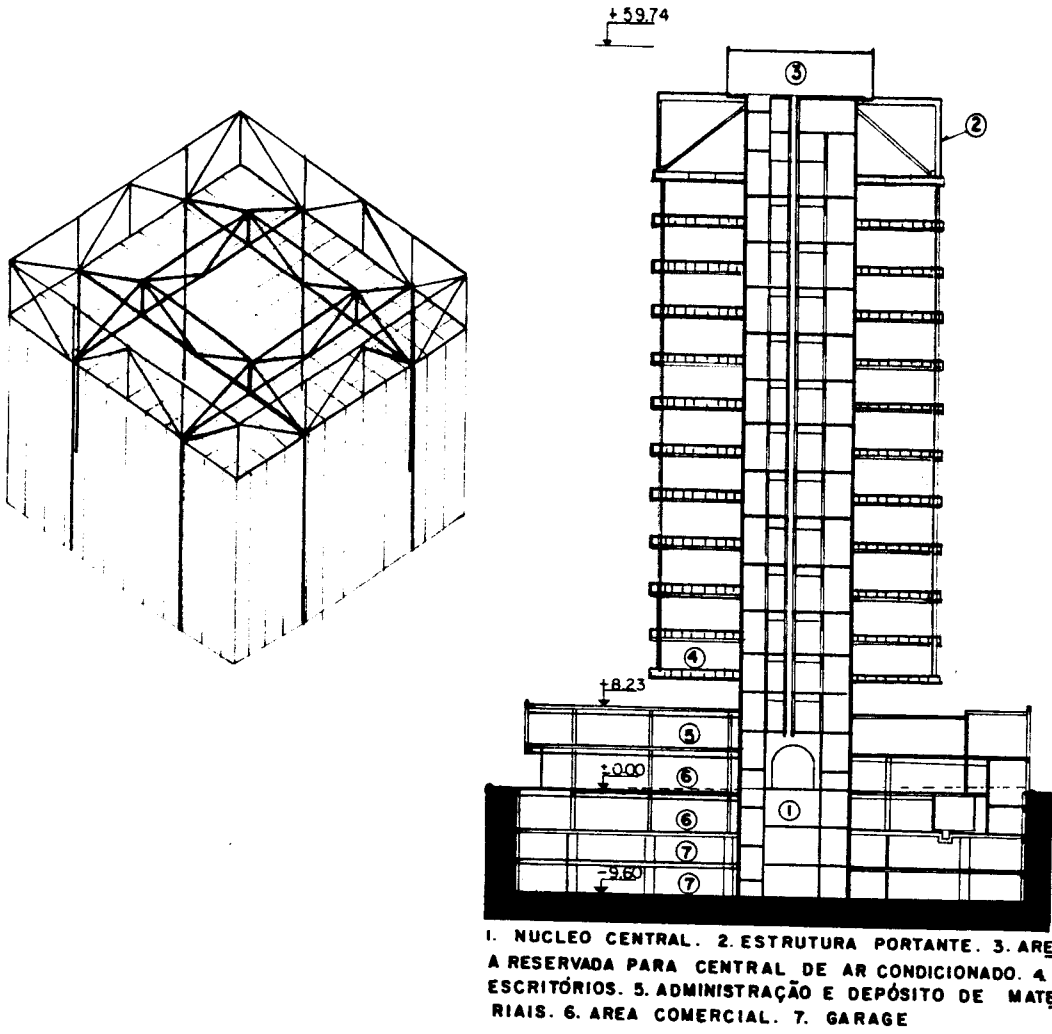


FIG. I.3. b - EDIFÍCIO NORCOR (ÁFRICA DO SUL)

Quanto à sua forma pode-se tornar tais edifícios arquitetonicamente bem apresentáveis como os da Fig. I.4, a partir de combinações entre os quatro tipos já mencionados. O núcleo é também funcional com respeito a permitir, através do mesmo, acesso e abrigo de elevadores, escadas, dispensas, despensas e outros grupos de serviço.

Os tipos estruturais de edifícios constituídos dessa forma, dispõem de uma área livre considerável nos andares e pela inexistência de pilares individuais centrais permitem um arranjo em planta livre e flexível.

A partir dos tipos estruturais apresentados os edifícios em questão podem atingir 110m de altura, podendo-se variar a espessura da seção transversal do núcleo ao longo da altura do edifício e a análise feita neste trabalho permite também que se utilize qualquer tipo de seção transversal, com mais de um lintel contraventando o núcleo ao nível dos andares.

A presença de perfis metálicos médios e pesados nos edifícios em questão é encarada com certo preconceito pelos arquitetos e engenheiros brasileiros de um modo geral. Entretanto, para determinadas situações de projeto e para um menor custo global, esses sistemas estruturais combinado-se o uso do concreto e do aço são altamente vantajosos de acordo com Hisatoku e Nishikawa⁽¹²⁾.

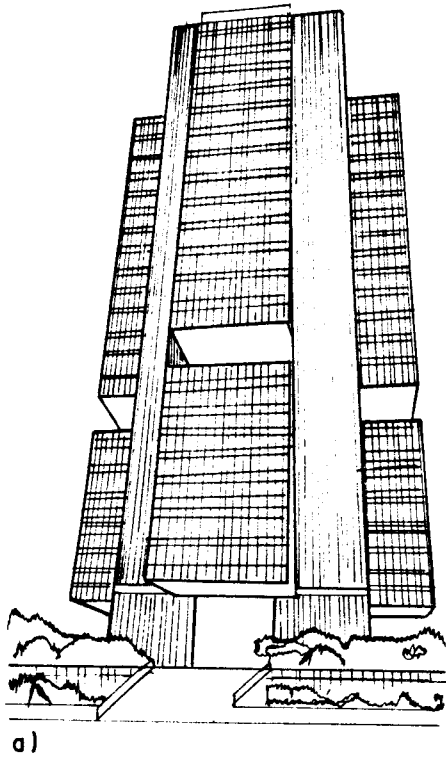
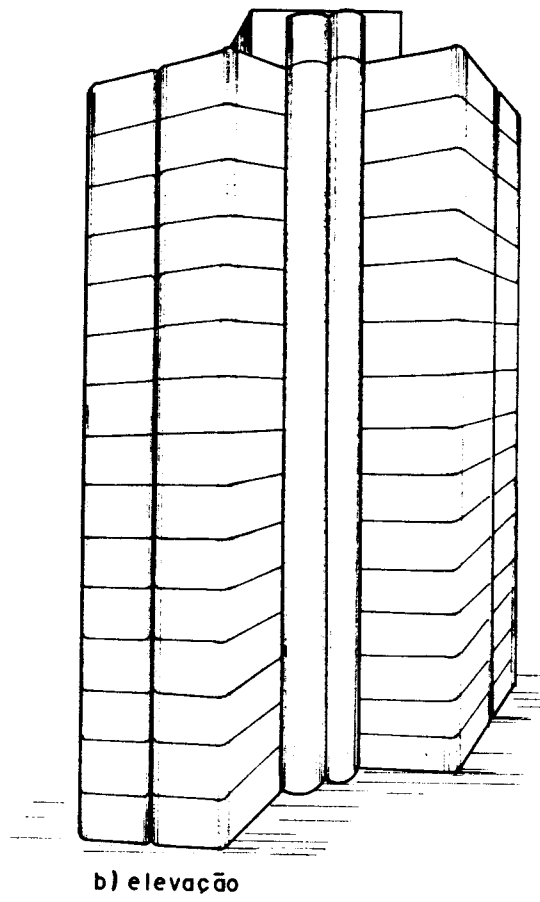


FIG. I. 4 - EDIFÍCIOS COM NÚCLEO
ESTRUTURAL E PILARES
PERIFÉRICOS.



II - SISTEMA ESTRUTURAL

II.1 - ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

a) Núcleo de concreto armado

O elemento principal do sistema estrutural é o núcleo de concreto armado. Este é um elemento primário, de seção transversal aberta, parcialmente fechado pelos lintéis ao nível dos andares e engastado na fundação por meio de uma placa de grande rigidez.

As dimensões do núcleo são de diferentes ordens de grandeza e a seção transversal aberta permite que o mesmo seja tratado como uma viga de seção delgada.

O núcleo é considerado por alguns autores^{(1), (13)}, como uma associação tridimensional de paredes; capaz de absorver cargas verticais e horizontais, em qualquer direção.

Neste trabalho o núcleo é analisado como um membro espacial único, tendo sido também já tratado desta forma por Heidebrecht e Swift⁽⁵⁾; Barbosa⁽¹⁰⁾ e Taranath⁽¹⁴⁾.

A carga de torção em edifícios altos, usualmente é devida à excentricidade da carga horizontal em relação ao centro de cisalhamento da seção transversal do núcleo, podendo também ser causada pela existência de um núcleo, de seção transversal simétrico ortogonalmente, mas com o centro de gravidade da seção do mesmo, não coincidente com a da se

ção transversal do edifício. Na maioria dos casos entretanto, é resultado de seções transversais assimétricas.

O núcleo sujeito à torção tende a sofrer deslocamentos longitudinais ou empenamentos em suas seções transversais e o fato de ser engastado na base do edifício dá origem ao surgimento de tensões longitudinais correspondentes ao Bimomento, tratado na parte III.1.2.1 deste trabalho pela Teoria de Vlassov⁽⁶⁾.

b) Lintéis

Os lintéis são barras lineares horizontais e contraventam as paredes, componentes do núcleo, ao nível dos andares.

c) Lajes

As lajes são consideradas infinitamente rígidas nos seus planos, e totalmente flexíveis fora delas. Ao nível dos pisos, as lajes circundam o núcleo de modo a impedir qualquer distorção das seções transversais do sistema estrutural nestes níveis.

d) Pilares e pendurais de aço

Os pilares e pendurais de aço, são barras periféricas isoladas e individuais sujeitas unicamente aos esforços normais e contribuirão na absorção de uma parcela das cargas gravitacionais aplicadas nas lajes. Quando os pilares periféricos forem vinculados na base e na treliça espacial no topo do núcleo absorção também numa parcela das cargas horizontais.

e) Treliça espacial de grande rigidez

A treliça espacial, será posicionada no topo ou em andares intermediários do núcleo.

Além de transmitir as cargas gravitacionais, oriundas dos pilares e pendurais periféricos ao núcleo, a treliça espacial contribuirá na absorção

de uma parcela das cargas horizontais, juntamente com os pilares periféricos vinculados na base.

II.2 - NOMENCLATURA

Para um melhor desenvolvimento da formulação do processo, chamar-se-á:

a) Pilar ao núcleo de concreto armado de seção transversal aberta, simétrica ou não;

b) Parede a qualquer parede plana sem aberturas com espessura variável ou não;

c) Lintel ao elemento linear horizontal de contraventamento de paredes do pilar ao nível dos pisos;

d) Elemento de pilar ou andar ao elemento estrutural delimitado por 2 pisos consecutivos e pelos lintéis localizados ao nível do piso superior;

e) Nô às intersecções horizontais entre paredes ou destas com lintéis, ou pontos onde os deslocamentos e tensões longitudinais são requeridos;

f) Estrutura ao conjunto de todos os andares.

Para uma melhor identificação, na Fig.II.1, apresenta-se a numeração em planta dos nós e paredes que compõem a seção transversal do pilar conforme a nomenclatura anterior.

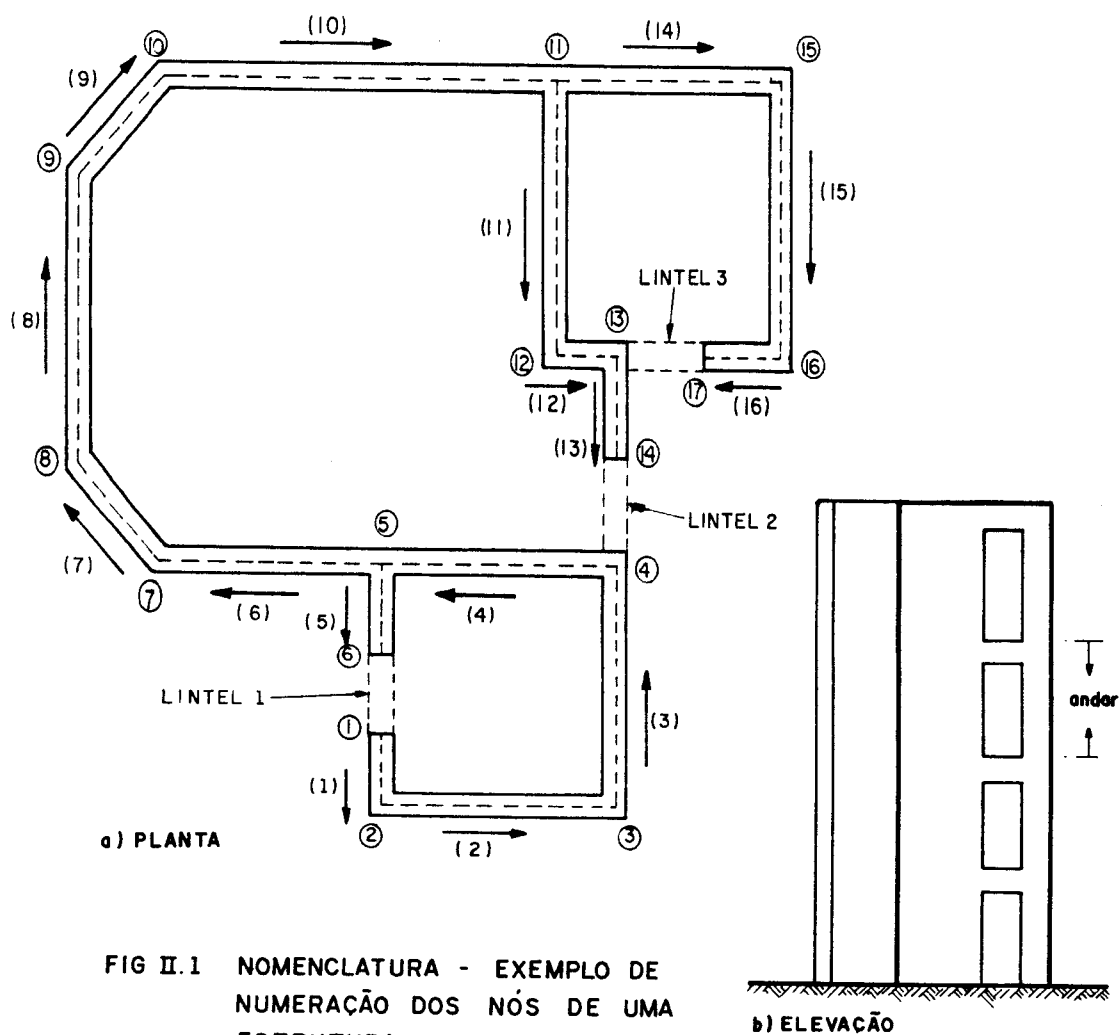


FIG II.1 NOMENCLATURA - EXEMPLO DE NUMERAÇÃO DOS NÓS DE UMA ESTRUTURA.

II.3 - SISTEMAS DE COORDENADAS

II.3.1 - Sistema global

Com o fim de identificar e ordenar matricialmente as forças externas e os deslocamentos da estrutura, os mesmos serão referidos aos nós, andar por andar.

As forças ativas, aplicadas à estrutura e os respectivos deslocamentos lineares e angulares terão as suas respectivas coordenadas orientadas conforme Fig. II.2. O sistema de referência será constituído do terno Ox_s , Oy_s e Oz_s com Oz_s vertical, orientado da base para o topo e a origem O , situada num ponto genérico qualquer na base da estrutura. Os eixos Ox_s e Oy_s são ortogonais com orientações arbitrárias.

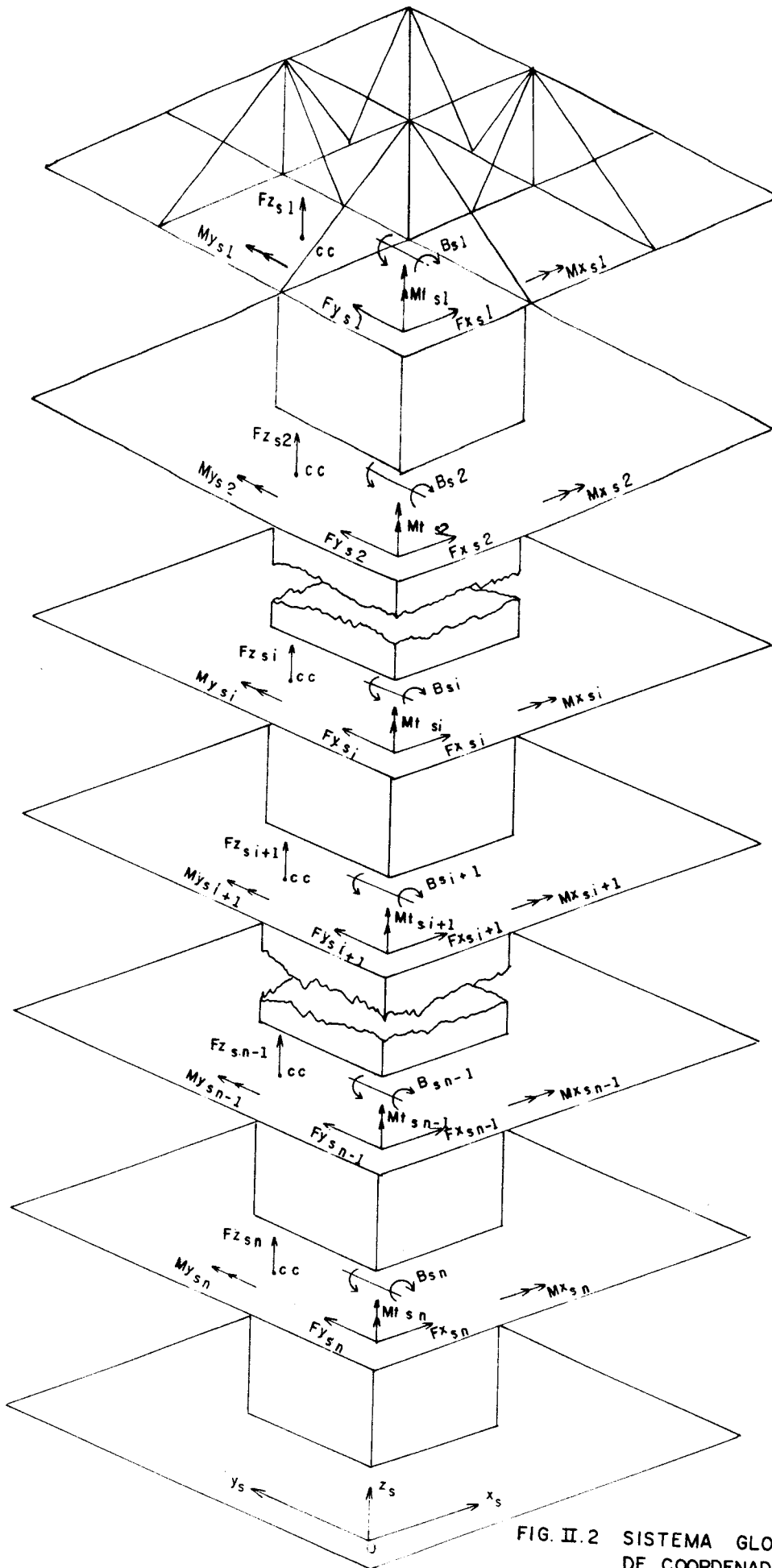


FIG. II.2 SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS PARA AS AÇÕES EXTERNAS

Para um nível genérico i , o vetor de cargas será dado por:

$$\left\{ F_s \right\}_i = \left\{ \begin{array}{c} Fx_s \\ Fy_s \\ Fz_s \\ Mx_s \\ My_s \\ Mt_s \\ B_s \end{array} \right\}_i \quad \text{II.3.1.1}$$

e o correspondente vetor deslocamento será:

$$\left\{ D_s \right\}_i = \left\{ \begin{array}{c} dx_s \\ dy_s \\ dz_s \\ \theta x_s \\ \theta y_s \\ \phi_s \\ \phi'_s \end{array} \right\}_i \quad \text{II.3.1.2}$$

Os níveis serão enumerados do topo para a base e as coordenadas globais serão em número de sete por nível, onde para um nível genérico i , Fx_{si} , Fy_{si} e Fz_{si} , são respectivamente as forças nas direções dos eixos Ox_s , Oy_s e Oz_s , com seus deslocamentos dx_{si} , dy_{si} e dz_{si} , respectivamente; Mx_{si} e My_{si} , os momentos fletores em torno dos eixos Ox_s e Oy_s , cujas rotações são respectivamente θx_{si} e θy_{si} ; M_{ti} o momento de torção em torno do eixo Oz_s , cuja rotação correspondente é ϕ_{si} , e finalmente B_{si} é o bimomento e o deslocamento correspondente é a primeira derivada da rotação em torno do eixo Oz_s , ϕ'_{si} .

Todos os esforços e deslocamentos serão positivos quando concordarem com o sentido adotado conforme Fig. II.2.

II.3.2 - Sistema local de coordenadas

a) Para um elemento de Pilar

Define-se um sistema local de coordenadas para um elemento de pilar, com três eixos triortogonais passando pelo centro de cisalhamento da seção transversal do pilar, com origem na sua extremidade superior. O sistema é constituído dos eixos Ox e Oy contidos no plano da seção transversal do pilar, orientados paralelamente aos eixos principais de inércia da seção transversal e pelo eixo Oz , na direção longitudinal, conforme Fig.II.3.

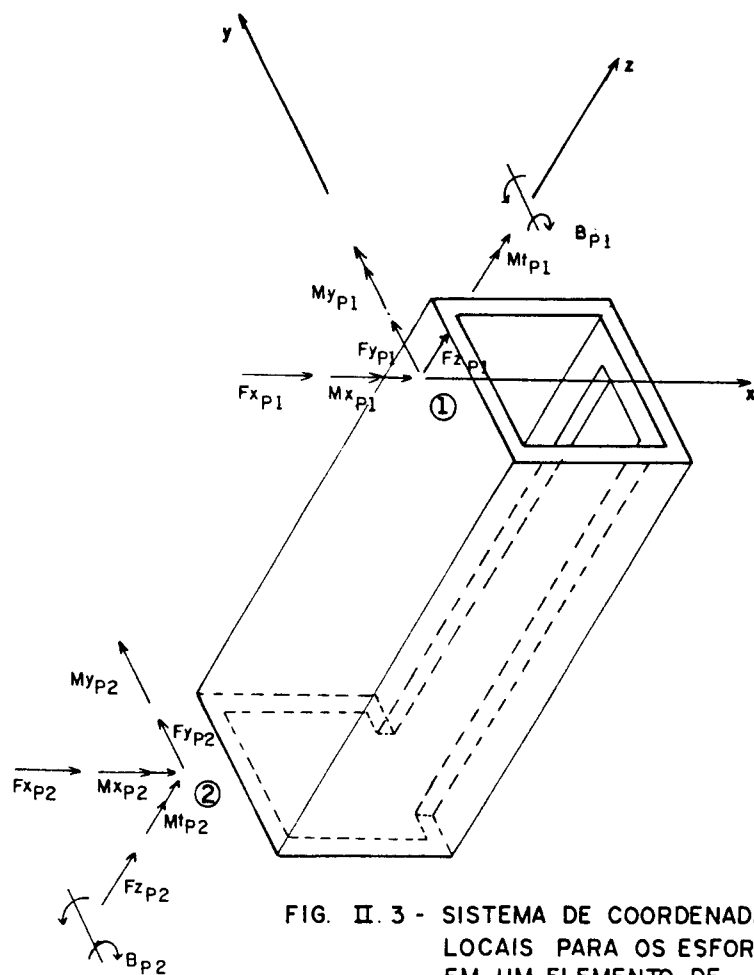


FIG. II. 3 - SISTEMA DE COORDENADAS LOCAIS PARA OS ESFORÇOS EM UM ELEMENTO DE PILAR.

O vetor dos esforços para um elemento de pilar genérico i , é dado por:

$$\{F_p\}_i = \left\{ \begin{array}{c} F_{x_{p1}} \\ F_{y_{p1}} \\ F_{z_{p1}} \\ M_{x_{p1}} \\ M_{y_{p1}} \\ M_{t_{p1}} \\ B_{p1} \\ F_{x_{p2}} \\ F_{y_{p2}} \\ F_{z_{p2}} \\ M_{x_{p2}} \\ M_{y_{p2}} \\ M_{z_{p2}} \\ B_{p2} \end{array} \right\}_i$$

II.3.1.3

e o respectivo vetor das deformações:

$$\left\{ D_p \right\}_i = \left\{ \begin{array}{c} dx_{p1} \\ dy_{p1} \\ dz_{p1} \\ \theta x_{p1} \\ \theta y_{p1} \\ \phi_{p1} \\ \phi'_{p1} \\ dx_{p2} \\ dy_{p2} \\ dz_{p2} \\ \theta x_{p2} \\ \theta y_{p2} \\ \phi_{p2} \\ \phi'_{p2} \end{array} \right\}_i \quad \text{II.3.1.4}$$

Os esforços $\left\{ F_p \right\}_i$ e as respectivas deformações $\left\{ D_p \right\}_i$, são aquelas indicadas conforme Fig.II.3, orientados com o sentido positivo, onde a cada coordenada de translação e rotação corresponderão os esforços e deformações segundo os eixos Ox , Oy , Oz , para os nós 1 e 2 do elemento de pilar i , para um andar genérico i .

b) Para um lintel

Define-se um sistema local de coordenadas para um lintel, tratando-o como um membro linear espacial com seis coordenadas por nó, com os eixos y_ℓ e z_ℓ , orientados no

plano da seção transversal, contida nos eixos principais de inércia e um eixo x_ρ , perpendicular à seção transversal, passando pelo centro de gravidade da mesma, como indicado nas Figs. II.4.a e II.4.b mostradas abaixo.

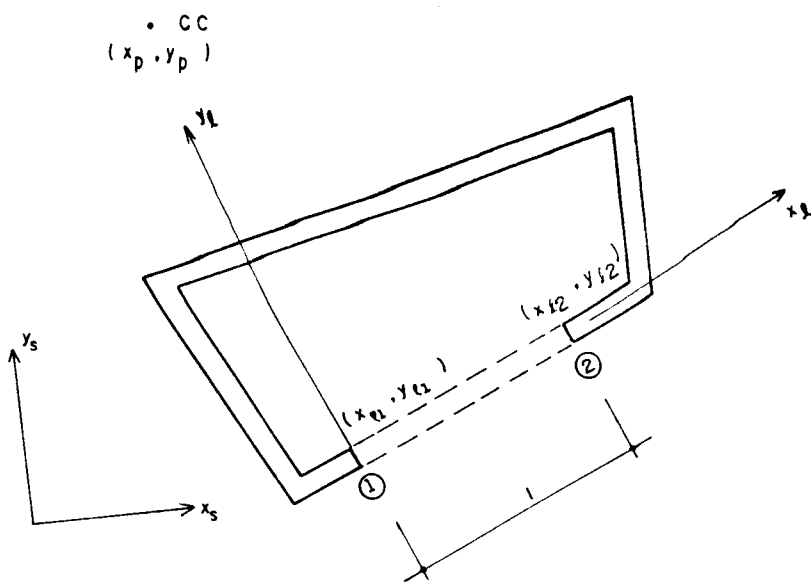


FIG. II. 4.a - SISTEMA DE EIXOS LOCAL DOS LINTÉIS.

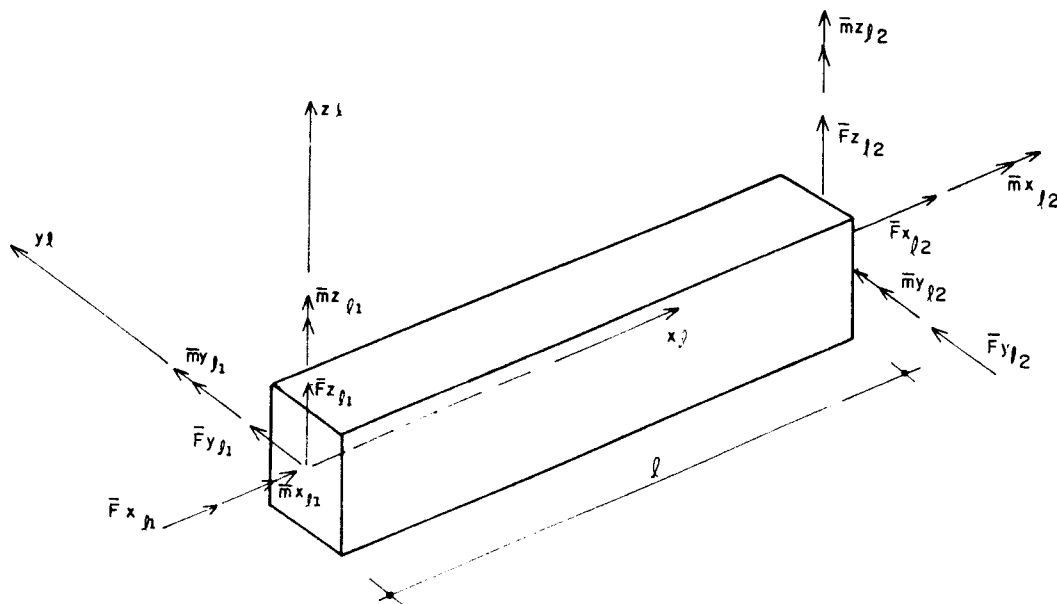


FIG. II. 4.b - ESFORÇOS NOS LINTÉIS

O vetor dos esforços para um lintel genérico i , é dado por:

$$\{\bar{F}_\ell\}_i = \begin{Bmatrix} \bar{F}_{x\ell 1} \\ \bar{F}_{y\ell 1} \\ \bar{F}_{z\ell 1} \\ \bar{M}_{t\ell 1} \\ \bar{M}_{y\ell 1} \\ \bar{M}_{z\ell 1} \\ \bar{F}_{x\ell 2} \\ \bar{F}_{y\ell 2} \\ \bar{F}_{z\ell 2} \\ \bar{M}_{t\ell 2} \\ \bar{M}_{y\ell 2} \\ \bar{M}_{z\ell 2} \end{Bmatrix} \quad i \quad \text{II.3.1.5}$$

e o respectivo vetor dos deslocamentos:

$$\left\{ \bar{D}_\ell \right\}_i = \begin{Bmatrix} \bar{d}x_{\ell 1} \\ \bar{d}y_{\ell 1} \\ \bar{d}z_{\ell 1} \\ \bar{\phi}_{\ell 1} \\ \bar{\phi}_{y_{\ell 1}} \\ \bar{\theta}_{z_{\ell 1}} \\ \bar{d}x_{\ell 2} \\ \bar{d}y_{\ell 2} \\ \bar{d}z_{\ell 2} \\ \bar{\phi}_{\ell 2} \\ \bar{\theta}_{y_{\ell 2}} \\ \bar{\theta}_{z_{\ell 2}} \end{Bmatrix}_i \quad \text{II.3.1.6}$$

Os esforços $\{\bar{F}_\ell\}_i$ e as respectivas deformações $\{\bar{D}_\ell\}_i$ são aquelas indicadas conforme Fig.II.4.b orientados com o sentido positivo, onde as coordenadas de translação são representadas pelos deslocamentos $\bar{d}x_\ell$, $\bar{d}y_\ell$ e $\bar{d}z_\ell$ segundo os eixos x_ℓ , y_ℓ e z_ℓ respectivamente e as coordenadas de rotação são $\bar{\phi}_\ell$ de torção, $\bar{\theta}_{y_\ell}$ e $\bar{\theta}_{z_\ell}$ à flexão segundo os eixos x_ℓ , y_ℓ e z_ℓ respectivamente, para o sistema de eixos Ox_ℓ , Oy_ℓ e Oz_ℓ segundo os nós 1 e 2 do lintel genérico j , para um andar genérico i .

III - ANÁLISE MATRICIAL DA ESTRUTURA

A estrutura espacial a ser analisada estaticamente, constitui-se basicamente de um membro espacial único, formado por elementos de pilar em série, andar por andar, sendo que cada elemento de pilar pode ser enrijecido por um ou mais lintéis ao nível do seu piso superior; bem como ser enrijecido por uma treliça espacial no topo do elemento de pilar superior ou no topo de um elemento de pilar intermediário na estrutura. Esta consideração inicial torna-se totalmente favorável ao desmembramento da estrutura em subestruturas em série, facilitando-se o cálculo da mesma por meio do processo de eliminação em série que será visto neste trabalho.

Descreve-se a seguir o esquema de cálculo pelo processo dos deslocamentos desenvolvido por via matricial.

Numa primeira etapa monta-se a matriz de rigidez e vetor dos esforços para um elemento de pilar, primeiramente quanto aos termos à flexão e posteriormente monta-se a matriz de rigidez quanto aos termos à flexo-torção somando-se ambas para formar a matriz de rigidez de um elemento de pilar.

Ainda nessa etapa faz-se a consideração da contribuição da rigidez da treliça espacial na matriz de rigidez do elemento de pilar correspondente.

Para a etapa seguinte, desenvolve-se a composição da matriz de rigidez e vetor dos esforços para um lintel genérico e sua contribuição na matriz de rigidez de um elemento de pilar.

Para a terceira e última etapa dessa análise, monta-se a matriz de rigidez para um elemento de pilar referida às coordenadas do sistema global de referência.

III.1 - OBTENÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE PILAR

A matriz de rigidez do elemento de pilar é obtida calculando-se os esforços correspondentes para cada deslocamento imposto ao elemento de pilar, sendo os deslocamentos à flexão dados pelas translações dx_{pi} , dy_{pi} e dz_{pi} e as rotações $\theta_{x_{pi}}$ e $\theta_{y_{pi}}$; e à flexo-torção, dados pela rotação ϕ_{pi} e pela derivada primeira da mesma em torno do eixo z, ϕ'_{pi} .

III.1.1 - Análise como membro espacial à flexão

a) Obtenção da matriz de rigidez à flexão $[MRF]_{CG}$

Em relação à flexão e para um sistema de eixos orientados conforme Fig.III.1, onde as coordenadas de deslocamento, são orientadas segundo um sistema de eixos triortogonais \bar{x} , \bar{y} e \bar{z} , com origem no topo do elemento de pilar passando pelo centro de gravidade da seção transversal do mesmo, com os eixos \bar{x} e \bar{y} paralelos aos eixos principais de inércia e o eixo \bar{z} vertical, a matriz $[MRF]_{CG}$ pode ser desmembrada em submatrizes tais que:

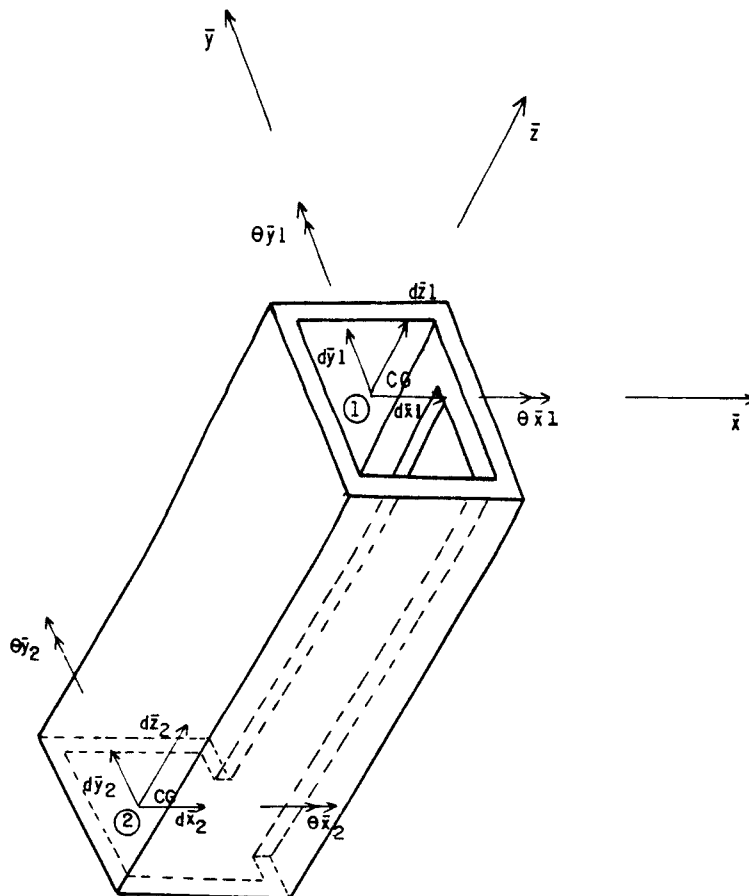


FIG. III. 1 - SISTEMA DE EIXOS LOCAL PARA OS DESLOCAMENTOS À FLEXÃO.

$$\left[\text{MRF} \right]_{\text{CG}} = \left[\begin{array}{c|c} \left[\overline{\text{MRF}}_{11} \right]_{\text{CG}} & \left[\overline{\text{MRF}}_{12} \right]_{\text{CG}} \\ \hline \left[\overline{\text{MRF}}_{21} \right]_{\text{CG}} & \left[\overline{\text{MRF}}_{22} \right]_{\text{CG}} \end{array} \right] \quad \text{III.1.1.1}$$

e diretamente de Gere e Weaver⁽⁹⁾, as submatrizes são:

$$\left[\overline{\text{MRF}}_{11} \right]_{\text{CG}} = \begin{bmatrix} \frac{12E\bar{J}_y}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6E\bar{J}_y}{h^2} \\ \frac{12E\bar{J}_x}{h^3} & 0 & \frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 & 0 \\ \frac{EA}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4E\bar{J}_x}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4E\bar{J}_y}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{III.1.1.2}$$

SIMÉTRICA

$$\left[\overline{\text{MRF}}_{12} \right]_{\text{CG}} = \begin{bmatrix} -\frac{12E\bar{J}_y}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6E\bar{J}_y}{h^2} \\ 0 & -\frac{12E\bar{J}_x}{h^3} & 0 & \frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EA}{h} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 & \frac{2E\bar{J}_x}{h} & 0 \\ \frac{6E\bar{J}_y}{h^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2E\bar{J}_y}{h} \end{bmatrix} \quad \text{III.1.1.3}$$

Os coeficientes da submatriz $\left[\overline{\text{MRF}}_{22} \right]_{\text{CG}}$, são iguais aos da submatriz $\left[\overline{\text{MRF}}_{11} \right]_{\text{CG}}$, exceto os elementos (1,5), (5,1), (2,4) e (4,2) que trocam de sinal e $\left[\overline{\text{MRF}}_{21} \right]_{\text{CG}}$ é igual a transposta da submatriz $\left[\overline{\text{MRF}}_{12} \right]_{\text{CG}}$. As características geométricas \bar{J}_x e \bar{J}_y , são os momentos principais de inércia da seção transversal do pilar em relação aos eixos \bar{x} e \bar{y} , respectivamente e A, a área da seção transversal. A característica mecânica é representada pelo módulo de elasticidade longitudinal E, do concreto.

b) Matriz de rigidez à flexão referida ao centro de cisalhamento

Na Fig.III.2, têm-se dois sistemas de eixos coordenados, um com origem no centro de gravidade e outro no centro de cisalhamento.

Da hipótese da seção transversal do pilar permanecer plana após a deformação é possível relacionar os deslocamentos em relação aos dois sistemas de forma que:

$$\{D\}_{CG} = [\bar{T}] \{D\}_{CC} \quad \text{III.1.1.4}$$



FIG. III. 2 - SISTEMA DE EIXOS COORDENADOS.

onde $\{D\}_{CG}$ e $\{D\}_{CC}$, são respectivamente os vetores dos deslocamentos segundo os eixos \bar{x} , \bar{y} e \bar{z} e x , y e z respectivamente, referidos ao centro de gravidade e centro de cisalhamento, representados respectivamente para uma cota z genérica, da seguinte forma:

$$\{D\}_{CG} = \begin{Bmatrix} d\bar{x} \\ d\bar{y} \\ d\bar{z} \\ \theta_{\bar{x}} \\ \theta_{\bar{y}} \end{Bmatrix}_{CG} \quad \text{III.1.1.5}$$

$$\{D\}_{CC} = \begin{Bmatrix} dx \\ dy \\ dz \\ \theta x \\ \theta y \end{Bmatrix}_{CC} \quad \text{III.1.1.6}$$

A relação entre as deformações $\{D\}_{CG}$ e $\{D\}_{CC}$, é definida pela matriz $[\bar{T}]$, dada por:

$$[\bar{T}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & y_g & -x_g \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{III.1.1.7}$$

O problema agora é exprimir a matriz de rigidez $[\text{MR}]_{CG}$ para um novo sistema de coordenadas com origem no centro de cisalhamento. Sabe-se porém que a energia de deformação da estrutura independe do sistema de coordenadas adotado, portanto:

$$\{F\}_{CG}^T \cdot \{D\}_{CG} = \{F\}_{CC}^T \cdot \{D\}_{CC} \quad \text{III.1.1.8}$$

onde, $\{F\}_{CG}$ e $\{F\}_{CC}$, são os esforços atuantes na seção, agindo respectivamente no centro de gravidade e centro de cisalhamento, sobre o sistema apresentado na Fig.III.2.

Sabe-se que:

$$[\text{MR}]_{CG} \cdot \{D\}_{CG} = \{F\}_{CG} \quad \text{III.1.1.9}$$

$$[\text{MR}]_{CC} \cdot \{D\}_{CC} = \{F\}_{CC} \quad \text{III.1.1.10}$$

e calculando-se a transposta de $\{F\}_{CG}$ e $\{F\}_{CC}$, tem-se:

$$\{F\}_{CG}^T = \{D\}_{CG}^T \cdot [MR]_{CG}^T \quad \text{III.1.1.11}$$

$$\{F\}_{CC}^T = \{D\}_{CC}^T \cdot [MR]_{CC}^T \quad \text{III.1.1.12}$$

Substituindo-se III.1.1.11 e III.1.1.12 na equação III.1.1.8 e utilizando-se a equação III.1.1.4; tem-se:

$$\{D\}_{CC}^T \cdot [\bar{T}]^T \cdot [MR]_{CG}^T \cdot [\bar{T}] \{D\}_{CC} = \{D\}_{CC}^T [MR]_{CC}^T \{D\}_{CC} \quad \text{III.1.1.13}$$

Como as matrizes de rigidez $[MR]_{CG}$ e $[MR]_{CC}$, são simétricas, tem-se finalmente que:

$$[MR]_{CC} = [\bar{T}]^T [MR]_{CG} [\bar{T}] \quad \text{III.1.1.14}$$

De modo análogo para o sistema de eixos da Fig. III.1, a equação III.1.1.14, fica:

$$[MRF]_{CC} = [T]^T [MRF]_{CG} [T] \quad \text{III.1.1.15}$$

Onde a matriz $[T]$ é dada por:

$$[T] = \left[\begin{array}{c|c} [\bar{T}] & 0 \\ \hline 0 & [\bar{T}] \end{array} \right] \quad \text{III.1.1.16}$$

Portanto subdividindo-se a matriz $[MRF]_{CC}$ em submatrizes, tem-se:

$$\left[\text{MRF} \right]_{\text{CC}} = \begin{bmatrix} \left[\text{MRF}_{11} \right]_{\text{CC}} & \left[\text{MRF}_{12} \right]_{\text{CC}} \\ \left[\text{MRF}_{21} \right]_{\text{CC}} & \left[\text{MRF}_{22} \right]_{\text{CC}} \end{bmatrix} \quad \text{III.1.1.17}$$

e utilizando-se a expressão III.1.1.15, as submatrizes de $\left[\text{MRF} \right]_{\text{CC}}$, são escritas da seguinte forma:

$$\left[\text{MRF}_{11} \right]_{\text{CC}} = \begin{bmatrix} \frac{12E\bar{J}_y}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6E\bar{J}_y}{h^2} \\ \frac{12E\bar{J}_x}{h^3} & 0 & \frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 & 0 \\ \frac{EA}{h} & \frac{EAy_g}{h^2} & -\frac{EAx_g}{h} & 0 & 0 \\ \frac{4E\bar{J}_x}{h} + \frac{EAy_g^2}{h} & \frac{EAy_g}{h} & -\frac{EAx_g y_g}{h} & 0 & 0 \\ \frac{4E\bar{J}_x}{h} + \frac{EAx_g^2}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Simétrica

$$\left[\text{MRF}_{12} \right]_{CC} = \begin{bmatrix}
 -\frac{12E\bar{J}_y}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6E\bar{J}_y}{h^2} \\
 0 & -\frac{12E\bar{J}_x}{h^3} & 0 & \frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 \\
 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & -\frac{EAy_g}{h} & \frac{EAx_g}{h} \\
 0 & -\frac{6E\bar{J}_x}{h} & -\frac{EA}{h} y_g & \frac{2E\bar{J}_x}{h} - \frac{EAy_g^2}{h} & \frac{EAx_g}{h} \cdot y_g \\
 \frac{6E\bar{J}_y}{h^2} & 0 & \frac{EA}{h} x_g & \frac{EA}{h} x_g \cdot y_g & \frac{2E\bar{J}_x}{h} - \frac{EAx_g^2}{h}
 \end{bmatrix}$$

III.1.1.19

Sendo que $\left[\text{MRF}_{22} \right]_{CC}$ é igual a $\left[\text{MRF}_{11} \right]_{CC}$, exceto os elementos (1,5), (5,1), (2,4) e (4,2) que trocam de sinal e $\left[\text{MRF}_{21} \right]_{CC}$ é igual a transposta de $\left[\text{MRF}_{12} \right]_{CC}$.

III.1.2 - Contribuição da rigidez à flexo-torção na matriz de rigidez do elemento de pilar

Usualmente as seções submetidas à torção estão sujeitas unicamente a tensões de cisalhamento, torção de Saint-Venant; no entanto para membros com seções delgadas sujeitas as deformações relativas por empenamento das seções transversais, surgem tensões longitudinais, levadas em conta pela teoria proposta por Vlassov⁽⁶⁾ e utilizada por Rachid⁽⁷⁾ e Schiel⁽⁸⁾.

Inicialmente uma carga horizontal uniformemente distribuída na direção do eixo x_s é considerada como na Fig. III.3a. Leva-se em conta o momento de torção em relação ao eixo z_s e devido a torção, surgem rotações em torno do eixo z_s , que variam para cada ponto ao longo do eixo z_s .

A seção inicialmente plana se deforma fora do seu plano (Fig. III.3b), e se os empenamentos são impedidos, sur-

gem tensões longitudinais no núcleo, como os casos, na prática onde, em consequência do emprego do núcleo estrutural de concreto armado, a fundação é uma placa de grande rigidez e pode ser considerada infinitamente rígida transversalmente, impedindo quase que completamente, qualquer movimento vertical dos pontos da base das paredes do núcleo.

A existência das tensões longitudinais nas paredes não é restrita à região próxima à fundação como admitido por Saint-Venant, mas pode se estender ao longo da altura do núcleo.

Na teoria de Vlassov é suposto que a seção transversal não sofre distorção no seu plano e que a tensão cisalhante na linha média da seção é desprezível. Essas considerações citadas são razoavelmente justificadas na prática de núcleos estruturais, devido a rigidez no plano da seção transversal ser elevada ao nível dos pisos pela presença das lajes; e uma segunda justificativa é o fato de que essas considerações são válidas em muitos edifícios baixos, por estarem sujeitos a pequenos deslocamentos.

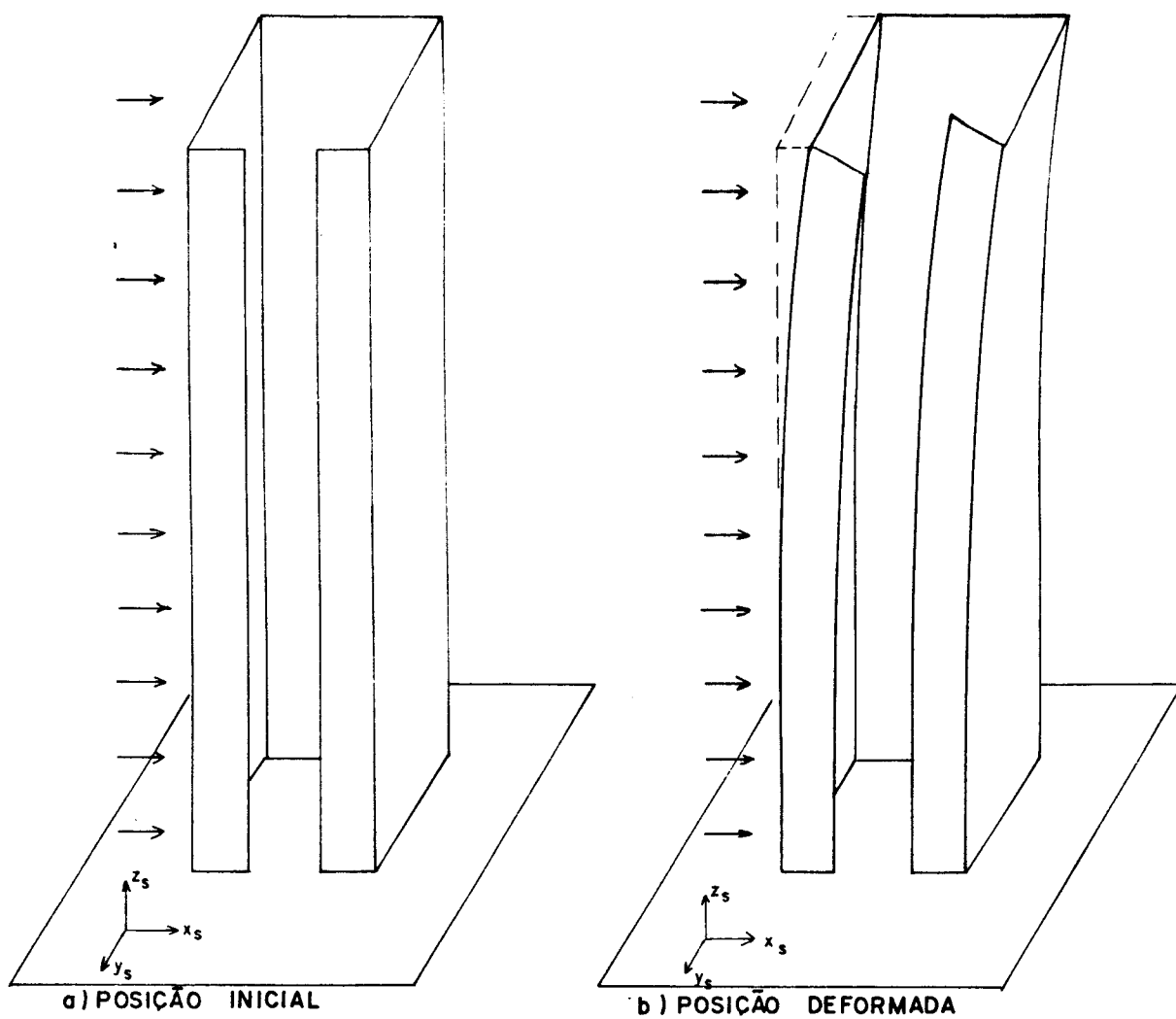


FIG. III. 3- NÚCLEO SOB CARGA LATERAL

Para o desenvolvimento da teoria de Vlassov a ser aplicada neste trabalho, é mostrada na Fig.III.4 uma parte do núcleo, com um sistema ortogonal de eixos z e s , consistindo de uma direção longitudinal e uma linha média na seção transversal respectivamente.

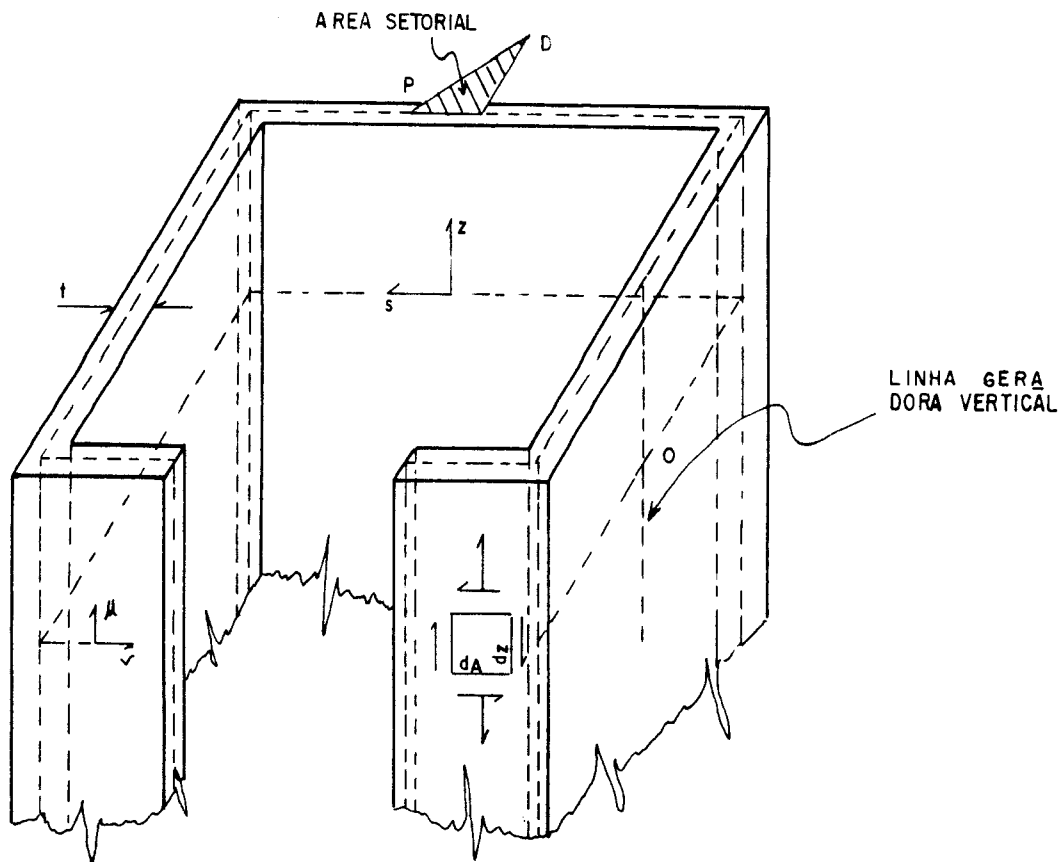


FIG. III.4 - NÚCLEO DE SEÇÃO TRANSVERSAL ABERTA

Toma-se o eixo z , com origem na base do núcleo e para uma seção transversal de cota z , define-se uma origem O arbitrária para a coordenada s e tomando-se o centro de torção D da seção transversal do núcleo, define-se para cada ponto P , uma área setorial conforme mostrado na Fig. III.4.

Assumindo-se que ϕ seja o ângulo de rotação da linha média a uma distância z da base do núcleo, esta rotação é medida no plano xy .

Desenvolve-se a seguir a teoria necessária para análise da torção em membros de seção delgada e utiliza-se o símbolo * (asterísco) para convenção de esforços positivos conforme Fig. III.5, mostrada a seguir:

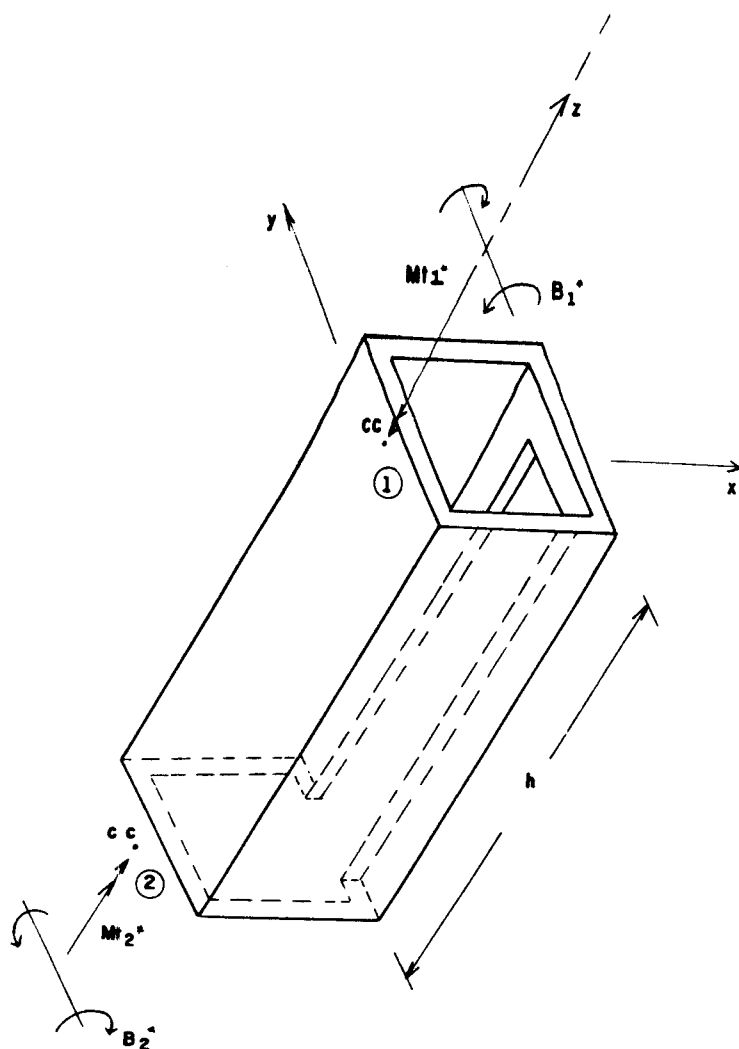


FIG. III.5 - CONVENÇÃO DE ESFORÇOS POSITIVOS DA TEORIA DE FLEXO-TORÇÃO DE UM ELEMENTO DE PILAR

A torção passa a ser não uniforme ou de flexo-torção, quando ocorrer um ou mais de um caso citado abaixo:

- 1º caso: Engastamento de seções - impedimento total ou parcial dos deslocamentos longitudinais.
- 2º caso: Variação do momento de torção.
- 3º caso: Variação na seção transversal ao longo da viga.

A suposição básica da flexo-torção é a equação:

$$\mu = \omega \phi' \quad \text{III.1.2.1}$$

onde:

μ = deslocamento longitudinal da seção transversal

ω = área setorial em função da ordenada s e do centro de torção D .

ϕ' = derivada primeira da rotação da seção transversal em torno do eixo z

Com a particularidade de que ϕ' não é mais constante como na torção uniforme ou torção de Saint-Venant, desenvolve-se a seguir, um estudo suscinto sobre as tensões e os respectivos esforços provenientes da flexo-torção.

a) Tensões normais de flexo-torção (σ_z^*)

Para todo deslocamento μ , há uma deformação ϵ_z , para os estudos dos corpos deformáveis, no estado elástico, tal que:

$$\epsilon_z = \frac{\delta \mu}{\partial z} \quad \text{III.1.2.2}$$

Considerando um elemento na Fig.III.4, de comprimento dz , para uma pequena variação em dz do deslocamento μ , tem-se da equação III.1.2.1:

$$\mu' = \omega \phi'' \quad \text{III.1.2.3}$$

substituindo-se III.1.2.3 na equação III.1.2.2, vem:

$$\epsilon_z = \omega \phi'' \quad \text{III.1.2.4}$$

Pela lei de Hooke e para o caso plano de tensão, têm-se duas equações:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu\sigma_s) \quad \text{III.1.2.5}$$

$$\epsilon_s = \frac{1}{E} (\sigma_s - \nu\sigma_z) \quad \text{III.1.2.6}$$

a segunda, pela suposição básica da indeformabilidade da projeção da seção transversal sobre o plano yx , conduz a:

$$\sigma_s = \nu\sigma_z \quad \text{III.1.2.7}$$

Substituindo-se σ_s na equação III.1.2.5, tem-se que:

$$\epsilon_z = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \sigma_z \quad \text{III.1.2.8}$$

designando-se

$$E^* = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad \text{e como}$$

$$\sigma_z = E^* \epsilon_z \quad \text{III.1.2.9}$$

substituindo-se ϵ_z na equação III.1.2.4, tem-se finalmente:

$$\sigma_z^* = E^* \omega \phi'' \quad \text{III.1.2.10}$$

b) Tensão tangencial de flexo-torção (τ_{ft})

Supõe-se que τ_{ft} seja uniformemente distribuído na espessura t da seção delgada, conforme Fig.III.6a e Fig.III.6b.

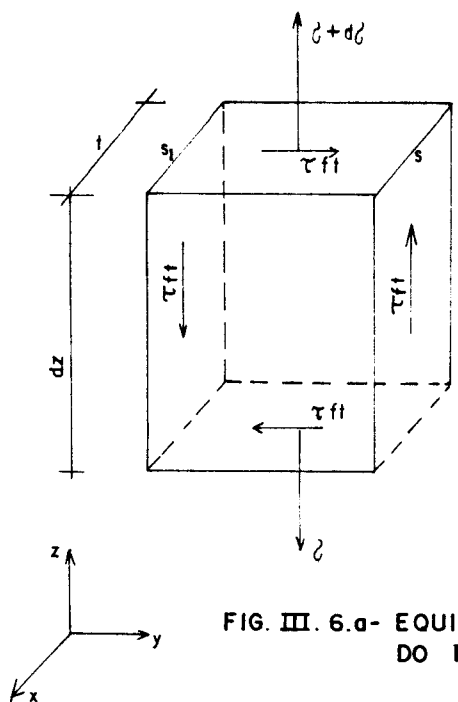


FIG. III. 6.a- EQUILIBRIO LONGITUDINAL DO ELEMENTO

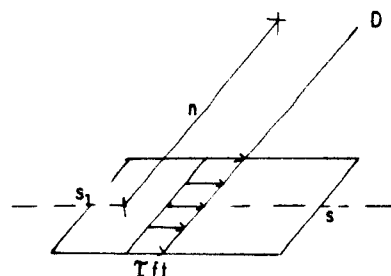


FIG. III. 6.b- MOMENTO RESULTANTE DE τ_{ft} EM RELAÇÃO AO CENTRO DE TORÇÃO.

Chamando-se $R\sigma$ a resultante das tensões longitudinais no elemento:

$$R\sigma = \int_{S1}^S \sigma_z \cdot dS \quad \text{III.1.2.11}$$

e utilizando-se a equação III.1.2.10, chega-se a:

$$R\sigma = E^* \phi'' \int_{S1}^S \omega \, dS \quad \text{III.1.2.12}$$

derivando-se $R\sigma$ em z vem:

$$\frac{dR\sigma}{dz} = E^* \phi''' \int_{S1}^S \omega \, dS \quad \text{III.1.2.13}$$

e pelo equilíbrio do elemento da Fig.III.6.a

$$\tau_{ft} \cdot t \cdot dz = dR\sigma \quad \text{III.1.2.14}$$

Substituindo-se a equação acima na equação III.1.2.13, tem-se:

$$\tau_{ft} = E^* \frac{\phi'''}{t} \int_{S1}^S \omega \, dS \quad \text{III.1.2.15}$$

onde se define S_ω como o momento estático setorial:

$$S_\omega = \int_{S1}^S \omega \, dS \quad \text{III.1.2.16}$$

Finalmente:

$$\tau_{ft} = E^* \phi''' \frac{S_\omega}{t} \quad \text{III.1.2.17}$$

c) Momento de flexo-torção (M_{ft})

O momento de flexo-torção é resultante da contribuição do quinhão das tensões tangenciais de flexo-torção τ_{ft} , de maneira que:

$$M_{ft} = \int_S \eta \tau_{ft} \cdot dS = \int_{S1}^{S2} \tau_{ft} \cdot \eta \cdot dS \quad \text{III.1.2.18}$$

Substituindo-se a equação III.1.2.17 na equação acima:

$$M_{ft} = \int_{S1}^{S2} E^* \phi''' \left[\int_{S1}^S \omega \, dS \right] \eta \frac{dS}{t} \quad \text{III.1.2.19}$$

como $dS = t \, ds$, e integrando por partes, tem-se:

$$M_{ft} = E^* \phi''' \left\{ \left[\int_{s1}^s \omega \, ds \right] \omega \Big|_{s1}^s - \int_{s1}^s \omega \cdot \omega \, ds \right\}$$

como $\int_{s_1}^s \omega ds = 0$, para s variando de s_1 a s_2 :

$$M_{ft} = -E^* \phi''' \int_s \omega^2 ds, \text{ onde define-se}$$

$J_\omega = \int_s \omega^2 ds$, como momento de inércia setorial, portanto

$$M_{ft} = -E^* J_\omega \phi''' \tag{III.1.2.21}$$

d) Bimomento (B^*)

Vlassov introduziu o bimomento que é definido por:

$$B^* = \int_S \sigma_z \cdot \omega \cdot dS \tag{III.1.2.22}$$

Substituindo-se a equação III.1.2.10 na equação III.1.2.22, tem-se:

$$B^* = E^* \phi'' \int_s \omega^2 ds, \text{ portanto:}$$

$$B^* = E^* \phi'' J_\omega \tag{III.1.2.23}$$

como $\sigma_z^* = E \omega \phi''$, tem-se:

$$\sigma_z^* = B^* \frac{\omega}{J_\omega} \tag{III.1.2.24}$$

e) Equação diferencial da flexo-torção

O momento torsor total M_z^* , resulta para os três casos apresentados para torção não uniforme, na soma das contribuições do momento torsor uniforme ou momento torsor livre (M_ℓ) mais o momento de flexo-torção (M_{ft}) com M_ℓ já conhecido da Resistência dos Materiais, portanto M_z^* é dado por:

$$M_z^* = M_\ell + M_{ft} \quad \text{III.1.2.25}$$

$$M_z^* = GJ_t \phi' - E^* J_\omega \phi'''' \quad \text{III.1.2.26}$$

onde

$$E^* = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

G = módulo de elasticidade transversal

J_t = momento de inércia a torção

A equação diferencial III.1.2.26, é que governa o comportamento a flexo-torção dos membros de seção delgada e derivando-se M_z^* em relação ao eixo z , tem-se na ausência de momentos torçores distribuídos, a equação:

$$GJ_t \phi'' - E^* J_\omega \phi'''' = M_z^{*'} = 0 \quad \text{III.1.2.27}$$

f) Solução da equação diferencial do problema

Para o elemento de pilar da estrutura proposta neste trabalho, as cargas são supostas concentradas ao nível dos pisos. Resolvendo a equação diferencial III.1.2.27, tem-se:

$$-E^* J_\omega \phi'''' + GJ_t \phi'' = 0$$

$$-K_1 r^4 + K_2 r^2 = 0$$

$$r^2(-K_1 r^2 + K_2) = 0$$

$$r = \pm \sqrt{\frac{K_2}{K_1}} = \sqrt{\frac{GJ_t}{E^* J_\omega}}$$

chamando-se $a = \sqrt{\frac{GJ_t}{E^* J_\omega}}$, a solução fica:

$$\phi^* = C_1 + C_2 z + C_3 \cosh az + C_4 \sinh az \quad \text{III.1.2.28}$$

As condições de contorno para o elemento de pilar da Fig.III.5, são:

$$\left. \begin{aligned} 1^\circ \quad \phi^*(0) &= \phi_1^* \\ 2^\circ \quad \phi^{*'}(0) &= \phi_1^{*'} \\ 3^\circ \quad B_1^* &= E^* J_\omega \phi_1^{*''} \\ 4^\circ \quad M_{z1}^* &= GJ_t \phi_1^{*'} - E^* J_\omega \phi_1^{*'''} \end{aligned} \right\} \quad \text{III.1.2.29}$$

Efetuada-se as derivações na equação III.1.2.28, tem-se:

$$\left. \begin{aligned} \phi^{*'} &= C_2 + a C_3 \sinh az + a C_4 \cosh az \\ \phi^{*''} &= a^2 C_3 \cosh az + a^2 C_4 \sinh az \\ \phi^{*'''} &= a^3 C_3 \sinh az + a^3 C_4 \cosh az \end{aligned} \right\} \quad \text{III.1.2.30}$$

Da 2.^a derivação e para $z = 0$, tem-se:

$$B_1^* = E^* J_\omega a^2 C_3 \quad \text{III.1.2.31}$$

$$C_3 = \frac{B_1^*}{GJ_t} \quad \text{III.1.2.32}$$

Da 4a. condição de contorno e para $z = 0$, vem:

$$M_{z1}^* = GJ_t (C_2 + a C_4) - E^* J_\omega a^3 C_4 \quad \text{III.1.2.33}$$

Da equação III.1.2.28, para $z = 0$, tem-se:

$\phi_1^* = C_1 + C_3$, portanto, substituindo-se a equação III.1.2.32, tem-se:

$$C_1 = \phi_1^* - \frac{B_1^*}{GJ_t} \quad \text{III.1.2.34}$$

como $\phi_{(0)}^{*'} = \phi_1^{*'}$ e da primeira derivação das equações III.1.2.30, vem:

$$\left. \begin{aligned} \phi_1^{*' } &= C_2 + a C_4 \\ M_{z1}^* &= GJ_t C_2 + (aGJ_t - a^3 E^* J_\omega) C_4 \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.35}$$

e resolvendo-se o sistema de equações acima, tem-se:

$$C_4 = \frac{\phi_1^{*' }}{a} - \frac{M_{z1}^*}{GJ_t \cdot a} \quad \text{III.1.2.36}$$

$$C_2 = \frac{M_{z1}^*}{GJ_t} \quad \text{III.1.2.37}$$

Substituindo-se os coeficientes C_1, C_2, C_3 e C_4 , na equação III.1.2.28, efetuando-se as derivações e organizando-se matricialmente o elemento de pilar ao longo de sua altura, tem-se:

$$\begin{Bmatrix} \phi_z^* \\ \phi_z^{*'} \\ B_z^* \\ M_z^* \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\text{senhaz}}{a} & \frac{\text{coshaz}-1}{GJ_t} & \frac{az-\text{senhaz}}{aGJ_t} \\ 0 & \text{coshaz} & \frac{a\text{senhaz}}{GJ_t} & \frac{1-\text{coshaz}}{GJ_t} \\ 0 & \frac{GJ_t \text{senhaz}}{a} & \text{coshaz} & \frac{-\text{senhaz}z}{a} \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1^* \\ \phi_1^{*'} \\ B_1^* \\ M_{z1}^* \end{Bmatrix}$$

III.1.2.38

Fazendo-se as devidas mudanças de sinal, compatibilizando-se à convenção adotada na análise matricial a seguir, tem-se, conforme as convenções dadas pelas Fig.II.3 e Fig.III.5

$$\left. \begin{aligned} M_{z1}^* &= -M_{z1} \\ M_{z2}^* &= M_{z2} \\ B_1^* &= -B_1 \\ B_2^* &= B_2 \\ \phi_1^* &= -\phi_1 \\ \phi_2^* &= -\phi_2 \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.39}$$

Substituindo-se, as mudanças pela convenção da análise matricial, na equação III.1.2.38, e chamando:

$$ch = \cosh ah$$

$$sh = \sinh ah$$

tem-se finalmente o sistema de equações, para se determinarem os coeficientes de rigidez à flexo-torção:

$$\begin{Bmatrix} -\phi_2 \\ -\phi_2' \\ B_2 \\ M_{z2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{sh}{a} & \frac{ch-1}{GJ_t} & \frac{ah-sh}{aGJ_t} \\ 0 & ch & \frac{ash}{GJ_t} & \frac{1-ch}{GJ_t} \\ 0 & \frac{GJ_t sh}{a} & ch & \frac{-sh}{a} \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\phi_1 \\ -\phi_1' \\ -B_1 \\ -M_{z1} \end{Bmatrix}$$

III.1.2.40

g) Determinação dos coeficientes de rigidez à flexo-torção, para momento de inércia setorial J_ω , não nulo

Do sistema de equações III.1.2.40, os coeficientes de rigidez à flexo-torção do elemento de pilar, serão determinados através do estado de deslocamento unitário, para cada deslocamento do sistema de equações, ϕ_1 , ϕ_1' , ϕ_2 e ϕ_2' , calculando-se os respectivos esforços, M_{z1} , B_1 , M_{z2} e B_2 , para compor a matriz de rigidez à flexo-torção [CRF], referidos às coordenadas dos nós 1 e 2 do elemento de pilar.

g.1) Determinação da 1.^a coluna da matriz [CRF]

Impondo-se $\phi_1 = 1$ e $\phi_1' = \phi_2 = \phi_2' = 0$ ao sistema de equações III.1.2.40, tem-se:

$$\left. \begin{aligned}
 0 &= -1 - \frac{B_1}{GJ_t} (ch-1) - M_{z1} \frac{(ah-sh)}{aGJ_t} \\
 0 &= B_1 \frac{ash}{GJ_t} + M_{z1} \frac{(ch-1)}{GJ_t} \\
 B_2 &= -B_1 ch + \frac{m_z sh}{a} \\
 M_{z2} &= -M_{z1}
 \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.41}$$

Resolvendo-se o sistema de equações III.1.2.41 chega-se aos seguintes valores para os esforços, referentes à 1.^a coluna da matriz de rigidez [CRF]

$$\left. \begin{aligned}
 M_{z1} &= -\gamma ash \\
 B_1 &= \gamma(1 - ch) \\
 M_{z2} &= \gamma ash \\
 B_2 &= \gamma(1 - ch)
 \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.42}$$

onde

$$\gamma = \frac{GJ_t}{(2 - 2ch + a hsh)} \quad \text{III.1.2.43}$$

Utilizando-se o mesmo procedimento, calculam-se as demais colunas da matriz de rigidez [CRF], que será dada por:

$$\text{CRF} = \gamma \left[\begin{array}{cc|cc}
 \text{ash} & \text{l-ch} & \text{ash} & \text{l-ch} \\
 \text{l-ch} & \frac{\text{sh}}{a} - \text{hch} & \text{ch-l} & \text{h} - \frac{\text{sh}}{a} \\
 \hline
 \text{ash} & \text{ch-l} & -\text{ash} & \text{ch-l} \\
 \text{l-ch} & \text{h} - \frac{\text{sh}}{a} & \text{ch-l} & \frac{\text{sh}}{a} - \text{hch}
 \end{array} \right]$$

III.1.2.44

h) Determinação dos coeficientes de rigidez à torção para J_ω nulo.

A equação diferencial para $J_\omega = 0$ é dada por:

$$GJ_t \phi_z^{*''} = 0 \qquad \text{III.1.2.45}$$

equação esta que governa a torção livre, portanto, não havendo empenamento da seção transversal e a solução para a equação III.1.2.45 é dada por:

$$\phi_z^* = C_1 z + C_2 \qquad \text{III.1.2.46}$$

As condições de contorno do problema em questão; conforme Fig.III.7, são:

$$\left. \begin{array}{l}
 1^\circ \quad \phi(0)^* = \phi_1^* \\
 2^\circ \quad M_{z1}^* = GJ_t \phi_1^{*' }
 \end{array} \right\} \qquad \text{III.1.2.47}$$

Derivando-se a equação III.1.2.46 em relação ao eixo z, tem-se:

$$\phi_z^{*' } = C_1 \qquad \text{III.1.2.48}$$

e substituindo-se o valor da equação acima, na 2.^a condição de contorno do sistema de equações III.1.2.47, tem-se

$$C_1 = \frac{M_{z1}^*}{GJ_t} \quad \text{III.1.2.49}$$

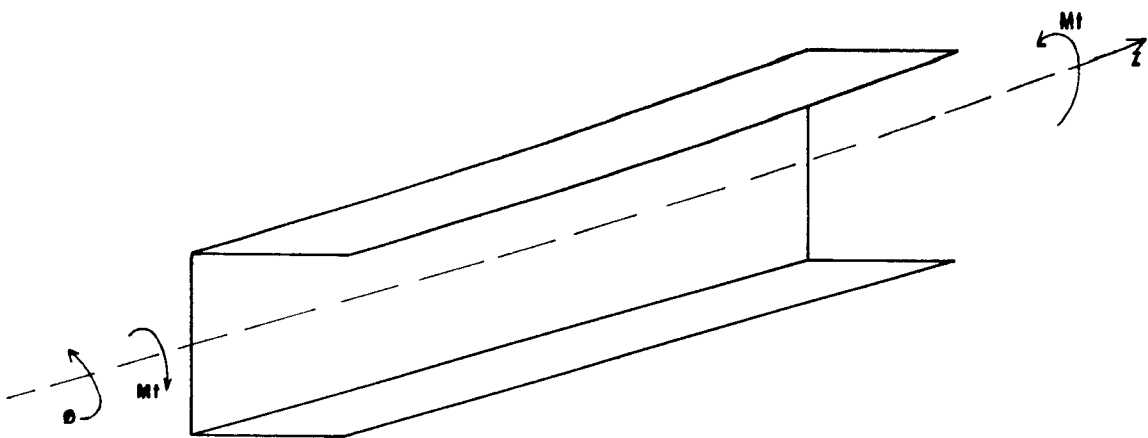


FIG. III. 7- CONVENÇÃO DE M_t E θ POSITIVOS PARA A TORÇÃO LIVRE.

Da equação III.1.2.45 e pela 1.^a condição de contorno do sistema de equações III.1.2.47, chega-se que:

$$C_2 = \phi_1^* \quad \text{III.1.2.50}$$

portanto a solução da equação III.1.2.45 fica:

$$\phi_z^* = \frac{M_{z1}^*}{GJ_t} z + \phi_1^* \quad \text{III.1.2.51}$$

Para o nó 2 do elemento de pilar da Fig.III.7 tem-se, $z = -h$ e:

$$\left. \begin{aligned} \phi_2^* &= -M_{z1} \frac{h}{GJ_t} + \phi_1^* \\ \phi_2^{*'} &= \frac{M_{z1}^*}{GJ_t} \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.52}$$

matricialmente tem-se:

$$\begin{Bmatrix} \phi_2^* \\ M_{z2}^* \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{-h}{GJ_t} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1^* \\ M_{z1}^* \end{Bmatrix} \quad \text{III.1.2.53}$$

Fazendo-se as devidas mudanças de sinal, levando-se em conta a convenção conforme Fig.II.3, vem:

$$\begin{Bmatrix} -\phi_2 \\ M_{z2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{-h}{GJ_t} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\phi_1 \\ -M_{z1} \end{Bmatrix} \quad \text{III.1.2.54}$$

h1) Determinação da 1.^a coluna da matriz de rigidez [CRN]

Para $\phi_1 = 1$ e $\phi_2 = 0$, o sistema de equação III.1.2.54, fica:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= -1 + M_{z1} \frac{h}{GJ_t} \\ M_{z2} &= -M_{z1} \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.55}$$

portanto; a 1.^a coluna da matriz [CRN], fica:

$$\left. \begin{aligned} M_{z1} &= \frac{GJ_t}{h} \\ M_{z2} &= -\frac{GJ_t}{h} \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.56}$$

De modo análogo a 3.^a coluna da matriz [CRN], é dada por:

$$\left. \begin{aligned} M_{z1} &= \frac{-GJ_t}{h} \\ M_{z2} &= \frac{GJ_t}{h} \end{aligned} \right\} \text{III.1.2.57}$$

Portanto a matriz de rigidez [CRN], para $J_\omega = 0$, para contribuição à torção, de um elemento de pilar, é dada por:

$$[CRN] = \frac{GJ_t}{h} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{III.1.2.58}$$

III.1.3 - Contribuição da rigidez da treliça espacial, situada no topo do pilar

A estrutura do edifício alto a ser analisada é constituída de um núcleo de concreto armado, treliça espacial no topo do núcleo e pilares periféricos conforme Fig. III.8a e Fig. III.8b.

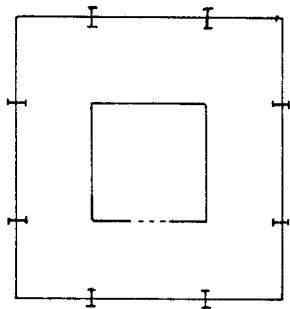


FIG. III. 8.a - PLANTA

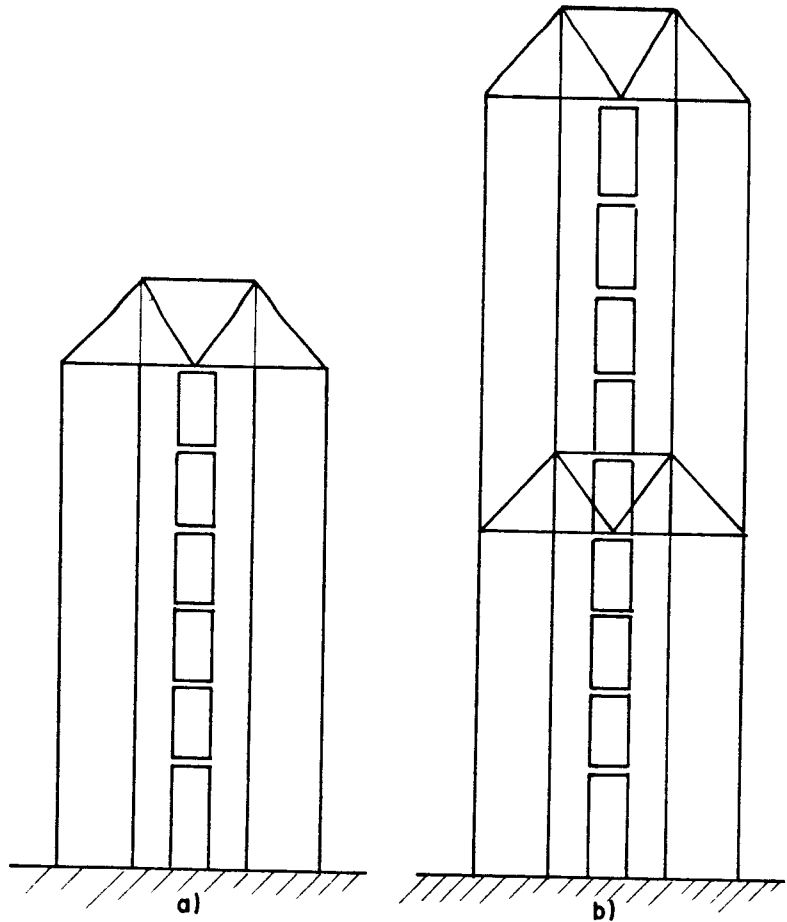


FIG. III. 8.b - TIPOS DE ELEVAÇÃO

Seja a treliça espacial da Fig.III.9.

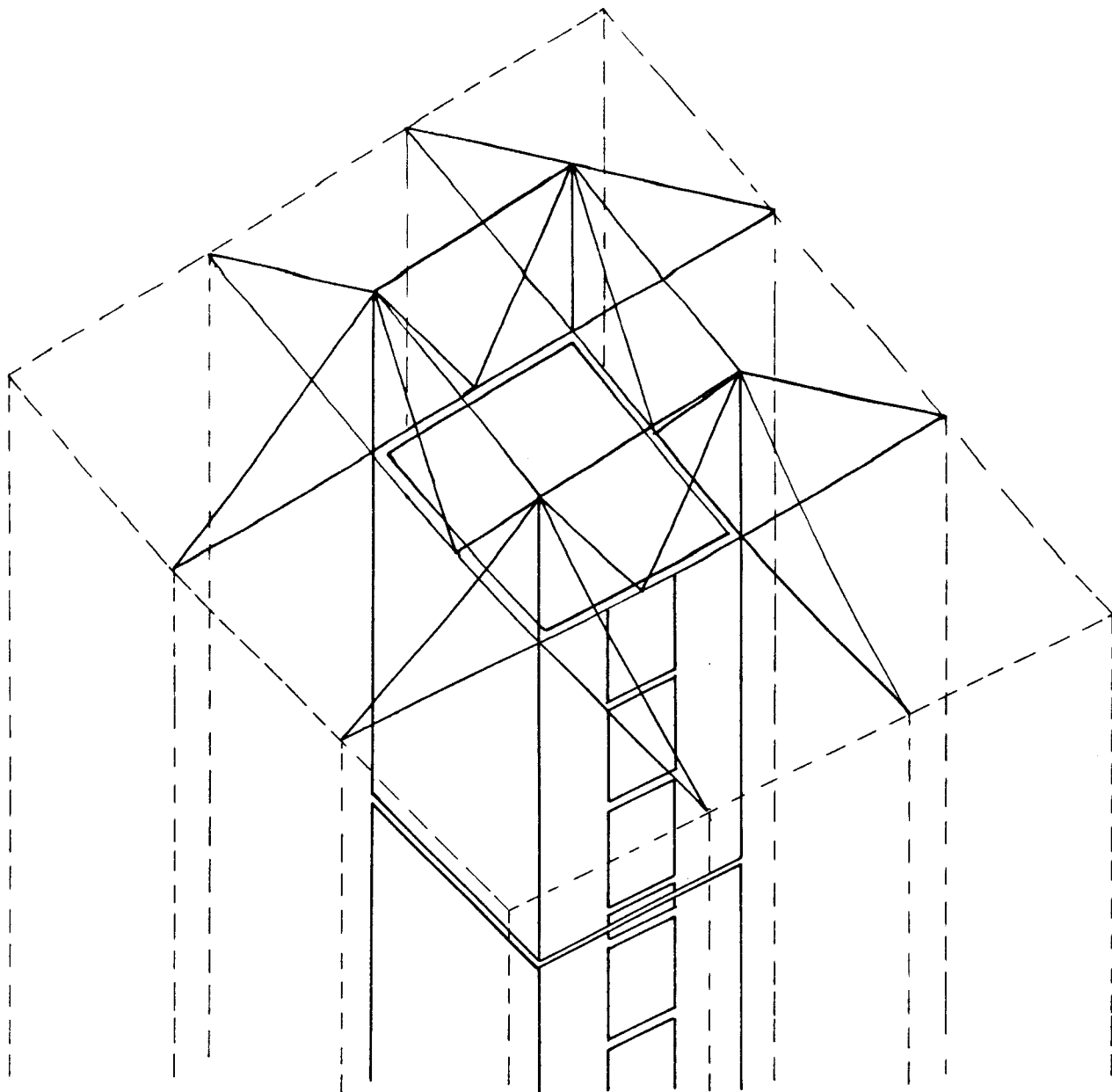


FIG. III.9- DETALHE DA TRELIÇA ESPACIAL

Calcular-se-á o acréscimo de rigidez no topo do elemento do pilar do núcleo estrutural, determinando-se as forças necessárias para haver um recalque no apoio da treliça sobre o topo do elemento do pilar.

O cálculo dos esforços devidos ao recalque de apoio da estrutura hiperestática, indicados nos esquemas estruturais esquematizados nas Fig.III.10 e Fig.III.11 será realizado através do método das forças.

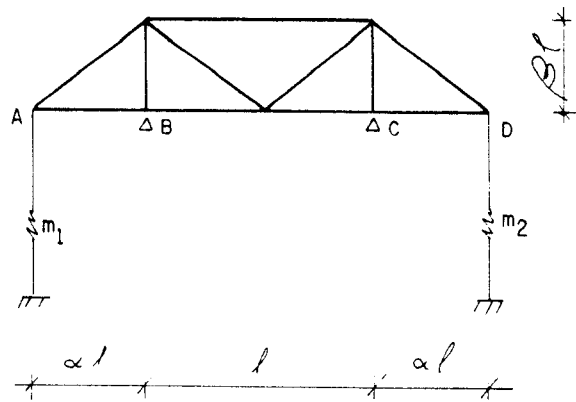


FIG. III. 10 - SISTEMA ESTRUTURAL SIMPLIFICADO

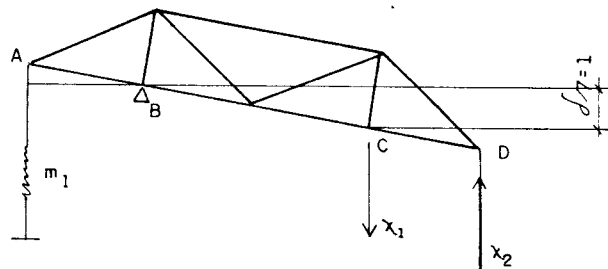


FIG. III. 11 - SISTEMA PRINCIPAL E HIPERESTÁTICOS

Considerando-se o princípio da superposição dos efeitos, para um recalque unitário no apoio C, conforme Fig.III.12, separam-se os efeitos do recalque e o de cada um dos hiperestáticos; no desconhecimento dos valores corretos destes, arbitram-se valores unitários para cada um deles, e esses valores serão multiplicados pelos fatores de escala χ_1 e χ_2 , de tal forma que os deslocamentos finais nas direções dos hiperestáticos, sejam iguais ao valor do recalque no apoio C.

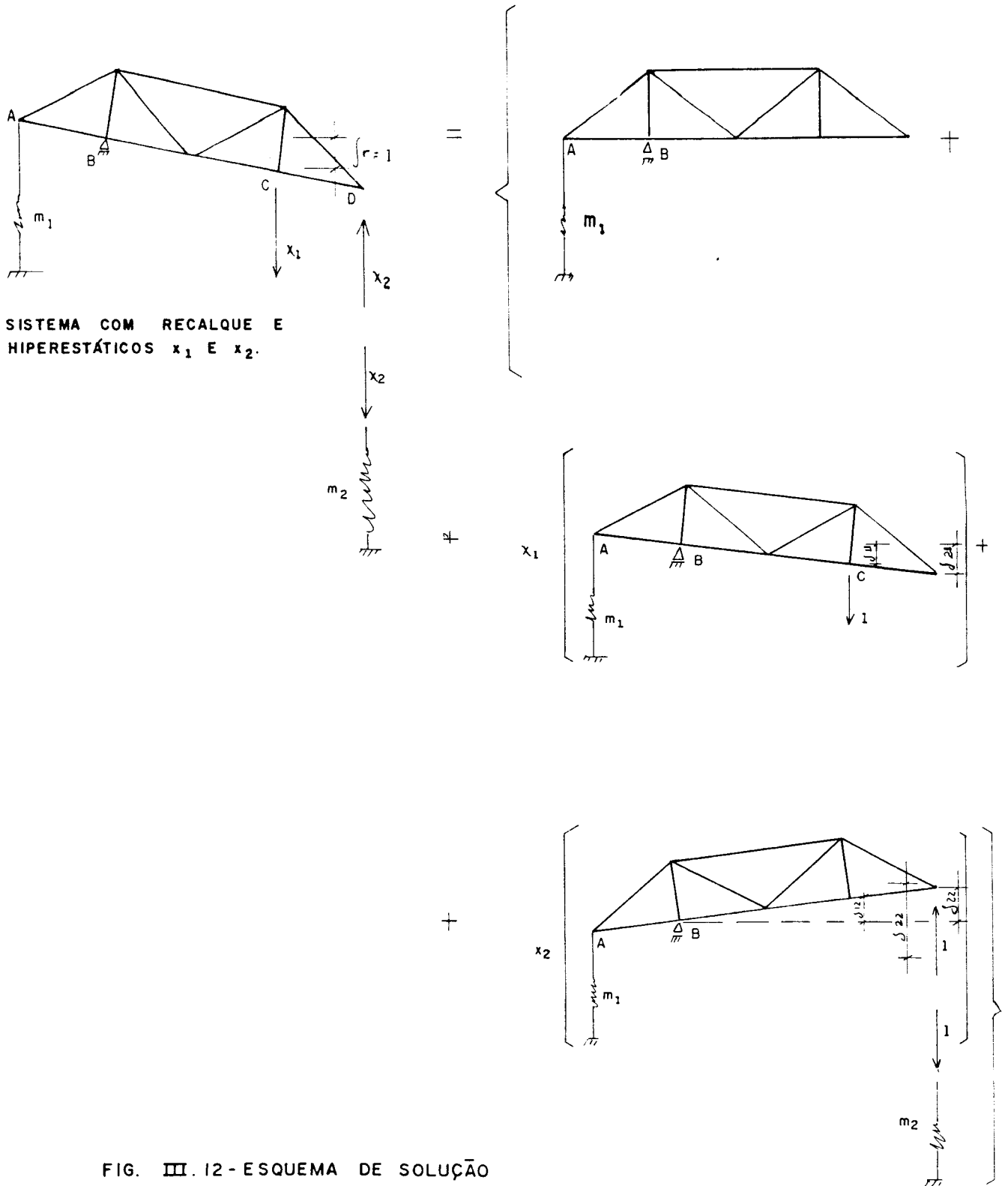


FIG. III. 12 - ESQUEMA DE SOLUÇÃO

Assim, tem-se, indexando os deslocamentos indicados na Fig.III.12, com dois índices, o primeiro do qual se refere ao local e o segundo à causa do deslocamento tem-se:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{10} + \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 &= \delta_{1r} \\ \delta_{20} + \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 &= \delta_{2r} \end{aligned} \right\} \text{III.1.3.1}$$

A solução do sistema de equações acima nos fornece os valores dos hiperestáticos a partir dos quais podemos obter os coeficientes de rigidez que serão adicionados na matriz de rigidez do elemento de pilar.

Matricialmente pode-se organizar o sistema de equações III.1.3.1, obtendo-se, uma vez que $\delta_{10} = 0$ e $\delta_{20} = 0$:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{1r} \\ \delta_{2r} \end{Bmatrix} \text{III.1.3.2}$$

a) Determinação dos coeficientes de contribuição da rigidez da treliça na matriz de rigidez nas coordenadas de topo do elemento de pilar.

O sistema de referência local será aquele da Fig.II.3. Inicialmente calculam-se as ações da treliça sobre o topo do elemento de pilar para as rotações $\theta_{\bar{x}}$, $\theta_{\bar{y}}$ e o deslocamento $d_{\bar{z}}$, unitários segundo o sistema de eixos locais da Fig.III.1, posteriormente tais ações serão devidamente referidas as coordenadas de referência indicadas na Fig.II.3. A seguir calcula-se a ação da treliça sobre o topo do elemento de pilar para o deslocamento $\phi'_{p1} = 1$, segundo o sistema de referência da Fig.II.3.

O diagrama de área setorial ω será o da Fig.III.13, tomando positivos os empenamentos no sentido do eixo Oz .

Portanto o problema se resume em calcular os deslocamentos e para o problema específico aqui apresentado, são dados por:

$$\delta_{ij} = \int_s \frac{N\bar{N}}{ES} ds + \sum \frac{\bar{F}F}{k} \quad \text{III.1.3.3}$$

onde:

- δ_{ij} = deslocamento resultante da aplicação dos hiperestáticos χ_i ou χ_j unitário no sistema principal
- E = módulo de Elasticidade longitudinal das barras da treliça
- S = área da seção transversal da barra
- \bar{N} = esforço normal resultante da aplicação do hiperestático $\chi_i = 1$
- N = esforço normal devido a aplicação do hiperestático $\chi_j = 1$
- \bar{F} = força na mola, devido a aplicação do hiperestático $\chi_i = 1$
- F = força na mola, devido a ação do hiperestático $\chi_j = 1$
- k = constante elástica da mola.

A seguir é fornecida a Tabela III.1.3.1, dos esforços normais em cada barra, para os hiperestáticos χ_1 e χ_2 , e os valores das deformações nas direções dos hiperestáticos χ_i e χ_j , devido ao esforço normal.

Borda	N1	N2	l_i	N1 N1	N1 N2	N2 N2
1	$\frac{1}{\beta^2} \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	$\frac{-(1+\alpha)}{\beta \alpha} \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	$1 \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}$	$\frac{(\beta^2 + \alpha^2)}{(\beta \alpha)^2} \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	$\frac{-(1+\alpha)(\beta^2 + \alpha^2)}{(\alpha \beta)^2} \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	$\frac{(1+\alpha)^2}{(\alpha \beta)^2} (\beta^2 + \alpha^2) \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$
2	$-\frac{1}{\beta}$	$(1+\alpha)/\beta$	αl	$\alpha \beta^2$	$-(1+\alpha) \alpha / \beta$	$(1+\alpha)^2 \alpha / \beta$
3	$-(1+\alpha)$	$1/2 + 2$	βl	$(1+\alpha)^2 \beta$	$-(1+\alpha) (1/2 + 2) \beta$	$(1/2 + 2)^2 \beta$
4	$\frac{1}{\beta} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$-\frac{1}{\beta} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$1 \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$\frac{(\beta^2 + 0.5^2)}{\beta^2} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$-\frac{(\beta^2 + 0.5^2)}{\beta^2} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$\left(\frac{\beta^2 + 0.5^2}{\beta^2}\right)^2 \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$
5	$-\frac{1}{\beta}$	$(\alpha) / \beta$	$0.5 l$	$0.5 / \beta$	$-(1+\alpha) 0.5 / \beta^2$	$\frac{(1+\alpha)^2}{\beta^2} 0.5$
6	0	/	0.5	0	0	$(\alpha / \beta)^2 0.5$
7	$-\frac{1}{\beta} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$\frac{1}{\beta} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$1 \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$\frac{(\beta^2 + 0.5^2)}{\beta^2} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$-\frac{(\beta^2 + 0.5^2)}{\beta^2} \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$	$\left(\frac{\beta^2 + 0.5^2}{\beta^2}\right)^2 \sqrt{\beta^2 + 0.5^2}$
8	$0.5 / \beta$	$-\frac{0.5 + \alpha}{\beta}$	l	$0.5^2 / \beta^2$	$-0.5(0.5 + \alpha) / \beta^2$	$\left(\frac{0.5 + \alpha}{\beta}\right)^2$
9	1	0	βl	β	0	0
10	0	$-\frac{1}{\beta} \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	$1 \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$	0	0	$\left(\frac{\beta^2 + \alpha^2}{\beta^2}\right) \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$
11	0	α / β	αl	0	0	α^2 / β^2
				$\int N_{11}$	$\int N_{12}$	$\int N_{22}$

TABELA III.1.3.1

onde os valores de δ_{N11} , δ_{N12} e δ_{N22} , são a somatória das deformações provocadas pelos esforços provenientes dos hiperestáticos χ_1 e χ_2 e adicionando-se os deslocamentos δ_{m11} , δ_{m12} , δ_{m21} e δ_{m22} devidos às deformações das molas causadas pelos mesmos hiperestáticos, obtêm-se:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \delta_{N11} + \delta_{m11} \\ \delta_{12} &= \delta_{N12} + \delta_{m12} \\ \delta_{21} &= \delta_{N21} + \delta_{m21} \\ \delta_{22} &= \delta_{N22} + \delta_{m22} \end{aligned} \right\} \text{III.1.3.4}$$

onde:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{m11} &= \left(\frac{1}{\alpha}\right)^2 \cdot \frac{1}{k} \\ \delta_{m12} &= \frac{-1}{\alpha} \left(\frac{1+\alpha}{\alpha}\right) \frac{1}{k} \\ \delta_{m22} &= \left[\left(\frac{1+\alpha}{\alpha}\right)^2 + 1 \right] \frac{1}{k} \end{aligned} \right\} \text{III.1.3.5}$$

e δ_{11} , δ_{12} , δ_{21} e δ_{22} , são as deformações finais realizadas pelos hiperestáticos χ_1 e χ_2 .

Das condições de vinculação, tem-se que:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1r} &= + \rho_C \\ \sigma_{2r} &= - \rho_D \end{aligned} \right\} \text{III.1.3.6}$$

onde:

ρ_C = recalque unitário no apoio C

ρ_D = zero, condição inicial do problema.

Portanto do sistema de equações III.1.3.2 tem-se

$$\begin{Bmatrix} \chi_1 \\ \chi_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \delta_{1r} \\ \delta_{2r} \end{Bmatrix} \quad \text{III.1.3.7}$$

Resolvendo-se o sistema de equações acima, obtêm-se os valores de χ_1 e χ_2 .

Como os esforços finais, pelos métodos das forças, são obtidos empregando-se o princípio da superposição dos efeitos, conforme Fig.III.12, tem-se:

$$E = E_0 + E_1\chi_1 + E_2\chi_2 \quad \text{III.1.3.8}$$

portanto os esforços nos apoios A, B, C e D na estrutura da Fig.III.10, devido ao recalque unitário no apoio C, podem ser determinados.

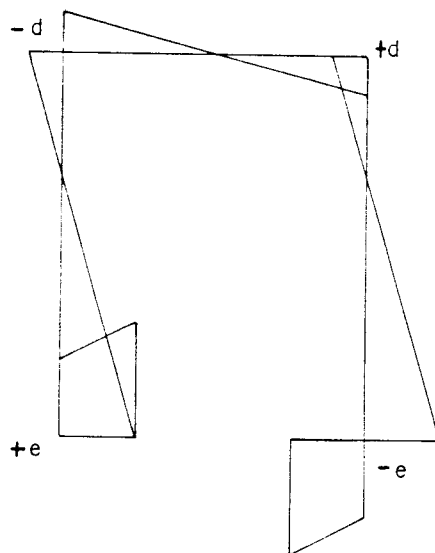


FIG. III. 13- DIAGRAMA DE ÁREA SETORIAL

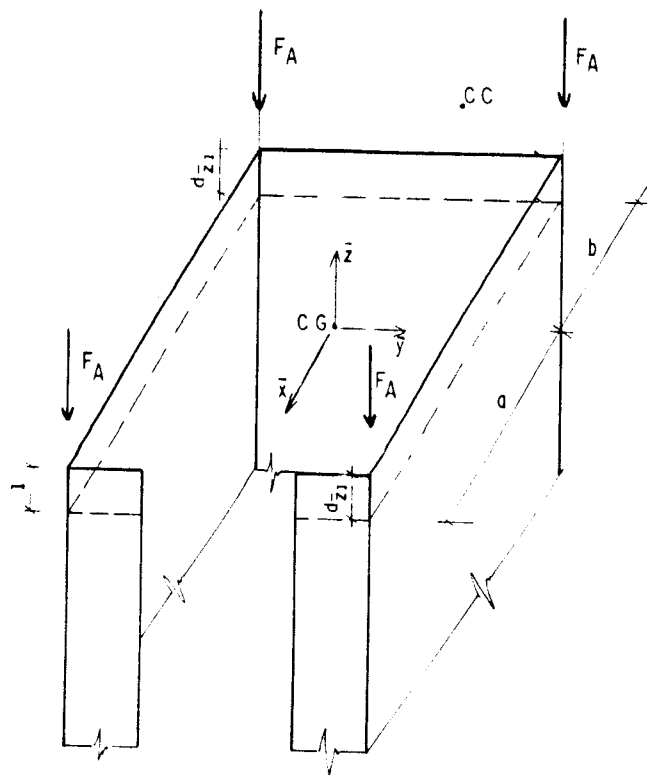


FIG. III. 14

Os deslocamentos a serem considerados serão, d_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} no sistema de eixos com origem no CG da seção transversal do pilar e ϕ_1 deslocamento no sistema de eixos com origem no CC; e \bar{F}_{z1} , \bar{M}_{x1} , \bar{M}_{y1} e B_{p1} (bimomento) os esforços correspondentes. Calculam-se agora as ações da treliça sobre o topo do elemento de pilar para o deslocamento $d_{z1} = 1$, conforme Fig. III.14, onde as ações serão:

$$\bar{F}_{z1} = -4FA$$

$$\bar{M}_{x1} = 0$$

$$\bar{M}_{y1} = -2FA(b-a)$$

$$\bar{B}_1 = 0$$

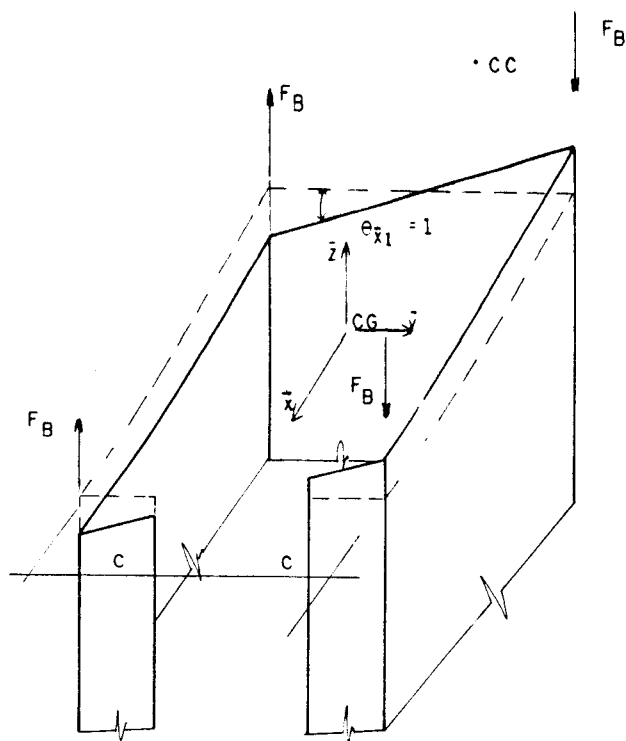


FIG. III. 15

Supondo $\theta_{x1} = 1$, com a notação da Fig.III.15, as ações no núcleo serão:

$$\bar{F}_{z1} = 0$$

$$\bar{M}_{x1} = -4FB \ c$$

$$\bar{M}_{y1} = 0$$

$$\bar{B}_1 = 2FB(e - d)$$

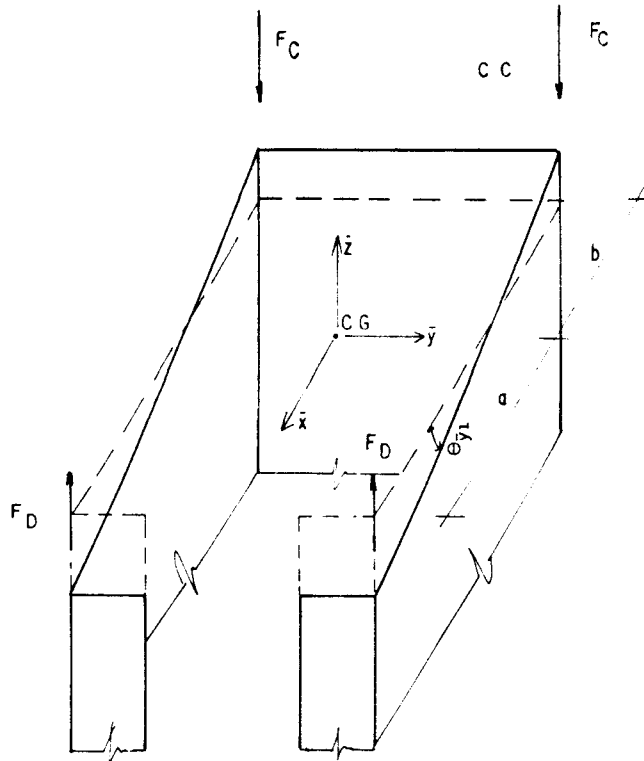


FIG. III. 16

Supondo-se $\theta_{y1} = 1$ e com a notação da Fig. III.16, as ações sobre o topo do elemento de pilar, são:

$$\bar{F}_{z1} = -2(FC - FD)$$

$$\bar{M}_{x1} = 0$$

$$\bar{M}_{y1} = -2(FCb + FDa)$$

$$\bar{B}_1 = 0$$

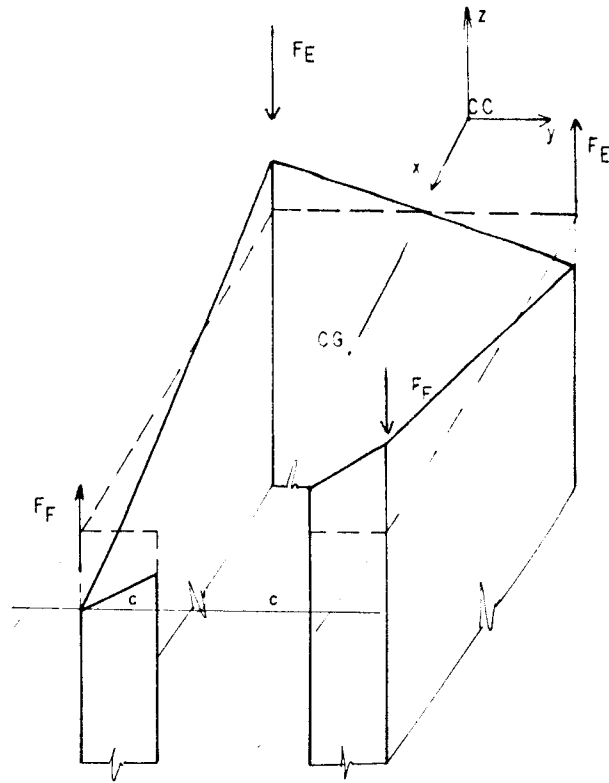


FIG. III. 17

E finalmente, supondo-se $\phi'_p = 1$ o elemento de pilar recebe no topo os seguintes esforços:

$$\bar{F}_{z1} = 0$$

$$\bar{M}_{x1} = -2 c (FF - FE)$$

$$\bar{M}_{y1} = 0$$

$$\bar{B}_1 = 2(FF e + FE d)$$

Ordenando matricialmente as contribuições da rigidez da treliça espacial nas coordenadas de topo do elemento de pilar, obtêm-se a matriz de rigidez [CRT], que deve ser adicionada posteriormente a matriz de rigidez do elemento de pilar [MREP], referida às coordenadas locais do mesmo.

$$[CRT] = \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -4FA & 0 & 2FA(a-b) & 0 & 0 & 0 \\
 -4FBc & 0 & 0 & -2FB(d-e) & 0 & 0 \\
 -2(FC b+FD a) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 2(FFe+FEe) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix}$$

SIMÉTRICA

III.1.3.9

III.1.4 - Montagem da matriz de rigidez do elemento de pilar [MREP]

A matriz de rigidez do elemento de pilar com relação ao sistema local de coordenadas, indicadas na Fig. III.1 é obtida por superposição das contribuições das matrizes de rigidez dos termos a flexão [MRF], da matriz de rigidez dos termos a flexo-torção [CRF] ou [CRN], para momento de inércia setorial $J\omega$, não nulo e nulo respectivamente, resultando a matriz de rigidez [MREP] e representada na forma particionada por:

$$[MREP] = \begin{bmatrix}
 MREP_{11} & MREP_{12} \\
 MREP_{21} & MREP_{22}
 \end{bmatrix} \quad \text{III.1.4.1}$$

As relações esforços-deformações, com o sistema local de coordenadas no centro de cisalhamento são dadas pela matriz MREP, da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} F_{p1} \\ F_{p2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{MREP}_{11} & \text{MREP}_{12} \\ \text{MREP}_{21} & \text{MREP}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_{p1} \\ D_{p2} \end{Bmatrix}$$

III.1.4.2

onde $\{F_{p1}\}$ e $\{F_{p2}\}$ são os vetores dos esforços atuantes nas extremidades do elemento de pilar nos nós 1 e 2 e $\{D_{p1}\}$ e $\{D_{p2}\}$ os deslocamentos correspondentes, respectivamente. As submatrizes de [MREP] para um elemento de pilar não vinculado à treliça espacial no seu topo e cujo momento de inércia setorial seja não nulo, são dadas por:

$$[MREP_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\bar{y}}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EJ\bar{y}}{h^2} & 0 & 0 \\ \frac{12EJ\bar{x}}{h^3} & 0 & \frac{6EJ\bar{x}}{h^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{EA}{h} & \frac{EAy_g}{h} & -\frac{EAx_g}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EJ\bar{x}}{h} + \frac{EAy_g^2}{h} & -\frac{EAx_g y_g}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EJ\bar{y}}{h} + \frac{EAx_g^2}{h} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{Simétrica} & & & & & & & -\gamma a sh & \gamma(1 - ch) \\ & & & & & & & & \gamma(\frac{sh}{a} - hch) \end{bmatrix}$$

III.1.4.3

$$\left[\text{MREP}_{12} \right] = \begin{bmatrix}
 \frac{-12E\bar{J}_y}{h^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6E\bar{J}_y}{h^2} & 0 & 0 \\
 0 & \frac{-12E\bar{J}_x}{h^3} & 0 & \frac{6E\bar{J}_x}{h^2} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{-EA}{h} & \frac{-EAy}{h} & \frac{EAx}{h} & 0 & 0 \\
 0 & \frac{-6E\bar{J}_x}{h^2} & \frac{-EAy}{h} & \frac{2E\bar{J}_x}{h} - \frac{EAy}{h} \frac{2}{g} & \frac{EAx}{h} \frac{y}{g} & 0 & 0 \\
 \frac{6E\bar{J}_y}{h^2} & 0 & \frac{EAx}{h} & \frac{EAx}{h} \frac{y}{g} & \frac{2E\bar{J}_y}{h} - \frac{EAx}{h} \frac{2}{g} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\gamma a \text{sh} & \gamma(1-\text{ch}) \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\gamma(1-\text{ch}) & \gamma(h - \frac{\text{sh}}{a})
 \end{bmatrix}$$

III.1.4.4

Sendo que $[\text{MREP}_{22}]$ é igual a $[\text{MREP}_{11}]$, exceto os elementos (1,5), (2,4) e (6,7) e seus simétricos que trocam de sinal e $[\text{MREP}_{21}]$ é igual a transposta da $[\text{MREP}_{12}]$.

Para um elemento de pilar cujo momento de inércia setorial seja nulo, as submatrizes da matriz $[\text{MREP}]$, são dadas por:

$$\left[\text{MREP}_{11} \right] = \begin{bmatrix}
 \frac{12EJ\bar{y}}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EJ\bar{y}}{h^2} & 0 & 0 \\
 \frac{12EJ\bar{x}}{h^3} & 0 & \frac{6EJ\bar{x}}{h^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{EA}{h} & \frac{EAy}{g} & \frac{-EAx}{g} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{4EJ\bar{x}}{h} + \frac{EAx}{g} & \frac{2EAx}{g} & \frac{-EAx}{g} \frac{y}{g} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \text{Simétrica} & & \frac{4EJ\bar{y}}{h} + \frac{EAx}{g} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & \frac{GJt}{h} & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & 0
 \end{bmatrix}$$

III.1.4.5

$$\left[\text{MREP}_{12} \right] = \begin{bmatrix}
 -\frac{12EJ\bar{y}}{h^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EJ\bar{y}}{h^2} & 0 & 0 \\
 0 & -\frac{12EJ\bar{x}}{h^3} & 0 & \frac{6EJ\bar{x}}{h^2} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & \frac{-EAy}{g} & \frac{EAx}{g} & 0 & 0 \\
 0 & \frac{-6EJ\bar{x}}{h^2} & \frac{-EAy}{g} & \frac{2EJ\bar{x}}{h} - \frac{EAy}{g} \frac{2}{g} & \frac{EAx}{g} \frac{y}{g} & 0 & 0 \\
 \frac{6EJ\bar{y}}{h^2} & 0 & \frac{EAx}{g} & \frac{EAx}{g} \frac{y}{g} & \frac{2EJ\bar{y}}{h} - \frac{EAx}{g} \frac{2}{g} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-GJt}{h} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix}$$

III.1.4.6

Sendo que a $[MREP_{22}]$ é igual a $[MREP_{11}]$, exceto os elementos (1,5), (2,4) e seus simétricos que trocam de sinal e a submatriz $[MREP_{21}]$ é igual a transposta da submatriz $[MREP_{12}]$.

Para um elemento de pilar que receba no seu topo a contribuição da matriz de rigidez da treliça espacial [CRT], a submatriz $[MREP_{11}]$ é dada por:

$$\begin{bmatrix}
 \frac{12EJ\bar{y}}{h^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{12EJ\bar{x}}{h^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{EA}{h} - 4FA & \frac{EAY}{h}g - 4FAYg & \frac{-EAX}{h}g + 4FAXg + 2FA(a-b) & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{4EJ\bar{x}}{h} + \frac{EAY^2}{h} & \frac{4EJ\bar{y}}{h} + \frac{EAX^2}{h} & \frac{-FA}{h}x_yy + 4FAX_yg + 2FA(a-b)y_g & 0 & 0 & -2FB(d-e) \\
 \frac{4EJ\bar{y}}{h} + \frac{EAX^2}{h} & \frac{4EJ\bar{x}}{h} + \frac{EAY^2}{h} & \frac{4EJ\bar{y}}{h} + \frac{EAX^2}{h} + 2(FCb+FDa) - 4FAX_g^2 - 2FAY_g^2 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{EA}{h} - 4FA & \frac{EAY}{h}g - 4FAYg & \frac{-EAX}{h}g + 4FAXg + 2FA(a-b) & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix}$$

SIMÉTRICA

$$\gamma \left(\frac{sh}{a} - hch \right) + 2(FFe + FEd)$$

III.1.4.7

Devido a facilidade em se expressar o vetor car regamento e deslocamentos em relação a um eixo global da estrutura é conveniente portanto expressar-se a matriz de rigidez do elemento de pilar [MREP], também em relação ao sistema global de referência. Como em ambos os sistemas , tanto para o local com origem no centro de cisalhamento co mo também para o sistema global, os eixos z e z_s verticais, são paralelos, inicialmente através da matriz de transformação à rotação [TR] obtida por uma rotação dos eixos x e y locais de tal forma que fiquem paralelos aos eixos x_s e y_s do sistema global indicados na Fig.III.18, obtêm-se a matriz rotacionada [MREP], dada por:

$$[MREP] = [TR]^T [MREP] [TR] \quad \text{III.1.4.8}$$

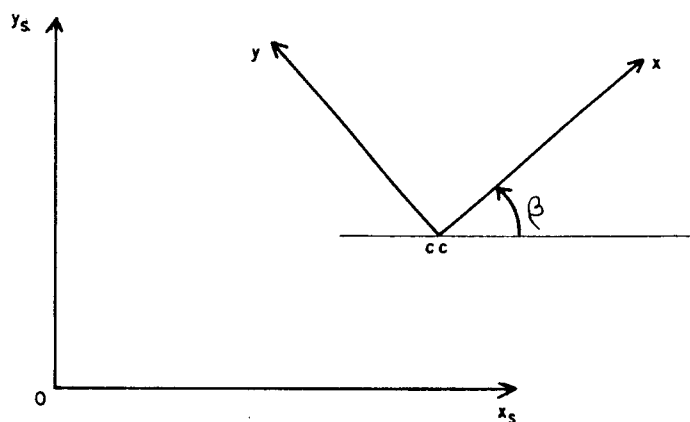


FIG. III.18 - COMPATIBILIZAÇÃO À ROTAÇÃO DO EIXOS x E y LOCAIS E x_s E y_s GLOBAIS ATRAVÉS DE β

onde a matriz de transformação à rotação na forma de submatrizes é dada por:

$$[TR] = \begin{bmatrix} [\overline{TR}] & [0] \\ [0] & [\overline{TR}] \end{bmatrix} \quad \text{III.1.4.9}$$

e $[\overline{TR}]$, é a matriz de rotação obtida em função do ângulo β , conforme Fig.III.18 e expressa por:

$$[\overline{TR}] = \begin{bmatrix} \cos\beta & \text{sen}\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}\beta & \cos\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\beta & \text{sen}\beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}\beta & \cos\beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

III.1.4.10

III.2 - OBTENÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO LINTEL

III.2.1 - Análise do lintel como barra espacial

Neste trabalho, os lintéis são barras horizontais ao nível dos pisos, com a função de conectar duas paredes de uma mesma seção transversal aberta.

Os lintéis, ao nível dos pisos, irão enrijecer o pilar ao empenamento, e as conexões das extremidades dos mesmos são consideradas rígidas. A matriz de rigidez $[MRL]$ para um lintel genérico j em relação aos seus eixos locais passando pelo centro de gravidade de sua seção transversal, conforme Fig. II.4.b com y_l e z_l eixos principais de inér-

cia, pode ser particionada de forma que:

$$\begin{bmatrix} \text{[MRL]} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{[MRL}_{11}] & \text{[MRL}_{12}] \\ \text{[MRL}_{21}] & \text{[MRL}_{22}] \end{bmatrix} \quad \text{III.2.1.1}$$

Pela convenção dos esforços positivos para os lintéis conforme Fig.II.4.b e de Gere e Weaver⁽¹¹⁾, tem-se:

$$\begin{bmatrix} \text{[MRL}_{11}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA_\ell}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12EJ_{z\ell}}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_{z\ell}}{\ell^2} & 0 \\ \frac{12EJ_{y\ell}}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EJ_{y\ell}}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{GJt_\ell}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EJ_{y\ell}}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EJ_{z\ell}}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Simétrica

$$\left[\text{MRL}_{12} \right] = \begin{bmatrix}
 \frac{-EA_{\ell}}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{-12EJ_{z\ell}}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_{z\ell}}{\ell^3} \\
 0 & 0 & \frac{-12EJ_{y\ell}}{\ell^3} & 0 & \frac{-6EJ_{y\ell}}{\ell^2} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{-GJt_{\ell}}{\ell} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{6EJ_{y\ell}}{\ell^2} & 0 & \frac{2EJ_{y\ell}}{\ell} & 0 \\
 0 & \frac{-6EJ_{z\ell}}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EJ_{z\ell}}{\ell}
 \end{bmatrix}$$

III.2.1.3

A submatriz $\left[\text{MRL}_{22} \right]$ é igual a submatriz $\left[\text{MRL}_{11} \right]$ exceto os elementos (2,6) e (3,5) e seus simétricos que trocam de sinal, $\left[\text{MRL}_{21} \right]$ é igual a transposta de $\left[\text{MRL}_{12} \right]$ onde E e G são respectivamente os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do concreto; $J_{y\ell}$ e $J_{z\ell}$ momentos principais de inércia em relação aos eixos $y\ell$ e $z\ell$ respectivamente; A_{ℓ} a área da seção transversal do lintel e Jt_{ℓ} o momento de inércia a torção.

III.2.2 - Contribuição do lintel na matriz de rigidez do elemento de pilar

Na Fig.II.4a apresenta-se um lintel conectando duas paredes da seção aberta de um pilar, sendo que as

coordenadas do centro de cisalhamento do pilar estão referidas ao sistema global de coordenadas.

Representando-se a matriz de rigidez do lintel em relação a um sistema de eixos paralelos aos eixos da estrutura através de uma rotação dos eixos y_l e z_l , conforme Fig. III.19, tem-se:

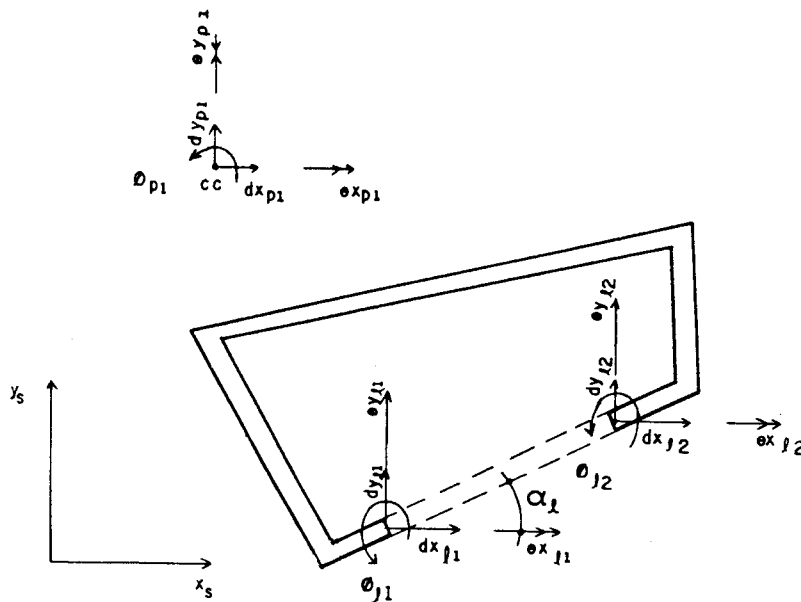


FIG. III.19 - CONVENÇÃO PARA OS DESLOCAMENTOS POSITIVOS PARA O LINTEL

$$[\overline{\text{MRL}}] = [\overline{\text{RL}}]^T [\text{MRL}] [\overline{\text{RL}}] \quad \text{III.2.2.1}$$

onde $[\overline{\text{MRL}}]$ é a nova matriz de rigidez do lintel, e $[\overline{\text{RL}}]$ é a matriz de transformação à rotação dada por:

$$[\overline{\text{RL}}] = \begin{bmatrix} [\text{RL}] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [\text{RL}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [\text{RL}] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [\text{RL}] \end{bmatrix} \quad \text{III.2.2.2}$$

Onde $[RL]$ é dada por:

$$[RL] = \begin{bmatrix} \cos\alpha_\ell & \sin\alpha_\ell & 0 \\ -\sin\alpha_\ell & \cos\alpha_\ell & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{III.2.2.3}$$

onde α_ℓ é o ângulo entre os eixos x_ℓ e y_ℓ em relação aos eixos x_s e y_s do sistema global e a submatriz $[RL]$ pode ainda ser escrita em função das coordenadas dos pontos de conexão do lintel no pilar de maneira que:

$$[RL] = \begin{bmatrix} (x_{\ell 2} - x_{\ell 1})/\ell & (y_{\ell 2} - y_{\ell 1})/\ell & 0 \\ -(y_{\ell 2} - y_{\ell 1})/\ell & (x_{\ell 2} - x_{\ell 1})/\ell & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{III.2.2.4}$$

Determina-se a seguir a contribuição da matriz de rigidez do lintel em relação ao centro de cisalhamento do pilar relacionando-se os deslocamentos do pilar (agora com o seu sistema de eixos locais paralelos aos eixos do sistema global embora mantendo a mesma notação para os deslocamentos do pilar) com os deslocamentos do lintel j através da matriz de transformação T de forma que:

$$\{D_\ell\}_{1,j} = [T]_{1,j} \{D_p\}_i$$

$$\{D_\ell\}_{2,j} = [T]_{2,j} \{D_p\}_i$$

onde $\{D_\ell\}_{1,j}$, representa os deslocamentos do nó 1, para um lintel j , em função dos deslocamentos $\{D_p\}_i$, do pilar para um andar genérico i , e analogamente $\{D_\ell\}_{2,j}$, representa os deslocamentos do nó 2, em função dos deslocamentos do pilar

$\{D_p\}_i$, de forma que:

$$\{D_p\}_i = \begin{Bmatrix} dx_{p1} \\ dy_{p1} \\ dz_{p1} \\ \theta_{x_{p1}} \\ \theta_{y_{p1}} \\ \phi_{p1} \\ \phi'_{p1} \end{Bmatrix} \quad \text{III.2.2.6}$$

$$\{D_\ell\}_{1,j} = \begin{Bmatrix} dx_{\ell 1} \\ dy_{\ell 1} \\ dz_{\ell 1} \\ \theta_{x_{\ell 1}} \\ \theta_{y_{\ell 1}} \\ \phi_{\ell 1} \end{Bmatrix} \quad \text{III.2.2.7}$$

$$\{D_\ell\}_{2,j} = \begin{Bmatrix} dx_{\ell 2} \\ dy_{\ell 2} \\ dz_{\ell 2} \\ \theta_{x_{\ell 2}} \\ \theta_{y_{\ell 2}} \\ \phi_{\ell 2} \end{Bmatrix} \quad \text{III.2.2.8}$$

Sendo que os sentidos positivos dos deslocamentos obedecem a convenção indicada na Fig.III.19.

Para o cálculo da matriz $[T]_{1,j}$, considera-se o movimento de corpo rígido entre o centro de cisalhamento do pilar e o nó 1, assegurada pela indeformabilidade da seção transversal do pilar ao nível dos pisos. Assim para os deslocamentos dx_{p1} , dy_{p1} e dz_{p1} , corresponderão respectivamente:

$$\left. \begin{aligned} dx_{\ell 1} &= dx_{p1} \\ dy_{\ell 1} &= dy_{p1} \\ dz_{\ell 1} &= dz_{p1} \end{aligned} \right\} \text{III.2.2.9}$$

Para uma rotação $\theta_{x_{p1}}$, tem-se:

$$\left. \begin{aligned} \theta_{x_{\ell 1}} &= \theta_{x_{p1}} \\ dz_{\ell 1} &= \theta_{x_{p1}} (y_{\ell 1} - y_{ccpi}) \end{aligned} \right\} \text{III.2.2.10}$$

e para uma rotação $\theta_{y_{p1}}$, de maneira análoga tem-se:

$$\left. \begin{aligned} \theta_{y_{\ell 1}} &= \theta_{y_{p1}} \\ dz_{\ell 1} &= \theta_{y_{p1}} (x_{ccpi} - x_{\ell 1}) \end{aligned} \right\} \text{III.2.2.11}$$

Para uma rotação ϕ_{p1} corresponderá:

$$\left. \begin{aligned} \phi_{\ell 1} &= \phi_{p1} \\ dx_{\ell 1} &= \phi_{p1} (y_{ccpi} - y_{\ell 1}) \\ dy_{\ell 1} &= \phi_{p1} (x_{\ell 1} - x_{ccpi}) \end{aligned} \right\} \text{III.2.2.12}$$

Pela 1.^a derivada do giro de sentido contrário ao da flexo-torção, tem-se para ϕ'_{p1} :

$$dz_{\ell 1} = - \omega(1) \phi'_{p1} \quad \text{III.2.2.13}$$

onde $\omega(1)$ é a área setorial no ponto 1.

Derivando-se as equações do sistema III.2.2.12 em relação à variável z e lembrando-se que:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d(dx_{\ell 1})}{dz} &= \theta y_{\ell 1} \\ \frac{d(dy_{\ell 1})}{dz} &= -\theta x_{\ell 1} \end{aligned} \right\} \quad \text{III.2.2.14}$$

tem-se que para ϕ'_{p1} , correspondem:

$$\left. \begin{aligned} \theta x_{\ell 1} &= \phi'_{p1} (x_{ccp1} - x_{\ell 1}) \\ \theta y_{\ell 1} &= \phi'_{p1} (y_{ccp1} - y_{\ell 1}) \end{aligned} \right\} \quad \text{III.2.2.15}$$

Combinando-se os sistemas de equações III.2.2.9 a III.2.2.15, tem-se:

$$[T]_{1,j} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & (y_{ccpi} - y_{\ell 1}) & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & (x_{\ell 1} - x_{ccpi}) & 0 \\ 0 & 0 & 1 & (y_{\ell 1} - y_{ccpi}) & (x_{ccpi} - x_{\ell 1}) & 0 & -\omega(1) \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & (x_{ccpi} - x_{\ell 1}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & (y_{ccpi} - y_{\ell 1}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

III.2.2.16

Desenvolvendo de forma análoga obtêm-se $[T]_{2,j}$ tal que:

$$[T]_{2,j} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & (y_{ccpi} - y_{\ell 2}) & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & (x_{\ell 2} - x_{ccpi}) & 0 \\ 0 & 0 & 1 & (y_{\ell 2} - y_{ccpi}) & (x_{ccpi} - x_{\ell 2}) & 0 & -\omega(2) \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & (x_{ccpi} - x_{\ell 2}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & (y_{ccpi} - y_{\ell 2}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

III.2.2.17

Finalmente pode-se escrever a matriz de rigidez do lintel em relação às coordenadas do centro de cisalhamento do pilar através da matriz de transformação $[T]$, e do resultado da equação III.2.2.1, a nova matriz de rigidez para um lintel, segundo o sistema de eixos no centro de cisalhamento, é dada por:

$$[MRLC] = [T]^T [\overline{MRL}] [T] \quad \text{III.2.2.18}$$

onde $[T]^T$ é a transposta da matriz $[T]$, que por sua vez pode ser representada da seguinte forma:

$$[T] = \left[\begin{array}{c|c} [T]_1 & 0 \\ \hline 0 & [T]_2 \end{array} \right] \quad \text{III.2.2.19}$$

Para os problemas propostos neste trabalho onde os lintéis conectam duas paredes de um mesmo pilar, os elementos que serão superpostos à matriz de rigidez do pilar $[\overline{MREP}]$ serão somente aqueles referentes ao empenamento, ou seja, os elementos (7,7), (7,14), (14,7) e (14,14) da matriz $[MRLC]$ do lintel.

III.3 - MATRIZ DE RIGIDEZ DE UM ANDAR REFERIDA ÀS COORDENADAS DO SISTEMA GLOBAL DA ESTRUTURA

Os deslocamentos dos elementos de pilar ao nível dos pisos, nas coordenadas locais do centro de cisalhamento dos mesmos conforme Fig.II.3, podem ser escritos em relação a um sistema de eixos globais da estrutura. Considerando que ao nível dos pisos as lajes são indeformáveis nos seus planos e totalmente flexíveis fora deles, faz-se uma consideração de forma que as mesmas se movimentem como corpo rígido em todos os deslocamentos e giros exceto na direção vertical onde essa coordenada é considerada independente de ponto para ponto em cada laje.

Designando-se por \bar{O}_s o ponto de intersecção do eixo global z_s com um diafragma genérico i , o vetor deslocamento será dado por:

$$\{D_{\bar{O}}\}_s = \begin{Bmatrix} d_{\bar{O}xs} \\ d_{\bar{O}ys} \\ \theta_{\bar{O}xs} \\ \theta_{\bar{O}ys} \\ \phi_{\bar{O}s} \\ \phi'_{\bar{O}s} \end{Bmatrix} \quad \text{III.3.1}$$

O vetor deslocamento para qualquer ponto da laje, em especial para o centro de cisalhamento pode ser escrito em função de $\{D_{\bar{O}s}\}$ tal que:

$$\{D_{pi}\} = [Q_{pi}] \{D_{\bar{O}s}\} \quad \text{III.3.2}$$

onde $\{D_{pi}\}$ contém todos os deslocamentos que podem ser relacionados com $\{D_{\bar{O}s}\}$

$$\{D_p\}_i = \begin{Bmatrix} dx_p \\ dy_p \\ \theta_{xp} \\ \theta_{yp} \\ \phi_p \\ \phi'_p \end{Bmatrix}_i \quad \text{III.3.3}$$

e $\{Q_{pi}\}$, determinada de maneira análoga as matrizes $\{T\}_{1,j}$
 e $\{T\}_{2,j}$ conforme item III.2.2 é dada por:

$$\left\{ Q_p \right\}_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -y_{ccpi} & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & x_{ccpi} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -x_{ccpi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{ccpi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}_i \quad \text{III.3.4}$$

onde x_{ccpi} e y_{ccpi} são as coordenadas do centro de cisalhamento da seção transversal do elemento de pilar para um andar genérico i , em relação ao sistema global de coordenadas.

Considerando-se agora os deslocamentos verticais dz_s e dz_p , independentes; a relação entre os deslocamentos de um elemento de pilar com os do sistema global no diafragma genérico, é dada por:

$$\left\{ D_p^* \right\} = \left\{ Q^* \right\} \left\{ D_s^* \right\} \quad \text{III.3.5}$$

onde

$$\left\{ D_p^* \right\} = \left\{ \begin{array}{c} dx_p \\ dy_p \\ \theta x_p \\ \theta y_p \\ \phi_p \\ \phi'_p \\ \hline dz_p \end{array} \right\} \quad \text{III.3.6}$$

$$\left\{ D_s^* \right\} = \left\{ \begin{array}{c} dx_s \\ dy_s \\ \theta x_s \\ \theta y_s \\ \phi_s \\ \phi'_s \\ \hline dz_s \end{array} \right\} \quad \text{III.3.7}$$

$$\left[Q^* \right] = \left[\begin{array}{c|c} [Q_p] & [0] \\ \hline [0] & [1] \end{array} \right] \quad \text{III.3.8}$$

Para um elemento de pilar i com um vetor deslocamento $\left\{ D_p^* \right\}_i$ conforme representado por III.3.6, os deslocamentos nas duas extremidades de topo e de base podem ser escritos separadamente conforme a equação III.3.5 e em conjunto, procurando não sobrecarregar a notação, como

$$\left\{ D_p^* \right\}_i = \left[Q^* \right]_i \left\{ D_s^* \right\}_i \quad \text{III.3.9}$$

onde:

$$\left\{ D_p^* \right\}_i = \left\{ \begin{array}{l} \left\{ D_p^* \right\}_{\text{topo}} \\ \left\{ D_p^* \right\}_{\text{base}} \end{array} \right\}_i \quad \text{III.3.10}$$

$$\left[Q^* \right]_i = \left[\begin{array}{cc} \left[Q^* \right]_{\text{topo}} & [0] \\ [0] & \left[Q^* \right]_{\text{base}} \end{array} \right]_i \quad \text{III.3.11}$$

$$\left\{ D_s^* \right\}_i = \left\{ \begin{array}{l} \left\{ D_s^* \right\}_{\text{topo}} \\ \left\{ D_s^* \right\}_{\text{base}} \end{array} \right\}_i \quad \text{III.3.12}$$

Como os deslocamentos dos elementos de pilar podem ser representados em função dos deslocamentos dos diafragmas, a matriz de rigidez de um andar genérico, $\left[\overline{\text{MREP}} \right]$ pode ser transformada para relacionar os esforços e deslocamentos em relação aos eixos globais da estrutura, exceto os deslocamentos verticais na direção do eixo z_p , que continuam no sistema de eixos locais no centro de cisalhamento para as coordenadas de topo e de base do elemento de pilar. Portanto a matriz de rigidez de um andar genérico i é dada por:

$$\left[\text{MRA}^* \right]_i = \left[Q^* \right]_i^T \left[\overline{\text{MREP}}^* \right]_i \left[Q^* \right]_i \quad \text{III.3.13}$$

onde $\left[Q^* \right]_i^T$ é a transposta da matriz de transformação $\left[Q^* \right]_i$,

$\left[\overline{\text{MREP}}^* \right]_i$ é a matriz de rigidez $\left[\text{MREP} \right]_i$ após sofrer um rearranjo de modo que as colunas e linhas multiplicadoras dos deslocamentos na direção do eixo z fiquem compatíveis com $\left\{ D_p^* \right\}$ conforme III.3.7 e $\left[\text{MRA}^* \right]_i$ é a matriz de rigidez de um andar genérico i em relação ao sistema global de coordenadas. Compatibilizando-se as ações e os deslocamentos para um andar i, tem-se:

$$\left\{ F_s^* \right\}_i = \left[\text{MRA}^* \right]_i \left\{ D_s^* \right\}_i \quad \text{III.3.14}$$

onde $\left\{ F_s^* \right\}_i$ na forma particionada é dada por:

$$\left\{ F_s^* \right\}_i = \left\{ \begin{array}{c} F_{s \text{ topo}}^* \\ \text{-----} \\ F_{s \text{ base}}^* \end{array} \right\}_i \quad \text{III.3.15}$$

e

$$\left\{ F_s^* \right\}_{\text{topo}} = \left\{ \begin{array}{c} F_{x_s} \\ F_{y_s} \\ M_{x_s} \\ M_{y_s} \\ M_{t_s} \\ B_s \\ \text{---} \\ F_{z_s} \end{array} \right\}_{\text{topo}}$$

$$\left\{ \begin{matrix} F^* \\ s \end{matrix} \right\} \text{ base} = \left\{ \begin{matrix} Fx_s \\ Fy_s \\ Mx_s \\ My_s \\ Mt_s \\ B_s \\ \text{---} \\ Fz_s \end{matrix} \right\} \text{ base}$$

IV - TÉCNICA DE RESOLUÇÃO ATRAVÉS DE SUBESTRUTURAS: ELIMINAÇÃO EM SÉRIE

Para uma estrutura desmembrada com N elementos de pilar, cada um representado por uma matriz de rigidez do andar $[MRA]_i$ correspondente, o aspecto da matriz de rigidez da estrutura total $[MRS]$, disposta em subestruturas é dada por:

$$\left[\begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{11}]_1 \\ [MRA_{12}]_1 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_1 \\ [MRA_{22}]_1^+ \\ [MRA_{11}]_2 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_2 \\ [MRA_{22}]_2^+ \\ [MRA_{11}]_3 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_3 \\ [MRA_{12}]_3^+ \\ [MRA_{11}]_4 \end{array} \right] \\
 \vdots \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_k \\ [MRA_{12}]_k^+ \\ [MRA_{11}]_{k+1} \end{array} \right] \\
 \vdots \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_{N-1} \\ [MRA_{22}]_{N-1}^+ \\ [MRA_{11}]_N \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_N \\ [MRA_{22}]_N \end{array} \right]
 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{11}]_1 \\ [MRA_{12}]_1 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_1 \\ [MRA_{22}]_1^+ \\ [MRA_{11}]_2 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_2 \\ [MRA_{22}]_2^+ \\ [MRA_{11}]_3 \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_3 \\ [MRA_{12}]_3^+ \\ [MRA_{11}]_4 \end{array} \right] \\
 \vdots \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_k \\ [MRA_{12}]_k^+ \\ [MRA_{11}]_{k+1} \end{array} \right] \\
 \vdots \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_{N-1} \\ [MRA_{22}]_{N-1}^+ \\ [MRA_{11}]_N \end{array} \right] \\
 \left[\begin{array}{c} [MRA_{21}]_N \\ [MRA_{22}]_N \end{array} \right]
 \end{array} \right]$$

IV.1

e a matriz [MRS], apenas por comodidade para o desenvolvimento da resolução da estrutura, será representada por:

Considerando a equação de compatibilidade entre as ações e os deslocamentos na estrutura global, tem-se:

$$\{F\}_N = \begin{pmatrix} \text{MRS} \\ \text{NN} \end{pmatrix} \{D\}_N \quad \text{IV.3}$$

onde N é igual ao número de andares e:

$$\{D\}_N = \begin{pmatrix} \{D_s\}_1 \\ \{D_s\}_2 \\ \{D_s\}_3 \\ \vdots \\ \{D_s\}_k \\ \vdots \\ \{D_s\}_{N-1} \\ \{D_s\}_N \end{pmatrix} \quad \text{IV.4}$$

$$\{F\}_N = \begin{pmatrix} \{F_s\}_1 \\ \{F_s\}_2 \\ \vdots \\ \{F_s\}_3 \\ \vdots \\ \{F_s\}_k \\ \vdots \\ \{F_s\}_{N-1} \\ \{F_s\}_N \end{pmatrix} \quad \text{IV.5}$$

Para os dois andares do topo as equações de equilíbrio serão escritas da seguinte forma:

$$[MRS_{11}] \{D_s\}_1 + [MRS_{12}] \{D_s\}_2 = \{F_s\}_1 \quad IV.6$$

$$[MRS_{21}] \{D_s\}_1 + [MRS_{22}] \{D_s\}_2 + [MRS]_{2,3} \{D_s\}_3 = \{F_s\}_2$$

IV.7

Note que para as coordenadas dos andares em que há nós comuns entre duas subestruturas deve haver uma superposição de rigidez dos elementos das coordenadas de base da submatriz $[MRA_{22}]_i$, com os elementos das coordenadas de topo da submatriz $[MRA_{11}]_{i+1}$, portanto, lembrando-se dessa consideração, as equações de equilíbrio para um andar genérico i e $i+1$, até os andares $N-1$ e N , ficam:

$$[MRS_{i,i-1}] \{D_s\}_{i-1} + [MRS_{i,i}] \{D_s\}_i + [MRS_{i,i+1}] \{D_s\}_{i+1} = \{F_s\}_i$$

IV.8

$$[MRS_{i+1,i}] \{D_s\}_i + [MRS_{i+1,i+1}] \{D_s\}_{i+1} + [MRS_{i+1,i+2}] \{D_s\}_{i+2} =$$

$$= \{F_s\}_{i+1} \quad IV.9$$

⋮

$$[MRS_{N-1,N-2}] \{D_s\}_{N-2} + [MRS_{N-1,N-1}] \{D_s\}_{N-1} + [MRS_{N-1,N}] \{D_s\}_N =$$

$$= \{F_s\}_{N-1} \quad IV.10$$

$$\left[\text{MRS}_{N,N-1} \right] \left\{ D_s \right\}_{N-1} + \left[\text{MRS}_{N,N} \right] \left\{ D_s \right\}_N = \left\{ F_s \right\}_N \quad \text{IV.11}$$

O método de eliminação em série consiste em se eliminarem os deslocamentos das equações de equilíbrio num processo de substituições para frente, as quais se iniciam eliminando-se os deslocamentos $\left\{ D_s \right\}_1$, ou seja, da equação IV.6, tem-se:

$$\left\{ D_s \right\}_1 = \left[\text{MRS}_{1,1} \right]^{-1} \left[\left\{ F_s \right\}_1 - \left[\text{MRS}_{1,2} \right] \left\{ D_s \right\}_2 \right] \quad \text{IV.12}$$

e substituindo-se a expressão IV.12 na equação IV.7 e agrupando os termos:

$$\left[\text{MRS}_{22}^* \right] \left\{ D_s \right\}_2 + \left[\text{MRS}_{2,3} \right] \left\{ D_s \right\}_3 = \left\{ F_s^* \right\}_2 \quad \text{IV.13}$$

$$\left[\text{MRS}_{22}^* \right] = \left[\text{MRS}_{22} \right] - \left[\text{MRS}_{2,1} \right] \left[\text{MRS}_{1,1} \right]^{-1} \left[\text{MRS}_{1,2} \right] \quad \text{IV.14}$$

$$\left\{ F_s^* \right\}_2 = \left\{ F_s \right\}_2 - \left[\text{MRS}_{2,1} \right] \left[\text{MRS}_{1,1} \right]^{-1} \left\{ F_s \right\}_1 \quad \text{IV.15}$$

Este processo é seguido para cada subestrutura e as equações de recorrência para a eliminação de $\left\{ D_s \right\}_i$, para a i -ésima subestrutura é dada por:

$$\left\{ D_s \right\}_i = \left[\text{MRS}_{i,i}^* \right]^{-1} \left[\left\{ F_s^* \right\}_i - \left[\text{MRS}_{i,i+1} \right] \left\{ D_s \right\}_{i+1} \right] \quad \text{IV.16}$$

$$\left[\text{MRS}_{i+1,i+1}^* \right] \left\{ D_s \right\}_{i+1} + \left[\text{MRS}_{i+1,i+2} \right] \left\{ D_s \right\}_{i+2} = \left\{ F_s^* \right\}_{i+1} \quad \text{IV.17}$$

onde:

$$\left[\text{MRS}_{i+1,i+1}^* \right] = \left[\text{MRS}_{i+1,i+1} \right] - \left[\text{MRS}_{i+1,i} \right] \left[\text{MRS}_{i,i}^* \right]^{-1} \left[\text{MRS}_{i,i+1} \right]$$

IV.18

e

$$\{F_s\}^*_{i+1} = \{F_s\}_{i+1} - [MRS_{i+1,i}] [MRS^*_{i,i}]^{-1} \{F_s\}_i \quad \text{IV.19}$$

Utiliza-se no presente trabalho, o processo proposto em (15), para evitar problemas inerentes à inversão de matrizes.

A última eliminação da série é representada pelas equações abaixo:

$$\{D_s\}_{N-1} = [MRS^*_{N-1,N-1}]^{-1} \left[\{F_s^*\}_{N-1} - [MRS_{N-1,N}] \{D_s\}_N \right] \quad \text{IV.20}$$

$$[MRS^*_{N,N}] \{D_s\}_N = \{F_s^*\}_N \quad \text{IV.21}$$

onde:

$$[MRS^*_{N,N}] = [MRS_{N,N}] - [MRS_{N,N-1}] [MRS^*_{N-1,N-1}]^{-1} [MRS_{N-1,N}] \quad \text{IV.22}$$

e finalmente

$$\{F_s^*\}_N = \{F_s\}_N - [MRS_{N,N-1}] [MRS^*_{N-1,N-1}]^{-1} \{F_s^*\}_{N-1} \quad \text{IV.23}$$

Para a subestrutura N, no andar da base, onde se têm apenas os deslocamentos no topo do elemento de pilar, já que a base é engastada, o cálculo dos deslocamentos da equação IV.21 é realizada pelo processo de GAUSS⁽¹⁶⁾ e para a subestrutura imediatamente acima os deslocamentos do topo serão determinados substituindo-se os deslocamentos $\{D_s\}_N$ na equação IV.20. E assim por retrosubstituição os deslocamentos do topo serão os da base da subestrutura imediatamente acima, para todos os andares, sendo portanto possível calcular os deslocamentos nas coordenadas globais da estrutura.

Observando-se as equações IV.12 a IV.21, nota-se no processo de eliminação em série como o próprio nome já o define, que há sempre uma redução da matriz de rigidez e do vetor dos esforços das coordenadas de topo para as coordenadas de base de tal forma que essa redução represente a rigidez de todas as subestruturas imediatamente acima do andar considerado, adicionando-se convenientemente as rigidezes nas coordenadas de base.

Finalmente de posse de todos deslocamentos nas coordenadas globais de cada andar, tem-se, retornando-se às matrizes de transformação de coordenadas $[Q_{pi}]$ para o elemento de pilar i , e $[T]_j$ para o lintel j , os deslocamentos nos elementos de pilar e lintéis são facilmente determinados pelas expressões III.3.5 e III.2.2.5 e conseqüentemente o cálculo dos esforços é imediato utilizando-se suas respectivas matrizes de rigidez referidas as coordenadas locais $[MREP]$ e $[MRL]$, respectivamente.

V - PROGRAMAÇÃO AUTOMÁTICA EM LINGUAGEM FORTRAN

O processo de análise dos tipos de estrutura expostos foi desenvolvido para ser aplicado com a utilização do computador. Elaborou-se um programa principal e dez subprogramas em linguagem FORTRAN IV para o computador IBM-370, sendo que o programa principal utiliza oito arquivos diretos para armazenagem de dados reutilizados e um arquivo para entrada de dados.

O programa permite qualquer variação em planta das paredes de seção aberta, variação brusca da seção transversal ao longo da altura do edifício, sendo permitido também variar-se a altura dos andares, altura dos lintéis, além da presença da treliça espacial vinculada no topo do núcleo de concreto armado.

V.1 - SUBPROGRAMAS

- a) Subprograma PROGI - este subprograma calcula as propriedades geométricas da seção transversal do núcleo: coordenadas do centro de gravidade e do centro de cisalhamento, momentos principais de inér-

cia, momento de inércia à torção, valores das áreas setoriais, momento de inércia setorial, localização dos eixos principais de inércia e mudança nas coordenadas dos nós em relação ao centro de cisalhamento.

- b) Subprograma RIPIL - gera a matriz de rigidez de cada elemento de pilar, caso o pilar tenha seção transversal variável com a altura, para um sistema de eixos no centro de cisalhamento paralelos às direções principais de inércia e efetua a rotação deste para um sistema de eixos paralelos aos da estrutura.
- c) Subprograma TRELI - gera a matriz de rigidez da treliça espacial adicionando-se a contribuição de rigidez da mesma no topo do elemento de pilar, considerando os casos em que a seção transversal do núcleo tenha simetria em uma ou duas direções.
- d) Subprograma PROLI - calcula as propriedades geométricas da seção transversal e gera a matriz de rigidez para cada lintel para o sistema de eixos locais passando pelo centro de gravidade da sua seção transversal, efetua a rotação dos eixos locais para os eixos paralelos ao da estrutura e adiciona a contribuição de rigidez dos lintéis no topo do elemento de pilar.

- e) Subprograma DEFRA - efetua a modificação na matriz de rigidez de cada elemento de pilar devido a presença dos diafragmas como mostrado em III.3.5. Deve-se observar nesse subprograma o rearranjo das linhas e colunas da matriz [MREP] para o posicionamento correto do deslocamento vertical independente antes de se efetuarem as operações matriciais. Finalmente gera a matriz de rigidez de cada andar, a partir da translação dos sistemas de eixos locais no centro de cisalhamento, para os eixos globais da estrutura.
- f) Subprograma ELSE - efetua a redução das coordenadas de topo para as coordenadas de base da matriz de rigidez de cada andar, como mostrado em IV.16 e IV.17 até o último andar, lembrando-se que os andares são numerados do topo para a base do edifício.
- g) Subprograma MATT - efetua o triplo produto matricial, conforme mostrado em III.1.1.15, III.1.4.8, III.2.2.1 e III.1.4.9 para operações visando mudança no sistema de eixos coordenados, para um novo sistema de eixos.
- h) Subprograma SOLUC - calcula os deslocamentos nas coordenadas globais da estrutura através do método de Gauss⁽¹⁶⁾.

- i) Subprograma ESPIL - calcula os esforços e tensões longitudinais nos nós da seção transversal do elemento de pilar nas suas coordenadas locais, a partir dos deslocamentos dos diafragmas e do deslocamento vertical independente.
- j) Subprograma ESLIN - calcula os esforços nos lintéis a partir dos deslocamentos de suas extremidades, obtidos dos deslocamentos do centro de cisalhamento do elemento de pilar.

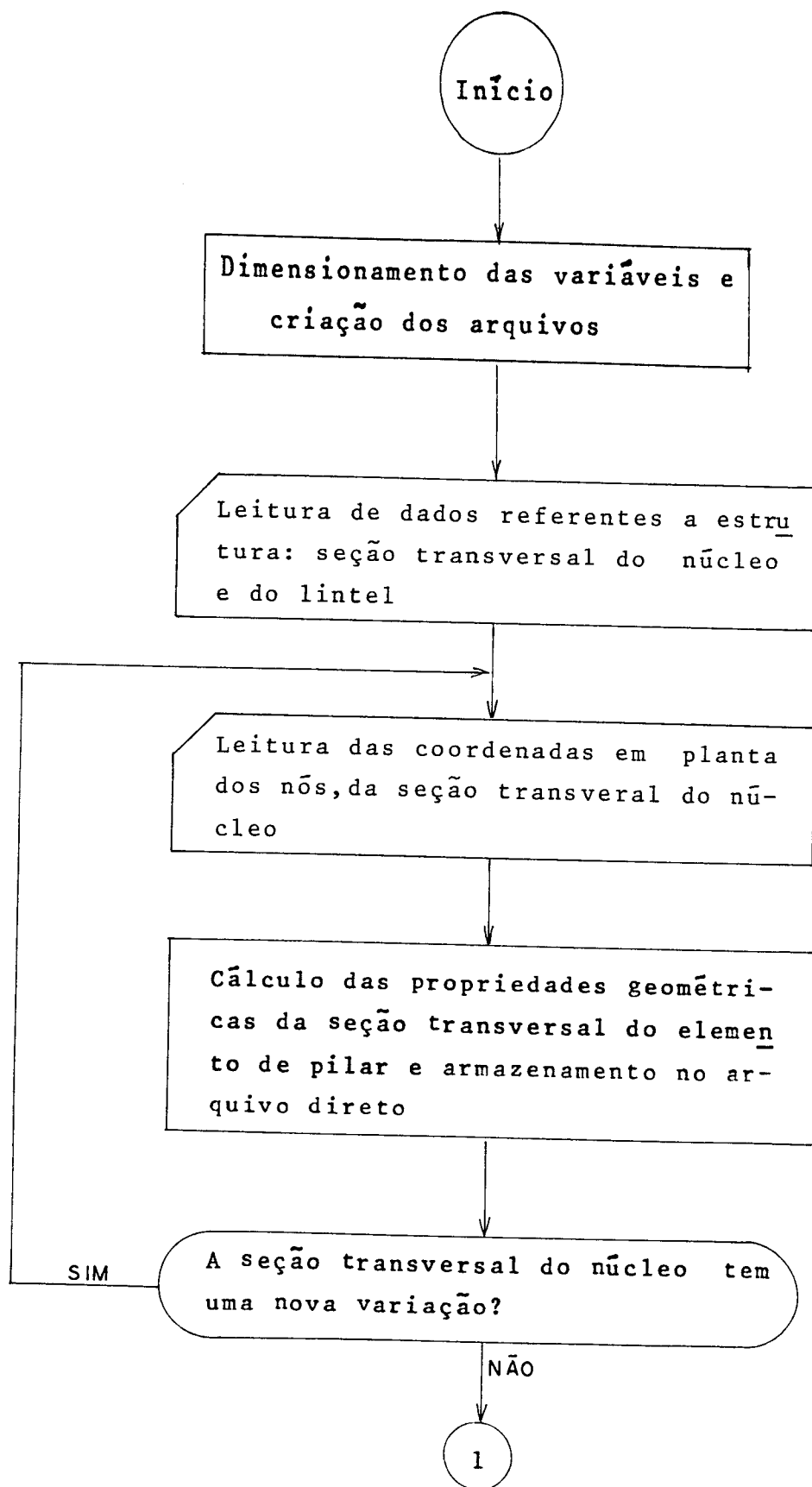
V.2 - LIMITES DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA

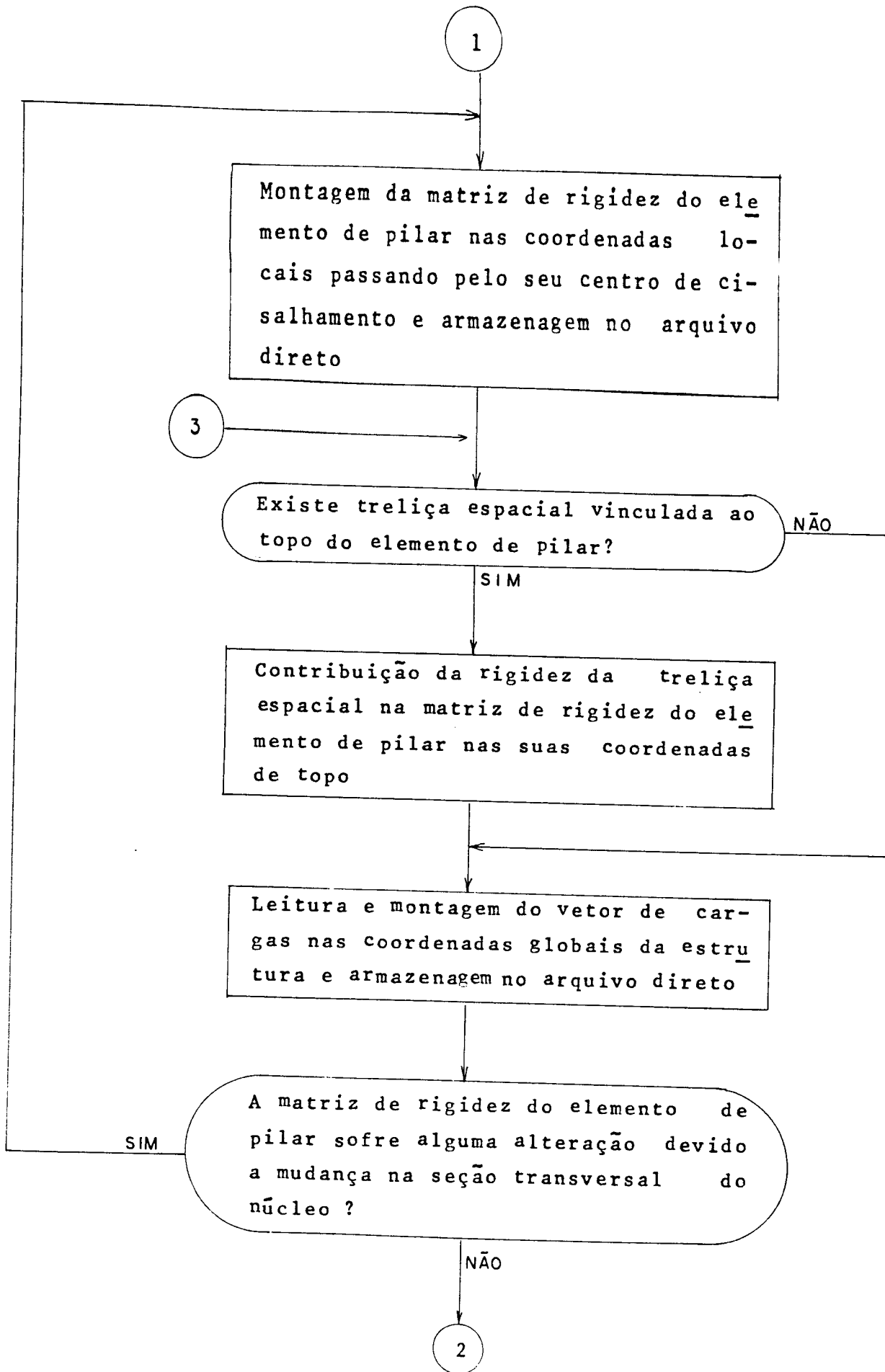
Pelo fato da subestrutura tridimensional utilizada referir-se a apenas um andar e processada uma a uma na memória central do computador, os limites de utilização do programa se restringem à memória auxiliar utilizada para executar o programa, aos limites pré-estabelecidos nos arquivos diretos quanto às suas dimensões e às dimensões das variáveis que atendem diretamente ao programa.

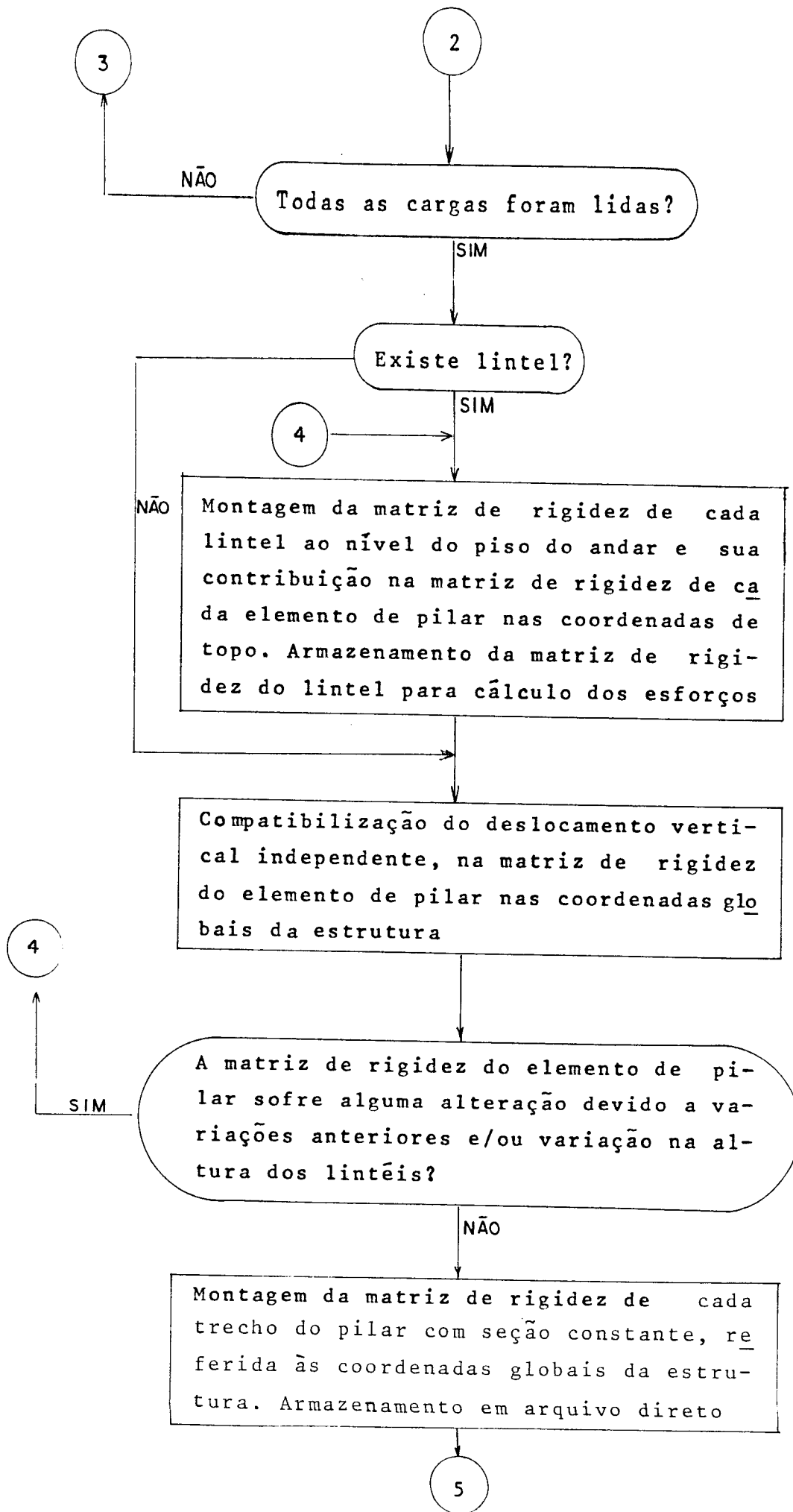
Os limites de dimensionamento escolhidos foram:

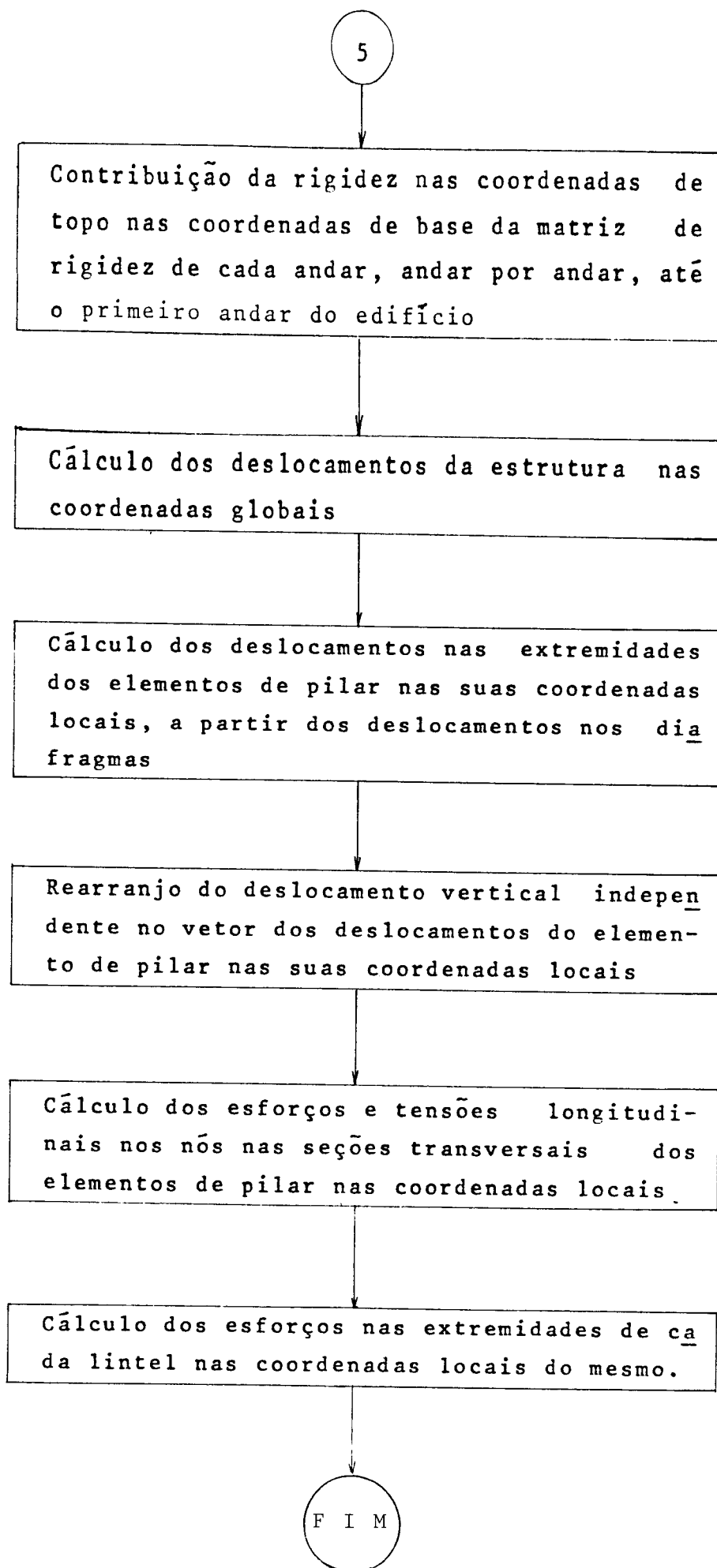
- Número de andares \leq 30
- Número de nós em planta \leq 10
- Número de variações na seção transversal do núcleo ao longo de sua altura \leq 4
- Número de lintéis por andar \leq 5
- Número de subestruturas tridimensionais diferentes \leq 10.

V.3 - DIAGRAMA DE BLOCOS DO PROGRAMA PRINCIPAL









V.4 - ENTRADA DE DADOS

As coordenadas dos nós serão relativas a um sistema de eixos global da estrutura, definidas sobre a linha esqueleto. Os nós, bem como as paredes que formam o núcleo estrutural, serão numerados de forma que o cálculo das propriedades setoriais do pilar possa ser executado. Surgem as seguintes restrições quanto a numeração das paredes: a parede número 1 deverá ter como nó de início o nó 1 e uma parede genérica j , com j maior que 1, deverá ter como nó de início algum dos nós usados como extremidade das paredes de número menor que j . A Fig.V.1 apresenta alguns exemplos de numeração das paredes componentes de um pilar.

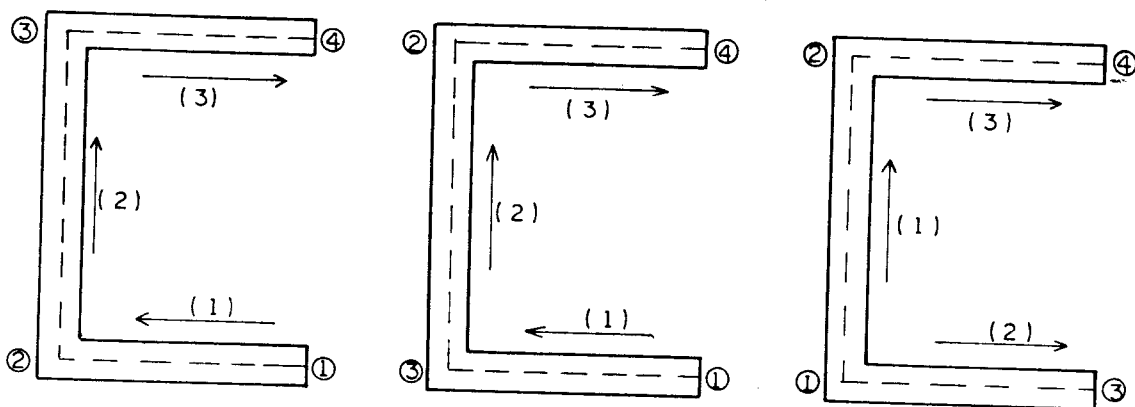


FIG. VI.- EXEMPLOS DE NUMERAÇÃO DAS PAREDES COMPONENTES DE UM PILAR.

Na Fig. VI os números dentro de circunferência indicam os nós, e as setas numeradas os números das paredes e suas orientações, orientações estas dos nós de início para os de fim.

Deve-se lembrar ainda que os carregamentos são aplicados como concentrados ao nível dos pisos, podendo variar ao longo da altura, sendo que as componentes do carregamento na direção z_s , ou seja as forças verticais são

aplicadas no centro de cisalhamento do pilar conforme a formulação do processo de cálculo apresentado em III.3 e as outras componentes, forças e momentos nas direções x_s e y_s , momento torsor são dados em relação aos eixos da estrutura.

Os dados serão fornecidos através do arquivo de entrada de dados, com suas variáveis e entre parênteses mostram-se os respectivos formatos na ordem especificada a seguir:

a) Dados sobre a estrutura

- a.1) número de andares (I2); coeficiente de Poisson(F.9.6) e módulo de Elasticidade (E12.4) (um registro)
- a.2) altura de cada andar (5F7.2) (5 valores por registro)

b) Dados sobre o núcleo

- b.1) número de nós em planta (I2); número de paredes(I2) e número de variações da seção transversal ao longo da altura do núcleo (I2) (um registro)
- b.2) número dos andares em que se processa a variação da seção transversal (3I2) (3 valores por registro)
- b.3) espessura de cada parede (3F7.2) (3 valores por registro)

c) Dados sobre os lintéis

- c.1) número de lintéis em planta (I2) (um registro)
- c.2) altura dos lintéis (5F7.2) (5 valores por registro)
- c.3) largura dos lintéis iguais a espessura das paredes (3F7.2) (3 valores por registro).
- c.4) nó inicial e final para cada lintel (2I2) (2 valores por registro).

- d) Dados sobre os nós e suas coordenadas
- d.1) nó inicial e final de cada parede (2I2) (2 valores por registro)
- d.2) coordenadas dos nós em relação aos eixos globais da estrutura (2F8.2) (2 valores por registro)
- e) Dados sobre a treliça espacial
- e.1) na existência da treliça espacial no topo do núcleo o número 1 deve ser fornecido, caso contrário qualquer outro desde que atenda ao formato; na existência de treliça espacial intermediária, deve-se fornecer o número de andar onde estiver vinculada; caso contrário, qualquer número maior que o número de andares da estrutura e que também atenda ao formato (2I2) (um registro)
- f) Carregamentos
- f.1) número do andar (I2); força na direção do eixo x_s , (F10.2); força na direção do eixo y_s , (F10.2); momento na direção do eixo x_s , (F10.2); momento na direção do eixo y_s , (F10.2); momento torsor, (F10.2); bimomento, (F10.2) e força na direção do eixo z passando pelo centro de cisalhamento do pilar, (F10.2) (um registro).

Obs.: lembrar que a numeração dos andares é feita do topo para a base do edifício e os dados acima são repetidos para cada andar, sendo que apenas a força na direção do eixo z , não está referida aos eixos globais da estrutura).

A seguir é fornecida uma tabela para identificação das variáveis utilizadas no programa.

Variáveis	Identificação
NAND	número de andares
U	coeficiente de Poisson do concreto
E	modulo de elasticidade longitudinal do concreto
H	altura dos andares
NOP	número de nós em planta da seção transversal do núcleo
NP	número de paredes que compõem o núcleo
IV	número de variações na seção transversal do núcleo ao longo da altura do edifício
KV	número dos andares em que se processa a <u>variação</u> na seção transversal do núcleo.
T	espessura das paredes componentes do núcleo
NL	número de lintéis
D	altura dos lintéis
B	largura dos lintéis
NLI NLF	nó inicial e final para cada lintel
NOI NOF	nó inicial e final para cada parede
XX , YY	coordenadas dos nós em relação aos eixos globais da estrutura
UP	deslocamentos nas extremidades dos elementos de pilares
RIG	matriz de rigidez do elemento de pilar, para um andar
JTRE	número que indica a presença da treliça espacial no topo do núcleo
JTRE2	número que indica a presença da treliça espacial vinculada a um andar intermediário da estrutura

continuação Tabela V.1

Variáveis	Identificação
BETA	ângulo entre os eixos locais do elemento de pilar e os eixos globais da estrutura
F	carregamento em relação aos eixos globais da estrutura
CGAMA, SGAMA	cossenos diretores do ângulo formado entre o eixo local do pilar e o eixo local do lintel
RL	matriz de rigidez do lintel
DP	deslocamentos nas coordenadas globais da estrutura
DL	deslocamentos nas extremidades dos lintéis
PP	esforços nos pilares
PV	esforços nos lintéis
W	área setorial
A	área da seção transversal do pilar
xcc, ycc	coordenadas do centro de cisalhamento em relação aos eixos globais da estrutura
DJT	momento de inércia à torção
DJJW	momento de inércia setorial
DIX, DIY	momentos principais de inércia
X , Y	coordenadas dos nós referidos aos eixos locais do pilar, passando pelo centro de cisalhamento
AL	área da seção transversal do lintel
DIZL, DIYL	momentos principais de inércia do lintel
DJTL	momento de inércia à torção da seção transversal do lintel
A1 B1 C	submatrizes da matriz de rigidez do andar referidas as coordenadas globais

V.5 - LISTAGEM DO PROGRAMA

```

=====
C EDIFICIOS ALTOS NUCLEO DE CONCRETO ARMADO ENRIJECIDO POR TRELI 1
C CA ESPACIAL NO TCPO, CONTRAVENTADO POR LINTEIS 1
C 1
C TECNICA DE ANALISE MATRICIAL - PROCESSO DOS DESLOCAMENTOS 1
C 1
C =====
C 1
C ** PROGRAMA PRINCIPAL ** 1
C 1
C IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z) 1
C DIMENSION H(20),XX(10),YY(10),D(30),NOI(10),NOF(10),KV(4),KC(6),B(1 1
C *6),RIG(14,14),Q(7,7),DP(210),C(7,14),S1(7,7),G(7),NLF(5),NLI(5),KPI 1
C *(10),V(7),T(10,4),OLE(6),DLD(6),UP(14),F(14),LW(5,3) 1
C REAL *8 MX,MY,MT 1
C OPEN(UNIT=01,STATUS='OLD',FILE='DADOS',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='F 1
C *FORMATTED') 1
C ARQUIVOS P/ ARMAZENAMENTO DE DADOS P/ UTILIZACAO NO PROGRAMA 1
C OPEN(UNIT=11,STATUS='OLD',FILE='ARQ1',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=850) 1
C OPEN(UNIT=12,STATUS='OLD',FILE='ARQ2',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=650) 1
C OPEN(UNIT=13,STATUS='OLD',FILE='ARQ3',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=4100) 1
C OPEN(UNIT=14,STATUS='OLD',FILE='ARQ4',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=7100) 1
C OPEN(UNIT=15,STATUS='OLD',FILE='ARQ5',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=7900) 1
C OPEN(UNIT=16,STATUS='OLD',FILE='ARQ6',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=8000) 1
C OPEN(UNIT=17,STATUS='OLD',FILE='ARQ7',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=5000) 1
C OPEN(UNIT=18,STATUS='OLD',FILE='ARQ8',ACCESS='DIRECT',FORM='UNFORM 1
C *ATTED',RECL=5000) 1
C -----
C LEITURA DOS DADOS DO PILAR 1
C 1
C READ(1,9)NAND,U,E 1
C 9 FORMAT(I2,F9.6,E12.4) 1
C READ(1,10)(H(I),I=1,NAND) 1
C 10 FORMAT(5F7.2) 1
C -----
C COORDENADAS DOS NOS DO PILAR UNICO 1
C 1
C READ(1,22)NOP,NP,IV 1
C 22 FORMAT(3I2) 1
C READ(1,23)(KV(I),I=1,IV) 1
C 23 FORMAT(3I2) 1
C DO 467 J=1,NP 1
C 467 READ(1,23)(T(J,I),I=1,IV) 1
C 28 FORMAT(3F7.2) 1
C -----
C LEITURA DE DADOS DO LINTEL 1
C 1
C 1

```

```

READ(1,2)NL
2 FORMAT(I2)
READ(1,3)(D(I),I=1,NAND)
3 FORMAT(5F7.2)
WRITE(3,4)NAND,NL,U,E
4 FORMAT(72('='),//,7X,'EDIFICIO COM NUCLEO DE CONCRETO ARMADO ENRIJI
*ECIDC POR',/,7X,'TRELICA ESPACIAL NO TOPO, CONTRAVENTADO POR LINT
*TEIS',/,72('='),///,'NUM.ANDARES',7X,'NUM.LINTEIS',6X,'COEF.POISSON
*N',7X,'MOD.ELASTICIDADE',/,5X,I2,16X,I2,13X,F7.4,12X,E11.4)
READ(1,20)(B(I),I=1,IV)
20 FORMAT(3F7.2)
WRITE(3,37)
37 FORMAT(//,'ANCAR',2X,'ALT.PILAR',2X,'ALT.LINTEL')
I1=1
DO 15 I=1,NAND
KS=KV(I1)
IF(I.GE.KS)I1=I1+1
15 WRITE(3,6)I,H(I),D(I)
6 FORMAT(/,2X,I2,4X,F7.2,6X,F7.2)
READ(1,7)(NL1(I),NLF(I),I=1,NL)
7 FORMAT(2I2)
-----
C
C          CALCULO DAS PROPRIEDADES GEOMETRICAS DO PILAR
C
WRITE(3,527)NOP,NP
527 FORMAT(//,'NUM.NOS EM PLANTA',3X,'NUM.PARED',/,6X,I2,14X,I2)
DO 528 I=1,NP
528 READ(1,529)NOI(I),NOF(I)
529 FORMAT(2I2)
UK=U
NUL=NL
DO 100 I=1,IV
WRITE(3,473)I
473 FORMAT(//,'PROPRIEDADES DAS PAREDES E COORDENADAS DOS NOS EM RELAC
*AO',/, 'AOS EIXOS DA ESTRUTURA P/ O ELEM. DE PILAR NUM.--',I2)
WRITE(3,472)
472 FORMAT(/,5X,'PAREDE',1X,'ESPESSURA',3X,'NO',5X,'XX',6X,'YY')
JP=I
DO 526 J=1,NOP
-----
C
C          LEITURA DAS COORDENADAS DOS NOS EM PLANTA DA SECAO DO PILAR
C
READ(1,105)XX(J),YY(J)
105 FORMAT(2F8.2)
IF(J.EQ.NOP)GO TO 469
WRITE(3,471)J,T(J,I),J,XX(J),YY(J)
471 FORMAT(7X,I2,5X,F5.2,5X,I2,2X,F7.2,2X,F7.2)
GO TO 470
469 WRITE(3,468)J,XX(J),YY(J)
468 FORMAT(24X,I2,2X,F7.2,2X,F7.2)
470 CONTINUE
526 CONTINUE
100 CALL PROG1(T,NOP,NP,JP,XX,YY,NOI,NOF,XCGPI,YCGPI,DIX,DIY,DIXY,SETA
*)
DO 272 J=1,14

```

```

UP(J)=0.
DO 272 I=1,14
272 RIG(I,J)=0.

```

DETERMINACAO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO PILAR

```

H1=0.
IC=0
IP=1
WRITE(3,530)
530 FORMAT(/,'CARREGAMENTO NOS ANDARES DA ESTRUTURA NAS COORD.GLOBAIS',
*,'//','ANDAR',3X,'FX',7X,'FY',9X,'MX',9X,'MY',9X,'MT',9X,'BIM',3X,'F',
*Z*)
READ(1,677)JTRE,JTRE2
677 FORMAT(2I2)
AUX2=2
DO 115 JX=1,NAND
K=KV(IP)
IF(JTRE2.EQ.JX)AUX2=JX+1
IF(JX.GE.K) GO TO 120
IF(JX.EQ.AUX2) GO TO 142
AUX=H(JX)-H1
IF(AUX.EQ.0.) GO TO 125
GO TO 142
120 IP=IP+1
142 IC=IC+1
KC(IC)=JX
H1=H(JX)
CALL RIPIL(NAND,JTRE,JTRE2,JX,IC,IP,NOP,U,H1,BETA,E,RIG)
125 CONTINUE
IF(JX.NE.NAND) GO TO 284
IC=IC+1
284 CONTINUE

```

LEITURA DO CARREGAMENTO

```

READ(12,REC=IP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
READ(1,47)NA,FX,FY,MX,MY,MT,BIM,FZ
47 FORMAT(I2,7F10.2)
F(1)=FX
F(2)=FY
F(3)=MX
F(4)=MY
F(5)=MT
F(6)=BIM
F(7)=FZ
WRITE(3,48)NA,FX,FY,MX,MY,MT,BIM,FZ
48 FORMAT(I2,2X,F8.2,1X,F10.2,1X,F11.2,F10.2,1X,F10.2,1X,F10.2,1X,
*F10.2)
DO 512 KH=8,14
512 F(KH)=0.
WRITE(11,REC=JX)(F(I),I=1,14)
115 CONTINUE
IF(IC.EQ.1) GO TO 565
565 KC(IC)=NAND+1

```

```

DO 571 I=1,IC-1
  J=I+1
571 KC(I)=KC(J)
  IC=1
  IL=1
  IP=0
  DI=0.

```

C DETERMINACAO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO LINTEL

```

WRITE(3,58)
58 FORMAT(//,'PROPRIEDADES GEOMETRICAS DAS SECOES TRANSV. DOS LINTEIS
*',/, 'NUM. DO',2X,'AREA AL',13X,'MOM. DE INERCIA',12X,'MOM. DE INERCI
*IA A TORCAC',/, 'LINTEL',18X,'IYL',16X,'IZL')
DO 135 JX=1,NAND
  K=KV(IL)
  JS=KC(IC)
  IF(JX.GE.JS) GO TO 140
  AUX=D(JX)-DI
  IF(JX.EQ.1) GO TO 567
  IF(JX.GE.K) GO TO 150
  IF(AUX.EQ.0.) GO TO 145
567 GO TO 150
140 IC=IC+1
  DI=D(JX)
150 IF(JX.GE.K) IL=IL+1
  IP=IP+1
  KP(IP)=JX
  E1=E
  BL=B(IL)
  KYU=IP*NL-NL
  DO 155 J1=1,NL
  LW(IP,J1)=KYU+J1
  JW=LW(IP,J1)
  NI=NLI(J1)
  NF=NLJ(J1)
  DE=DLE(IL)
  DD=CLD(IL)
  UK=J
  NUL=NL
  DI=D(JX)

```

C CONTRIBUICAO DO LINTEL NA RIGIDEZ DO PILAR

```

155 CALL PROLI(J1,NOP,JW,IP,IC,IL,BL,NI,NF,DI,UK,NUL,DE,DD,RIG,CGAMA,S
*GAMA,E)

```

C MONTAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO ANDAR

```

CALL DEFRA(IP,IL,RIG)
145 CONTINUE
  IF(JX.NE.NAND) GO TO 288
  IP=IP+1
288 CONTINUE
135 CONTINUE
  KP(IP)=NAND+1
  DO 508 I=1,IP-1

```

```

      J=I+1
568 KP(I)=KP(J)
      BS=BETA
      DO 230 J=1,7
      V(J)=0.
      DO 230 I=1,7
      B1(I,J)=0.
230 C(I,J)=0.
      JL=1
      JP=1
      NE=NANC-1
      IF(NE.EQ.0) GO TO 517
      DO 155 JX=1,NE
      JD=KP(JL)
      IF(JX.GE.JD) JL=JL+1
      JS=KV(JP)
      IF(JX.GE.JS) JP=JP+1
      JS=KV(JP)
      JD=KP(JL)
C-----
C CONTRIBUICAO DAS COORD.TOPO NAS COORD. DE BASE POR ELIMINACAO EM SERIE
165 CALL ELSE(JX,JL,JP,IV,KP,NAND,JS,B1,V)
517 IF(NE=0)513,514,513
514 READ(11,REC=JL)(F(I),I=1,14)
      DO 516 I=1,7
      V(I)=F(I)
      DO 516 J=1,7
516 B1(I,J)=RIG(I,J)
513 BS=BETA
      NP=NOP
      J=IV
      IF(J.EQ.1) GO TO 515
      J=IV-1
515 DO 280 KT=1,140
280 DPI(KT)=0.
      DO 292 JT=1,7
292 G(JT)=0.
      WRITE(3,21)
21 FORMAT(///,' DESLOCAMENTO NAS COORD. GLOBAIS DA ESTRUTURA ',//,'NA',
*4X,' DESL. X',5X,' DESL. Y',5X,' ROTA. X',6X,' ROTA Y',5X,' ROTA Z',5X,
*' DERI. Z',5X,' DESL. Z')
      DO 170 I=NANC,1,-1
      JX=I
C-----
C RESOLUCAO DO SISTEMA PELO METODO DE GAUSS
CALL SOLUC (JX,NAND,G,B1,V)
IF(JX.EQ.1) GO TO 316
JC=JX-1
READ(16,REC=JC)((C(I1,I2),I2=8,14),I1=1,7)
DO 291 K1=1,7
SOMA=0.
DO 291 K2=1,7
K3=K2+7
SOMA=SOMA+C(K1,K3)*V(K2)
291 G(K1)=SOMA

```

```

GO TO 319
316 DO 318 JG=1,7
318 G(JG)=0.
319 IH=7*I
    IF(IV.GT.1)GO TO 561
    K=1
    GO TO 569
561 IT=IV-1
    L=KV(IT)
    IF(I.GT.L)GO TO 562
    IV=IV-1
562 K=IV
569 READ(12,REC=K)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
    DO 250 IT=1,7
    DO 255 IO=1,7
255 Q(IO,IT)=0.
250 Q(IT,IT)=1.
    Q(1,5)=-YCCPI
    Q(2,5)=XCCPI
    Q(3,6)=-XCCPI
    Q(4,6)=-YCCPI
    DO 175 L1=1,7
    SOMA=0.
    DO 175 L2=1,7
    SOMA=SCMA+Q(L1,L2)*V(L2)
175 H(L1)=SOMA

```

C-----
C REARRANJO DOS DESLOCAMENTOS INDEPENDENTES

```

    IH=7*I
    DP(IH)=H(6)
    DP(IH-1)=H(5)
    DP(IH-2)=H(4)
    DP(IH-3)=H(3)
    DP(IH-4)=H(7)
    DP(IH-5)=H(2)
    DP(IH-6)=H(1)
170 CONTINUE
    WRITE(3,305)
305 FORMAT(//,94('='),/, 'ESFORÇOS NAS SEÇÕES TRANSV. DOS PILARES AO NÍ-
*VEL DOS ANDARES',/, 'ANDAR',9X,'FORÇA X',5X,'FORÇA Y',5X,'FORÇA Z',
*6X,'MOM. X',6X,'MOM. Y',6X,'TORÇOR',6X,'BIMOM',/)
    K7=1
    IF(K7.EQ.1)GO TO 403
402 WRITE(3,661)
661 FORMAT(//,84('='),/, 'TENSOES NORMAIS NAS SEÇÕES TRANSV. DOS PILARES
*S AO NÍVEL DOS ANDARES',/, 'ANDAR',12X,'NO 1',8X,'NO 2',8X,'NO 3',8
*X,'NO 4',8X,'NO 5',8X,'NO 6',/)
    GO TO 403
657 WRITE(3,404)
404 FORMAT(//,75('='),/, 'ESFORÇOS NOS LÍNEIS',/, 'ANDAR',5X,'FORÇA AXI
*',2X,'FORÇA HOR.',2X,'FORÇA VERT',3X,'TORÇOR',3X,'MOM.HOR.',2X,'MO
*M.VERT.',/)
403 BS=BETA
    IC=1
    NI=NL

```



```

K1=1
KB=KV(K1)
NP=NOP
IK=1
DO 180 I=1,NAND
K=KV(K1)
IM=(I-1)*6+I-1
IF(I.NE.K) GO TO 200
IF(I.EQ.NAND) GO TO 200
K2=K1+1
READ(12,REC=K1)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXYY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
XC1=XCCPI
YC1=YCCPI
READ(12,REC=K2)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXYY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
AUX=YCCPI-YC1
BAX=XCCPI-XC1
DO 185 KJ=1,7
DO 190 KL=1,7
190 Q(KL,KJ)=0.
185 Q(KJ,KJ)=1.
Q(1,5)=-AUX
Q(2,5)=BAX
Q(3,6)=BAX
Q(4,6)=-AUX
Q(7,3)=-AUX
Q(7,4)=-BAX
Q(7,6)=0.
DO 192 IX=1,7
IN=IX+7
J2=IM+IX+7
DO 195 JJ=1,7
JA=IM+JJ
H(JJ)=DP(JA)
195 UP(JJ)=Q(IX,JJ)*DP(JA)
H(IN)=DP(J2)
192 UP(IN)=DP(J2)
GO TO 205
200 IF(I.EQ.NAND) GO TO 297
DO 210 J=1,14
JA=IM+J
UP(J)=DP(JA)
H(J)=DP(JA)
210 CONTINUE
IF(I.NE.NAND) GO TO 205
297 DO 299 IS=1,7
JA=IM+IS
H(IS)=DP(JA)
299 UP(IS)=DP(JA)
DO 302 IS=8,14
302 UP(IS)=0.
205 JR=KC(IC)
IF(I.GE.JR) IC=IC+1
KB=KV(K1)
IF(I.GE.KB) K1=K1+1
KB=KV(K1)

```

```

IL=KP(IK)
IF(I.GE.IL)IK=IK+1
IF(K7.EQ.2) GO TO 307
IF(K7.EQ.3) GO TO 658

```

```

C-----
C   DETERMINACAO DOS ESFORÇOS E TENSÕES LONGITUDINAIS NOS PILARES
IF(I.NE.1) GO TO 691
IC1=IC+1
GO TO 692
691 IC1=IC
IF(I.EC.JTRE2)IC1=IC+1
692 READ(18,REC=IC1)((RIG(I1,I2),I2=1,14),I1=1,14)
DO 405 I1=1,14
SOMA=0.
DO 406 I2=1,14
406 SOMA=SCMA+RIG(I1,I2)*UP(I2)
405 H(I1)=SOMA
WRITE(3,427)I,H(1),H(2),H(3),H(4),H(5),H(6),H(7),H(8),H(9),H(10),H
*(11),H(12),H(13),H(14)
427 FORMAT(I2,2X,'TOPO',3X,7(E11.4,1X),/,4X,'BASE',3X,7(E11.4,1X),/)
IF(I.EQ.NAND)GO TO 309
GO TO 308
309 K7=2
GO TO 402
307 CALL ESPIL(JTRE2,NOP,I,IC,K1,IK,BETA,XCGPI,YCGPI,DIX,DIY,DIXY,UP)
IF(I.EQ.NAND)GO TO 655
GO TO 308
655 K7=3
GO TO 657
658 DO 676 JW=1,NL
J1=LW(IK,JW)
NI=NLI(JW)
NF=NLF(JW)
KL=KV(K1)
IF(KL.LT.I)K1=K1+1
NP=NOP

```

```

C-----
C   DETERMINACAO DOS ESFORÇOS NOS LINTEIS
676 CALL ESLIN(J1,NP,I,K1,IK,CGAMA,SGAMA,H,NI,NF)
308 CONTINUE
180 CONTINUE
511 CALL EXIT
END

```

```

C=====
C   SUBPROGRAMA P/ CALCULO DOS PARAMETROS GEOMETRICOS DA SECAO TRANSV.
C   DO PILAR
C
SUBROUTINE PROGI(T,NOP,NP,JP,XX,YY,NOI,NOF,XCGPI,YCGPI,DIX,DIY,DIXY
*Y,ALFA)
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION XX(10),YY(10),W(10),AREA(10),X(10),Y(10),NOI(10),NOF(10)
*,T(10,4)
DO 5 K=1,10
W(K)=0.
5 AREA(K)=0.

```

```

DIX=0.
DIY=0.
DIXY=0.
A=0.
AXX=0.
Ayy=0.
DJJW=0.
DJT=0.
WX=0.
WY=0.
WA=0.
DO 10 I=1,NP
IN=NOI(I)
IF=NCF(I)
XL=XX(IF)-XX(IN)
YL=YY(IF)-YY(IN)
CL=DSQRT(XL*XL+YL*YL)
TI=T(I,JP)
AREAPA=CL*TI
AREA(I)=AREAPA
ARI=AREA(I)
XCGPA=0.5*(XX(IF)+XX(IN))
YCGPA=0.5*(YY(IF)+YY(IN))
AX=AREAPA*XCGPA
AY=AREAPA*YCGPA
DIY=DIY+AX*XCGPA+AREAPA*XL*XL/12.
DIX=DIX+AY*YCGPA+AREAPA*YL*YL/12.
DIXY=DIXY+AREAPA*XCGPA*YCGPA+AREAPA*XL*YL/12.
A=A+AREAPA
AXX=AXX+AX
Ayy=Ayy+AY
10 DJT=DJT+CL*TI*TI*TI
DJT=DJT/3.

```

C-----
C CALCULO - CG DO PILAR E PARAMETROS NO CG
C

```

XCGPI=AXX/A
YCGPI=Ayy/A
DIX=DIX-A*YCGPI*YCGPI
DIY=DIY-A*XCGPI*XCGPI
DIXY=DIXY-A*XCGPI*YCGPI
DO 20 I=1,NOP
XX(I)=XX(I)-XCGPI
20 YY(I)=YY(I)-YCGPI

```

C-----
C CALCULO DAS PROPRIEDADES SETORIAIS USANDO COMO
C POLO O CG E CCMC ORIGEM O NO 1
C

```

DO 30 I=1,NP
IN=NOI(I)
IF=NCF(I)
XL=XX(IF)-XX(IN)
YL=YY(IF)-YY(IN)
XCGPA=0.5*(XX(IF)+XX(IN))
YCGPA=0.5*(YY(IF)+YY(IN))

```

```

W(IF)=W(IN)-YY(IN)*XL+XX(IN)*YL
AREAPA=AREA(I)
WY=WY+(W(IN)*YCGPA+0.5*(W(IF)-W(IN))*(YY(IF)-YL/3.))*AREAPA
WX=WX-(W(IN)*XCGPA+0.5*(W(IF)-W(IN))*(XX(IF)-XL/3.))*AREAPA

```

```
30 CONTINUE
```

```
-----
C          COORD. TOMANDO O CC COMO ORIGEM
C
C
```

```

XCC=XCGPI+(DIY*WY-DIXY*WX)/(DIX*DIY-DIXY*CI*XY)
YCC=YCGPI+(DIX*WX-DIXY*WY)/(DIY*DIX-DIXY*DIXY)
DO 40 I=1,NOP
REVX=XCC-XCGPI
REVY=YCC-YCGPI
X(I)=XX(I)-REVX
40 Y(I)=YY(I)-REVY
XCGPI=XCGPI-XCC
YCGPI=YCGPI-YCC
XCCPI=XCC
YCCPI=YCC
DO 50 I=1,NP
IN=NCI(I)
IF=NOF(I)
W(IF)=W(IN)-YI(IN)*(X(IF)-X(IN))+X(IN)*(Y(IF)-Y(IN))
50 WA=WA+AREA(I)*(W(IN)+W(IF))*0.5

```

```
-----
C          CALCULO DO RAIO SETORIAL PRINCIPAL P/ CORRECAO DAS AREAS SETORIAIS
C          DEVIDO A DIFERENCA NA ESCOLHA DA ORIGEM
C
C
```

```

WA=WA/A
WRITE(3,55)JP
55 FORMAT(//,5X,'PROPRIED. GEOMET. DA SECAO TRANSV.DO ELEMENTO DE PIL
*AR NUM. ',I2,//,5X,'COORDENADAS DOS NOS EM RELACAO AO CENTRO DE C
*ISALHAMENTO ',//,5X,'NC',I0X,'X',I0X,'Y',6X,'AREA SETORIAL')
DO 60 I=1,NOP
W(I)=W(I)-WA
60 WRITE(3,65)I,X(I),Y(I),W(I)
65 FORMAT(5X,I2,4X,E11.4,1X,E11.4,2X,E11.4)

```

```
-----
C          CALCULO DO MOMENTO DE INERCIA SETORIAL
C
C
```

```

DO 70 I=1,NP
IN=NCI(I)
IF=NOF(I)
70 DJJW=DJJW+AREA(I)*(W(IN)*W(IN)+W(IN)*W(IF)+W(IF)*W(IF))/3.

```

```
-----
C          CALCULO DOS EIXOS PRINCIPAIS DE INERCIA
C
C
```

```

DIF=DIX-DIY
ALFA=.7853981635
IF(DIX.LT.O.)ALFA=-.7853981635
IF(DABS(DIF).GE.1.E-6)ALFA=0.5*DATAN(-2.*DIXY/DIF)
IF((DIF).GE.O.)GO TO 80
IF(ALFA.EQ.O.)ALFA=-1.E-38
PI=1.570796327
ALFA=ALFA-DSIGN(PI,ALFA)

```

```

80 SENO=DSIN(ALFA)
   COSE=CCOS(ALFA)
   DIXX=DIX*COSE*COSE+DIY*SENO*SENO-2.*DIXY*SENO*COSE
   DIYY=DIX*SENO*SENO+DIY*COSE*COSE+2.*DIXY*SENO*COSE
   DIXXY=0.
   XCGPE=XCGPI*COSE+YCGPI*SENO
   YCGPE=-XCGPI*SENO+YCGPI*COSE
   WRITE(3,85)XCC,YCC,XCGPI,YCGPI,A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY
85 FORMAT(/,'COORD.CENTRO DE CISALHAM. E CENTRO DE GRAVIDADE',/, 'EM R
*ELAC. AOS EIXOS DA ESTRUTURA',//,4X,'XCC',7X,'YCC',7X,'XCGPI',6X,'Y
*CGPI',/,1X,F9.2,1X,F9.2,2X,F9.2,2X,F9.2,/,2X,'AREA',8X,'MOM. INERCI
*I A',6X,'MOM. PRIN. INERCIA',//,2X,'AREA',5X,'TORCAO',4X,'SETORIAL',4
*X,'IXX',8X,'IYY',/,F9.2,E10.3,1X,E10.3,1X,E10.3,1X,E10.3)
   WRITE(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
*I,(X(I),I=1,NOP),(Y(I),I=1,NOP),(W(I),I=1,NOP)
   RETURN
   END

```

```

C=====
C
C      SUBROTINA PARA CALCULO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS LINTEIS
SUBROUTINE PROLI(LJ,NOP,JW,JL,JR,JP,B,NOI,NOF,DL,U,NL,DLE,DLJ,RIG,
*CGAMA,SGAMA,E)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
  DIMENSION X(10),Y(10),W(10),S(12,12),TL(6,6),R(12,14),TLR(12,14),
*RL(14,14),RIG(14,14)
  READ(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
*I,(X(I),I=1,NOP),(Y(I),I=1,NOP),(W(I),I=1,NOP)
  IF(NL.EQ.1)GO TO 21
  IF(LJ.EQ.1) GO TO 21
  IF(LJ.LE.NL) GO TO 22
21 READ(14,REC=JR)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
22 DO 1 J=1,12
   DO 1 I=1,12
  1 S(I,J)=0.
   DO 2 J=1,6
   DO 2 I=1,6
  2 TL(I,J)=0.
   DO 3 J=1,14
   DO 3 I=1,12
  3 R(I,J)=0.
   DO 225 J=1,14
   DO 225 I=1,14
225 RL(I,J)=0.
   AL=DL*B
   DIYL=8*DL*DL*DL/12.
   DIZL=DL*E*B*B/12.
   IF(AL.NE.0.) GO TO 221
   IF(DIYL.NE.0.) GO TO 221
   IF(DIZL.EQ.0.) GO TO 223
221 CONTINUE
   DJTL=3.5*DIYL*DIZL/(DIYL+DIZL)
   WRITE(3,10)JW,AL,DIYL,DIZL,DJTL
10 FORMAT(/,2X,I2,3X,F8.2,2X,E16.7,3X,E16.7,5X,E16.7)
   XLINT=X(NOF)-X(NOI)

```

```
YLINT=Y(NCF)-Y(NDI)
QL=DSQRT(XLINT*XLINT+YLINT*YLINT)
```

```
C-----
C          CALCULO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO LINTEL EM COORD. LOCAIS
```

```
C          C12=12./(QL*QL*QL)
C          C6=6./(QL*QL)
```

```
C          GERACAO DE S(11)
```

```
S(1,1)=E*AL/QL
S(2,2)=E*C12*DIZL
S(2,6)=E*C6*DIZL
S(3,3)=E*C12*DIYL
S(3,5)=-E*C6*DIYL
S(4,4)=E*DJTL/QL*0.5/(1.+U)
S(5,5)=4.*E*DIYL/QL
S(6,6)=4.*E*DIZL/QL
```

```
C          GERACAO DE S(12)
```

```
DO 20 I=1,4
J=I+6
20 S(I,J)=-S(I,I)
S(2,12)=S(2,6)
S(3,11)=-E*C6*DIYL
S(5,9)=+E*C6*DIYL
S(5,11)=2.*E*DIYL/QL
S(6,8)=-S(2,6)
S(6,12)=0.5*S(6,6)
```

```
C          GERACAO DE S(22)
```

```
DO 25 J1=1,6
I=J1+6
25 S(I,I)=S(J1,J1)
S(8,12)=-S(2,6)
S(9,11)=-S(3,5)
```

```
C          GERACAO DA PARTE SIMETRICA DE (S)
```

```
DO 30 I=1,11
K=I+1
DO 30 J=K,12
30 S(J,I)=S(I,J)
```

```
C          CALCULO DA MATRIZ DE ROTACAO (TL)
```

```
223 IF(AL.EQ.0.) GO TO 228
CGAMA=XLINT/QL
SGAMA=YLINT/QL
TL(1,1)=CGAMA
TL(1,2)=SGAMA
TL(2,1)=-SGAMA
TL(2,2)=CGAMA
TL(3,3)=1.
DO 40 I1=1,3
I=I1+3
DO 40 I2=1,3
J=I2+3
```

```
40 TL(I,J)=TL(I1,I2)
```

```
C          CALCULO DA MATRIZ DE MOV DE CORPO RIGIDO (R)(12,14)
```

```
228 DO 50 I1=1,6
R(I1,I1)=1.
I=I1+6
```

```

J=11+7
50 R(I,J)=1.
X1L=X(NCI)
X2L=X(NCF)
Y1L=Y(NOI)
Y2L=Y(NOF)
R(1,6)=-Y1L
R(2,6)=X1L
R(3,4)=Y1L
R(3,5)=-X1L
R(3,7)=-W(NOI)
R(4,7)=-X1L
R(5,7)=-Y1L
R(7,13)=-Y2L
R(8,13)=X2L
R(9,11)=Y2L
R(9,12)=-X2L
R(9,14)=-W(NCF)
R(10,14)=-X2L
R(11,14)=-Y2L

```

```

C          CALCULO DO PRODUTO (TL)*(R) EM (TLR)
C          CALCULO DE (R)=(S)*(TLR)

```

```

LIN=0
LOC=0
DO 80 I=1,12
IF(I.NE.7) GO TO 71
LIN=6
LOC=7
71 LINHA=I-LIN
DO 80 J=1,7
LUNA=J+LOC
SOMA=0.
DO 70 K=1,6
70 SOMA=SOMA+TL(LINHA,K)*R(K+LIN,LUNA)
80 TLR(I,LUNA)=SOMA
DO 82 I=1,12
DO 82 J=1,14
SOMA=0.
DO 81 K=1,12
81 SOMA=SOMA+S(I,K)*TLR(K,J)
IF(DABS(SOMA).LT.1.E-6)SOMA=0.
82 R(I,J)=SOMA

```

```

C-----
C GRAVACAO DA MATRIZ DO LINTEL PARA DETERMINACAO DOS ESFORCOS
WRITE(13,REC=JW)((R(I,J),J=1,14),I=1,12)
DO 110 I=1,14
DO 110 J=1,14
SOMA=0.
DO 100 K=1,12
100 SOMA=SOMA+TLR(K,I)*R(K,J)
110 RL(I,J)=SOMA
C CONTRIBUICAO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO LINTEL NA DO ANDAR
RIG(7,7)=RIG(7,7)+RL(7,7)+RL(7,14)+RL(14,7)+RL(14,14)
RETURN
ENC

```

```

=====
C
      MONTAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO PILAR UNICO
SUBROUTINE RIPIL(NAND,JTRE,JTPE2,JM,JR,JP,NCP,U,H,BETA,E,RIG)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
  DIMENSION RIG(14,14),T(7,7)
  READ(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
  DO 5 J=1,14
  DO 5 I=1,14
  5 RIG(I,J)=0.
  DO 10 J=1,7
  DO 10 I=1,7
 10 T(I,J)=0.
  P1=0.5/(1+U)
  P2=6./(H*H)
  P3=12./(H*H*H)
  P4=A/H
  DIXX=DIXX+A*YCGPE*YCGPE
  DIYY=DIYY+A*XCGPE*XCGPE
  IF(DJJW.LE.1.0E-6)GO TO 15
  ALFA=DSQRT(P1*DJT/DJJW)
  X=ALFA*H
  CH=0.5*(DEXP(X)+DEXP(-X))
  SH=0.5*(DEXP(X)-DEXP(-X))
  GJTB=P1*DJT/(2.-2.*CH+X*SH)
  C
  GERACAO DE (K11)
 15 RIG(1,1)=E*P3*DIYY
  RIG(1,5)=-E*P2*DIYY
  RIG(2,2)=E*P3*DIXX
  RIG(2,4)=E*P2*DIXX
  RIG(3,3)=E*P4
  RIG(3,4)=+E*P4*YCGPE
  RIG(3,5)=-E*P4*XCGPE
  RIG(4,4)=4.*E*DIXX/H+E*P4*YCGPE*YCGPE
  RIG(4,5)=-E*P4*XCGPE*YCGPE
  RIG(5,5)=+4*E*DIYY/H+E*P4*XCGPE*XCGPE
  IF(DJJW.LE.1.0E-5)GO TO 20
  RIG(6,6)=E*ALFA*SH*GJTB
  RIG(6,7)=E*GJTB*(1.-CH)
  RIG(7,7)=E*GJTB*(H*CH-SH/ALFA)
  GO TO 25
 20 RIG(6,6)=E*P1*DJT/H
  C
  GERACAO DE (K12)
 25 RIG(1,8)=-RIG(1,1)
  RIG(1,12)=RIG(1,5)
  RIG(2,9)=-RIG(2,2)
  RIG(2,11)=RIG(2,4)
  RIG(3,10)=-RIG(3,3)
  RIG(3,11)=-RIG(3,4)
  RIG(3,12)=-RIG(3,5)
  RIG(4,9)=-RIG(2,4)
  RIG(4,10)=-RIG(3,4)
  RIG(4,11)=2.*E*DIXX/H-E*P4*YCGPE*YCGPE
  RIG(4,12)=-RIG(4,5)
  RIG(5,8)=-RIG(1,5)

```



```

RIG(5,10)=-RIG(3,5)
RIG(5,11)=-RIG(4,5)
RIG(5,12)=2.*E*DIYY/H-E*P4*XCPE*XCPE
RIG(6,13)=-RIG(6,6)
RIG(6,14)=RIG(6,7)
RIG(7,13)=-RIG(6,7)
IF(DJJW.GT.0.E-6)RIG(7,14)=E*GJTB*(SH/ALFA-H)

```

```

C
                                GERACAO DE (K22)

```

```

DO 30 I=1,7
I1=I+7
DO 30 J=1,7
I2=J+7
30 RIG(I1,I2)=RIG(I,J)
RIG(8,12)=-RIG(8,12)
RIG(9,11)=-RIG(9,11)
RIG(13,14)=-RIG(13,14)

```

```

C
                                GERACAO DA PARTE SIMETRICA DE K

```

```

DO 40 I=1,13
K=I+1
DO 40 J=K,14
40 RIG(J,I)=RIG(I,J)

```

```

C
                                GERACAO DA MATRIZ DE ROTACAO T

```

```

SB=DSIN(BETA)
CB=DCOS(BETA)
IF(CB.LT.1.E-7)CB=0.
T(1,1)=CB
T(1,2)=SB
T(2,1)=-SB
T(2,2)=CB
T(3,3)=1.
DO 45 I=1,2
I1=I+3
DO 45 J=1,2
I2=J+3
45 T(I1,I2)=T(I,J)
T(6,6)=1.
T(7,7)=1.

```

```

C
                                CALCULO DE (T)*(RIG)*(T) COLOCANDO EM (RIG)

```

```

IJ=7
IK=14
CALL MATT(IJ,IK,T,RIG)
C GRAVACAO DA MATRIZ DE RIGIC. DO PILAR P/ CALCULO DOS ESFORÇOS
WRITE(18,REC=JF)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
IF(JTRE2.EQ.JM)GO TO 467
IF(JM.NE.1)GO TO 137
IF(JTRE.NE.1) GO TO 433
467 CALL TRELI(JTRE2,NAND,E,NCP,JR,JP,T,RIG)
GO TO 137
433 READ(1,434)A1,A2,A3,A4,A5,A6
434 FORMAT(F5.2,F5.2,F7.2,F8.2,F7.2,F8.2)
137 WRITE(14,REC=JR)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
RETURN
END

```

```

C=====
C

```

```

C SUBPROGRAMA P/ CALCULO DOS DESLOCAMENTOS LEVANDO EM CONTA O DIAFRAGMA
  SUBROUTINE DEFRA(JL,JP,RIG)
    IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
    DIMENSION Q(7,7),RIG(14,14),A1(14),A2(14)
    READ(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,YCGPE,YCCPE,XCCPI,YCCPI
    CALCULO DA MATRIZ DE TRANSFORM. ( Q )
    TRANSF. OS DESLOCAMENTOS DE QUALQUER PONTO EM FUNCAO DE &O
    REARRANJO DAS LINHAS
    DO 40 J=1,14
      A1(J)=RIG(3,J)
    40 A2(J)=RIG(10,J)
      DO 41 J=4,7
        JX=J-1
        DO 41 K=1,14
          41 RIG(JX,K)=RIG(J,K)
            DO 42 J=11,14
              JX=J-1
              DO 42 K=1,14
                42 RIG(JX,K)=RIG(J,K)
                  DO 43 J=1,14
                    RIG(7,J)=A1(J)
                  43 RIG(14,J)=A2(J)
                C
                REARRANJO DAS COLUNAS
                DO 45 J=1,14
                  A1(J)=RIG(J,3)
                45 A2(J)=RIG(J,10)
                  DO 46 J=4,7
                    JX=J-1
                    DO 46 K=1,14
                      46 RIG(K,JX)=RIG(K,J)
                        DO 47 J=11,14
                          JX=J-1
                          DO 47 K=1,14
                            47 RIG(K,JX)=RIG(K,J)
                              DO 48 J=1,14
                                RIG(J,7)=A1(J)
                              48 RIG(J,14)=A2(J)
                                DO 10 J=1,7
                                  DO 20 I=1,7
                                    20 Q(I,J)=0.
                                  10 Q(J,J)=1.
                                    Q(1,5)=-YCCPI
                                    Q(2,5)=XCCPI
                                    Q(3,6)=-XCCPI
                                    Q(4,6)=-YCCPI
                                C
                                CALCULO DO PRODUTO (MRA) * (Q) POR BLOCO
                                CALCULO DE RIG NAS COORDENADAS GLOBAIS
                                CALCULO DE ( Q )T * ( RIG ) * ( Q )
                                IJ=7
                                IK=14
                                CALL MATT(IJ,IK,Q,RIG)
                                WRITE(15,REC=JL)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
                                RETURN
                                END

```

```

C=====
C
C SUBPROGRAMA P/ CALCULAR OS DESLOCAMENTOS DO SISTEMA ESTRUTURAL
  SUBROUTINE SOLUC(JX,NAND,G,B1,V)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
  DIMENSION B1(7,7),V(7),G(7),RIG(14,14)
  IF(JX.EQ.NAND)GO TO 61
  READ(17,REC=JX)(V(I),I=1,7),((B1(I,J),J=1,7),I=1,7)
61 CONTINUE
  DO 45 I=1,7
45 V(I)=V(I)-G(I)
  IF(JX.NE.NAND) GO TO 62
  DO 15 L=1,6
  K=L+1
  DO 15 J=K,7
  AUX=B1(L,J)/B1(L,L)
  DO 20 I=K,7
20 B1(J,I)=B1(J,I)-AUX*B1(L,I)
15 V(J)=V(J)-AUX*V(L)
62 IF(B1(7,7).EQ.0)GO TO 71
  V(7)=V(7)/B1(7,7)
  KX=1
  IF(KX.EQ.1) GO TO 72
71 V(7)=0.
72 DO 30 I=6,1,-1
  AUX=V(I)
  L=I+1
  DO 35 K=L,7
35 AUX=AUX-B1(I,K)*V(K)
  V(I)=AUX/B1(I,I)
30 CONTINUE
  WRITE(3,59)JX,(V(I),I=1,7)
59 FORMAT(/,I2,1X,7(E11.4,1X))
  RETURN
  END
C=====

```

```

C=====
C
C SUBPROGRAMA PARA CALCULO DA CONTRIBUICAO DA TRELICA ESPACIAL NO TOPO
  SUBROUTINE TRELI(JTRES,NAND,E,NOP,JR,JP,T,RIG)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
  DIMENSION RIG(14,14),W(10),X(10),Y(10),T(7,7),TRL(14,14)
  READ(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
  *,(X(I),I=1,NOP),(Y(I),I=1,NOP),(W(I),I=1,NOP)
  REAC(1,10)A1,B,C,EL,S,HT
10 FORMAT(F5.2,F5.2,F7.2,F8.2,F7.2,F8.2)
  DO 15 I=1,14
  DO 15 J=1,14
15 TRL(J,I)=0.
  ER=EL/E
  EK=EL*S/HT
  TKA=EL*S/(A1*A1*EK)
  TKB=(1.+A1)*EL*S/(A1*A1*EK)
  TKC=((1.+A1*A1+2.*A1)/(A1*A1)+1)*EL*S/EK
  C1=A1*A1+B*B
  C2=DSORT(C1)

```

```

C3=B*B+0.5*0.5
C4=DSQRT(C3)
D1=((C1*C2)/(A1*A1)+A1+0.75)/(B*B)+2.*C3*C4/(B*B)+B*(2.+1./(A1*A1
*))+2./A1))*C+TKA
D2=(2.*(C3*C4)/(B*B)+((1.+A1)*C1*C2/(A1*A1)+2.*A1+A1*A1+.75)/(B*B)
*B*(11.+1/A1)*(1/A1+2.)))*C+TKB
D3=(C1*C2*((1.+A1*A1+2.*A1)/(A1*A1)+1.)/(B*B)+2.*(C3*C4)/(B*B)+(3.
**A1+2.*A1*A1*A1+4.*A1*A1+0.75)/(B*B)+(1./(A1*A1)+4.+4./A1)*B)*C+TK
*C
AB=A1
E1=XCGPE-Y(1)
E2=Y(3)-XCGPE
FC=+EL*S*D3/(D1*D3-D2*D2)
FD=-EL*S*D2/(D1*D3-D2*D2)
FA=FC/A1+(1.+A1)*FD/A1
FB=-FC*(1.+1./A1)-FD*(1./A1+2.)
FZ=8*(FC+FB)
TMZ=0.
IF(JTRE2.GT.NAND)GO TO 20
TMX=8*FC*X(5)*X(5)
TMY=TMX
BX=-2*FC*X(5)*W(5)+2*FC*X(5)*W(5)+2*FC*X(5)*W(5)-2*FC*X(5)*W(5)
B=(2*FC*W(5)+FB*(W(5)+W(5)))*W(5)+(2*FC*W(5)+FB*(W(5)+W(5)))*W(5)+
*(2*FC*W(5)+FB*(W(5)+W(5)))*W(5)+(2*FC*W(5)+FB*(W(5)+W(5)))*W(5)
GO TO 30
20 TMZ=4*(FC+FB)*(E1-E2)
TMY=2*(E1*E1*(2*FC+FB)+E2*E2*(2*FC+FB)-2*FB*E1*E2)
TMX=8*FC*X(4)*X(4)
BX=-2*FC*X(4)*W(5)+2*FC*X(4)*W(2)+2*FC*X(4)*W(3)-2*FC*X(4)*W(4)
B=(2*FC*W(5)+FB*(W(4)+W(2)))*W(5)+(2*FC*W(2)+FB*(W(5)+W(3)))*W(2)+
*(2*FC*W(3)+FB*(W(4)+W(2)))*W(3)+(2*FC*W(4)+FB*(W(5)+W(3)))*W(4)
30 TRL(3,3)=FZ
TRL(3,4)=FZ*YCGPE
TRL(4,3)=TRL(3,4)
TRL(3,5)=-FZ*XCGPE+TMZ
TRL(4,4)=TMX+FZ*YCGPE*YCGPE
TRL(5,3)=TRL(3,5)
TRL(4,7)=+BX
TRL(7,4)=TRL(4,7)
TRL(5,5)=+TMY+FZ*XCGPE*XCGPE
TRL(7,7)=+B
IJ=7
IK=14
CALL MATT(IJ,IK,T,TRL)
DO 40 I=1,7
DO 40 J=1,7
40 RIG(I,J)=RIG(I,J)+TRL(I,J)
RETURN
END

```

```

C=====
C
C SUBPROGRAMA P/ CALCULO DOS DESLCC.E ESFORÇOS NO PILAR E TENSOES LONG
C NA SECAO TRANSV. DO MESMO
C SUBROUTINE ESPIL(JTRE2,NOP,JX,JR,K1,IZ,BETA,XCGPI,YCGPI,DIX,DIY,DI
*XY,UP)

```

```

      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION UP(14),RIG(14,14),PP(14),TXY(10),TB(10),W(10),Y(10),X(10)
*)
      IF(JX.NE.1)GO TO 11
      IC1=JR+1
      GO TO 12
11  IC1=JR
      IF(JTRE2.EQ.JX)IC1=JR+1
12  READ(18,REC=IC1)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
      DO 30 I=1,14
      SOMA=0.
      DO 40 J=1,14
      SOMA=SOMA+RIG(I,J)*UP(J)
40  PP(I)=SOMA
30  CONTINUE
      READ(12,REC=K1)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
      *,(X(I),I=1,NOP),(Y(I),I=1,NOP),(W(I),I=1,NOP)
      DIXX=DIXX+A*YCGPE*YCGPE
      DIYY=DIYY+A*XCGPE*XCGPE
      WRITE(3,67)JX
67  FORMAT(/,I2,2X,'TOPC')
      DO 71 I=1,7
71  PP(I)=-PP(I)
      K7=0
      IF(K7.EQ.0) GO TO 65
64  WRITE(3,66)
66  FORMAT(/,4X,'BASE')
65  TNF=-PP(3+K7)/A
      WRITE(3,49)TNF
49  FORMAT(4X,'NORMAL',2X,'(E11.4,*)')
      FMX=PP(4+K7)-PP(3+K7)*YCGPI
      FMY=+PP(5+K7)+PP(3+K7)*XCGPI
      CK=DIX*DIY-DIXY*DIXY
      DO 51 I=1,NOP
51  TXY(I)=(-FMX*DIY-FMY*DIXY)*(Y(I)-YCGPI)/CK+(FMY*DIX+FMX*DIXY)*(X(I)
      *)-XCGPI)/CK
      WRITE(3,52)(TXY(I),I=1,NOP)
52  FORMAT(4X,'FLEXAD',3X,6(E11.4,1X))
      IF(DJJW.GE.1.0-6)GO TO 53
      DO 62 I=1,NOP
62  TB(I)=0.
      GO TO 54
53  DO 55 I=1,NOP
55  TB(I)=PP(7+K7)*W(I)/DJJW
      WRITE(3,56)(TB(I),I=1,NOP)
56  FORMAT(4X,'BIMCM.',3X,6(E11.4,1X))
54  DO 57 I=1,NOP
57  TB(I)=TB(I)+TXY(I)+TNF
      WRITE(3,58)(TB(I),I=1,NOP)
58  FORMAT(4X,'RESULT',3X,6(E11.4,1X))
      IF(K7.EQ.7) GO TO 63
      K7=7
      GO TO 64
63  RETURN
      END

```

```

C=====
C
C      SUBPROGRAMA P/ CALCULO DOS ESFORCOS E DESLOC. NOS LINTEIS
SUBROUTINE ESLIN(JW,NCP,JX,K1,JK,CGAMA,SGAMA,UP,NI,NF)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
  DIMENSION UP(14),R(12,14),PV(12),UL(14)
  READ(13,REC=JW)((R(I,J),J=1,14),I=1,12)
  DO 7 I=1,14
7  UL(I)=UP(I)
  DO 30 I=1,7
    J=I+7
30  UL(J)=UL(I)
  DO 40 I=1,12
    SOMA=0.
    DO 41 J=1,14
41  SOMA=SOMA+R(I,J)*UL(J)
40  PV(I)=SOMA
  WRITE(3,35)JX,NI,PV(1),PV(2),PV(3),PV(4),PV(5),PV(6)
35  FORMAT(I2,2X,'NO',I2,2X,6(E10.4,1X))
  WRITE(3,21)NF,PV(7),PV(8),PV(9),PV(10),PV(11),PV(12)
21  FORMAT(I4X,'NO',I2,2X,6(E10.4,1X),/)
  RETURN
  END
C=====

```

```

C=====
C
C      SUBPROGRAMA PARA MATRIZ DE TRANSFORMACAO
SUBROUTINE MATT(IJ,IK,T,RIG)
  IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C  DIMENSION T(IN,IN),RIG(IM,IM)
  DIMENSION T(7,7),RIG(14,14),AX(14,14)
  DO 10 I=1,IK
    I1=0
    DO 10 J=1,IK
      SCMA=0.
      IF(J.GT.7)I1=7
      K1=J-I1
      DO 20 K=1,IJ
        K2=K+I1
20  SOMA=SCMA+RIG(I,K2)*T(K,K1)
10  AX(I,J)=SCMA
    I1=0
    DO 25 I=1,IK
      IF(I.GT.7)I1=7
      K1=I-I1
      DO 25 J=1,IK
        SOMA=0.
        DO 35 K=1,IJ
          K2=K+I1
35  SOMA=SCMA+T(K,K1)*AX(K2,J)
25  RIG(I,J)=SCMA
  RETURN
  END
C=====

```

```

C=====
C
C      SUBPROGRAMA PARA RESOLUCAO POR ELIMINACAO EM SERIE DA MATRIZ DE

```

```

C      RIGIDEZ DA ESTRUTURA
SUBROUTINE ELSE(JX,JL,JP,IV,KP,NAND,JS,B1,V)
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION B1(7,7),C(7,14),RIG(14,14),F(14),V(7),T(7,7),G(7),KP(10)
*,A1(7,7),D(7)
JF=JX+1
READ(11,REC=JF)(F(I),I=1,14)
DO 108 I=1,7
108 D(I)=F(I)
JU=KP(JL)
IF(JF.LT.JU) GO TO 109
JT=JL+1
READ(15,REC=JT)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
DO 110 I=1,7
DO 110 J=1,7
110 A1(I,J)=RIG(I,J)
K=1
IF(K.EQ.1) GO TO 111
109 K=2
111 READ(11,REC=JX)(F(I),I=1,14)
READ(15,REC=JL)((RIG(I,J),J=1,14),I=1,14)
IF(K.EQ.1) GO TO 113
DO 112 I=1,7
DO 112 J=1,7
112 A1(I,J)=RIG(I,J)
113 IF(JX.EQ.1) GO TO 117
DO 118 I=1,7
F(I)=V(I)
DO 118 J=1,7
118 RIG(I,J)=B1(I,J)
117 CONTINUE
IF(JX.NE.JS) GO TO 32
IF(JS.NE.IV) GO TO 32
READ(12,REC=JP)A,DJT,DJJW,DIXX,DIYY,DIXXYY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
XC1=XCCPI
YC1=YCCPI
IY=JP+1
READ(12,REC=IY)A,DJT,DJJW,DIXX,DIXXYY,DIYY,XCGPE,YCGPE,XCCPI,YCCPI
AUX=YCCPI-YC1
BAX=XCCPI-XC1
DO 50 I=1,7
DO 55 J=1,7
55 T(I,J)=0.
50 T(I,I)=1.
T(1,5)=-AUX
T(2,5)=BAX
T(3,6)=BAX
T(7,3)=-AUX
T(7,6)=0.
IJ=7
IK=7
CALL MATT(IJ,IK,T,B1)
DO 60 I=1,7
SOMA =0.
DO 61 J=1,7

```

```

61 SOMA=SCMA+T(I,J)*V(J)
60 G(I)=SOMA
DO 213 I=1,7
213 V(I)=G(I)
DO 119 I=1,7
F(I)=V(I)
DO 119 J=1,7
119 RIG(I,J)=B1(I,J)
32 DO 15 I=1,7
K1=I+7
DO 15 J=1,7
K2=J+7
SOMA=A1(I,J)+RIG(K1,K2)
15 RIG(K1,K2)=SOMA
DO 26 I=1,7
K1=I+7
SOMA=D(I)+F(K1)
26 F(K1)=SCMA
AU=1.E-20
BAU=1.E+20
IF(JX.EQ.NAND) GO TO 101
DO 10 L=1,7
KL=L+1
DO 20 I=KL,14
IF(CABS(RIG(L,I)).GT.AU)GO TO 193
IF(CABS(RIG(L,L)).GT.BAU)GO TO 192
193 AUX=RIG(L,I)/RIG(L,L)
GO TO 194
192 AUX=0.
194 DO 30 J=KL,14
IF(CABS(RIG(L,J)).GT.1.E-10) GO TO 33
IF(CABS(AUX).GT.1.E-10) GO TO 33
RIG(I,J)=RIG(I,J)
GO TO 31
33 RIG(I,J)=RIG(I,J)-AUX*RIG(L,J)
31 CONTINUE
30 CONTINUE
IF(CABS(F(L)).GT.1.E-20)GO TO 41
F(I)=F(I)
GO TO 42
41 F(I)=F(I)-AUX*F(L)
42 CONTINUE
20 CONTINUE
10 CONTINUE
DO 27 I=1,7
27 V(I)=F(I)
DO 180 I=1,7
DO 180 J=1,7
180 B1(I,J)=0.
DO 182 I=1,7
DO 182 J=1,14
182 C(I,J)=0.
DO 21 I=1,7
DO 21 J=1,7
21 B1(I,J)=RIG(I,J)

```



```
DO 22 I=1,7
DO 22 J=8,14
22 C(I,J)=RIG(I,J)
WRITE(17,REC=JX)(V(I),I=1,7),((B1(I,J),J=1,7),I=1,7)
WRITE(16,REC=JX)((C(I,J),J=8,14),I=1,7)
101 DO 183 I=1,7
K1=I+7
183 V(I)=F(K1)
DO 184 I=1,7
K1=I+7
DO 184 J=1,7
K2=J+7
184 B1(I,J)=RIG(K1,K2)
RETURN
END
```

VI - APLICAÇÕES NUMÉRICAS

Apresentam-se a seguir, seis exemplos numéricos, visando a comparação dos resultados obtidos com outros processos de análise e um último para análise da contribuição da rigidez da treliça à rigidez da estrutura.

Inicialmente os 3 primeiros exemplos de edifícios com paredes de seção aberta contraventadas ou não por linteis serão submetidos apenas às cargas laterais, posteriormente nos três exemplos seguintes, os edifícios serão aqueles já analisados por Yagui⁽¹⁾ e os resultados serão comparados sendo os tipos estruturais submetidos a cargas horizontais e verticais.

Far-se-á referência aos processos usando a seguinte nomenclatura; para comparação de resultados:

- a) PHS - processo de tratamento contínuo, usando a teoria de flexo-torção, baseado no trabalho de Heidebrecht e Smith⁽⁴⁾, desenvolvido por Barbosa⁽¹⁰⁾.
- b) PEM - processo de tratamento contínuo baseado no trabalho de Mancini⁽¹⁷⁾, desenvolvido por Barbosa⁽¹⁰⁾.
- c) PJB - processo discreto apresentado por Barbosa⁽¹⁰⁾.
- d) PST - processo apresentado no trabalho de Smith e Taranath⁽⁵⁾.

- e) PMH - processo apresentado no trabalho de Macleod e Hosny⁽¹⁸⁾, pela análise das paredes de seção aberta através de pórticos
- f) PLL - processo apresentado por Liauw e Luk⁽¹⁹⁾
- g) PSH - processo de análise aproximada de paredes de seção aberta, apresentado no trabalho de Heidebrecht e Smith⁽⁹⁾
- h) \overline{PY} - processo de análise apresentado por Yagui⁽¹⁾, que leva em consideração o efeito da força normal e da força cortante num efeito de 2.^a ordem.
- i) PY - processo de análise apresentado por Yagui⁽¹⁾ sem a influência da força normal e força cortante.
- j) PGKY - Processo discreto utilizado pelo presente trabalho.

VI.1 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR UM ÚNICO CANAL, SUJEITO À CARGA LATERAL

A Fig.VI.1, apresenta o edifício em planta e elevação, formado por uma única parede de seção aberta, de 15 andares de 12,5 pé de pé direito, a espessura das paredes constante ao longo da altura e igual a 1 pé, o módulo de elasticidade adotado vale $5,76 \times 10^8$ lb/pé², o coeficiente de Poisson 0,15. Considera-se ainda um contraventamento por lintéis ao nível dos pisos, como indicado na Fig.VI.1, onde os lintéis possuem a mesma largura das paredes 1 pé e altura igual a 1,5 pé.

Os resultados na Tab.VI.1, foram obtidos para um carregamento constituído de uma carga uniforme distribuída de 1250 lb/pé na direção do eixo x_s concordante com seu sentido positivo, aplicada no centro do edifício.

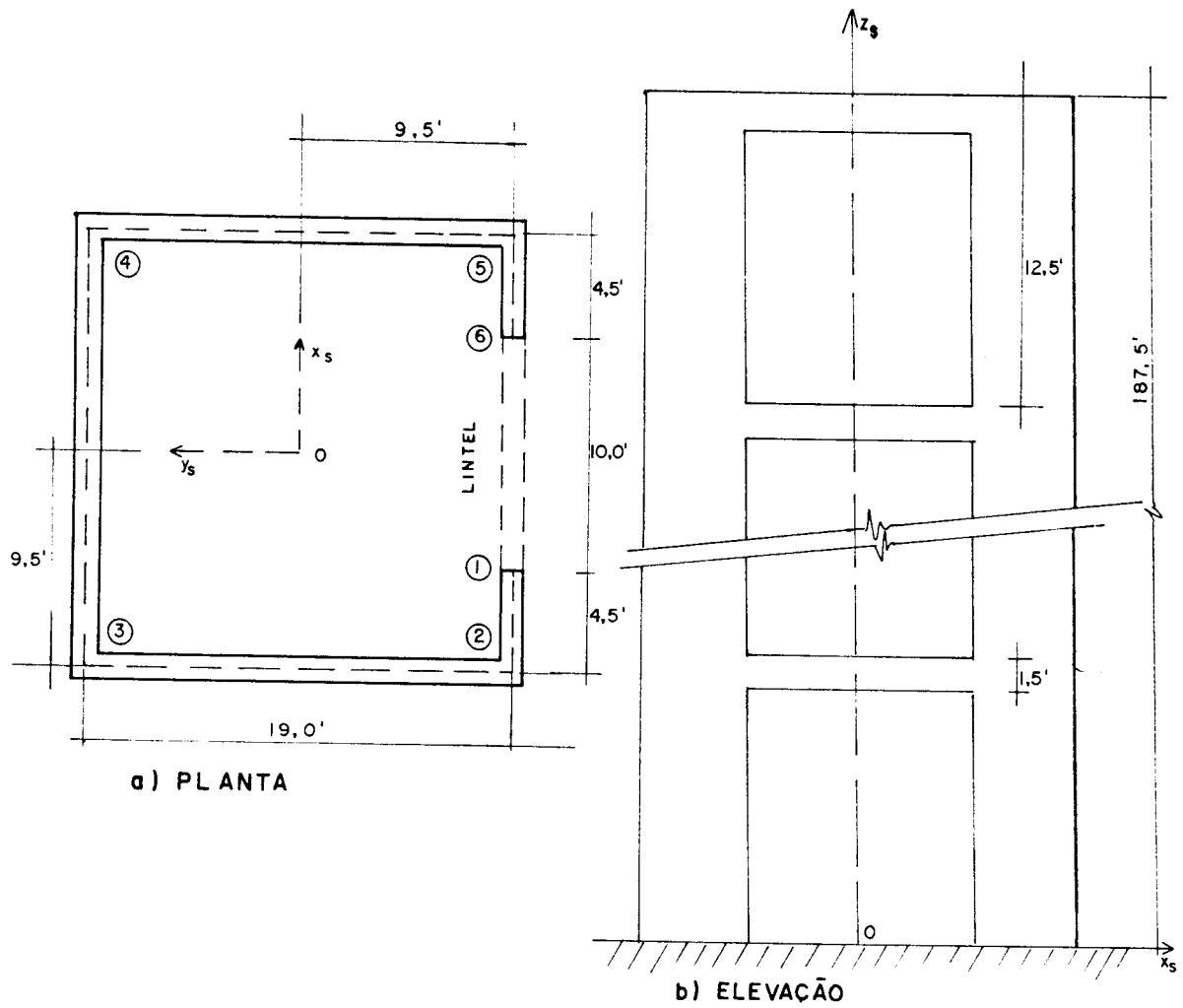


FIG. VI.1 - EDIFÍCIO COM UMA PAREDE DE SEÇÃO ABERTA
(EIXOS NO CENTRO DO CANAL)

ANDAR	ROTAÇÕES (10^{-3} x rad)		
	PEM	PGKY	PST*
Base	0,00	0,00	0,00
1	0,06	0,06	0,08
2	0,20	0,20	0,20
3	0,41	0,41	0,40
4	0,65	0,65	0,65
5	0,91	0,91	0,90
6	1,18	1,18	1,20
7	1,45	1,45	1,40
8	1,71	1,70	1,64
9	1,95	1,94	1,90
10	2,17	2,17	2,16
11	2,38	2,37	2,38
12	2,57	2,55	2,57
13	2,74	2,71	2,70
14	2,90	2,86	2,85
15	3,00	3,00	3,00

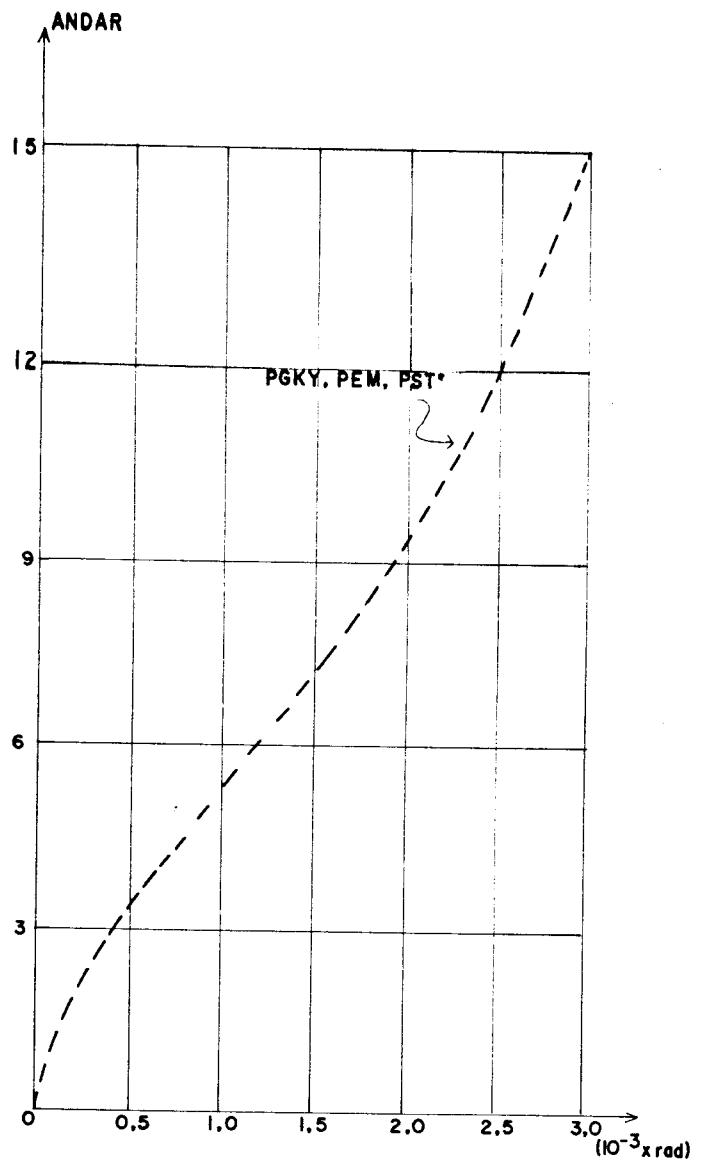


FIG. VI. 2 - ROTAÇÕES DOS DIAFRAGMAS.

Tab.VI.1 - Rotações em
torno do eixo
z_s

Obs.: O símbolo (*), indica que os valores foram tomados graficamente

ANDAR	DESLOCAMENTOS (10^{-1} pē)	
	PEM	PGKY
base	0,00	0,00
1	0,018	0,018
2	0,064	0,064
3	0,133	0,133
4	0,218	0,218
5	0,314	0,314
6	0,417	0,417
7	0,525	0,525
8	0,634	0,634
9	0,744	0,743
10	0,852	0,850
11	0,957	0,955
12	1,060	1,057
13	1,160	1,156
14	1,258	1,252
15	1,354	1,346

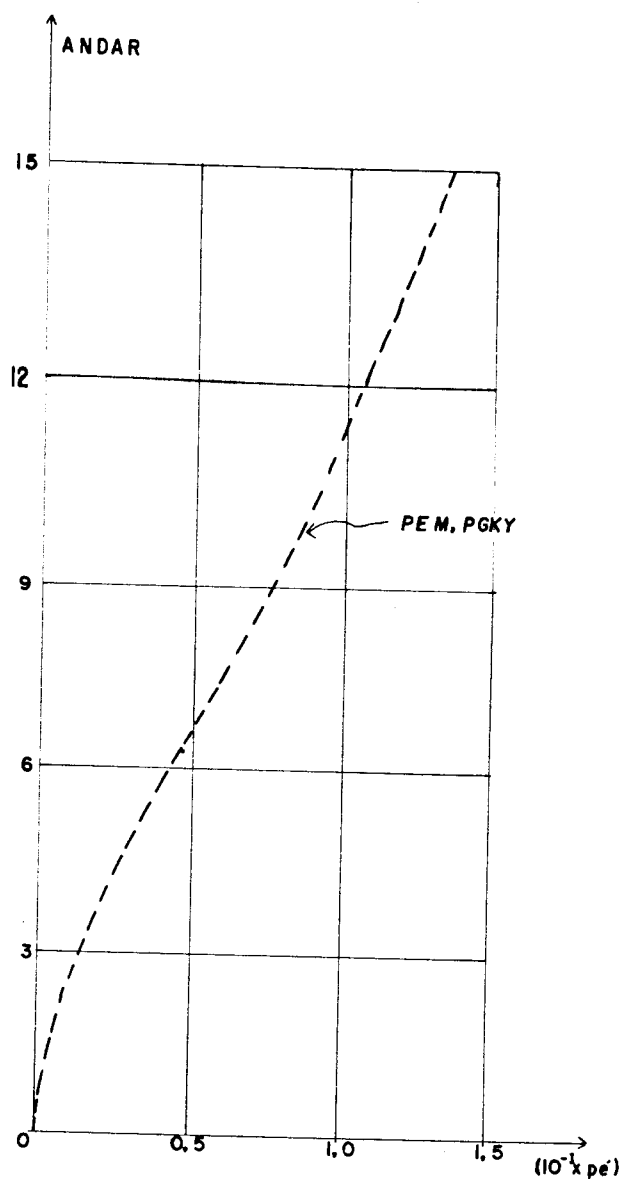


FIG. VI. 3- DESLOCAMENTO DOS DIAFRAGMAS NA DIREÇÃO x_s .

Tab.VI.2 - Deslocamentos do ponto 0 para cada andar na direção do eixo x_s

ANDAR	BIMOMENTOS ($10^8 \times \text{lb}\bar{\text{p}}\bar{\text{e}}^2$)			
	ABAIXO		ACIMA	
	PGKY	PST*	PGKY	PST*
1	-1,187	-1,180	-1,272	-1,250
2	-0,754	-0,735	-0,899	-0,875
3	-0,424	-0,425	-0,606	-0,600
4	-0,172	-0,160	-0,378	-0,390
5	0,017	0,025	0,200	0,200
6	0,155	0,150	0,062	0,050
7	0,254	0,225	0,042	0,060
8	0,320	0,325	0,119	0,125
9	0,359	0,350	0,171	0,175
10	0,373	0,350	0,201	0,225
11	0,365	0,375	0,210	0,200
12	0,337	0,340	0,197	0,205
13	0,286	0,290	0,161	0,175
14	0,211	0,210	0,097	0,125
15	0,108	0,100	-	-

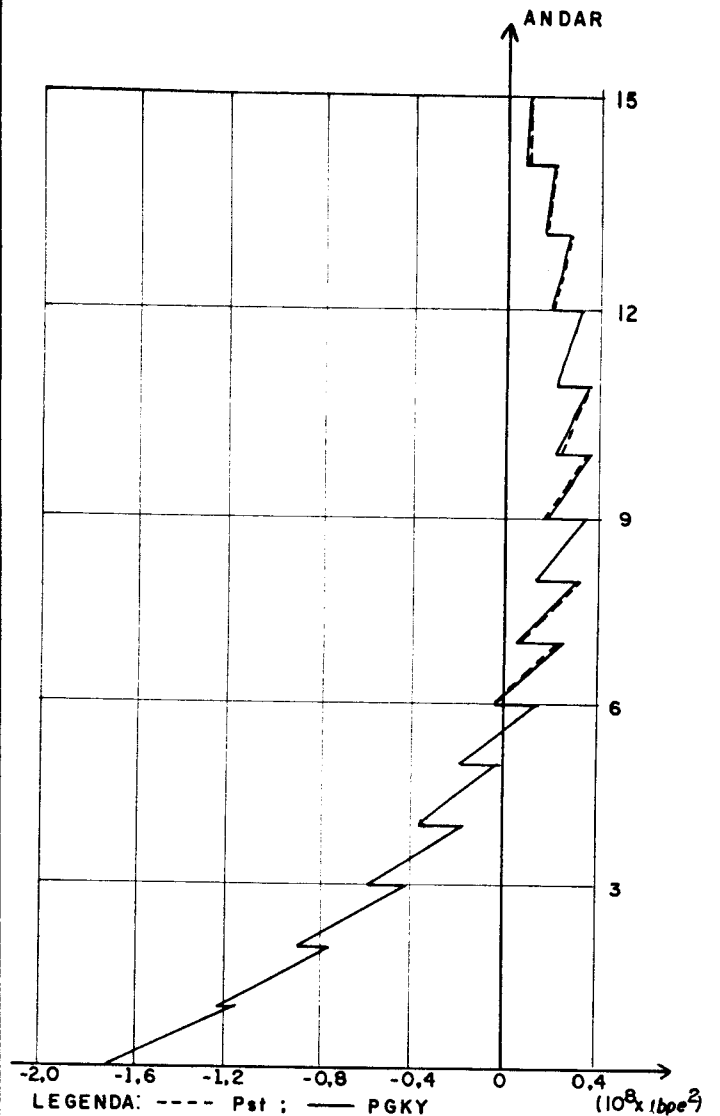


FIG. VI.4 - BIMOMENTOS ABAIXO E ACIMA DOS LINTÉIS.

Tab.VI.3 - Bimomentos abaixo e acima dos lintéis

Obs.: Os bimomentos na base, calculados pelos processos PGKY e PST*, são respectivamente $-1,745 \times 10^8 \text{ lb}\bar{\text{p}}\bar{\text{e}}^2$ e $-1,750 \times 10^8 \text{ lb}\bar{\text{p}}\bar{\text{e}}^2$

N ^o	TENSÕES 10 ⁴ x lb/pē ²			
	PEM	PGKY	PST	PMH
1	-7,4236	-7,4513	-7,5312	-9,0144
2	0,8945	0,8840	0,8352	1,2919
3	9,2275	9,2403	9,2592	8,2823
4	-9,2275	-9,2403	-9,2592	-8,2823
5	-0,8945	-0,8840	-0,8352	-1,2919
6	7,4236	7,4513	7,5312	9,0144

Fig.VI.4 - Tensões Longitudinais na Base da Estrutura

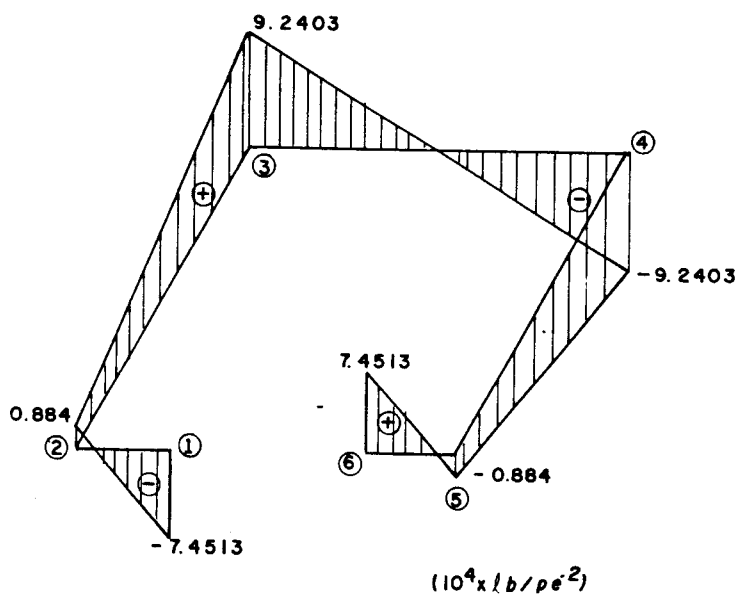
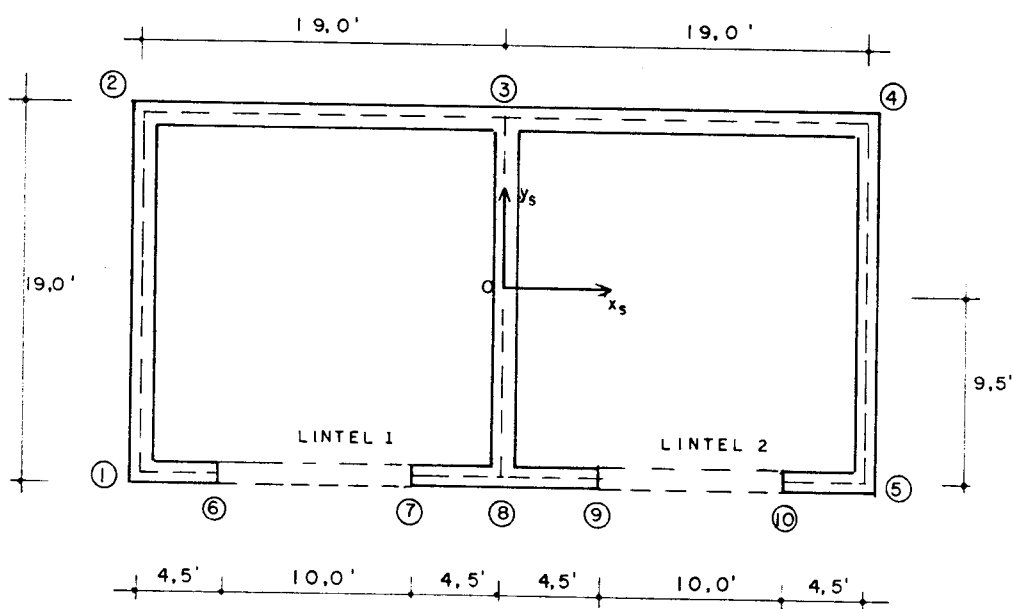


FIG. VI. 5 - TENSÕES NA BASE. (PGKY)

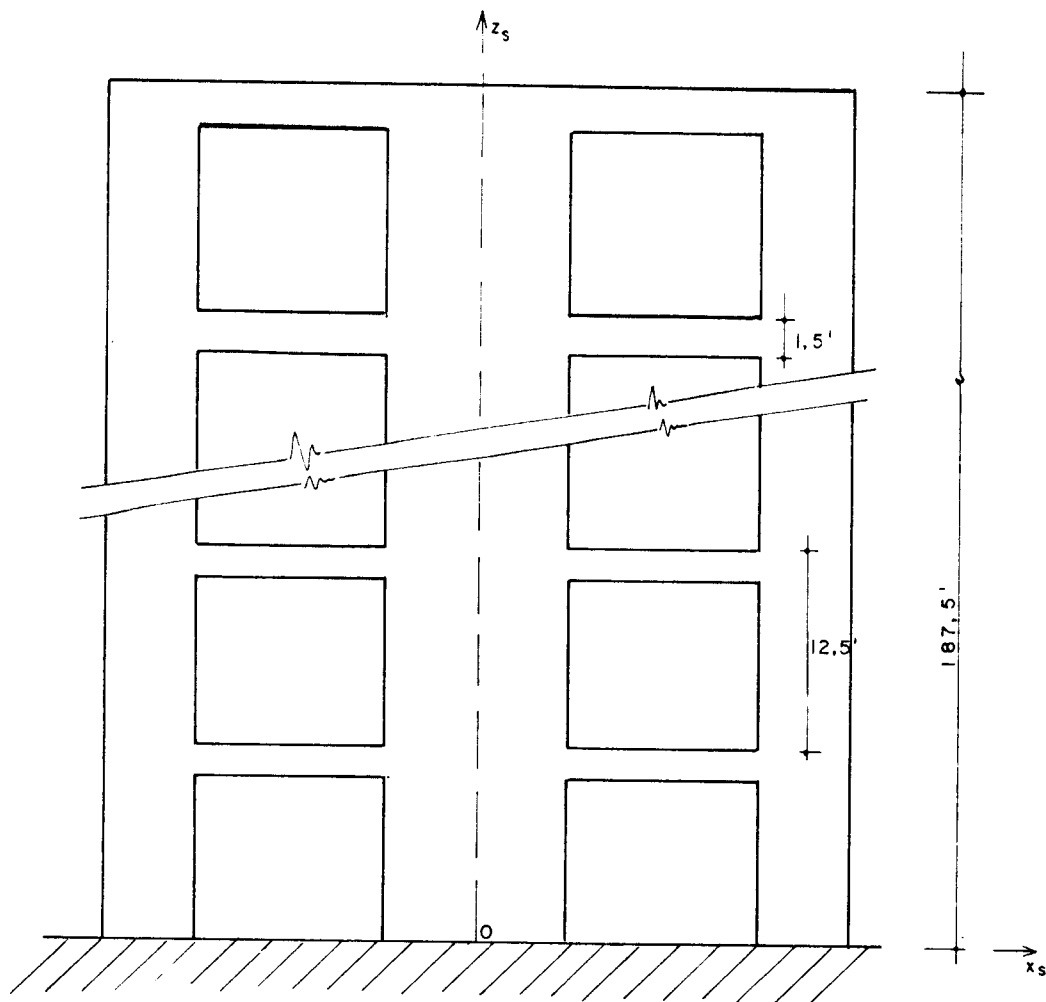
VI.2 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR DOIS NÚCLEOS ADJACENTES IGUAIS, SUJEITO A CARGAS HORIZONTAIS

A estrutura de edifício mostrada na Fig.VI.6 é constituída por uma única parede de seção aberta formada por dois canais adjacentes uniforme ao longo de toda a altura, com espessura das paredes iguais a 1 pé. O edifício possui 15 andares de 12,5 pé de pé direito em cada andar, sendo que ao nível dos pisos possui dois lintéis para contra-ventamento com largura de 1 pé e altura igual a 1,5 pé cada um.



d) PLANTA

FIG. VI.6 - EDIFÍCIO FORMADO POR DOIS NÚCLEOS ADJACENTES.



b) ELEVACÃO

Adotou-se para o módulo de elasticidade $5,76 \times 10^8$ lb/pé² e coeficiente de Poisson igual a 0,15.

A seguir apresentam-se os resultados obtidos para um carregamento constituído de uma carga uniformemente distribuída de 1250 lb/pé na direção do eixo x_s e concordante com seu sentido positivo aplicada segundo este eixo de coordenadas.

ANDAR	ROTAÇÕES (10^{-3} x rad)		
	PEM	PGKY	PJB
Base	0,000	0,000	0,000
1	0,018	0,018	0,018
2	0,064	0,064	0,064
3	0,133	0,132	0,132
4	0,216	0,215	0,215
5	0,309	0,307	0,307
6	0,407	0,405	0,405
7	0,507	0,504	0,504
8	0,607	0,603	0,603
9	0,704	0,700	0,700
10	0,798	0,790	0,790
11	0,887	0,877	0,877
12	0,971	0,959	0,959
13	1,051	1,035	1,035
14	1,128	1,108	1,108
15	1,202	1,177	1,177

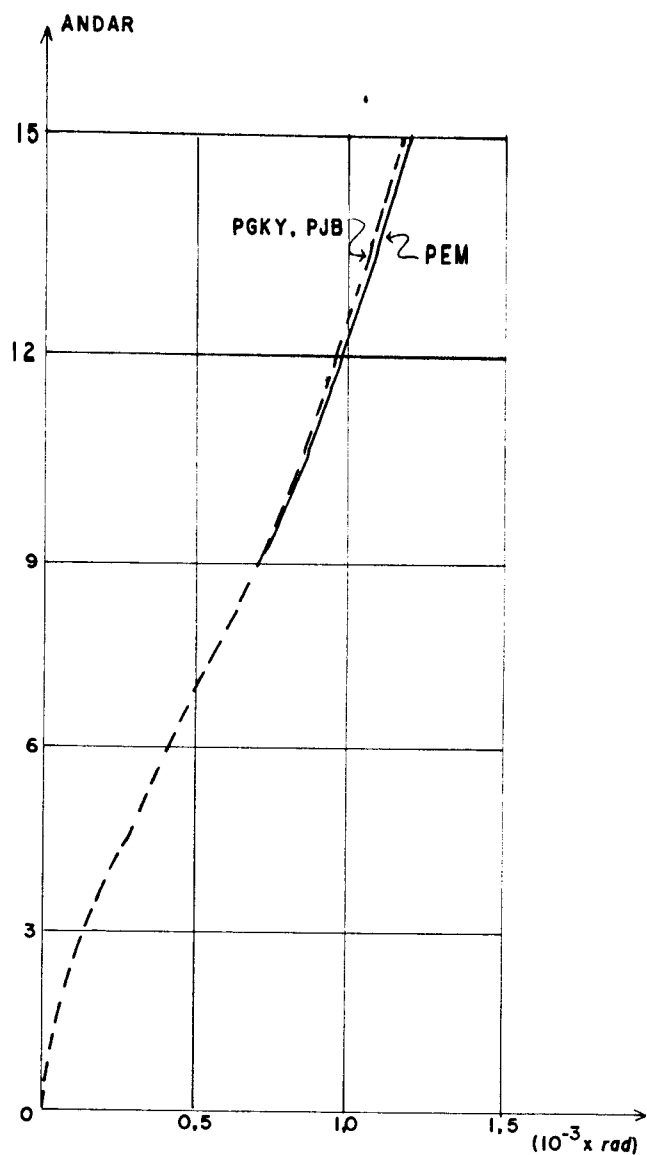


FIG. VI. 7 - ROTAÇÃO DOS DIAGRAMAS

Tab.VI.5 - Rotações
em torno
do eixo
 z_s

ANDAR	DESLOCAMENTOS ($10^{-2} \times pe'$)		
	PEM	PGKY	PJB
Base	0,000	0,000	0,000
1	0,046	0,046	0,046
2	0,172	0,172	0,172
3	0,359	0,358	0,358
4	0,591	0,590	0,590
5	0,857	0,855	0,855
6	1,146	1,143	1,143
7	1,450	1,444	1,444
8	1,760	1,752	1,752
9	2,072	2,062	2,062
10	2,381	2,368	2,368
11	2,685	2,668	2,668
12	2,983	2,961	2,961
13	3,273	3,245	3,245
14	3,558	3,522	3,522
15	3,839	3,795	3,795

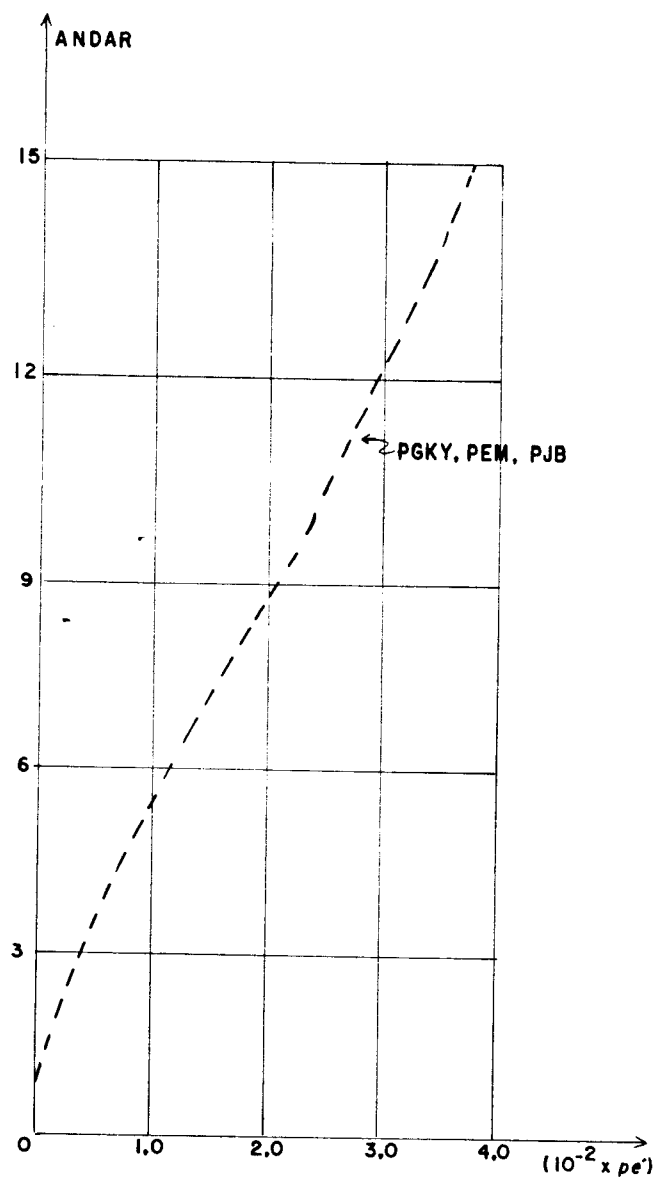


FIG. VI. 8 - DESLOCAMENTOS DOS DIAFRAGMAS
NA DIREÇÃO x_s .

Tab. VI-6 - Deslocamen-
tos na di-
reção x_s
dos diafrag-
mas para
cada ponto
de origem
0

N ^o	TENSÕES		
	10^4 lb/pé^2		
	PEM	PGKY	PJB
1	-0,6791	-0,6741	-0,6741
2	4,4502	4,4456	4,4456
3	0,0000	0,0000	0,0000
4	-4,4502	-4,4456	-4,4456
5	0,6791	0,6741	0,6741
6	-2,9479	-2,9396	-2,9396
7	2,2688	2,2655	2,2655
8	0,0000	0,0000	0,0000
9	-2,2688	-2,2655	-2,2655
10	2,9479	2,9396	2,9396

Tab.VI.7 - Tensões Longitudinais na Base do Edifício

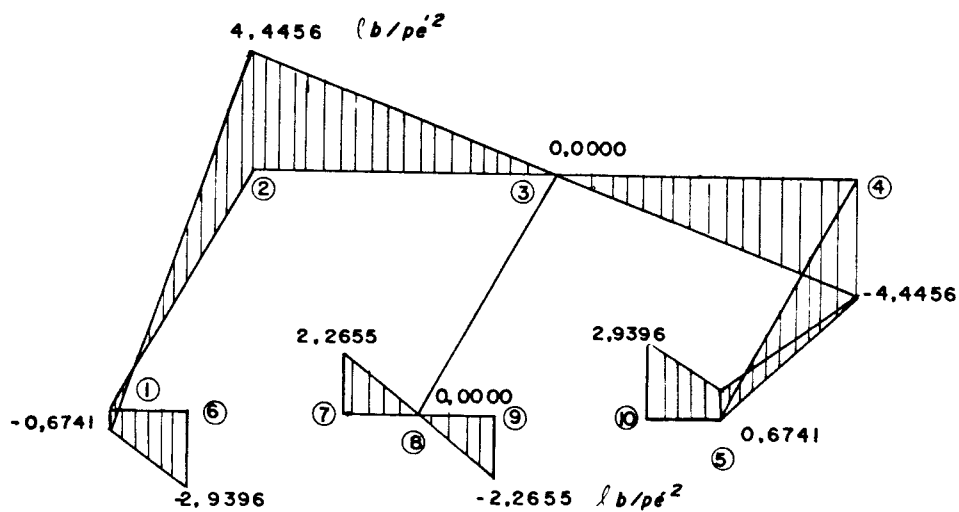


FIG. VI. 9 - TENSÕES NA BASE (PGKY e PJB)

VI.3 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO POR UM NÚCLEO, FORMADO POR UMA ÚNICA PAREDE DE SEÇÃO ABERTA NÃO UNIFORME AO LONGO DA ALTURA

Na Fig.VI.10, apresenta-se um edifício em planta e elevação, possuindo 15 andares de 12,5 pé de pé direito.

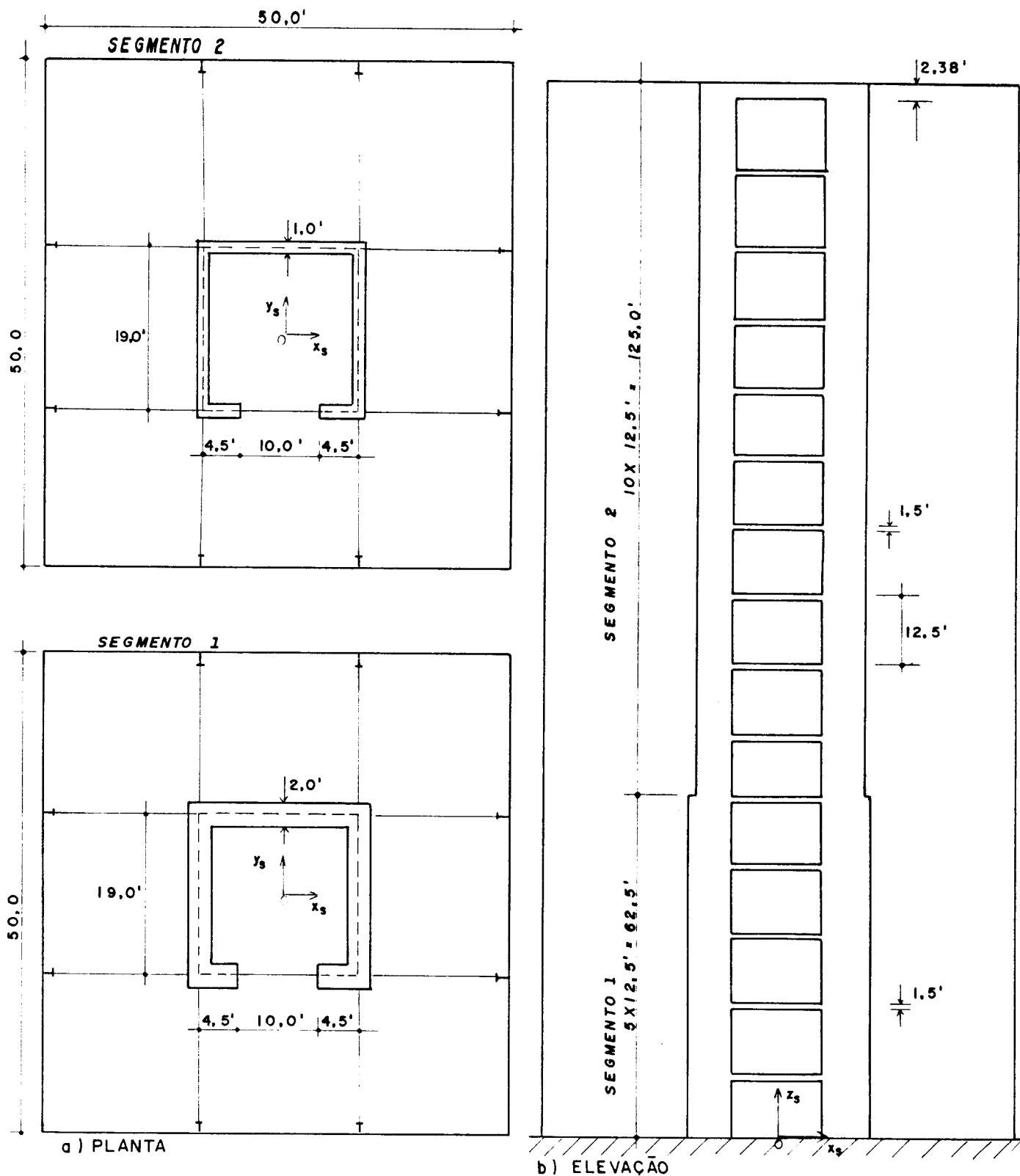


FIG. VI. 10 - EDIFÍCIO COM UMA PAREDE DE SEÇÃO ABERTA NÃO UNIFORME.

A estrutura do edifício da Fig.VI.10 é composta por dois segmentos, sendo que para o primeiro a espessura das paredes que formam o núcleo estrutural é de 2,0 pé, uniforme do 1º ao 5º andar, onde os lintéis possuem a mesma largura e altura sendo respectivamente 2,0 pé e 1,50 pé. O segundo segmento compreendendo do 6º ao 15º andar tem a espessura das paredes iguais a 1,0 pé uniforme ao longo da altura e todos os lintéis possuem largura igual a 1,0 pé e altura igual a 1,5 pé com exceção do lintel do topo que possui 2,38 pé de altura.

A estrutura será analisada pela ação de uma carga uniforme horizontal de 1250 lb/pé na direção do eixo x_s , aplicada no ponto O, ao longo da altura do edifício. Para o módulo de elasticidade tomar-se-á o valor de $5,76 \times 10^8 \text{ lb/pé}^2$ e para o coeficiente de Poisson 0,15.

Os resultados foram comparados através das tabelas e figuras, apresentados a seguir:

ANDAR	ROTAÇÕES (10^{-2} x rad)			
	PGKY	PHS	PSH*	PLL*
base	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,003	0,003	0,003	0,003
2	0,010	0,011	0,011	0,011
3	0,021	0,022	0,022	0,022
4	0,035	0,035	0,035	0,035
5	0,050	0,051	0,051	0,051
6	0,067	0,068	0,067	0,67
7	0,085	0,087	0,086	0,086
8	0,105	0,107	0,105	0,106
9	0,123	0,126	0,123	0,124
10	0,141	0,143	0,141	0,142
11	0,157	0,160	0,158	0,159
12	0,171	0,174	0,170	0,175
13	0,182	0,186	0,182	0,188
14	0,192	0,196	0,196	0,197
15	0,200	0,205	0,201	0,210

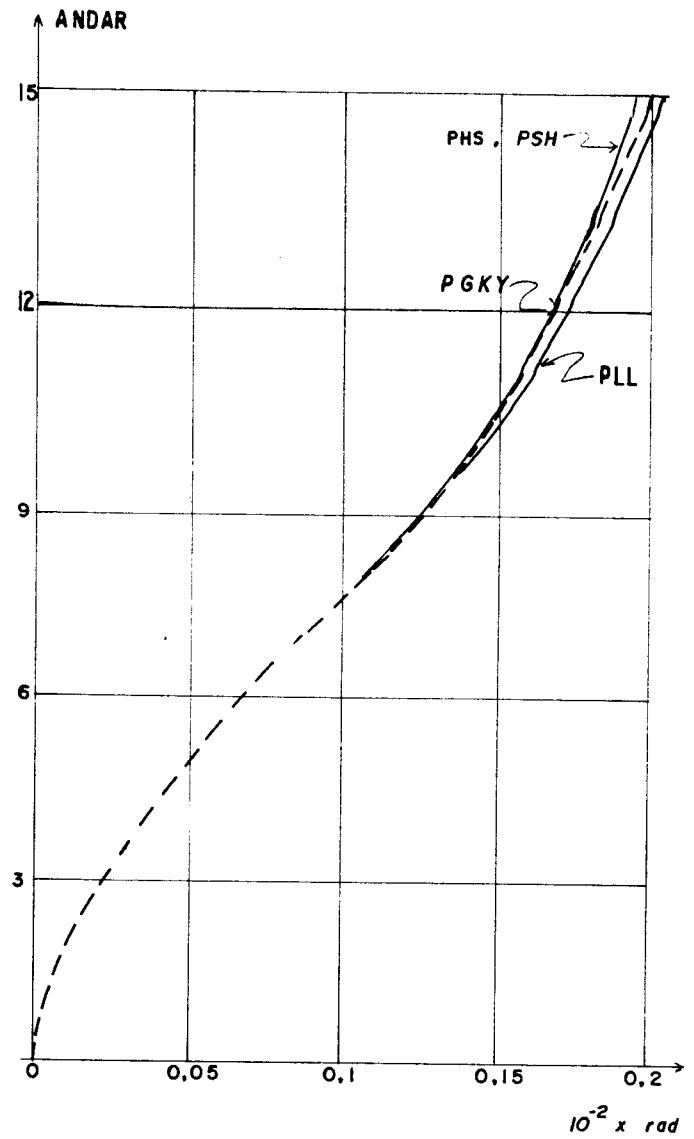


FIG. VI. 11 - ROTAÇÕES DOS DIAFRAGMAS.

Tab.VI.8 - Rotações em torno
do eixo z_s

Obs: o símbolo (*), indica que os valores foram tomados graficamente.

ANDAR	BIMOMENTOS ABAIXO DOS LINTÉIS ($10^8 \times \text{lb. pé}^2$)		
	PGKY	PHS	PSH*
1	1,248	1,265	1,241
2	0,844	0,864	0,870
3	0,558	0,584	0,569
4	0,366	0,400	0,389
5	82,43	0,296	0,275
6	0,147	0,135	0,155
7	-0,026	-0,034	-0,024
8	-0,154	-0,157	-0,165
9	-0,243	-0,244	-0,243
10	-0,301	-0,299	-0,302
11	-0,332	-0,327	-0,340
12	-0,341	-0,333	-0,340
13	-0,327	-0,317	-0,328
14	-0,293	-0,280	-0,292
15	-0,236	-0,252	-0,243

Tab.VI.9 - Bimomentos Abaixo dos Lintéis

ANDAR	BIMOMENTOS ACIMA DOS LINTÉIS ($10^8 \times \text{lb. pé}^2$)		
	PGKY	PHS	PSH*
1	-1,337	-1,355	-1,314
2	-0,996	-1,022	-0,974
3	-0,755	-0,786	-0,754
4	82,43	-0,636	-0,584
5	-0,508	-0,560	-0,511
6	-0,294	-0,285	-0,299
7	-0,127	-0,124	-0,140
8	0,001	0,001	0,001
9	0,096	0,094	0,097
10	0,166	0,161	0,160
11	0,212	0,205	0,207
12	0,236	0,227	0,243
13	0,239	0,227	0,243
14	0,220	0,204	0,195
15	-	-	-

Tab.VI.10 - Bimomentos Acima dos Lintéis

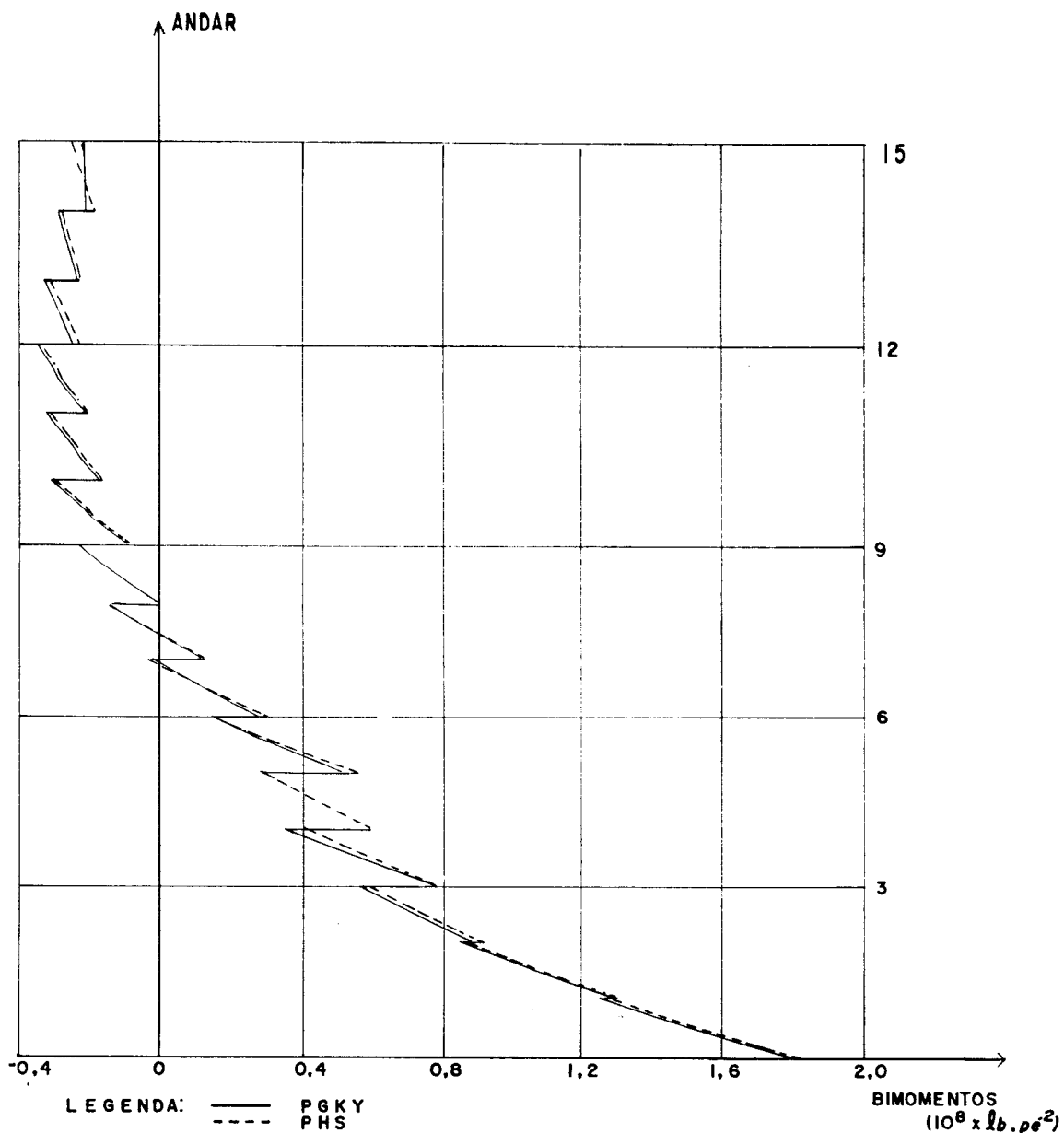


FIG. VI. 12 - BIMOMENTOS ABAIXO E ACIMA DOS LINTÉIS.

Na Fig.VI.12 acima, não foram incluídos os valores dos bimomentos obtidos pelo processo PSH,mas observa-se pela Tab.VI.9 e Tab.VI.10 que os mesmos possuem a mesma ordem de grandeza e com muito boa aproximação em comparação com os outros dois processos. Os bimomentos na base são 1.8×10^8 lb.pé² para o processo PGKY e 1.814×10^8 lb.pé² para o processo PHS.

N ^o	TENSÕES lb/pé ²	
	PHS	PGKY
1	-51354	-50940
2	-19536	-19380
3	23817	23630
4	-23817	-23630
5	19536	19380
6	51354	50940

Tab.VI.11 - Tensões Longitudinais na Base da Estrutura

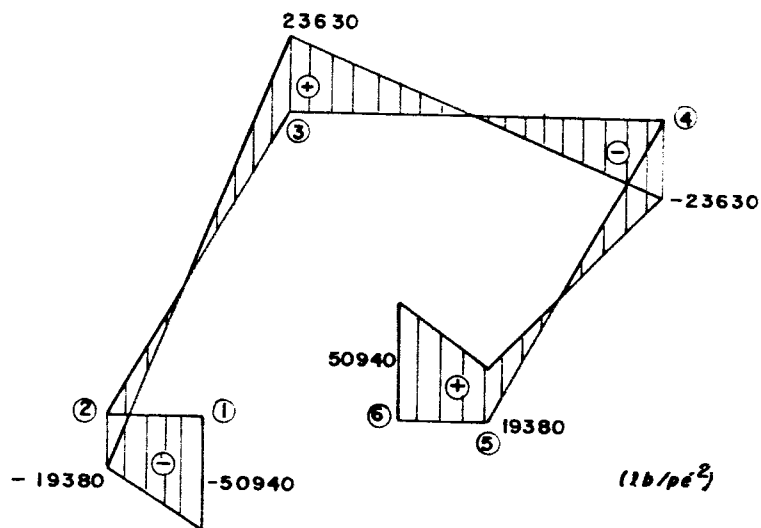


FIG.VI.13- TENSÕES NA BASE DEVIDO AO EMPENAMENTO.

Para os exemplos seguintes serão apresentados os tipos estruturais tendo em comum o pavimento tipo apresentado na Fig.VI.14. Tem-se para todos os edifícios o núcleo de concreto armado com paredes de espessura constante igual a 0,25m, tendo os mesmos, 15 andares e 4,00m de pé direito. Quando forem considerados os lintéis, estes terão 0,25m de largura por 0,52m de altura. Todos os núcleos serão supostos perfeitamente engastados nas suas bases e para os mesmos serão adotados módulo de elasticidade longitudinal $E = 144866 \text{kgf/cm}^2$ e módulo de elasticidade transversal $G = 60367 \text{kgf/cm}^2$.

O carregamento será aplicado segundo orientação das coordenadas globais de cada estrutura, sendo composto pelos valores das cargas adotadas e indicadas a seguir:

- Cargas Permanentes

1. Peso próprio do núcleo

carga de um elemento de pilar de 4,00m de altura
 $2,4 \text{tf/m}^3 \times 0,25 \text{m} \times 4,00 \text{m} = 2,4 \text{tf/m}$

2. Cargas distribuídas no piso

peso das lajes: $2,4 \text{tf/m}^3 \times 0,1 \text{m} = 0,24 \text{tf/m}^2$
 peso do vigamento: $= 0,16 \text{tf/m}^2$
 peso do forro e instalações $= \frac{0,10 \text{tf/m}^2}{}$
 TOTAL $= 0,50 \text{tf/m}^2$

3. Peso das partes metálicas

peso dos pilares periféricos por fachada:
 100tf

peso das treliças principais e periféricas:
 120tf

4. Peso dos materiais de revestimento das fachadas

peso dos vidros, caixilhos e outros materiais de vedação: $0,1 \text{tf/m}^2$

- Cargas Acidentais

Resultantes de ação de vento, agindo nas superfícies externas do edifício, transversais ao plano de parede do núcleo (pressão de obstrução = 80 kgf/m^2)

carga resultante em uma laje

$$1,2 \times 0,8 \text{tf/m}^2 \times 15,00\text{m} \times 4,00\text{m} = 5,76\text{tf}$$

- Cargas Vivas

Será considerada uma sobrecarga distribuída uniformemente sobre os pisos equivalente a $0,50 \text{tf/m}^2$.

VI.4 - EDIFÍCIOS CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E PILARES PERIFÉRICOS DE AÇO

Na Fig.VI.14 apresentam-se as dimensões principais do sistema estrutural e as cargas resultantes da ação do vento. Considerar-se-ão ainda as cargas verticais já mencionadas, sendo as mesmas concentradas, passando pelo centro de cisalhamento, paralelas ao eixo global, de $-131,62\text{tf}$ no topo do núcleo e ao nível dos andares intermediários aplicar-se-á o valor $-143,20\text{tf}$ ambos da compressão.

Devido às excentricidades das resultantes das cargas verticais consideradas aplicadas nos centros de cisalhamento ao nível dos andares, os valores dos momentos fletores aplicados no topo e nos andares intermediários serão respectivamente $62.832,85 \text{tf.cm}$ e $75.956,16 \text{tf.cm}$ em torno do eixo x_s , conforme Exemplo Numérico apresentado no trabalho de Yagui (1). Considerar-se-á ainda, uma carga horizontal de $5,76\text{tf}$ aplicada na direção do eixo x_s ao nível de cada laje, pelo ponto 0, devido a ação do vento.

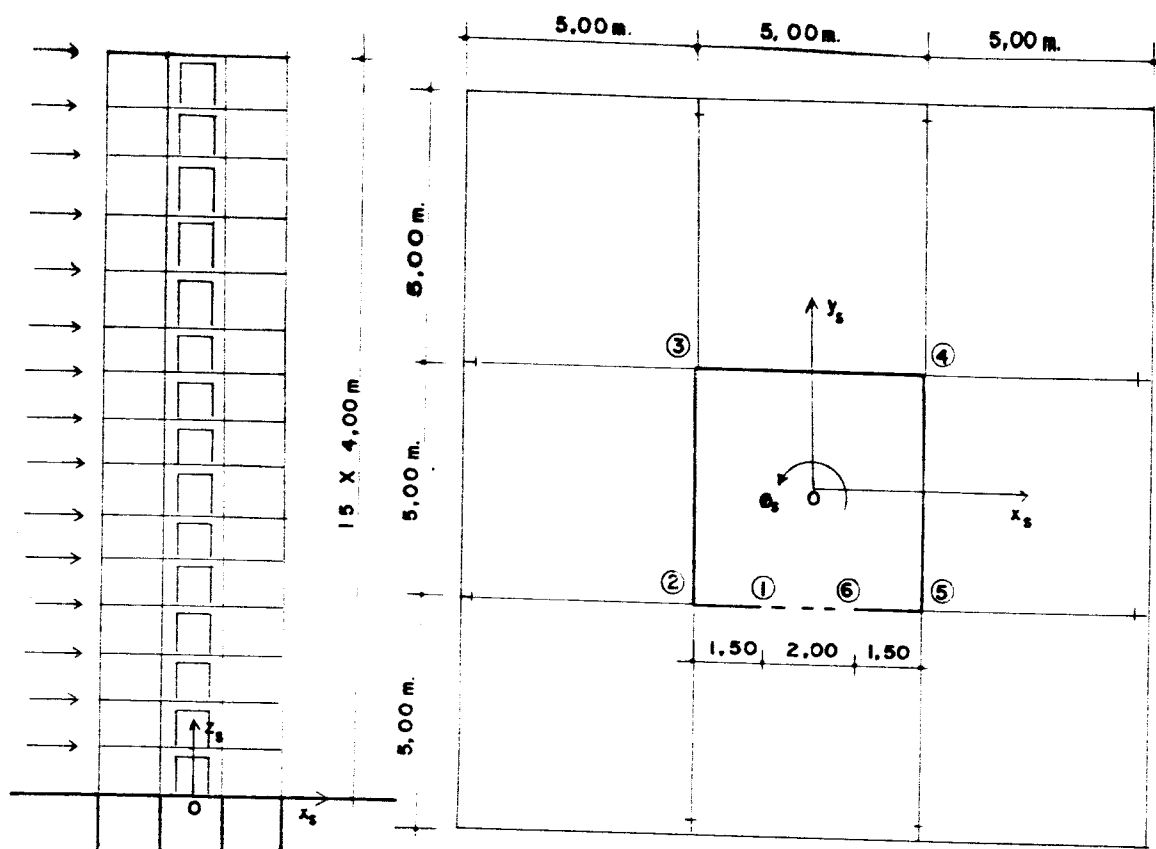


FIG. VI. 14 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E PILARES PERIFÉRICOS DE AÇO

Os nós referidos no desenvolvimento são identificados pelos números dentro de circunferência na Fig. VI.14. Os resultados são apresentados na forma de tabelas e figuras e seus valores comparados com os apresentados nos processos PY e \overline{PY} .

ANDAR	ROTAÇÕES 10^{-3} xrad	
	PGKY	PY*
Base	0,000	0,000
1	0,924	0,100
2	0,308	0,555
3	0,584	0,944
4	0,882	1,111
5	1,182	1,444
6	1,469	1,889
7	1,736	2,222
8	1,979	2,444
9	2,195	2,777
10	2,383	3,333
11	2,542	3,444
12	2,674	3,611
13	2,781	3,888
14	2,864	4,111
15	2,931	4,277

ANDAR	ROTAÇÕES 10^{-2} x rad		
	PGKY	PY*	\overline{PY} *
Base	0,000	0,000	0,000
1	0,041	0,0588	0,0117
2	0,155	0,1176	0,0233
3	0,330	0,3176	0,0447
4	0,558	0,5882	0,7290
5	0,826	0,84705	1,0588
6	1,128	1,1760	1,3530
7	1,456	1,5290	1,7060
8	1,804	1,8820	2,1410
9	2,165	2,1176	2,588
10	2,536	2,5880	2,9650
11	2,912	2,9180	3,3353
12	3,291	3,3180	3,8240
13	3,671	3,7200	4,2820
14	4,050	4,1170	4,8117
15	4,430	4,3650	5,082

Tab.VI.12 - Rotações em torno do Eixo z_s para o núcleo com lentes

Tab.VI.13 - Rotações em torno do Eixo z_s para o núcleo sem lentes

Obs: o símbolo (*), indica que os valores foram tomados graficamente.

ANDAR	DESLOCAMENTOS	
	cm	
	PGKY	PY*
base	0,000	0,000
1	0,121	0,117
2	0,437	0,8235
3	0,898	1,4117
4	1,468	1,999
5	2,119	2,588
6	2,832	3,352
7	3,590	4,118
8	4,379	5,117
9	5,189	5,764
10	6,009	6,823
11	6,833	7,64
12	7,654	8,235
13	8,469	9,176
14	9,276	10,588
15	10,080	11,300

Tab.VI 14 - Deslocamentos do Ponto 0 dos Diafragmas na Direção do Eixo x_s - Núcleo com Lintéis

ANDAR	DESLOCAMENTOS		
	cm		
	PGKY	PY*	\overline{PY}^*
base	0,000	0,000	0,000
1	0,291	0,235	0,291
2	1,106	1,529	1,765
3	2,365	2,588	2,941
4	3,997	4,118	5,059
5	5,935	6,117	7,176
6	8,120	8,235	9,412
7	10,500	10,823	12,353
8	13,030	13,529	15,294
9	15,670	16,470	18,235
10	18,390	18,823	21,176
11	21,150	21,529	24,706
12	23,950	24,470	27,647
13	26,750	27,244	30,823
14	29,560	29,999	33,765
15	32,360	32,353	36,706

Tab.VI.15 - Deslocamentos do Ponto 0 dos Diafragmas na Direção do Eixo x_s - Núcleo sem Lintéis

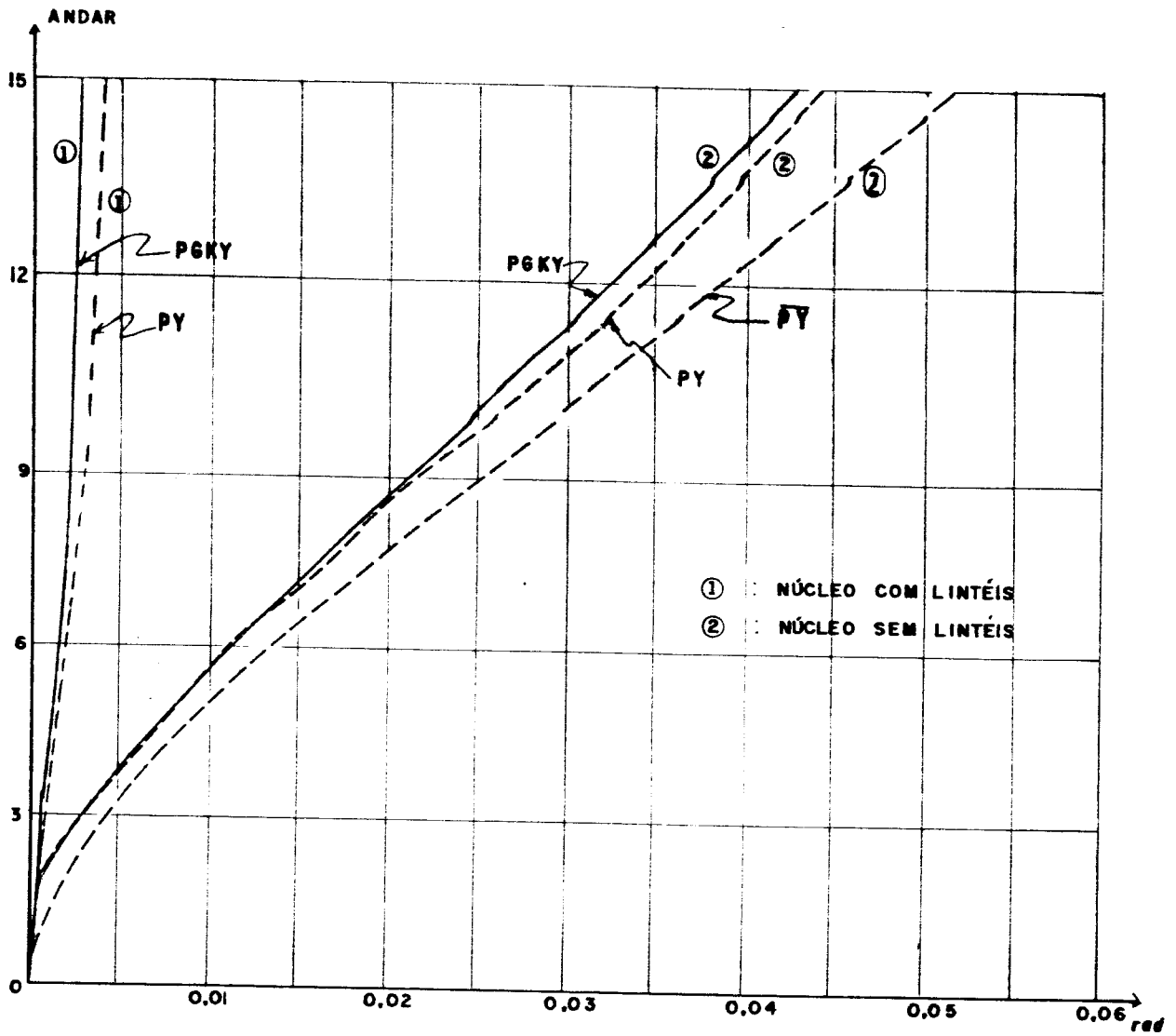


FIG. VI. 15 - ROTAÇÕES DOS DIAFRAGMAS

As rotações e os deslocamentos horizontais dos diafragmas apresentados nas Fig. VI.15 e Fig. VI.16 respectivamente, estão representados pelas curvas 1 e 2 dos sistemas com e sem lintéis respectivamente.

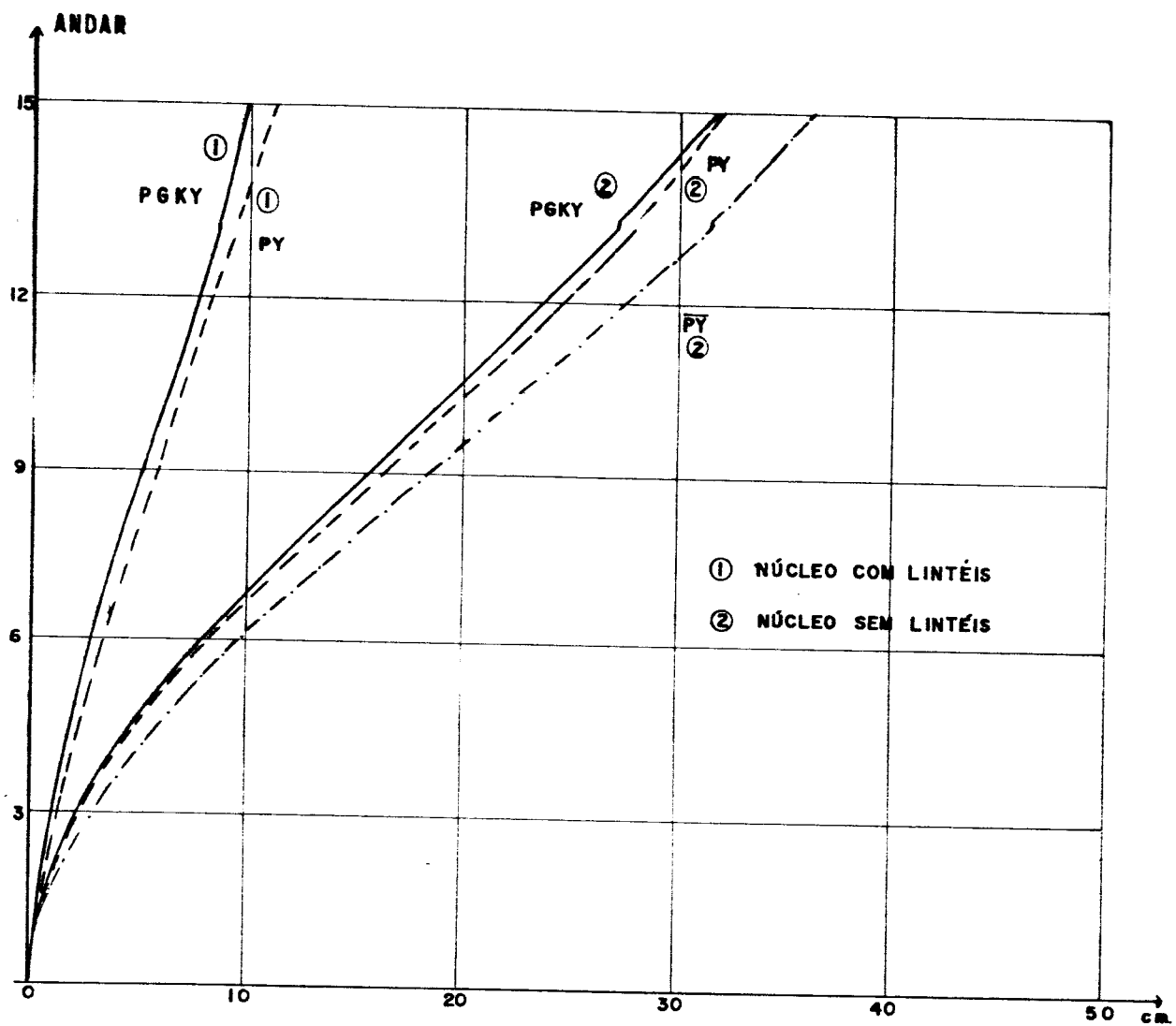


FIG. VI. 16 - DESLOCAMENTOS DOS DIAFRAGMAS NA DIREÇÃO DO EIXO x_s .

ANDAR	MOMENTOS EM tf.m			
	PGKY		\overline{PY}	
	N O 1	N O 6	N O 1	N O 6
1	4,775	4,775	4,642	4,743
2	5,759	5,759	6,574	6,450
3	7,328	7,328	8,176	7,965
4	9,235	9,235	9,995	9,781
5	11,330	11,330	11,960	11,744
6	13,520	13,520	14,065	13,838
7	15,720	15,720	16,161	15,949
8	17,870	17,870	18,176	17,960
9	19,880	19,880	20,025	19,811
10	21,630	21,630	21,562	21,347
11	22,940	22,940	22,564	22,351
12	23,470	23,470	22,760	22,541
13	22,690	22,690	21,650	21,433
14	19,710	19,710	18,528	18,313
15	13,000	13,000	12,234	12,026

a) Momentos Fletores

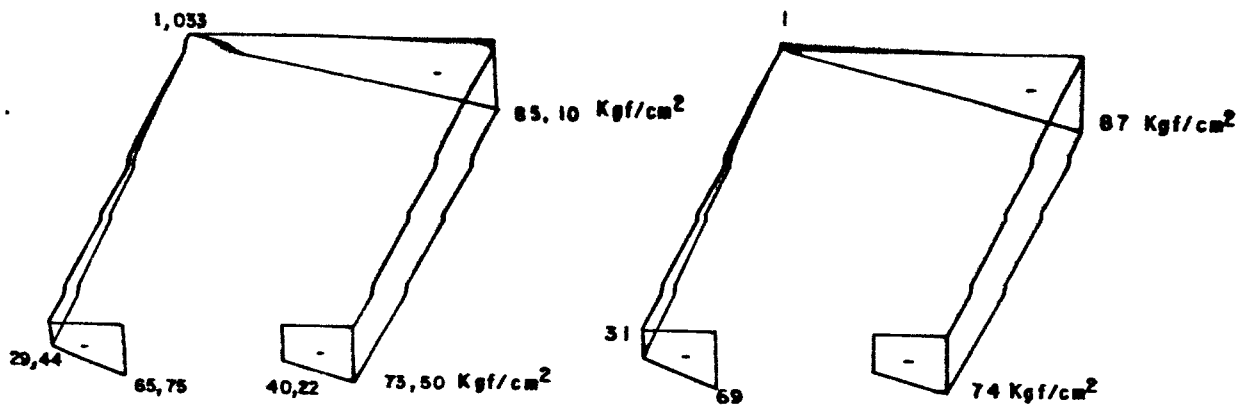
ANDAR	FORÇA CORTANTE EM tf	
	PGKY	\overline{PY}
1	4,775	4,612
2	5,759	6,512
3	7,328	8,071
4	9,235	9,888
5	11,330	11,852
6	13,520	13,946
7	15,720	16,055
8	17,870	18,068
9	19,880	19,918
10	21,630	21,454
11	22,940	22,458
12	23,470	22,651
13	22,690	21,541
14	19,710	18,420
15	13,000	12,130

ANDAR	MOMENTO TOR-
	SOR EM tf.m PGKY
1	0,017
2	0,021
3	0,026
4	0,033
5	0,041
6	0,049
7	0,056
8	0,064
9	0,071
10	0,078
11	0,082
12	0,084
13	0,082
14	0,071
15	0,047

b) Força Cortante

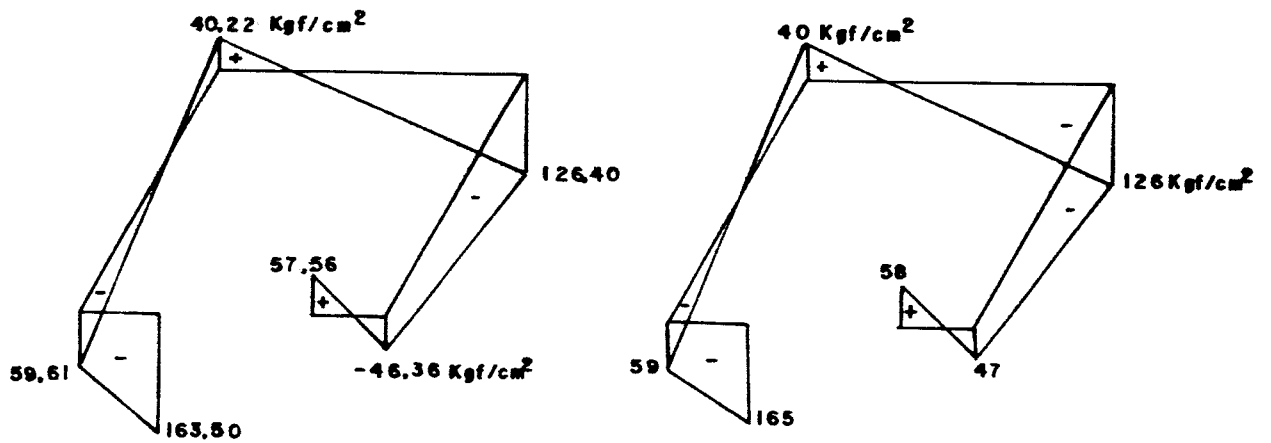
c) Momento Torsor

Tabela VI.16 - Esforços nos Lintéis



a) COM LINTÉIS - PGKY

b) COM LINTÉIS - PY



c) SEM LINTÉIS - PGKY

d) SEM LINTÉIS - PY

FIG. VI. 17- TENSÕES NORMAIS NA SECCÃO TRANSVERSAL DO NÚCLEO SITUADA A 2,00m. DE SUA BASE.

VI.5 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E
PENDURAS DE AÇO VINCULADOS EM TRELIÇAS APLICADAS
NO TOPO DO NÚCLEO

Os sistemas estruturais e as cargas resultantes da ação do vento são apresentados na Fig. VI.18, as dimensões em planta são as mesmas do exemplo anterior, bem como os valores dos deslocamentos horizontais tanto para a direção x_s como para as rotações em torno do eixo z_s ; isto se deve à consideração da análise em 1.^a ordem feita neste trabalho e o fato do mesmo não levar em conta a influência da força normal na rigidez do pilar. Observe-se também que as cargas verticais, tanto em um exemplo como no outro, não influem nos deslocamentos apresentados.

A estrutura será submetida a um carregamento constituído de cargas horizontais provenientes da ação do vento e das cargas verticais que serão aplicadas no centro de cisalhamento da seção transversal do núcleo, sendo uma carga vertical concentrada de -2824,12tf no topo do núcleo e para os demais andares intermediários uma carga vertical de -143,20tf, ambos de compressão.

Os momentos fletores correspondentes às resultantes das cargas verticais no topo e nos andares intermediários serão respectivamente 1.513.535,70 tf.cm e 75.956,16tf.cm aplicados em torno do eixo x_s , conforme Exemplo Numérico apresentado por Yagui⁽¹⁾. Ao nível de cada laje considerar-se-á uma carga horizontal de 5,76tf na direção do eixo x_s , devido a ação do vento.

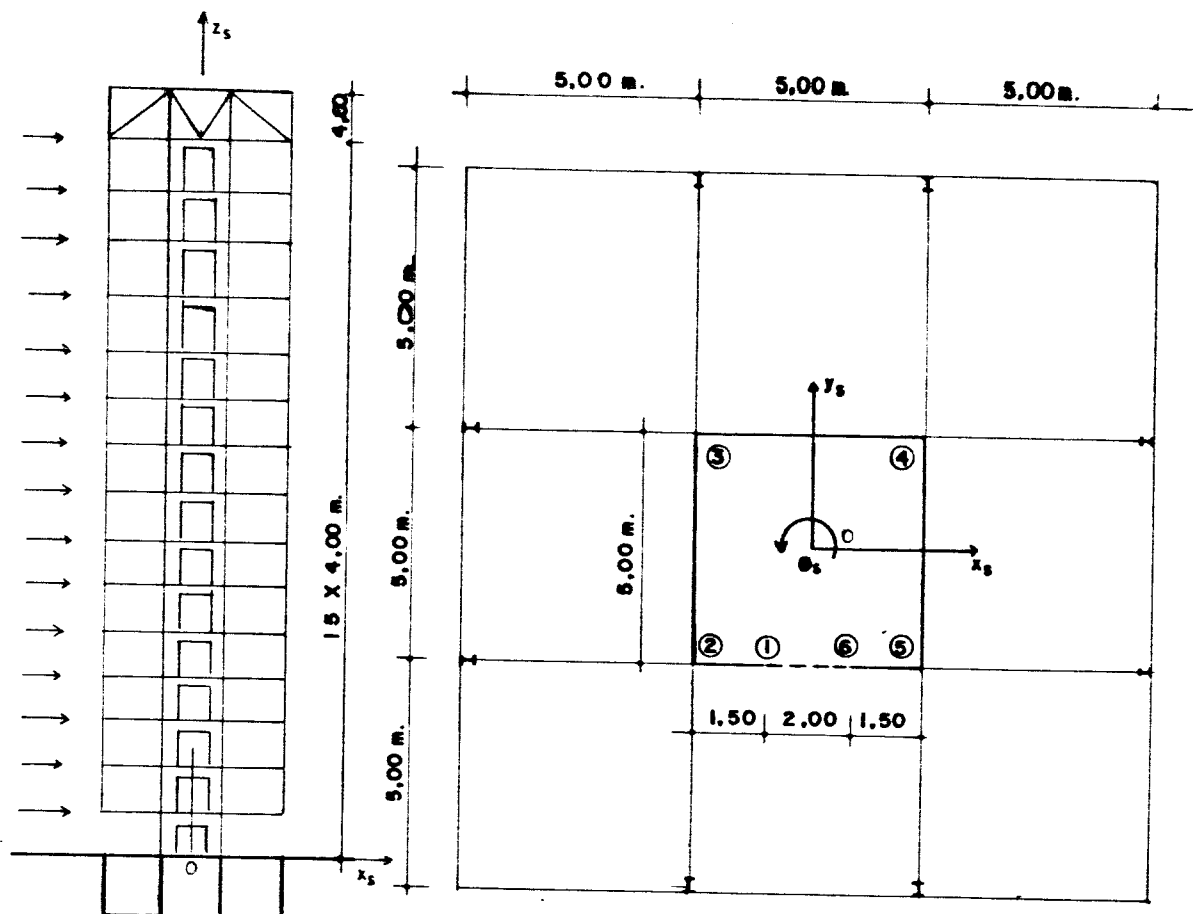


FIG. VI. 18 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E PENDURAS DE AÇO VINCULADOS EM TRELIÇAS APLICADAS NO TOPO DO NÚCLEO.

Nas Fig. VI.19 e Fig. VI.20, as curvas 1 e 2 representam os deslocamentos horizontais dos sistemas com e sem lintéis, respectivamente.

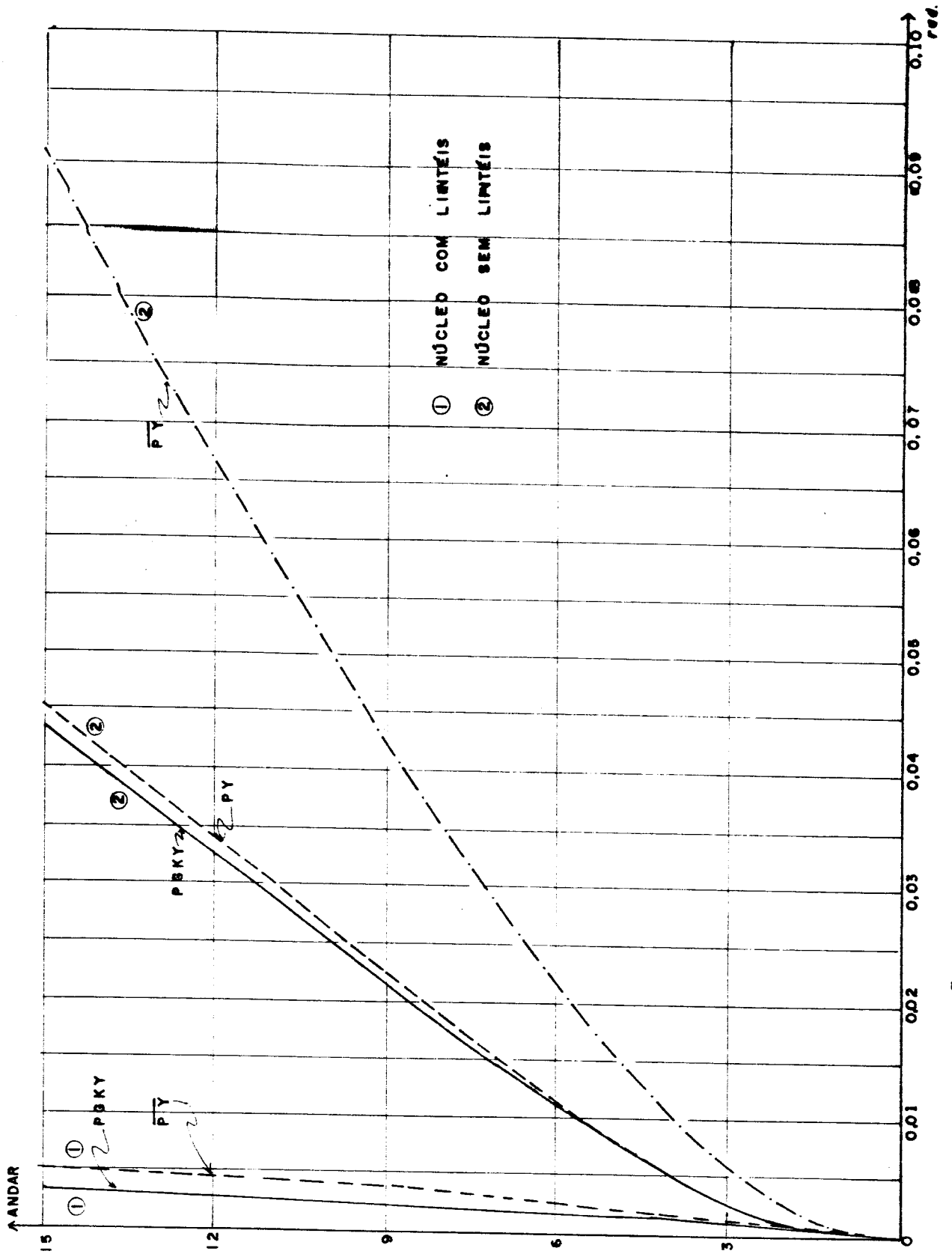


FIG. VI. 19 - ROTACIONES DOS DIAFRAGMAS EM TORNO DO EIXO z_z .

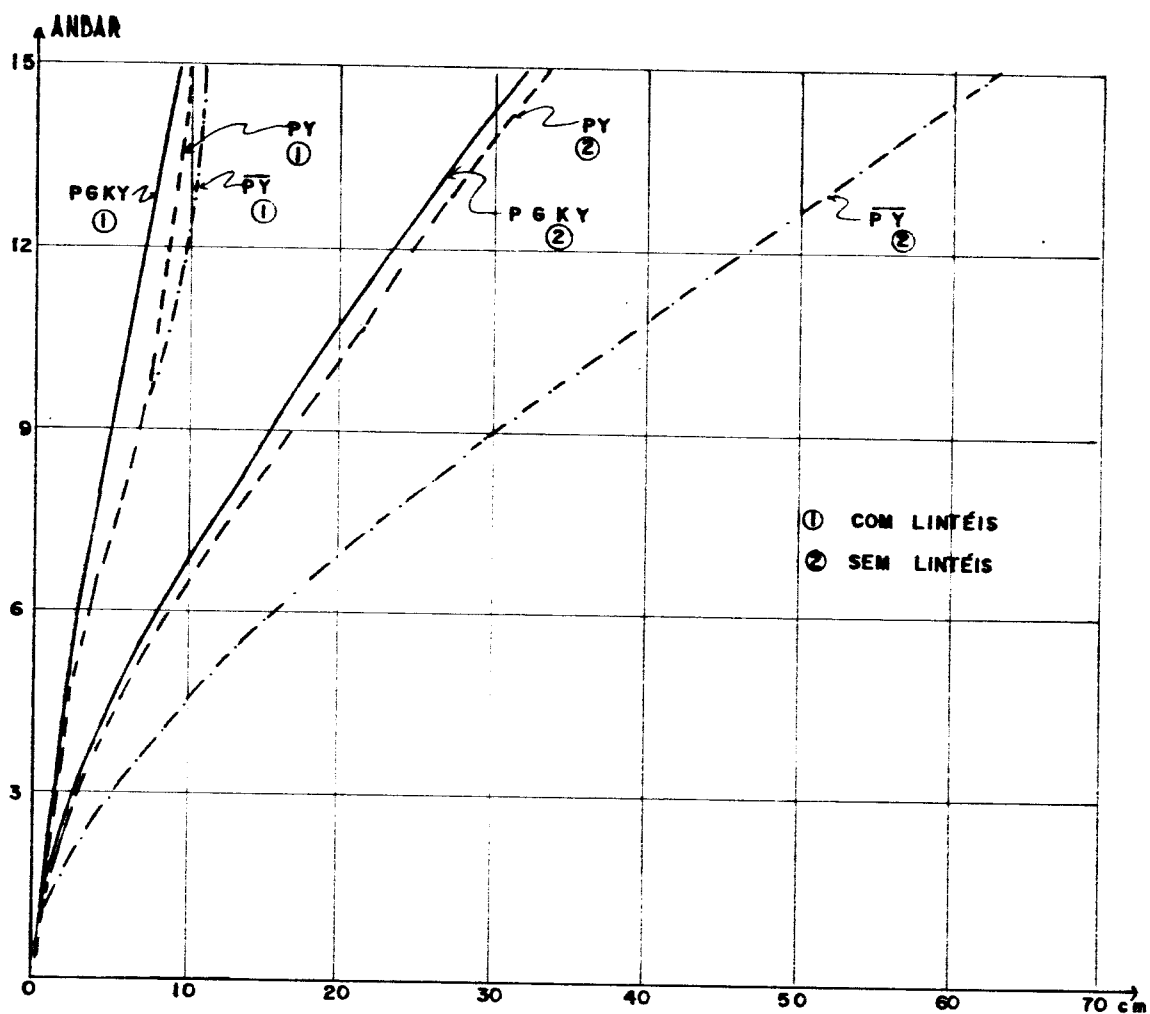


FIG. VI. 20 - DESLOCAMENTOS DOS DIAFRAGMAS NA DIREÇÃO DO EIXO x_3 .

ANDAR	MOMENTOS FLETORES EM tf.m			
	PGKY		\overline{PY}	
	Nº 1	Nº 6	Nº 1	Nº 6
1	4,775	4,775	-1,099	13,705
2	5,759	5,759	7,849	8,263
3	7,328	7,328	9,675	9,531
4	9,235	9,235	11,548	11,381
5	11,330	11,330	13,594	13,427
6	13,520	13,520	15,712	15,544
7	15,720	15,720	17,815	17,644
8	17,870	17,870	19,817	19,642
9	19,880	19,880	21,608	21,432
10	21,630	21,630	23,048	22,867
11	22,940	22,940	23,937	23,751
12	23,470	23,470	23,958	23,766
13	22,690	22,690	22,635	22,436
14	19,710	19,710	19,228	19,024
15	13,000	13,000	12,587	12,383

a) Momentos Fletores

ANDAR	FORÇA CORTANTE EM tf	
	PGKY	\overline{PY}
1	4,775	6.303
2	5,759	8,056
3	7,328	9,603
4	9,235	11,465
5	11,330	13,511
6	13,520	15,628
7	15,720	17,729
8	17,870	19,730
9	19,880	21,520
10	21,630	22,958
11	22,940	23,844
12	23,470	23,862
13	22,690	22,536
14	19,710	19,126
15	13,000	12,485

b) Força Cortante

ANDAR	MOMENTO TORSOR EM tf.m
	PGKY
1	0,017
2	0,021
3	0,026
4	0,033
5	0,041
6	0,049
7	0,056
8	0,064
9	0,071
10	0,078
11	0,082
12	0,084
13	0,081
14	0,071
15	0,047

c) Momento Torsor

Tabela VI.17 - Esforços nos Lintéis

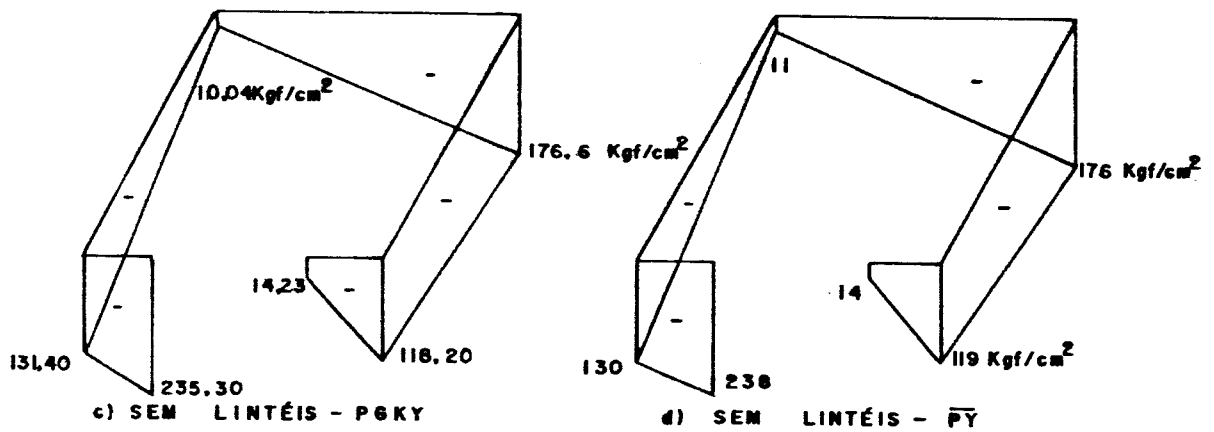
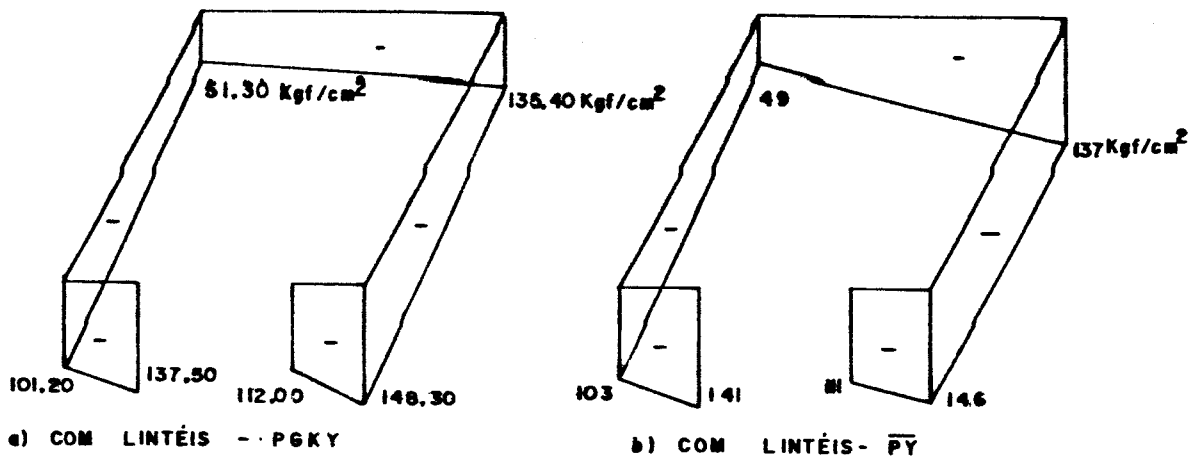


FIG. VI. 21 - TENSÕES NORMAIS NA SECÇÃO TRANSVERSAL DO NÚCLEO SITUADA À 2,00 m. DE SUA BASE.

VI.6 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO
E PILARES PERIFÉRICOS DE AÇO, TRAVADOS NOS SEUS
TOPOS POR TRELIÇAS

Na Fig.VI.22 estão indicadas as dimensões do sistema estrutural além de oito prumadas de pilares periféricos, vinculados nos seus topos, diretamente às extremidades das treliças. As barras que compõem as treliças e os pilares periféricos possuem a área da seção transversal igual a $173,00\text{cm}^2$. Considera-se ainda a presença dos lintéis cujas seções transversais medem $0,25\text{m} \times 0,52\text{m}$.

A estrutura tridimensional equivalente ao núcleo apresentada cima, será submetida a um carregamento constituído de cargas horizontais na direção do eixo x_s aplicadas ao nível dos pisos de $5,76\text{tf}$ e cargas verticais resultantes das cargas permanentes, cargas acidentais e sobrecargas nos pisos de $-1589,12\text{tf}$ aplicadas no topo do núcleo e nos andares intermediários $-143,20\text{tf}$, ambas concentradas no centro de cisalhamento da seção transversal do núcleo, sendo as mesmas de compressão. Os momentos fletores correspondentes às resultantes das cargas verticais no topo e nos andares intermediários serão respectivamente $848.117,84 \text{ tf.cm}$ e $75.956,16 \text{ tf.cm}$ e aplicados em torno do eixo x_s , conforme Exemplo Numérico de Yagui (1).

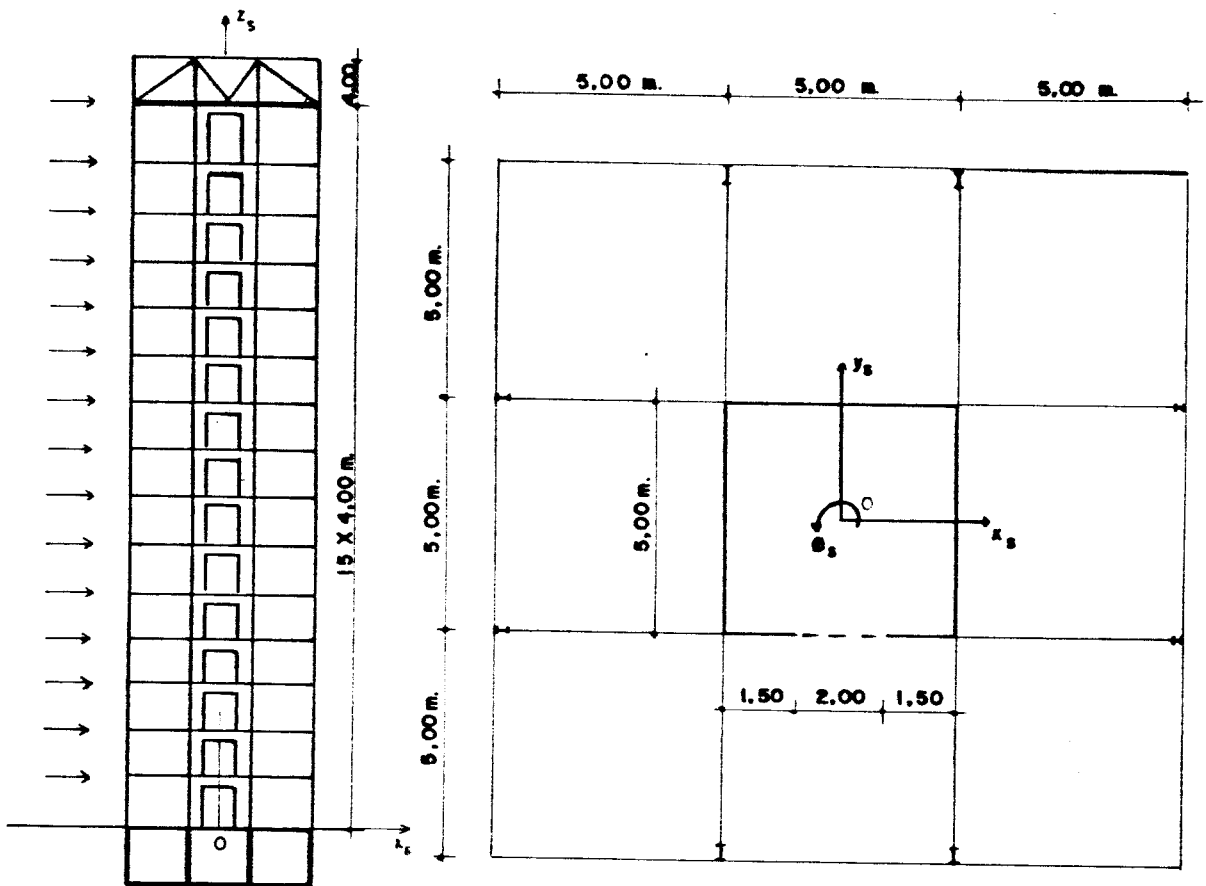


FIG. VI. 22 - EDIFÍCIO CONSTITUÍDO DE NÚCLEO DE CONCRETO ARMADO E PILARES PERIFÉRICOS DE AÇO, TRAVADOS NOS SEUS TOPOS POR TRELIÇAS.

ANDAR	ROTAÇÕES 10^{-3} rad	
	PGKY	\overline{PY}^*
base	0,0000	0,0000
1	0,092	0,0500
2	0,308	0,6500
3	0,584	1,1000
4	0,882	1,4000
5	1,182	1,7500
6	1,469	2,0000
7	1,736	2,5000
8	1,979	2,9000
9	2,196	3,1000
10	2,384	3,3500
11	2,545	3,5000
12	2,678	3,9000
13	2,787	4,0000
14	2,875	4,1000
15	2,949	4,200

Tab.VI.18 - Rotações dos Diafragmas em Torno do Eixo z_s (núcleo com lentes)

ANDAR	DESLOCAMENTOS cm	
	PGKY	\overline{PY}^*
base	0,000	0,000
1	0,106	0,100
2	0,380	0,500
3	0,770	1,000
4	1,240	1,500
5	1,764	2,150
6	2,320	2,900
7	2,893	3,500
8	3,469	4,250
9	4,036	5,000
10	4,587	6,000
11	5,112	6,350
12	5,607	7,000
13	6,068	7,500
14	6,492	7,800
15	6,883	8,000

Tab.VI.19 - Deslocamentos do Ponto 0 dos Diafragmas na Direção do Eixo x_s (núcleo com lentes)

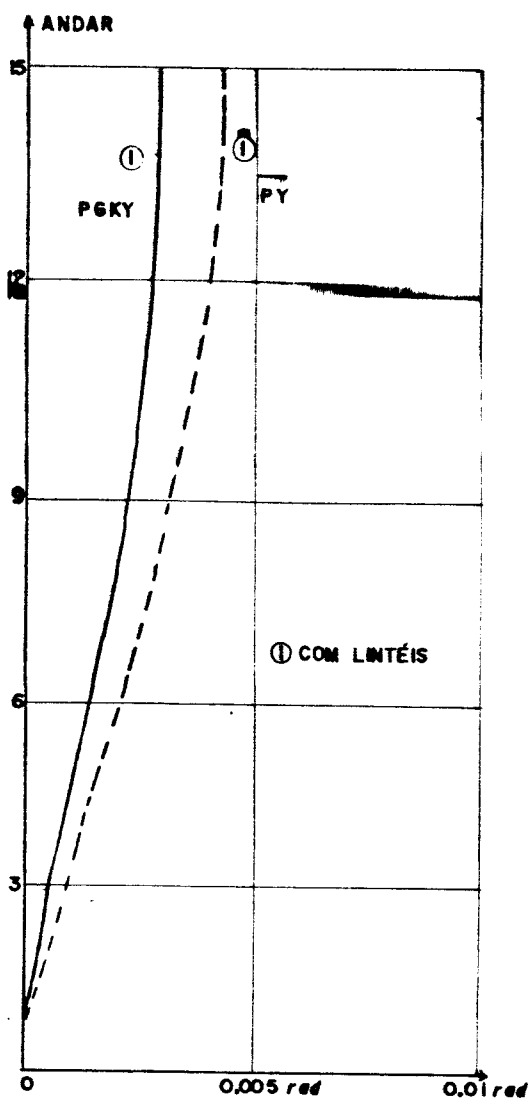


FIG. VI. 23 - ROTAÇÕES DO DIAFRAGMAS EM TORNO DO EIXO z_s .

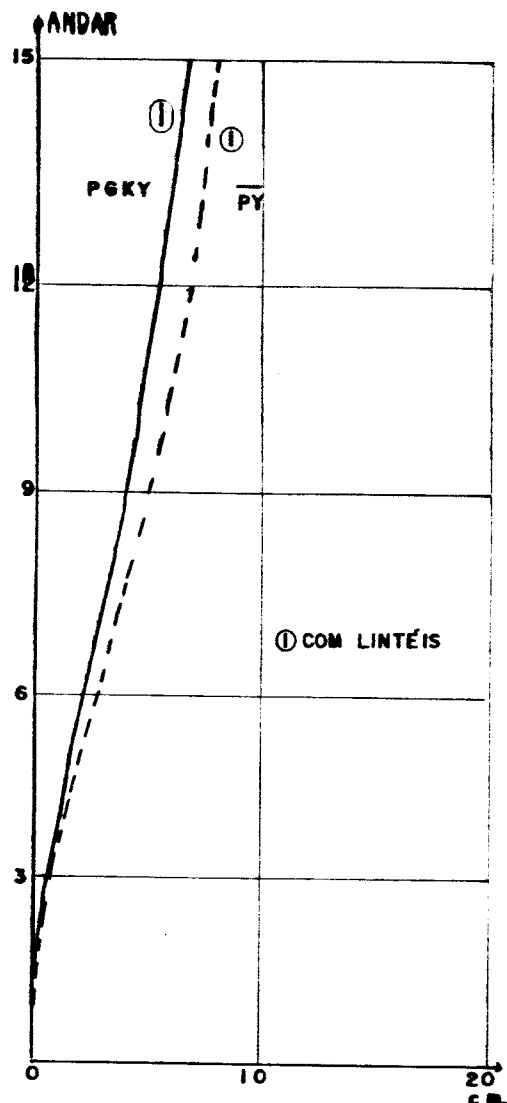


FIG. VI. 24 - DESLOCAMENTOS DOS DIAFRAGMAS NA DIREÇÃO DO EIXO x_s .

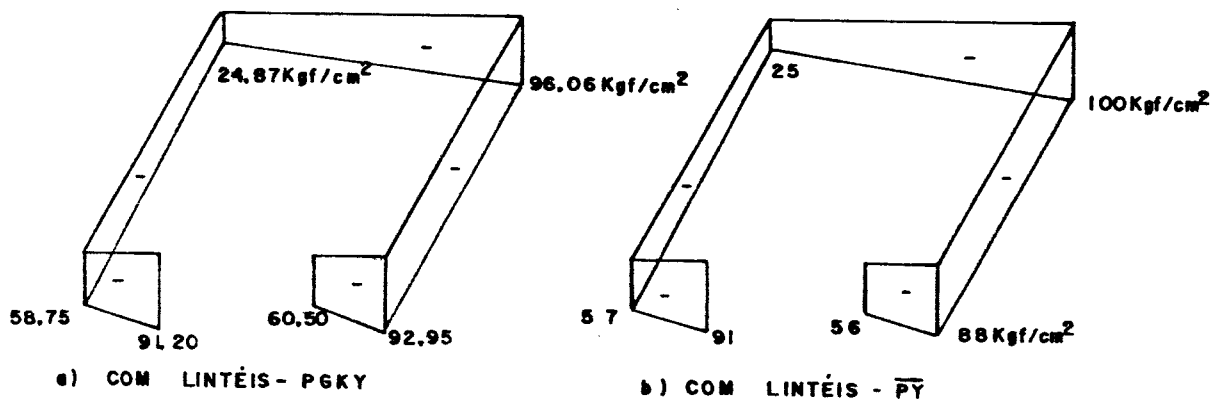


FIG. VI. 25 - TENSÕES NORMAIS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DO NÚCLEO SITUADAS À 2,00 m. DE SUA BASE.

ANDAR	MOMENTOS FLETORES EM tf.m			
	PGKY		\overline{PY}	
	Nº 1	Nº 6	Nº 1	Nº 6
1	5,494	5,494	0,379	4,648
2	6,186	6,186	5,214	5,167
3	7,581	7,581	7,336	7,126
4	9,385	9,385	9,504	9,291
5	11,420	11,420	11,749	11,534
6	13,570	13,570	14,000	13,785
7	15,750	15,750	16,208	15,993
8	17,880	17,880	18,301	18,085
9	19,890	19,890	20,190	19,976
10	21,640	21,640	21,742	21,527
11	22,940	22,940	22,764	22,548
12	23,470	23,470	22,945	22,729
13	22,700	22,700	21,818	21,601
14	19,710	19,710	18,643	18,425
15	13,000	13,000	12,281	12,068

a) Momentos Fletores

ANDAR	FORÇAS CORTANTE EM tf		ANDAR	MOMENTO TORSOR
	PGKY	\overline{PY}		EM tf.m
			PGKY	
1	5,494	2,513	1	0,020
2	6,186	5,190	2	0,022
3	7,581	7,231	3	0,027
4	9,385	9,400	4	0,034
5	11,420	11,641	5	0,041
6	13,570	13,892	6	0,049
7	15,750	16,100	7	0,057
8	17,880	18,193	8	0,065
9	19,890	20,083	9	0,072
10	21,640	21,634	10	0,079
11	22,940	22,656	11	0,083
12	23,470	22,837	12	0,085
13	22,700	21,710	13	0,082
14	19,710	18,534	14	0,071
15	13,000	12,174	15	0,047

b) Força Cortante

c) Momento Torsor

Tabela VI.20 - Esforços nos Lintéis

VI.7. CONTRIBUIÇÃO DA TRELIÇA ESPACIAL À RIGIDEZ NO TOPO DO NÚCLEO

As estruturas a serem comparadas, são aquelas da Fig. VI.14 e Fig. VI.22; núcleo de concreto armado e pilares periféricos de aço e núcleo de concreto armado e pilares periféricos travados nos seus topos por treliças, respectivamente. Nesta análise, não se incluíram lintéis para que a contribuição à rigidez das treliças fosse evidenciada e analisada.

O carregamento, idêntico para ambas as estruturas, é constituído de cargas horizontais aplicadas ao nível de cada laje na direção do eixo x_s cujo valor é 5.67tf.

ANDAR	ROTAÇÕES	
	10^{-3} rad	
	S/LINTEL	S/LINTEL C/TRELIÇA
Base	0,0000	0,0000
1	0,4079	0,3462
2	1,549	1,302
3	3,306	2,50
4	5,576	4,584
5	8,262	6,708
6	11,28	9,037
7	14,56	11,49
8	18,04	14,01
9	21,65	16,52
10	25,36	18,99
11	29,12	21,36
12	32,91	23,60
13	36,71	25,70
14	40,50	27,63
15	44,30	29,37

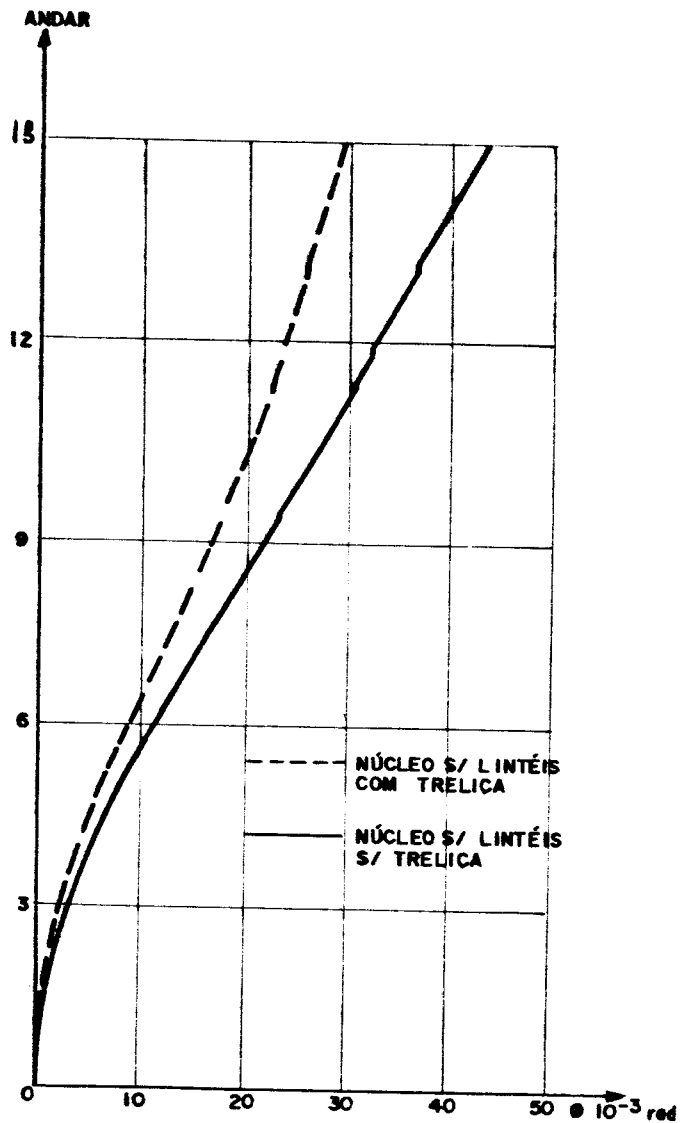


FIG. VI. 25 - ROTAÇÕES DOS DIAFRAGMAS EM TORNO DO EIXO z_s .

Tab. VI.21 - Rotações em torno do eixo z_s para o núcleo (sem lintéis) com e sem treliça no topo.

ANDAR	DESLOCAMENTOS	
	CM	
	S/LINTEL	S/LINTEL C/TRELIÇA
BASE	0,000	0,000
1	0,291	0,2443
2	1,106	0,9201
3	2,365	1,947
4	3,997	3,253
5	5,935	4,770
6	8,120	6,439
7	10,50	8,206
8	13,03	10,020
9	15,67	11,85
10	18,39	13,65
11	21,15	15,39
12	23,95	17,05
13	26,75	18,61
14	29,56	20,05
15	32,36	21,38

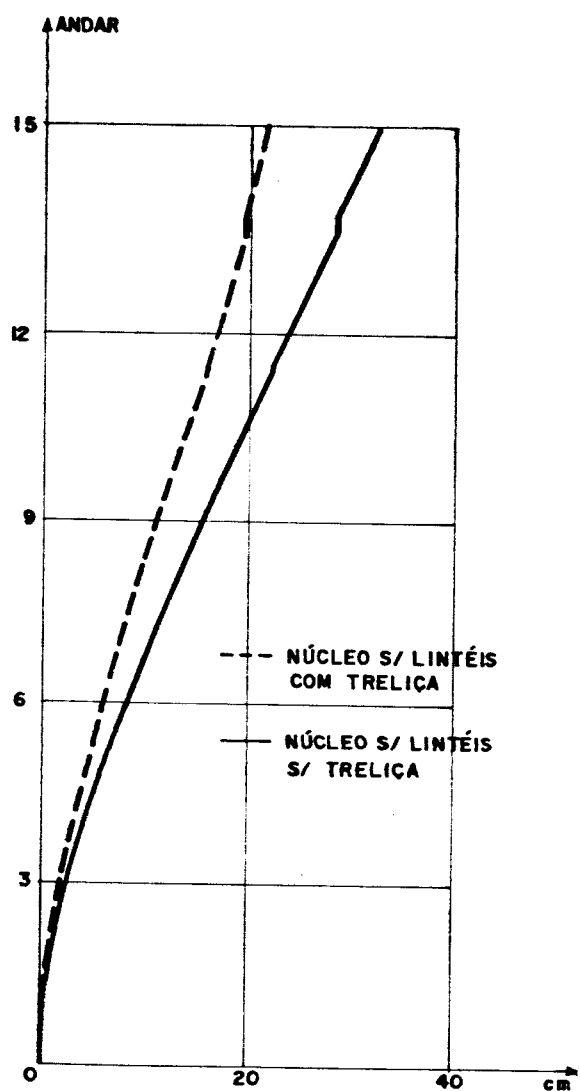


FIG. VI. 26 - DESLOCAMENTOS DOS DIAFRAGMAS NA DIREÇÃO DO EIXO x_s .

Tab.VI.22 - Deslocamentos dos diafragmas na direção do eixo x_s passando pelo ponto 0, para o núcleo (sem lintéis) com e sem treliça no topo.

VII-I

C O N C L U S Ã O

A Técnica Discreta apresentada neste trabalho destaca-se pela potencialidade evidenciada pela facilidade de análise de qualquer arranjo em planta das paredes de seção aberta e a possibilidade de variação das mesmas ao longo da altura. Permite ainda a incorporação de mais de um lintel ao nível dos pisos e variação da seção transversal dos mesmos ao longo da altura; bem como a incorporação da treliça espacial no topo da estrutura.

Observa-se nos três primeiros exemplos de aplicação uma excelente concordância nos diversos resultados apresentados; nota-se também que quanto às tensões longitudinais no núcleo, as tensões de flexo-torção podem ser da mesma ordem de grandeza que as tensões devidas a flexão, consequentemente recomenda-se que as mesmas sejam levadas em consideração no projeto estrutural de núcleos de seção delgada sujeitas a flexo-torção.

Para os três seguintes exemplos, apresentados também por Yagui (1), as discordâncias entre os resultados comparados foram devidas às considerações do efeito da força normal e da deformação por força cortante, em 2ª. ordem, pelo mesmo autor.

No último exemplo evidencia-se quantitativamente a contribuição da treliça espacial no topo do núcleo.

Quanto ao processo de eliminação, o cálculo de subestruturas em série possibilita a otimização do programa dispensando a inversão da matriz de rigidez global da estrutura e consequentemente economia na memória central e cálculos mais rápidos.

Em síntese, o presente trabalho exige do leitor conhecimentos da teoria de flexo-torção e análise matricial, entretanto a utilização dos programas apresentados exige apenas conhecimentos básicos na operação de computadores e da linguagem FORTRAN.

APÊNDICE

ENTRADA DE DADOS E IMPRESSÃO DE RESULTADOS

Este apêndice tem a finalidade de dar uma orientação quanto à entrada de dados para a utilização do programa automático presente neste trabalho e também, mostrar a impressão de resultados.

A entrada de dados é mostrada a seguir passo a passo seguindo-se os comandos de leitura READ(1,IR) e impressão WRITE(3,IW), encontrados na listagem do programa, onde IR e IW são valores inteiros de endereçamento único para as formas de leitura e impressão das variáveis, respectivamente.

Para o exemplo VI da pág. VI-34 tem-se:

A - Entrada de dados (unidades em tf e cm)

Inicialmente lêem-se os dados do núcleo estrutural do edifício; número de andares, coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Longitudinal do material que constitui o núcleo.

NAND

U

E

15

0.199877

14.4866+01

A seguir passa-se à leitura das alturas dos andares $H(I)$, onde I é o indexador do valor da altura de cada andar, observando-se cinco valores por linha conforme o formato de leitura.

$H(I)$

400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
400.0	400.0	400.0	400.0	400.0

Logo após lê-se o número de nós em planta da seção transversal do núcleo, o número de paredes e o número de variações da seção transversal ao longo da altura do núcleo sempre acrescido de uma unidade.

NOP	NV	IV
6	5	1

Lêem-se ainda os números dos andares onde há variação na seção transversal (ao longo da altura do edifício), através da variável $KV(I)$; sendo que para o caso em que não há variação da seção transversal e também quando I é a última variação, $KV(I)$ deve ser sempre maior que NAND.

$KV(I)$

16

A seguir faz-se a leitura das espessuras das paredes do núcleo para cada trecho da seção transversal.

T(J,I) , (J = 1, NP, I = 1, IV)

25.00

25.00

25.00

25.00

25.00

Logo a seguir lê-se o número de lintéis NL em planta, sendo que o número de lintéis deverá ser o mesmo para cada andar

NL

1

Em seguida é feita a leitura das alturas dos lintéis para cada andar, sendo que as mesmas podem variar ao longo da altura do edifício.

D(I) , I = 1, NAND

52.0 52.0 52.0 52.0 52.0

52.0 52.0 52.0 52.0 52.0

52.0 52.0 52.0 52.0 52.0

Para os lintéis lêem-se também as larguras de suas seções transversais podendo as mesmas variar segundo as variações da seção transversal do núcleo ao longo da altura do edifício.

B(I) , I = 1, IV

25.00

Faz-se agora a leitura dos nós inicial e final para cada lintel

NLI(I)

NLF(I)

1

6

Para a seção transversal do núcleo, identifica-se cada parede que o compõe fazendo-se a leitura dos nós inicial e final das mesmas.

NOI(I)

NOF(I)

1

2

2

3

3

4

4

5

5

6

Ainda para os cálculos dos parâmetros geométricos, lêem-se as coordenadas dos nós em planta da seção transversal para cada variação da seção transversal ao longo da altura do edifício.

XX

YY

-100.00

-250.00

-250.00

-250.00

-250.00

250.00

250.00

250.00

250.00

-250.00

100.00

-250.00

Lêem-se ainda as variáveis JTRE e JTRE2, onde a primeira atribui-se o valor unitário quando da existência da treliça espacial no topo do núcleo, caso contrário deve ser atribuído outro valor qualquer e a segunda é o número do

andar onde se encontra a treliça espacial intermediária. Em caso da não existência da treliça intermediária JTRE2 deve assumir um valor maior que o número de andares do edifício

JTRE	JTRE2
1	17

Faz-se ainda a leitura das variáveis que definem a treliça espacial no topo onde $A1 = \alpha$ (alfa) , $A2 = \beta$, $C = \lambda$ (distância lateral entre dois apoios da treliça espacial , $EL =$ módulo de elasticidade longitudinal do material, $S =$ a área da seção transversal das barras e $HT =$ altura do edifício (vide Fig. III. 10).

A1	A2	C	EL	S	HT
100	0.80	500.00	2100.00	173.00	6000.00

A leitura do carregamento é feita para cada andar, consistindo do número do andar, das forças FX , FY , dos momentos MX , MY e MT , do Bimomento BIM e da força FZ .

NA	FX	FY	MX	MY	MT	BIM	FZ
1	5.76	0.0	848117.84	0.0	0.0	0.0	-1589.12
2	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
3	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
4	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
5	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
6	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
7	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
8	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20
9	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	- 143.20

10	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20
11	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20
12	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20
13	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20
14	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20
15	5.76	0.0	75956.16	0.0	0.0	0.0	-143.20

Finalmente no último comando de leitura, lêem-se as variáveis que definem a treliça espacial intermediária, onde $A1 = \alpha$, $A2 = \beta$, $A3 = \ell$ (distância lateral entre dois apoios da treliça), $A4 = E\ell$ (módulo de elasticidade longitudinal do material), $AS = S$ (área da seção transversal das barras) e $A6 = AI$ (altura da posição da treliça espacial em relação à base do edifício).

É mostrada a seguir a forma como devem ser inseridos os dados no Arquivo de Dados do programa, e em seguida a impressão dos resultados para o presente exemplo.

15 .199877 14.4866E+01

400.0 400.0 400.0 400.0 400.0
400.0 400.0 400.0 400.0 400.0
400.0 400.0 400.0 400.0 400.0
6 5 1

16

25.00
25.00
25.00
25.00
25.00

1

52.00 52.0 52.0 52.0 52.00
52.0 52.0 52.0 52.0 52.00
52.0 52.0 52.0 52.0 52.00

25.00

1 6

1 2

2 3

3 4

4 5

5 6

-100.00 -250.00
-250.0 -250.00
-250.0 250.00
250.0 250.00
250.0 -250.00
100.00 -250.00

117

1.00 0.80 500.00 2100.00 173.00 6000.00

1	5.76	0.00	848917.84	0.00	0.00	0.00-	1589.12
2	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
3	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
4	5.76	0.00	75956.15	0.00	0.00	0.00-	143.20
5	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
6	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
7	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
8	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
9	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
10	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
11	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
12	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
13	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
14	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
15	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00-	143.20
1.00	0.80	500.00	0.2100E+04	0.186148E+00	1.9682E+02		

=====

EDIFICIO COM NUCLEU DE CONCRETO ARMADO ENRIJECIDO POR
 TRELICA ESPACIAL NO TOPO, CONTRAVENTADO POR LINTEIS

=====

NUM. ANDARES 15 NUM. LINTEIS 1 CCEF. POISSON C.1999 MOD. ELASTICIDADE 0.1449E+03

ANDAR ALT. PILAR ALT. LINTEL

1	400.00	52.00
2	400.00	52.00
3	400.00	52.00
4	400.00	52.00
5	400.00	52.00
6	400.00	52.00
7	400.00	52.00
8	400.00	52.00
9	400.00	52.00
10	400.00	52.00
11	400.00	52.00
12	400.00	52.00
13	400.00	52.00
14	400.00	52.00
15	400.00	52.00

NUM. NOS EM PLANTA 5 NUM. PARED 5

PROPRIETADES DAS PAREDES E COORDENADAS DOS NOS EM RELACAO
 AOS EIXOS DA ESTRUTURA P/ O ELEM. DE PILAR NUM. - 1

PARFE	ESPESSURA	NO	XX	YY
1	25.00	1	-100.00	-250.00
2	25.00	2	-250.00	-250.00
3	25.00	3	-250.00	250.00

4	25.00	4	250.00	250.00
5	25.00	5	250.00	-250.00
6	100.00	6	100.00	-250.00

PROPRIEDADES GEOMET. DA SECAO TRANSV. DO ELEMENTO DE PILAR NUM. - I

COORDENADAS DOS NÓS EM RELACAO AO CENTRO DE CISCALHAMENIO

Nº	X	Y	AREA SETORIAL
1	-0.1000E+03	-0.7888E+03	0.1711E+06
2	-0.2500E+03	-0.7888E+03	0.5220E+05
3	-0.2500E+03	-0.2088E+03	-0.7220E+05
4	0.2500E+03	-0.2088E+03	0.7220E+05
5	0.2500E+03	-0.7888E+03	-0.5220E+05
6	0.1000E+03	-0.7888E+03	-0.1711E+06

COORD. CENTRO DE CISCALHAMENIO EM RELA O AOS EIXOS DA ESTRUTURA
 COORD. CENTRO DE GRAVIDADE EM RELA O AOS EIXOS DO CENTRO DE CISCALHAMENIO

XCC	YCC	XCGPI	YCGPI
0.00	538.81	-0.00	-511.03

AREA MOM. INERCIA MOM. PRIN. INERCIA

AREA	TOP. CAD	SET. CRIAL	I XX	I YY
+5000.00	0.930E+07	0.159E+15	0.207E+10	0.174E+10

CARREGAMENTOS NOS ANDARES DA ESTRUTURA NAS COORD. GLOBAIS

ANDAR	FX	FY	MX	MY	MT	BIM	FZ
1	5.76	0.00	848117.84	0.00	0.00	0.00	-1589.12
2	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
3	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
4	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
5	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
6	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
7	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
8	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
9	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
10	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
11	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
12	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
13	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
14	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20
15	5.76	0.00	75956.16	0.00	0.00	0.00	-143.20

PROPRIEDADES GEOMETRICAS DAS SECCES TRANSV. DOS LINTEIS

NUM. DO LINTEL	AREA AL	I YL	MOM. DE INERCIA	I ZL	MOM. DE INERCIA A TORCAO
1	1300.00	0.2925333E+06	0.6770833E+05	0.1924877E+05	0.1924877E+05
2	1300.00	0.2925333E+06	0.6770833E+05	0.1924877E+05	0.1924877E+05

DESLOCAMENTO NAS COORD. GLOBAIS DA ESTRUTURA

NA	DESL. X	DESL. Y	ROTA. X	ROTA Y	ROTA Z	DESL. Z	DESL. Z
15	0.1064E+00	-0.2187E-02	0.1094E-04	0.4952E-03	0.9242E-04	0.4085E-06	-0.1802E+00
14	0.3801E+00	-0.8636E-02	0.2131E-04	0.8394E-03	0.3080E-03	0.6193E-06	-0.3520E+00
13	0.7700E+00	-0.1912E-01	0.3111E-04	0.1079E-02	0.5837E-03	0.7131E-06	-0.5152E+00
12	0.1240E+01	-0.3341E-01	0.4034E-04	0.1242E-02	0.8823E-03	0.7374E-06	-0.8700E+00
11	0.1764E+01	-0.5128E-01	0.4900E-04	0.1349E-02	0.1182E-02	0.7208E-06	-0.3163E+00
10	0.2320E+01	-0.7250E-01	0.5710E-04	0.1409E-02	0.1469E-02	0.6799E-06	-0.9540E+00
9	0.2893E+01	-0.9684E-01	0.6462E-04	0.1433E-02	0.1736E-02	0.6249E-06	-0.1033E+01
8	0.3469E+01	-0.1241E+00	0.7156E-04	0.1427E-02	0.1975E-02	0.5619E-06	-0.1204E+01
7	0.4036E+01	-0.1540E+00	0.7797E-04	0.1395E-02	0.2196E-02	0.4948E-06	-0.1316E+01
6	0.4587E+01	-0.1863E+00	0.8380E-04	0.1342E-02	0.2384E-02	0.4269E-06	-0.1420E+01
5	0.5112E+01	-0.2209E+00	0.8905E-04	0.1273E-02	0.2545E-02	0.3588E-06	-0.1515E+01
4	0.5607E+01	-0.2575E+00	0.9373E-04	0.1192E-02	0.2678E-02	0.2949E-06	-0.1602E+01
3	0.6068E+01	-0.2958E+00	0.9785E-04	0.1104E-02	0.2787E-02	0.2382E-06	-0.1680E+01
2	0.6492E+01	-0.3356E+00	0.1014E-03	0.1016E-02	0.2875E-02	0.1944E-06	-0.1750E+01
1	0.6883E+01	-0.3768E+00	0.1044E-03	0.9342E-03	0.2949E-02	0.1726E-06	-0.1812E+01

ESFORÇOS NAS SECDES TRANSV. DOS PILARES AD NIVEL DOS ANDARES

ANDAR	FORÇA X	FORÇA Y	FORÇA Z	MDM. X	MDM. Y	TORCOR	BIMOM
1	TOPU 0.5760E+01	0.8784E-10	-0.1024E+04	0.5379E+06	-0.5326E+05	0.3104E+04	-0.1854E+07
	BASE -0.5760E+01	-0.8784E-10	0.1024E+04	-0.5379E+06	0.5095E+05	-0.3104E+04	0.6543E+06
2	TOPU 0.1152E+02	0.7508E-10	-0.1167E+04	0.6137E+06	-0.5095E+05	0.6207E+04	-0.3748E+07
	BASE -0.1152E+02	-0.7508E-10	0.1167E+04	-0.6137E+06	0.4635E+05	-0.6207E+04	0.1314E+07
3	TOPU 0.1729E+02	0.1011E-09	-0.1310E+04	0.6897E+06	-0.4635E+05	0.9311E+04	-0.5105E+07
	BASE -0.1729E+02	-0.1011E-09	0.1310E+04	-0.6897E+06	0.3943E+05	-0.9311E+04	0.1443E+07
4	TOPU 0.2304E+02	0.1098E-09	-0.1453E+04	0.7656E+06	-0.3943E+05	0.1241E+05	-0.6136E+07
	BASE -0.2304E+02	-0.1098E-09	0.1453E+04	-0.7656E+06	0.3022E+05	-0.1241E+05	0.1244E+07
5	TOPU 0.2860E+02	0.9988E-10	-0.1597E+04	0.8416E+06	-0.3022E+05	0.1552E+05	-0.6357E+07
	BASE -0.2860E+02	-0.9988E-10	0.1597E+04	-0.8416E+06	0.1373E+05	-0.1552E+05	0.8403E+06

6	TCPO BASE	0.3456E+02 -0.3456E+02	0.4067E-10 -0.4067E-10	0.1740E+04 0.1740E+04	0.9176E+06 -0.9176E+06	-0.1870E+05 0.4874E+04	0.1862E+05 -0.1862E+05	-0.7625E+07 0.2836E+06
7	TOPO BASE	0.4032E+02 -0.4032E+02	0.1168E-10 -0.1168E-10	0.1383E+04 0.1383E+04	0.9935E+06 -0.9935E+06	-0.4874E+04 -0.1125E+05	0.2172E+05 -0.3172E+05	-0.3159E+07 -0.4088E+06
8	TCPO BASE	0.4608E+02 -0.4608E+02	0.5114E-11 -0.5114E-11	0.2026E+04 0.2026E+04	0.1069E+07 -0.1069E+07	0.1125E+05 -0.2969E+05	0.2463E+05 -0.2463E+05	-0.0534E+07 -0.1259E+07
9	TOPO BASE	0.5164E+02 -0.5164E+02	0.1314E-10 -0.1314E-10	0.2169E+04 0.2169E+04	0.1145E+07 -0.1145E+07	0.2969E+05 -0.5042E+05	0.2793E+05 -0.2793E+05	-0.8685E+07 -0.2385E+07
10	TOPO BASE	0.5720E+02 -0.5720E+02	0.1276E-10 -0.1276E-10	0.2313E+04 0.2313E+04	0.1221E+07 -0.1221E+07	0.5042E+05 -0.7346E+05	0.3104E+05 -0.3104E+05	-0.8486E+07 -0.3766E+07
11	TOPO BASE	0.6336E+02 -0.6336E+02	0.1375E-10 -0.1375E-10	0.2456E+04 0.2456E+04	0.1297E+07 -0.1297E+07	0.7346E+05 -0.9881E+05	0.3414E+05 -0.3414E+05	-0.7706E+07 -0.5780E+07
12	TOPO BASE	0.6912E+02 -0.6912E+02	0.1176E-10 -0.1176E-10	0.2599E+04 0.2599E+04	0.1372E+07 -0.1372E+07	0.9881E+05 -0.1265E+06	0.3724E+05 -0.3724E+05	-0.5457E+07 -0.9771E+07
13	TOPO BASE	0.7488E+02 -0.7488E+02	0.1084E-10 -0.1084E-10	0.2742E+04 0.2742E+04	0.1449E+07 -0.1449E+07	0.1265E+06 -0.1564E+06	0.4035E+05 -0.4035E+05	-0.2578E+07 -0.1347E+08
14	TOPO BASE	0.8064E+02 -0.8064E+02	0.7526E-11 -0.7526E-11	0.2885E+04 0.2885E+04	0.1525E+07 -0.1525E+07	0.1564E+06 -0.1897E+06	0.4345E+05 -0.4345E+05	0.3547E+07 -0.2080E+08
15	TOPO BASE	0.1640E+02 -0.1640E+02	0.7650E-11 -0.7650E-11	0.3029E+04 0.3029E+04	0.1601E+07 -0.1601E+07	0.1887E+06 -0.2232E+06	0.4655E+05 -0.4655E+05	0.1430E+08 -0.3287E+08

 TENSUES NORMAIS NAS SECDOES TRANSV. DOS PILARES AD NIVEL DOS ANDARES
 ANDAR NO 1 NO 2 NO 3 NO 4 NO 5 NO 6

1	TOPO NORMAL FILEXAC RESULT	(-0.2275E-01) -0.4906E-02 0.1990E-02 -0.2507E-01	-0.8772E-02 0.6141E-03 -0.3091E-01	-0.4579E-02 0.8398E-03 -0.2017E-01	0.8306E-02 0.8398E-03 -0.1361E-01	0.4113E-02 -0.6141E-03 -0.1925E-01	0.2476E-03 -0.1990E-02 -0.2449E-01
	BASE NORMAL FILEXAC RESULT	(-0.2275E-01) -0.4795E-02 0.7024E-03 -0.2504E-01	-0.8493E-02 0.2167E-03 -0.3103E-01	-0.4300E-02 -0.2504E-03 -0.2735E-01	0.8027E-02 0.2964E-03 -0.1466E-01	0.3834E-02 -0.2167E-03 -0.1913E-01	0.1362E-03 -1.7124E-03 -0.2432E-01
2	TOPO FILEXAC RESULT	(-0.2593E-01) -0.5239E-02 0.4023E-02 -0.3004E-01	-0.8537E-02 0.1241E-02 -0.3004E-01	-0.3945E-02 -0.1694E-02 -0.3156E-01	0.8383E-02 0.1694E-02 -0.1585E-01	0.3390E-02 -0.1241E-02 -0.2377E-01	-0.3380E-03 -0.4023E-02 -0.3027E-01

7 TUPO
 NORMAL (-0.4185E-01)
 FLEXAD -0.5230E-02 -0.5584E-02 0.3406E-02 0.4585E-02 -0.4405E-02 -0.4759E-02
 BIMOM. 0.8759E-02 0.2703E-02 -0.3696E-02 0.3696E-02 -0.2703E-02 -0.8759E-02
 RESULT -0.3932E-01 -0.4473E-01 -0.4213E-01 -0.3356E-01 -0.4895E-01 -0.5536E-01

BASE
 NORMAL (-0.4185E-01)
 FLEXAD -0.4450E-02 -0.3633E-02 0.5357E-02 0.2634E-02 -0.6356E-02 -0.5539E-02
 BIMOM. -0.4399E-03 -0.1354E-03 0.1852E-03 -0.1552E-03 0.1354E-03 0.4389E-03
 RESULT -0.4673E-01 -0.4561E-01 -0.3940E-01 -0.3940E-01 -0.4807E-01 -0.4695E-01

8 TUPO
 NORMAL (-0.4503E-01)
 FLEXAD -0.4894E-02 -0.4077E-02 0.5712E-02 0.2390E-02 -0.6800E-02 -0.5903E-02
 BIMOM. 0.9163E-02 0.2827E-02 -0.3866E-02 0.3866E-02 -0.2827E-02 -0.9163E-02
 RESULT -0.4076E-01 -0.4628E-01 -0.4318E-01 -0.3817E-01 -0.5465E-01 -0.6017E-01

BASE
 NORMAL (-0.4503E-01)
 FLEXAD -0.4002E-02 -0.1848E-02 0.7942E-02 0.7599E-03 -0.9030E-02 -0.6875E-02
 BIMOM. -0.1352E-02 -0.4172E-03 0.5705E-03 -0.5705E-03 0.4172E-03 0.1352E-02
 RESULT -0.5038E-01 -0.4729E-01 -0.3651E-01 -0.4484E-01 -0.5364E-01 -0.5055E-01

9 TUPO
 NORMAL (-0.4821E-01)
 FLEXAD -0.4447E-02 -0.2292E-02 0.8297E-02 0.1115E-02 -0.9474E-02 -0.7319E-02
 BIMOM. 0.9326E-02 0.2877E-02 -0.3935E-02 0.3935E-02 -0.2877E-02 -0.9326E-02
 RESULT -0.4333E-01 -0.4762E-01 -0.4285E-01 -0.4316E-01 -0.6056E-01 -0.6485E-01

BASE
 NORMAL (-0.4821E-01)
 FLEXAD -0.2443E-02 0.2165E-03 0.1081E-01 -0.1393E-02 -0.1198E-01 -0.8323E-02
 BIMOM. -0.2507E-02 -0.7735E-03 0.1058E-02 0.7735E-03 0.2507E-02
 RESULT -0.5416E-01 -0.4877E-01 -0.3635E-01 -0.5066E-01 -0.5942E-01 -0.5403E-01

10 TUPO
 NORMAL (-0.5139E-01)
 FLEXAD -0.3987E-02 -0.2277E-03 0.1116E-01 -0.1038E-02 -0.1243E-01 -0.8767E-02
 BIMOM. 0.9111E-02 0.2811E-02 -0.3844E-02 0.3844E-02 -0.2811E-02 -0.9111E-02
 RESULT -0.4617E-01 -0.4881E-01 -0.4407E-01 -0.4359E-01 -0.6663E-01 -0.6327E-01

BASE
 NORMAL (-0.5139E-01)
 FLEXAD -0.2773E-02 0.2559E-02 0.1395E-01 -0.3825E-02 -0.1521E-01 -0.9882E-02
 BIMOM. -0.4043E-02 -0.1247E-02 0.1706E-02 -0.1706E-02 0.1247E-02 0.4043E-02
 RESULT -0.5821E-01 -0.5008E-01 -0.3574E-01 -0.5692E-01 -0.6536E-01 -0.5723E-01

11 TUPO
 NORMAL (-0.5457E-01)
 FLEXAD -0.3217E-02 0.2115E-02 0.1430E-01 -0.3469E-02 -0.1566E-01 -0.1033E-01
 BIMOM. 0.8273E-02 0.2553E-02 -0.2491E-02 0.3491E-02 -0.2552E-02 -0.8273E-02
 RESULT -0.4952E-01 -0.4991E-01 -0.4376E-01 -0.5455E-01 -0.7278E-01 -0.7317E-01

BASE

12
 NORMAL (-0.5457E-01)
 FLEXAO -0.1990E-02 0.5181E-02 0.1737E-01 -0.6535E-02 -0.1872E-01 -0.1155E-01
 BIMJM. -0.6205E-02 -0.1915E-02 0.2618E-02 -0.2618E-02 0.1915E-02 0.6205E-02
 RESULT -0.6277E-01 -0.5131E-01 -0.3459E-01 -0.6373E-01 -0.7138E-01 -0.5592E-01

TIPO
 NORMAL (-0.5776E-01)
 FLEXAO -0.2435E-02 0.4737E-02 0.1772E-01 -0.6180E-02 -0.1917E-01 -0.1200E-01
 BIMJM. 0.6346E-02 0.1973E-02 -0.2699E-02 0.2699E-02 -0.1973E-02 -0.6346E-02
 RESULT -0.5380E-01 -0.5105E-01 -0.4273E-01 -0.6124E-01 -0.7890E-01 -0.7615E-01

BASE
 NORMAL (-0.5776E-01)
 FLEXAO -0.1097E-02 0.8081E-02 0.2107E-01 -0.9524E-02 -0.2251E-01 -0.1333E-01
 BIMJM. -0.9417E-02 -0.2905E-02 0.3973E-02 -0.3973E-02 0.2905E-02 0.9417E-02
 RESULT -0.6827E-01 -0.5258E-01 -0.3271E-01 -0.7125E-01 -0.7736E-01 -0.6167E-01

13
 TIPO
 NORMAL (-0.6094E-01)
 FLEXAO -0.1541E-02 0.7637E-02 0.2142E-01 -0.9169E-02 -0.2296E-01 -0.1378E-01
 BIMJM. 0.2769E-02 0.8541E-03 -0.1168E-02 0.1168E-02 -0.8541E-03 -0.2768E-02
 RESULT -0.5971E-01 -0.5245E-01 -0.4068E-01 -0.6894E-01 -0.8475E-01 -0.7749E-01

BASE
 NORMAL (-0.6094E-01)
 FLEXAO -0.9175E-04 0.1126E-01 0.2505E-01 -0.1279E-01 -0.2658E-01 -0.1523E-01
 BIMJM. -0.1439E-01 -0.4440E-02 0.6072E-02 -0.6072E-02 0.4440E-02 0.1439E-01
 RESULT -0.7542E-01 -0.5412E-01 -0.2982E-01 -0.7980E-01 -0.8308E-01 -0.6178E-01

4
 TIPO
 NORMAL (-0.6412E-01)
 FLEXAO -0.5360E-03 0.1082E-01 0.2540E-01 -0.1244E-01 -0.2702E-01 -0.1567E-01
 BIMJM. -0.3808E-02 -0.1175E-02 0.1607E-02 -0.1607E-02 0.1175E-02 0.3808E-02
 RESULT -0.6346E-01 -0.5448E-01 -0.3711E-01 -0.7816E-01 -0.8997E-01 -0.7559E-01

BASE
 NORMAL (-0.6412E-01)
 FLEXAO 0.1025E-02 0.1472E-01 0.2931E-01 -0.1634E-01 -0.3093E-01 -0.1723E-01
 BIMJM. -0.2234E-01 -0.6892E-02 0.5424E-02 -0.9424E-02 0.6892E-02 0.2234E-01
 RESULT -0.5543E-01 -0.5629E-01 -0.2539E-01 -0.8594E-01 -0.8816E-01 -0.5902E-01

5
 TIPO
 NORMAL (-0.6730E-01)
 FLEXAO 0.5806E-03 0.1427E-01 0.2966E-01 -0.1598E-01 -0.3137E-01 -0.1768E-01
 BIMJM. -0.1536E-01 -0.4738E-02 0.6479E-02 -0.6479E-02 0.4738E-02 0.1536E-01
 RESULT -0.6208E-01 -0.5777E-01 -0.3116E-01 -0.8977E-01 -0.9394E-01 -0.6962E-01

BASE
 NORMAL (-0.6730E-01)
 FLEXAO 0.2253E-02 0.1845E-01 0.3384E-01 -0.2016E-01 -0.3555E-01 -0.1335E-01
 BIMJM. -0.3529E-01 -0.1089E-01 0.1469E-01 -0.1469E-01 0.1089E-01 0.3529E-01
 RESULT -0.1003E-01 -0.5974E-01 -0.1857E-01 -0.1024E+00 -0.9196E-01 -0.5136E-01

=====

SFORCUS NOS L INTEIS		FORCA AXI	FORCA HOR.	FORCA VERT	TOPCOR	MOM.HOR.	MOM.VERT.
NDAK							
1	NO 1	-0.6821E-12	0.0000E+00	-0.5494E+01	0.2706E+01	0.5494E+03	-0.3553E-13
	NO 6	0.6921E-12	0.0000E+00	0.5494E+01	-0.2706E+01	0.5494E+03	0.1066E-13
2	NO 1	-0.2274E-12	0.0000E+00	-0.6186E+01	0.2258E+01	0.6186E+03	0.1066E-13
	NO 6	0.2274E-12	0.0000E+00	0.6186E+01	-0.2258E+01	0.6186E+03	-0.4263E-13
3	NO 1	-0.2842E-12	0.0000E+00	-0.7581E+01	0.2768E+01	0.7581E+03	0.1066E-13
	NO 6	0.2842E-12	0.0000E+00	0.7581E+01	-0.2768E+01	0.7581E+03	0.7105E-14
4	NO 1	-0.5116E-12	0.0000E+00	-0.9385E+01	0.3427E+01	0.9385E+03	-0.3908E-13
	NO 6	0.5116E-12	0.0000E+00	0.9385E+01	-0.3427E+01	0.9385E+03	-0.3908E-13
5	NO 1	-0.6253E-12	0.0000E+00	-0.1142E+02	0.4165E+01	0.1142E+04	-0.3553E-13
	NO 6	0.6253E-12	0.0000E+00	0.1142E+02	-0.4165E+01	0.1142E+04	-0.3553E-13
6	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1357E+02	0.4954E+01	0.1357E+04	-0.3553E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1357E+02	-0.4954E+01	0.1357E+04	-0.1066E-13
7	NO 1	-0.6253E-12	0.0000E+00	-0.1575E+02	0.5750E+01	0.1575E+04	-0.3197E-13
	NO 6	0.6253E-12	0.0000E+00	0.1575E+02	-0.5750E+01	0.1575E+04	-0.7105E-14
8	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1788E+02	0.6525E+01	0.1788E+04	-0.2842E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1788E+02	-0.6525E+01	0.1788E+04	0.2132E-13
9	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1989E+02	0.7261E+01	0.1989E+04	-0.2487E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1989E+02	-0.7261E+01	0.1989E+04	-0.2487E-13
0	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.2164E+02	0.7900E+01	0.2164E+04	-0.2132E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2164E+02	-0.7900E+01	0.2164E+04	-0.2132E-13
1	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.2294E+02	0.8375E+01	0.2294E+04	-0.1776E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2294E+02	-0.8375E+01	0.2294E+04	-0.1776E-13
2	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.2347E+02	0.8569E+01	0.2347E+04	-0.1421E-13
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2347E+02	-0.8569E+01	0.2347E+04	-0.1421E-13
3	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.2270E+02	0.8236E+01	0.2270E+04	-0.7105E-14
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2270E+02	-0.8236E+01	0.2270E+04	-0.7105E-14
4	NO 1	-0.2197E-13	0.0000E+00	-0.1971E+02	0.7197E+01	0.1971E+04	-0.4441E-14
	NO 6	0.3197E-13	0.0000E+00	0.1971E+02	-0.7197E+01	0.1971E+04	-0.3997E-14
5	NO 1	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1300E+02	0.4747E+01	0.1300E+04	-0.1332E-14
	NO 6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1300E+02	-0.4747E+01	0.1300E+04	-0.1332E-14

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - YAGUI, T. - Análise de Estruturas de Edifícios Constituídos de Núcleo de Concreto Armado e Pilares ou Pendurais de Aço (Carregamento crítico de instabilidade geral); Tese apresentada para obtenção do Título de Livre Docente; Limeira; julho, 1978.
- 2 - KOZAK, J. - Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures; ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings; State of Art. Report nº 8; agosto 1972; New York; p.135-164.
- 3 - CLARCK, R.M. - El "Norcor Building" inmueble - Torre de estructura suspendida em Pretoria (Africa del Sur); Acier-Stahl-Steel; dez. 1973; p. 493-499.
- 4 - HEIDEBRECHT, A.C. e DAVID SWIFT, R. - Analysis of asymmetrical coupled shear walls; Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 97, maio 1971, p. 1407-1422.
- 5 - SMITH, B.S. and TARANATH, B.S. - The Analysis of Tall Core-Supported Structures Subject to Torsion; Proc. ICE vol. 53; Nov. 1972, p. 173-187.

- 6 - VLASSOV, V.Z. - Thin-Walled Elastic Beams; Israel, Israel Program for Scientific Translation, 1961.
- 7 - RACHID, M. - Instabilidade de Barras de Seção Delgada; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos-USP; fev. 1975, p. 119.
- 8 - SCHIEL, F. - Barras de Seção Delgada; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1964/1965.
- 9 - HEIDEBRECHT, A.C. and SMITH, B.S. - Approximate Analysis of Open Section Walls Subject to Torsional Loading; Journal of the Structural Division; ASCE, vol. 99, nº ST12, Proc. Paper 10234, pp. 2355-2373, Dec. 1973.
- 10 - BARBOSA, J.A. - Edifícios com Paredes de Seção Aberta Contraventadas por Lintéis, sob Carga Lateral; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Agosto 1980.
- 11 - WEAVER, W. and GERE, J.M. - Analysis of Framed Structures; Van Nostrand Reinhold Company.
- 12 - HISATOKU, T. and NISHIKAWA, F. - Mixed and Composite Concrete and Steel Systems; ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings; State of Art Report nº 6; Agosto 1972, New York; p. 99-111.
- 13 - STAMATO, M.C. e SMITH, B.S. - Análise Aproximada de Estruturas Tridimensionais de Edifícios Elevados. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 168, 23p. (Publicação nº 155).

- 14 - TARANATH, B.S. - Analysis of interconnected open section wall structures; Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 101, v. 1975; p. 2367-2384.
- 15 - RUBINSTEIN, M.F. & ROSEN, R. - Substructure analysis by matrix decomposition. Journal of Structural Division, Proc. ASCE, New York, 96 (3): 663-670, Mar. 1970.
- 16 - CHEUNG, Y.K. & KING, I.P. - Computer methods and Computer programs. In: ZIENKIEWICZ, O.C. - The finite element method in engineering science. London, Mcgraw-Hill, 1971, p. 450-463.
- 17 - MANCINI, E. - Análise de Estruturas de Edifícios Elevados Sujeitos à Ação do Vento. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, dez. 1973, 140 p. (Publ. nº 184).
- 18 - MACLEOD, A. & HOSNY, H.M. - Frame analysis of Shear Wall Cores. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, p. 2037-2047, outubro, 1977.
- 19 - LIAUW, T.C. & LUK, W.K. - Torsion of Core Walls of Nonuniform Section. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 106, p. 1921-1931, sep., 1980.
- 20 - FERREIRA, L.F.O. - Associação Plana de Pórticos com Pilares Paredes; São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, setembro, 1975.

BIBLIOGRAFIA

YAGUI, T. - Análise de Estruturas de Edifícios Constituídos de Núcleo de Concreto Armado e Pilares ou Pendurais de Aço (Carregamento crítico de instabilidade geral); Tese apresentada para obtenção do Título de Livre Docente; Limeira; julho, 1978.

KOZAK, J. - Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures; ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings; State of Art. Report nº 8; agosto 1972; New York; p. 135-164.

CLARCK, R. M. - El "Norcor Building" inmueble - Torre de estructura suspendida em Pretoria (Africa del Sur); Acier-Stahl-Steel; dez. 1973; p. 493-499.

HEIDEBRECHT, A.C. e DAVID SWIFT, R. - Analysis of asymmetrical coupled shear walls; Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 97, maio 1971, p. 1407-1422.

SMITH, B.S. and TARANATH, B.S. - The Analysis of Tall Core-Supported Structures Subject to Torsion; Proc. ICE vol. 53; Nov. 1972, p. 173-187.

VLASSOV, V.Z. - Thin-Walled Elastic Beams; Israel, Israel Program for Scientific Translation, 1961.

RACHID, M. - Instabilidade de Barras de Seção Delgada; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos-USP; fev. 1975, p. 119.

SCHIEL, F. - Barras de Seção Delgada; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1964/1965.

HEIDEBRECHT, A.C. and SMITH, B.S. - Approximate Analysis of Open Section Walls Subject to Torsional Loading; Journal of the Structural Division; ASCE, vol. 99, nº ST12, Proc. Paper 10234, pp. 2355-2373, Dec. 1973.

BARBOSA, J.A. - Edifícios com Paredes de Seção Aberta Contraventadas por Lintéis, sob Carga Lateral; São Carlos; Escola de Engenharia de São Carlos, USP, agosto 1980.

WEAVER, W. and GERE, J.M. - Analysis of Framed Structures; Van Nostrand Reinhold Company.

STAMATO, M.C. e SMITH, B.S. - Análise Aproximada de Estruturas Tridimensionais de Edifícios Elevados. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 168, 23p. (Publicação nº 155).

TARANATH, B.S. - Analysis of interconnected open section wall structures; Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 101, v. 1975; p. 2367-2384.

RUBINSTEIN, M.F. & ROSEN, R. - Substructure analysis by matrix decomposition. Journal of Structural Division, Proc. ASCE, New York, 96 (3): 663-670, Mar. 1970.

CHEUNG, Y.K. & KING, I.P. - Computer methods and Computer programs. In: ZIENKIEWICZ, O.C. - The finite element method in engineering science. London, McGraw-Hill, 1971, p. 450-463.

MANCINI, E. - Análise de Estruturas de Edifícios Elevados Sujeitas à Ação do Vento. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, dez. 1973, 140 p. (Publ.nº 184).

MOREIRA, D.F. - Análise Matricial das Estruturas - Editora da Universidade de São Paulo, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. - Rio de Janeiro - 1977.

PRUDENTE, M. - Análise de Estruturas Tridimensionais Usuais de Edifícios Altos - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1983.

SÜSSEKIND, J.C. - Curso de Análise Estrutural, vol. 2 - Editora Globo - Porto Alegre, 1980.