

ANÁLISE DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE
EDIFÍCIOS ALTOS COM NÚCLEOS RESISTENTES
CONSIDERANDO O EFEITO P- Δ 3100

AUTOR: ROBERTO MÁRCIO DA SILVA

ORIENTADOR: PROFA. DRA. HELENA M. C. CARMO ANTUNES

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

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

ANÁLISE DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE
EDIFÍCIOS ALTOS COM NÚCLEOS RESISTENTES
CONSIDERANDO O EFEITO P- Δ

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

ENG. ROBERTO MÁRCIO DA SILVA

ORIENTADOR: PROFA. DRA. HELENA M.C. CARMO ANTUNES

Comissão Examinadora:

Profª Drª Helena M.C. Carmo Antunes

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

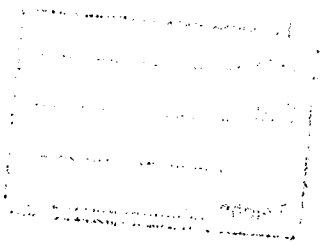
Prof. Dr. Tioeturo Yagui

Suplentes:

Prof. Dr. Eddie Mancini

Prof. Dr. João Cyro André

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



Aos meus pais,
à Ubaldina,
aos meus filhos
Thiago e Leandro

SUMÁRIO

	Página
I - INTRODUÇÃO	01
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE OS EDIFÍCIOS ALTOS	01
1.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR EM 1ª ORDEM	02
1.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR EM 2ª ORDEM.....	05
1.4. OBJETIVOS	07
1.5. HIPÓTESES, MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS	11
II - ANÁLISE EM 1ª ORDEM DE ESTRUTURAS TRIDIMEN- SIONAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS.....	15
2.1. GENERALIDADES	15
2.2. NOTAÇÃO	17
2.3. SISTEMAS DE REFERÊNCIA	18
2.3.1. Sistema de referência para a es- trutura tridimensional.....	18
2.3.2. Sistema de referência para os pór- ticos de uma subestrutura.....	18
2.3.3. Sistema de referência para os pi- lares individuais	20
2.3.4. Sistema de referência para os pi- lares de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional..	21
2.3.5. Sistema de referência para as vi- gas de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional.....	21
2.3.6. Sistema de referência para as dia- gonais de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional..	21
2.3.7. Sistema de referência para os pai- néis-paredes de uma subestrutura tridimensional.....	22

2.4. COORDENADAS-DESLOCAMENTO	23
2.4.1. Coordenadas-deslocamento para as subestruturas tridimensionais.	23
2.4.2. Coordenadas-deslocamento para os pilares individuais	25
2.4.3. Coordenadas-deslocamento para os painéis pórticos.....	25
2.4.4. Coordenadas-deslocamento do pilar (c,a) do pórtico "j".....	25
2.4.5. Coordenadas-deslocamento da viga (c,a) do pórtico "j"..	27
2.4.6. Coordenadas-deslocamento da diagonal (c,a) do pórtico "j"....	27
2.4.7. Coordenadas-deslocamento para os painéis-parede	27
2.4.8. Coordenadas-deslocamento para os tramos de parede.....	31
2.5. MATRIZES DE RIGIDEZ E VETORES DOS ESFOR- ÇOS NAS SUBESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS...	31
2.5.1. Matriz de rigidez dos pilares individuais.....	31
2.5.2. Contribuição da matriz de rigidez de um pilar individual na matriz de rigidez da subestrutura tridi- mensional.....	32
2.5.3. Matriz de rigidez dos painéis....	33
2.5.3.1. Matriz de rigidez de um tramo de pilar.....	33
2.5.3.2. Matriz de rigidez de um tramo de pilar com tre- chos verticais rígidos..	35
2.5.3.3. Matriz de rigidez de um tramo de viga.....	39
2.5.3.4. Matriz de rigidez de um tramo de viga com trechos rígidos.....	40

2.5.3.5. Matriz de rigidez de um tramo de diagonal	42
2.5.3.6. Matriz de rigidez de um painel-pórtico.....	44
2.5.3.7. Matriz de rigidez de um tramo de parede.....	47
2.5.3.8. Matriz de rigidez de um painel-parede.....	52
2.5.4. Matriz de rigidez e vetor dos esforços do painel reduzidos às suas coordenadas externas.....	54
2.5.5. Contribuição da matriz de rigidez e vetor dos esforços de um painel na matriz de rigidez e vetor dos esforços da subestrutura tridimensional.....	60
2.5.6. Matriz de rigidez e vetor dos esforços da subestrutura tridimensional reduzidos às coordenadas externas da mesma.....	66
2.6. ELIMINAÇÃO EM SÉRIE.....	67
III - ANÁLISE EM 2ª ORDEM DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS.....	72
3.1. GENERALIDADES.....	72
3.2. ESFORÇOS FICTÍCIOS EQUIVALENTES AO EFEITO P- Δ	75

IV - PROGRAMA PARA O CÍCULO AUTOMÁTICO.....	81
4.1. INTRODUÇÃO.....	81
4.2. LIMITES DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA.....	81
4.3. FLUXOGRAMA SIMPLIFICADO.....	82
4.4. MODO DE USAR O PROGRAMA.....	89
4.4.1. Entrada de dados.....	89
4.4.2. Folha de entrada de dados.....	89
4.4.3. Tabela das variáveis usadas na folha de entrada de dados.....	99
4.4.4. Saída de resultados.....	102
4.5. LISTAGEM DO PROGRAMA.....	103
V - EXEMPLOS E CONCLUSÕES.....	182
5.1. INTRODUÇÃO.....	182
5.2. EXEMPLO Nº 1.....	182
5.3. EXEMPLO Nº 2.....	199
5.4. EXEMPLO Nº 3.....	213
5.5. EXEMPLO Nº 4.....	225
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	231
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	234
BIBLIOGRAFIA.....	237

AGRADECIMENTOS

À Profa. Dra. Helena M.C.Carmo Antunes, que, com dedicação, experiência e capacidade, orientou este trabalho.

Aos funcionários e professores do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (EESC-USP).

Ao Toninho Carneiro pela dedicação e capricho nos serviços de datilografia, e a Sylvia Helena Morete Villani, pelos serviços de desenho.

A bibliotecária Maria Nadir Minatel, pela organização da bibliografia e referências bibliográficas.

A Universidade Federal de Minas Gerais, em especial ao Prof. Enio Medeiros Cunha, DD. Diretor da Escola de Engenharia da UFMG, que tornaram possível a execução do presente trabalho.

Aos colegas do Departamento de Estruturas da EESC, pelo agradável convívio, pela amizade, pelas sugestões e colaboração.

RESUMO

Neste trabalho analisa-se o comportamento das estruturas tridimensionais de edifícios com núcleos resistentes, sujeitas a forças verticais e horizontais, considerando a não linearidade geométrica.

A estrutura composta de pórticos com ou sem diagonais de contraventamento, e paredes de seção aberta (núcleos), é analisada como uma associação em série de subestruturas tridimensionais, as quais se compõem de um determinado número de andares.

As lajes são consideradas como diafragmas rígidos em seus planos e completamente flexíveis transversalmente, sendo responsáveis pela compatibilização dos deslocamentos de todos os nós de um andar no seu plano.

As paredes de seção aberta são analisadas como associações de paredes planas, discretizando-se as interações delas ao nível das lajes.

No Capítulo II, a análise em 1ª ordem é feita levando-se em conta as deformações das vigas, pilares e paredes por força cortante, assim como a influência dos nós rígidos de tamanho finito.

No Capítulo III é feita de maneira simplificada, a análise em 2ª ordem, quando necessária, considerando apenas a parcela correspondente ao "efeito P- Δ ".

O programa, em linguagem FORTRAN 77 para uso em microcomputadores, é apresentado no Capítulo IV, acompanhado de folha de entrada de dados e modo de usá-lo.

Finalmente, no Capítulo V, são apresentados alguns exemplos práticos, com o objetivo de mostrar algumas aplicações do programa assim como comparar os resultados com os obtidos por outros autores.

ABSTRACT

This work deals with tridimensional structural analysis of tall building with open-section shear walls when subjected to vertical and lateral loads, taking into account the geometric nonlinearity.

The tridimensional structures formed by plane frames with or without diagonal bracing and opensection shear walls are analyzed as tridimensional substructures association.

The building slabs cannot withstand any shear efforts, but are taken as rigid bodies in their plane direction.

The open-section shear wall is analyzed as planes shear walls association, discretizing theirs interations in the floor levels.

In chapter II, the first-order analysis is made taking into account the strains by shear forces in beams, columns and shear walls, as well as, the influence of the rigid joints with finite dimensions.

In chapter III is presented the second-order analysis considering the geometric nonlinearity corresponding to P- Δ effect, by modifying the first-order analysis.

The computer program in FORTRAN 77 making use of microcomputer and user's manual are shown in chapter IV.

In chapter V are shown practical examples to demonstrate some applications of the program, besides comparing the results obtained for others authors.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE OS EDIFÍCIOS ALTOS

Com o objetivo de se criarem moradias e locais de trabalho para um maior número de pessoas num menor espaço de terreno, cada vez mais valorizado e mais restrito, têm surgido, principalmente nos grandes centros urbanos, edifícios cada vez mais altos. Com isso torna-se necessário cada vez mais o aprimoramento dos sistemas estruturais e das ferramentas de análise da estrutura, de forma a proporcionarem maior economia e uma segurança adequada.

Dentre os novos sistemas estruturais podem-se destacar o painel-parede, o painel-treliçado e o sistema tubular de pórticos.

Com respeito aos painéis-parede, por razões arquitetônicas e funcionais, geralmente se situam no interior dos edifícios, formando os núcleos resistentes. Estes núcleos são geralmente formados por paredes de seção aberta, isto é, combinação de paredes planas continuamente ligadas entre si para formarem uma seção aberta. Frequentemente a posição destas paredes dá assimetria à estrutura do edifício, que sob forças laterais ficará solicitada à flexão e à torção. É importante calcular o efeito da torção levando-se em consideração não somente o aparecimento das tensões de cisalhamento devido à torção livre, mas também o sistema de tensões de cisalhamento e normais devido ao comportamento do núcleo como paredes de seção aberta sujeitas à flexo-torção.

O painel treliçado surge como uma solução alternativa para substituir o painel parede como elemento resistente às forças laterais, principalmente em edifícios altos de estrutura metálica.

O sistema tubular de pórticos, ao invés de núcleos internos, utiliza o perímetro do edifício para formar o sistema estrutural resistente às forças laterais, assemelhando o seu comportamento ao de um tubo oco com grande número de orifícios em sua superfície. Este sistema tubular na sua forma mais simples, aplica-se aos edifícios com planta retangular, sendo constituído por dois pares de pórticos, ortogonalmente dispostos ao longo das faces periféricas e interligadas pelos pilares de canto. Cada pórtico é composto de pilares pouco espaçados entre si, e conectados rigidamente, ao nível dos pisos, por vigas de grande altura em relação aos vãos [1].

Outro problema que tem merecido atenção especial por parte dos projetistas de estrutura de edifícios altos, está relacionado com os deslocamentos e esforços adicionais provocados pelas cargas verticais agindo na estrutura lateralmente deslocada, comumente chamado de "efeito P- Δ ".

1.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR EM 1ª ORDEM

Geralmente nas pequenas construções, o cálculo dos deslocamentos e esforços internos na estrutura é feito considerando as vigas, pilares e lajes trabalhando independentemente; mas para edifícios altos é imprescindível que se calcule estes deslocamentos e esforços, na estrutura como um todo, considerando a interação entre todos os elementos estruturais para se obter uma maior eficiência do sistema estrutural e uma simulação mais correta do comportamento da estrutura.

Com o surgimento dos computadores e de novas técnicas de análise, vários programas foram desenvolvidos para calcular esforços internos e deslocamentos em estruturas tridimensionais de edifícios altos. Os primeiros programas consideravam cada nó da estrutura com 6 deslocamentos independentes; como o número de nós de uma estrutura tridimensional de edifício alto é em geral muito grande, a matriz de rigidez tem uma dimensão tal, que torna a solução onerosa, quando possível; sobrepondo ainda o inconveniente de não se traduzir muito bem a ação das forças horizontais de vento em programas deste tipo, devido a dificuldade de se simular o comportamento das lajes.

Para contornar estes problemas, podem ser adotadas algumas hipóteses simplificadoras, tais como:

- Considerar as lajes como diafragmas rígidos em seus planos, sendo responsáveis pela transmissão aos painéis das forças laterais atuantes e pela compatibilização dos deslocamentos de todos os nós de um andar, nos planos das referidas lajes;
- Considerar desprezíveis os deslocamentos verticais pela existência de pilares ou paredes ao longo das intersecções dos painéis, o que só é aceitável para edifício de altura e rigidez moderada;
- Considerar que os painéis se interceptem ortogonalmente e os eixos principais das seções transversais do pilar intersecção coincidam com os planos dos painéis interceptantes.

Quando se adotarem todas estas hipóteses simplificadoras, ter-se-á apenas 3 deslocamentos independentes da laje em cada andar, reduzindo-se substancialmente a dimensão da matriz de rigidez. Em contrapartida, se as duas últimas hipóteses não são obedecidas, ter-se-á em cada andar, além dos 3 deslocamentos supracitados, 3 deslocamentos para cada pilar intersecção, referentes às duas rotações em relação aos eixos do plano da laje. Neste caso,

embora haja ainda uma considerável redução do número de deslocamentos, para estruturas de edifícios altos e com grande número de painéis, técnicas de armazenamento da matriz de rigidez e de resolução devem ser utilizadas para possibilitar a análise de edifícios mais altos, usando computadores de pequeno porte.

Dentre estas técnicas de resolução, pode-se citar aquela que consiste em subdividir a estrutura tridimensional em subestruturas também tridimensionais, que possam ser analisadas uma de cada vez na memória central do computador, fazendo assim com que a capacidade de execução torne-se expressivamente maior, limitando-se agora à capacidade de armazenamento em memória auxiliar (discos). RIBEIRO [2] , PRUDENTE [3] , e FERREIRA [4] , utilizaram esta técnica.

Com relação às paredes de seção aberta, que normalmente constituem os núcleos resistentes, elas geralmente têm sido analisadas utilizando-se a teoria de flexo-torção para vigas de parede delgada, desenvolvida por VLASSOV [5] . HEIDEBRECHT e SWIFT [6] , TARANATH e SMITH [7] , e BARBOSA [8] , em seus trabalhos, consideram as paredes de seção aberta como membros lineares, tomando-se a deformação por empenamento destas como um grau de liberdade adicional em cada andar. A matriz de rigidez destes elementos é obtida utilizando a teoria de flexo-torção.

YAGUI [9] tratou o mesmo problema, de forma simplificada, substituindo as paredes de seção aberta por uma associação tridimensional de paredes planas, e as únicas interações consideradas ao longo de suas intersecções são as forças de cisalhamento longitudinais e as forças horizontais transmitidas pelas lajes. Estas paredes planas são substituídas por pórticos planos formados por vigas horizontais infinitamente rígidas à flexão, engastadas ao meio em pilares verticais e com extremidades em balanço. Este processo permite considerar com facilidade o efeito das deformações por força cortante, o efeito da força normal na rigidez à flexão e à torção, a variação da espessura da parede de um andar para outro ou sua descontinuidade, a presença de

vínculos elásticos e recalques de apoio.

Com relação aos processos de análise de paredes de seção aberta, acima descritos, cabe ressaltar que "a teoria de Vlassov admite hipóteses mais gerais do que as de Bernoulli-Navier, relativamente às seções transversais. Nessa teoria, um novo tipo de esforço solicitante é considerado; o chamado bi-momento, responsável pelas tensões normais suplementares às causadas pela força normal e momentos fletores nas seções transversais" [9]

1.3 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR EM 2ª ORDEM.

É assim chamada quando a análise considera apenas a não linearidade geométrica. BECK e KÖNIG [10], MACGREGOR [11], e FRANCO [12], mostraram que influência da não linearidade geométrica na análise de pórticos planos de edifícios altos pode ser determinada, de forma aproximada, a partir do conhecimento de um coeficiente conhecido como "parâmetro de instabilidade". O valor deste coeficiente indicará a necessidade de se considerar ou não os efeitos de 2ª ordem na análise dos pórticos.

FRANCO [12] sugere o uso deste coeficiente para classificar o pórtico como "de nós fixos" ou de "nós móveis", sendo que nos pórticos de nós fixos os efeitos de 2ª ordem nos pilares podem ser considerados em cada pilar isoladamente em função do seu índice de esbeltez, ao passo que nos pórticos de nós móveis estes efeitos devem ser considerados na estrutura como um todo, isto é, deve ser feita uma análise em 2ª ordem da estrutura.

Baseados na análise de pórticos articulados contraventados por uma parede estrutural, BECK e KÖNIG [10] definiram o parâmetro de instabilidade α :

$$\alpha = h \sqrt{P/E \cdot I_g} \quad (1.1)$$

onde h é a altura total do edifício, P é a carga total

vertical atuante, $E.I_g$ é o produto de rigidez da parede de contraventamento suposto constante ao longo da altura do edifício. Se $\alpha < 0,6$, BECK e KÖNIG consideram que a análise em 2ª ordem da estrutura é dispensável. O mesmo limite para α é adotada nos Comentários ao Código Modelo/CEB-FIP/1978 [11], permitindo ainda no caso de geometria variável, considerar um produto de rigidez equivalente em substituição a $E.I_g$.

FRANCO [12] entende que o critério de equivalência da rigidez possa ser estendido a estruturas contraventadas por sistemas mistos de paredes e pórticos ou mesmo por sistemas aporticados, bastando calcular o deslocamento do topo do edifício, sob ação da força lateral, e igualá-lo ao de um pilar equivalente em balanço, de produto $E.I$ constante, sob ação da mesma força. Como os efeitos de 2ª ordem dependem da forma da elástica do edifício, FRANCO sugere que se adote valores diferentes de α_{lim} para os diversos tipos de contraventamento, recomendando-se:

$\alpha_{lim} = 0,7$ para contraventamento em pilares-parede.

$\alpha_{lim} = 0,6$ para contraventamento misto (pilares-parede + pórticos; associação de pilares-parede).

$\alpha_{lim} = 0,5$ para contraventamento em pórticos.

Para $\alpha > \alpha_{lim}$ é necessária a análise em 2ª ordem da estrutura.

MACGREGOR [11] considera que a análise em 2ª ordem é dispensável, se os momentos de 1ª ordem não diferem em mais de 5% dos momentos de 2ª ordem; assim ele define um outro parâmetro de instabilidade Q :

$$Q = \frac{(\Sigma N) \cdot \Delta_1}{H \cdot h} \quad (1.2)$$

onde ΣN é a soma das cargas verticais no andar, Δ_1 é o deslocamento horizontal relativo de 1ª ordem do andar, H é a

força cortante no andar e h é a altura do andar. MACGREGOR então admite que se $Q \leq 0,0475$ é desnecessária a análise em 2ª ordem.

O efeito da força normal na rigidez à flexão das barras e o efeito dos deslocamentos horizontais relativos dos andares são os principais efeitos de 2ª ordem em pórticos de edifícios altos. Vários autores [11,13] têm mostrado que a influência da força normal na rigidez à flexão é muito pequena na maioria das estruturas usuais de edifícios. Segundo GALAMBOS [14] tal influência pode ser medida a partir do coeficiente $K = \sqrt{(N \cdot L^2 / E \cdot I)}$, recomendando a consideração desta influência se $K > 1$, ou seja $N/N_{cr} > 0,1$.

O efeito da carga vertical, agindo na estrutura lateralmente deslocada, é comumente chamado de "efeito P- Δ ". Este efeito pode ser considerado no projeto de edifícios altos, de uma forma simplificada, através da modificação dos resultados da análise em 1ª ordem, usando forças horizontais fictícias para simular tal efeito.

MACGREGOR limita a análise simplificada em 2ª ordem, usando os resultados de 1ª ordem, considerando apenas o efeito P- Δ , aos pórticos cujos parâmetros de instabilidade Q sejam menores que 0,22. Para valores que $Q > 0,22$, recomenda-se uma análise mais precisa em 2ª ordem ou que se altere a rigidez do pórtico para que se tenha $Q \leq 0,22$.

1.4 - OBJETIVOS

Neste trabalho pretende-se mostrar o comportamento de estruturas tridimensionais de edifícios altos, compostas de pórticos com ou sem diagonais de contraventamento, paredes planas e núcleos resistentes, considerando de forma simplificada, a não linearidade geométrica quando necessária. Para fazer a análise da estrutura, foi elaborado um programa, em linguagem FORTRAN 77 para uso em microcomputadores, para determinar os esforços internos e os deslocamentos da estrutura submetida a forças verticais e horizontais.

O programa mostrado no Capítulo IV permite a análise de estruturas tridimensionais de edifícios, onde podem ser considerados:

- forças horizontais aplicadas nas lajes e cargas verticais nos nós ou nas vigas dos pórticos;
- pórticos com ou sem diagonais de contraventamento;
- vigas com trechos rígidos à flexão, o que permite simular o comportamento de vigas conectadas a pilares de grandes dimensões (fig. 1.1);
- pilares com trechos verticais rígidos à flexão, o que permite simular o comportamento de pilares conectados a vigas de grande altura (fig. 1.2);
- pilares com trechos verticais rígidos à flexão, conectados a vigas com trechos horizontais rígidos à flexão, o que permite simular o comportamento das intersecções entre pilares e vigas como corpos rígidos, principalmente nas estruturas de edifícios tubulares (fig. 1.3);
- vigas e pilares com deformações por cisalhamento, para melhor simular o comportamento destes elementos quando suas secções transversais têm altura relativamente grande quando comparado com o vão livre;
- associação tridimensional de pórticos planos e paredes de seção aberta (fig. 1.4);
- o efeito P- Δ na estrutura tridimensional quando necessário e possível de ser feito de forma simplificada, em função dos valores dos "parâmetros de instabilidade" dos painéis.

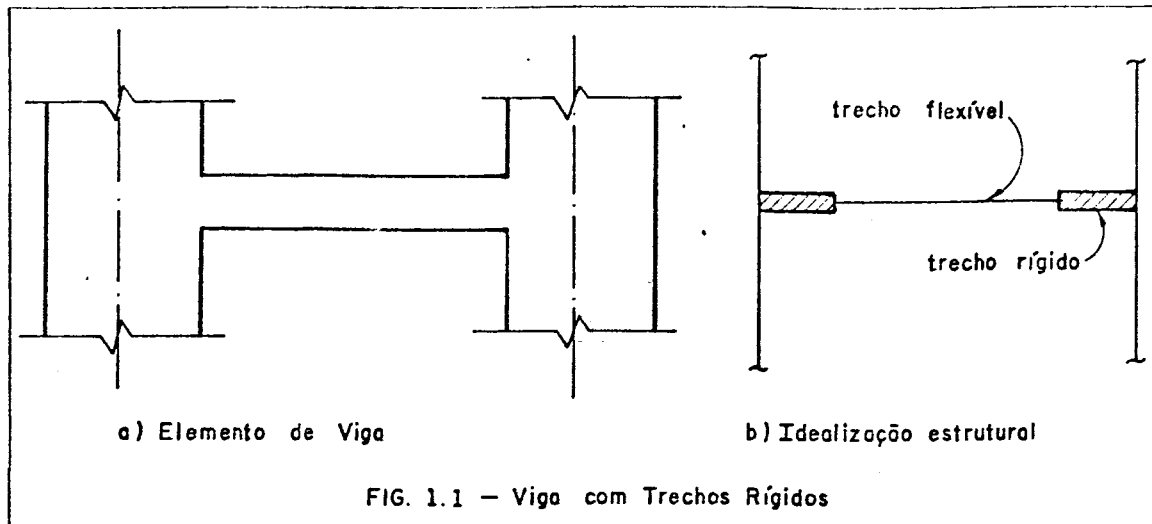


FIG. 1.1 - Viga com Trechos Rígidos

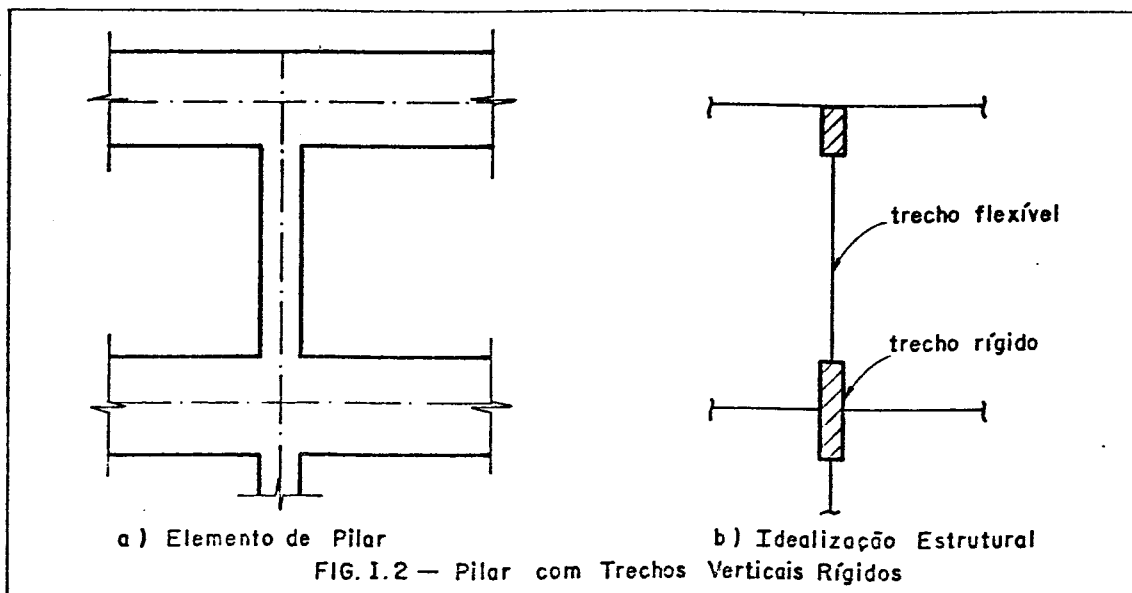
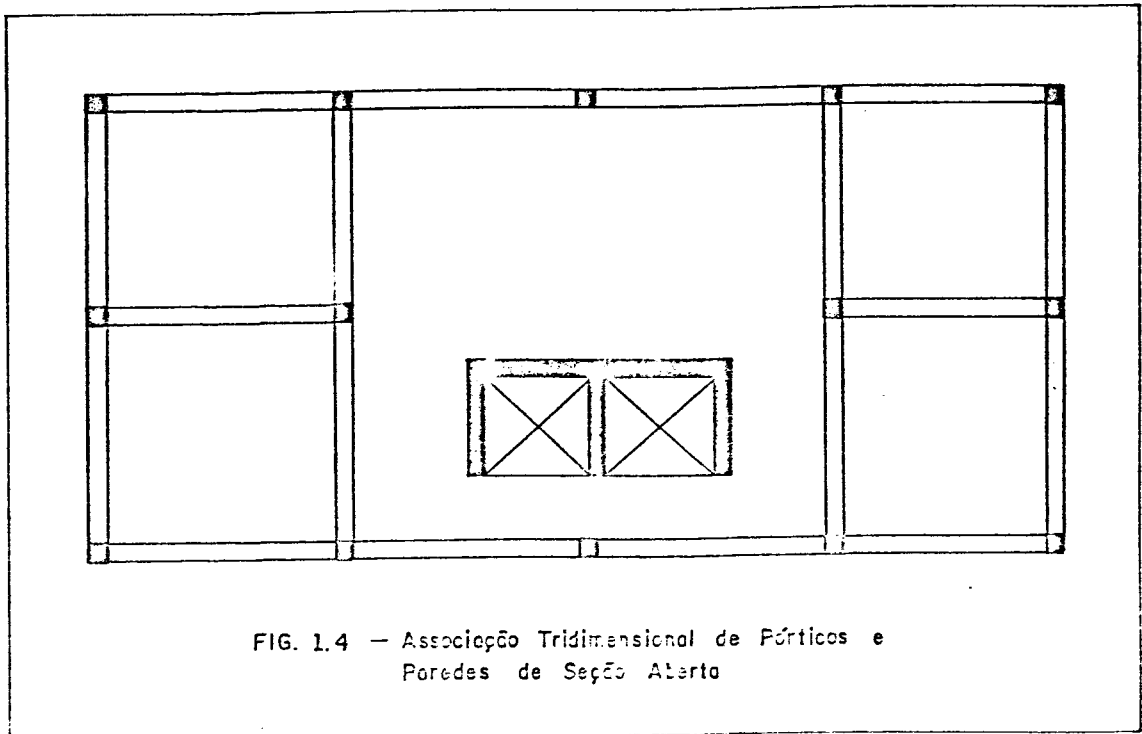
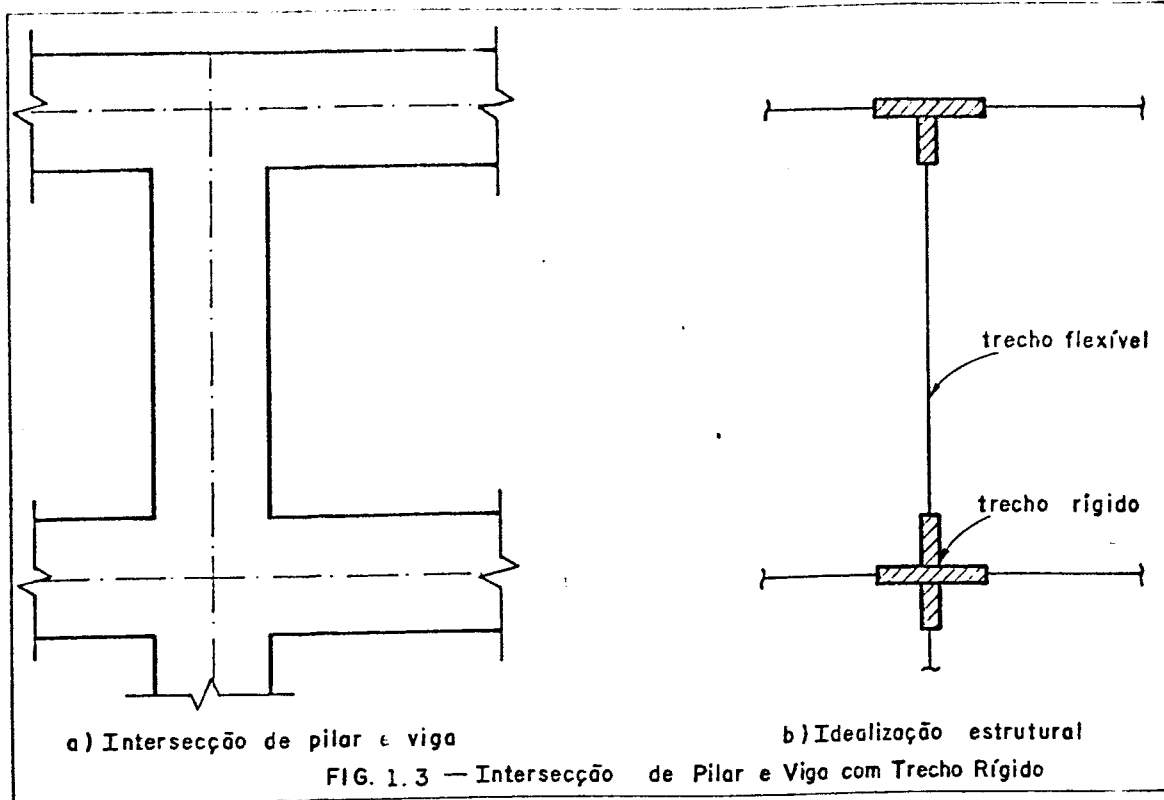


FIG. 1.2 - Pilar com Trechos Verticais Rígidos

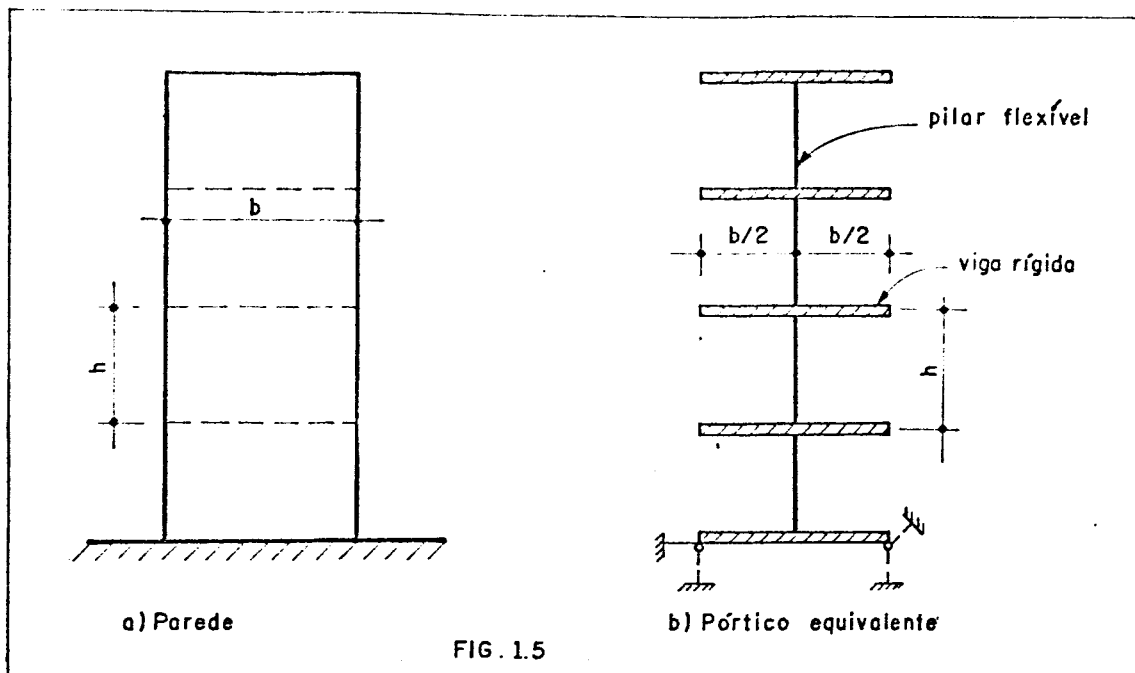


1.5 - HIPÓTESES, MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS

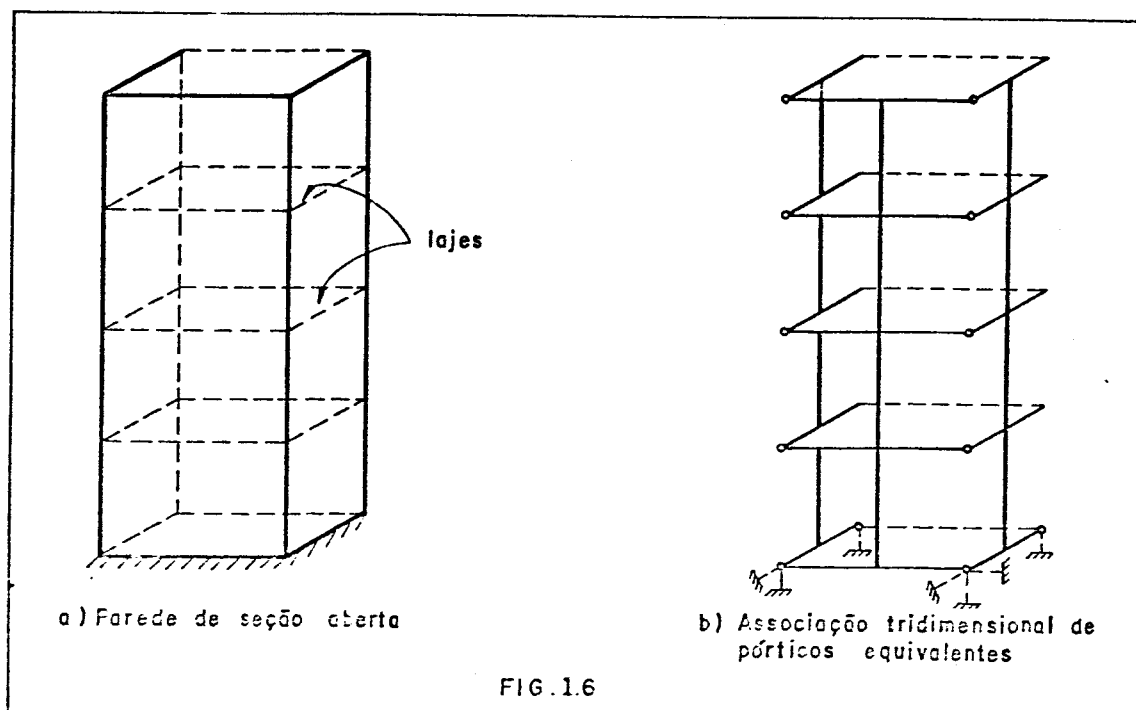
A estrutura tridimensional do edifício será analisada como uma associação em série de subestruturas, também tridimensionais, que por sua vez serão associações em paralelo de painéis planos (pórticos, paredes e pilares individuais). Estes painéis serão travados horizontalmente pelas lajes que serão consideradas como diafragmas rígidos nos seus planos e completamente flexíveis nos planos normais aos mesmos. Estas lajes serão responsáveis pela transmissão aos painéis das forças laterais atuantes, assim como pela compatibilização dos deslocamentos nos seus planos.

Os painéis de uma subestrutura tridimensional serão estruturas planas verticais, que poderão ser:

- pórtico formado por vigas e pilares conectados rigidamente entre si, com rigidez desprezível à flexão e à torção no plano normal ao seu. O pórtico poderá ter diagonais, vigas e pilares com trechos rígidos à flexão, vigas e pilares deformáveis por cortante. As vigas terão deformações axiais desprezadas, em consonância com a hipótese da laje,
- parede que será substituída por um conjunto de vigas horizontais, com extremidades em balanço e engastadas ao meio em pilares verticais. Estas vigas terão rigidez infinita à flexão no plano da parede onde se situam, admitindo que a parede terá deformações normais que variarão linearmente ao longo de suas seções transversais. As vigas estarão dispostas ao nível das lajes e terão deformações axiais desprezadas, em consonância com a hipótese admitida para as lajes. Os tramos de pilares terão comprimentos iguais às distâncias entre os planos médios das lajes. As rigidezes à força normal, à flexão, à cortante e à torção, de um tramo de pilar, serão correspondentes às da parede substituída (fig.1.5).



As paredes de seção aberta, que constituem os núcleos resistentes, serão analisadas como associações tridimensionais de painéis-parede e as únicas interações a serem consideradas ao longo de suas intersecções são as forças cisalhantes longitudinais e as forças horizontais transmitidas pelas lajes [9]. (fig.1.6).



Os pilares individuais serão compostos de tramos de pilares, mesmo que fictícios, sempre existentes nas intersecções de dois ou mais painéis-pórtico.

Os painéis poderão ter interrupções nos pilares e vigas, desde que os elementos faltantes sejam substituídos por elementos fictícios com inércias e áreas das seções transversais nulas. Os pilares de extremidade dos painéis-pórtico terão rigidezes axiais nulas, uma vez que estas serão consideradas nos pilares individuais das intersecções.

Os painéis interagem entre si transmitindo forças horizontais através das lajes e forças verticais ao longo das intersecções dos painéis. Os momentos de interação (fletores e de torção) serão desprezados ao longo dessas intersecções; sendo assim, nas intersecções onde existem pilares não fictícios, os painéis concorrentes devem ser ortogonais e os eixos principais de inércia das seções transversais devem coincidir com os planos dos painéis; caso contrário, por flexão oblíqua, as interações incluiriam momentos.

As subestruturas tridimensionais serão formadas por um determinado número de andares, e terão o mesmo número de nós em planta, do restante da estrutura, ou seja, a subestrutura tridimensional é conseguida a partir de dois planos paralelos à base da estrutura, passando respectivamente pelo topo do andar superior da subestrutura, englobando as lajes e vigas e pelo andar inferior da mesma, sem englobar as lajes e vigas do andar subsequente.

A análise estática elástica linear em 1ª ordem será feita através da análise matricial de estruturas reticuladas usando o processo dos deslocamentos. A necessidade da consideração da não linearidade geométrica da estrutura será verificada através do cálculo do "parâmetro de instabilidade" sugerido por MACGREGOR [11]. Para $0,0475 < Q < 0,22$ será feita uma análise elástica linear em 2ª ordem, de forma simplificada, através de modificação da análise em 1ª ordem,

considerando como efeito da não linearidade apenas a parcela correspondente ao chamado "efeito P- Δ ", usando o processo da força lateral fictícia equivalente.

Quando a estrutura em análise tiver parâmetro de instabilidade $Q > 0,22$ ou o coeficiente $\sqrt{N.L^2/E.I} > 1$, isto é, o efeito da força axial na rigidez a flexão da barra for significativo, o programa deverá imprimir uma mensagem recomendando uma análise mais precisa em 2ª ordem.

CAPÍTULO II

ANÁLISE EM 1ª ORDEM DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS

2.1 - GENERALIDADES

Nesta parte do trabalho é mostrada a análise em 1ª ordem de estruturas tridimensionais de edifícios altos, obedecendo as hipóteses descritas no Capítulo I (item 1.5).

Com a finalidade de identificar e ordenar matricialmente os esforços e os deslocamentos existentes nos nós da estrutura ou nas extremidades dos elementos, torna-se necessária a existência de sistemas de coordenadas. Estas coordenadas serão direções e sentidos associados aos nós da estrutura ou às extremidades dos elementos. Quando se usa a técnica das subestruturas, torna-se necessário distinguir as coordenadas externas ou de contorno, das coordenadas internas. Serão coordenadas externas aquelas comuns a duas ou mais subestruturas, associadas aos deslocamentos que estão sendo compatibilizados.

Para uma melhor compreensão por parte do leitor, a análise será dividida em etapas, como mostrado a seguir, salientando que esta divisão é apenas didática, mesmo porque, para se automatizar o processo, algumas etapas deverão ser feitas conjuntamente, para que se possa trabalhar com apenas uma subestrutura tridimensional de cada vez na memória central do computador.

Inicialmente serão montadas e decompostas as matrizes de rigidez e vetores dos esforços dos painéis, com a finalidade de se obter matrizes de rigidez e vetores dos es

forços equivalentes, nas coordenadas externas dos mesmos [15].

A etapa seguinte será a montagem da matriz de rigidez e do vetor dos esforços de cada subestrutura tridimensional, através das contribuições dos tramos de pilares individuais e dos painéis destas subestruturas, sendo que os painéis-pórtico e paredes serão tratados neste ponto, apenas em termos de coordenadas externas.

Uma vez obtidos a matriz de rigidez e o vetor dos esforços das subestruturas tridimensionais, segue-se a terceira etapa que consiste de uma nova decomposição, do mesmo modo feito para os painéis, visando a obtenção das matrizes de rigidez e vetores dos esforços reduzidos às coordenadas externas de cada subestrutura, sendo neste caso as coordenadas externas as de topo e base de cada subestrutura. Cabe aqui ressaltar que, para a primeira subestrutura superior, apesar das coordenadas de topo pertencerem a apenas uma subestrutura, estas serão consideradas externas, a fim de automatizar o processo.

A quarta etapa será a da eliminação em série dos deslocamentos no conjunto de sistemas de equações, formado para todas as subestruturas tridimensionais [16], até se ter um único sistema de equações na ligação estrutura-fundação, onde todos deslocamentos serão impostos iguais a zero.

Na última etapa, serão calculados por retrosubstituição os deslocamentos de cada subestrutura tridimensional associados às coordenadas externas e, a partir destes, serão calculados os deslocamentos e esforços internos nos elementos, completando-se assim a análise em 1ª ordem da estrutura.

2.2 - NOTAÇÃO

Serão utilizadas as seguintes variáveis:

- A_x = área da seção transversal da barra
- I_z = momento de inércia da seção transversal da barra em relação ao eixo principal Z
- L = comprimento da barra
- E = módulo de elasticidade longitudinal do material
- G = módulo de elasticidade transversal do material
- $n_c(j)$ = número de prumadas de pilares do painel-pórtico "j"
- $n_a(s)$ = número de andares da subestrutura "s"
- $n_{cp}(j)$ = número de coordenadas-deslocamento do painel pórtico "j"
- $n_{cpa}(k)$ = número de coordenadas-deslocamento do painel-parede "k"
- n_{dpi} = número de pilares individuais
- n_{dp} = número de pilares não individuais
- n_{dpa} = número de painéis-parede
- n_{por} = número de painéis-pórtico
- n_s = número de subestruturas tridimensionais
- $n_{cs}(s)$ = número de coordenadas-deslocamento da subestrutura "s"
- $n_{cep}(k)$ = número de coordenadas-deslocamento externas do painel-parede "k"
- $n_{ce}(j)$ = número de coordenadas-deslocamento externas do painel-pórtico "j"
- $n_{ci}(j)$ = número de coordenadas-deslocamento internas do painel-pórtico "j"

- α_j = ângulo que relaciona x_j, y_j, z_j com X, Y, Z
 α_k = ângulo que relaciona x_k, y_k, z_k com X, Y, Z
 α_d = ângulo de inclinação da diagonal.

2.3 - SISTEMAS DE REFERÊNCIA

2.3.1-Sistema de referência para a estrutura tridimensional.

A estrutura tridimensional terá como sistema de referência os eixos cartesianos X, Y e Z , com origem "0" situada num ponto qualquer do plano da base da estrutura, no qual estarão situados os eixos Y e Z , com orientações arbitrárias. O eixo X será vertical, orientado da base para o topo da estrutura. Este sistema de referência será o mesmo a ser adotado para as subestruturas. (fig.2.1)

2.3.2-Sistema de referência para os pórticos de uma subestrutura.

O sistema de referência para um painel pórtico genérico "j" de uma subestrutura tridimensional, será formado pelos eixos cartesianos x_j, y_j e z_j , com origem " O_j " situada na base da mesma, no nó inicial do painel. O eixo x_j será vertical e terá o mesmo sentido de X , y_j estará contido no plano do painel e será orientado do nó inicial para o nó final do mesmo, já o eixo z_j será perpendicular ao plano do painel. A relação entre os sistemas de referência X, Y e Z e x_j, y_j e z_j será definida pelo ângulo α_j formado pelos eixos Y e y_j , medido sempre do primeiro para o segundo no sentido de X (fig.2.1). Por facilidade, na referência dos elementos componentes do painel, será conveniente que o painel seja visto, de tal forma que seu nó inicial fique à esquerda do observador; e para identificação das barras e dos nós, para cada painel-pórtico, os andares serão numerados do topo para base da subestrutura de

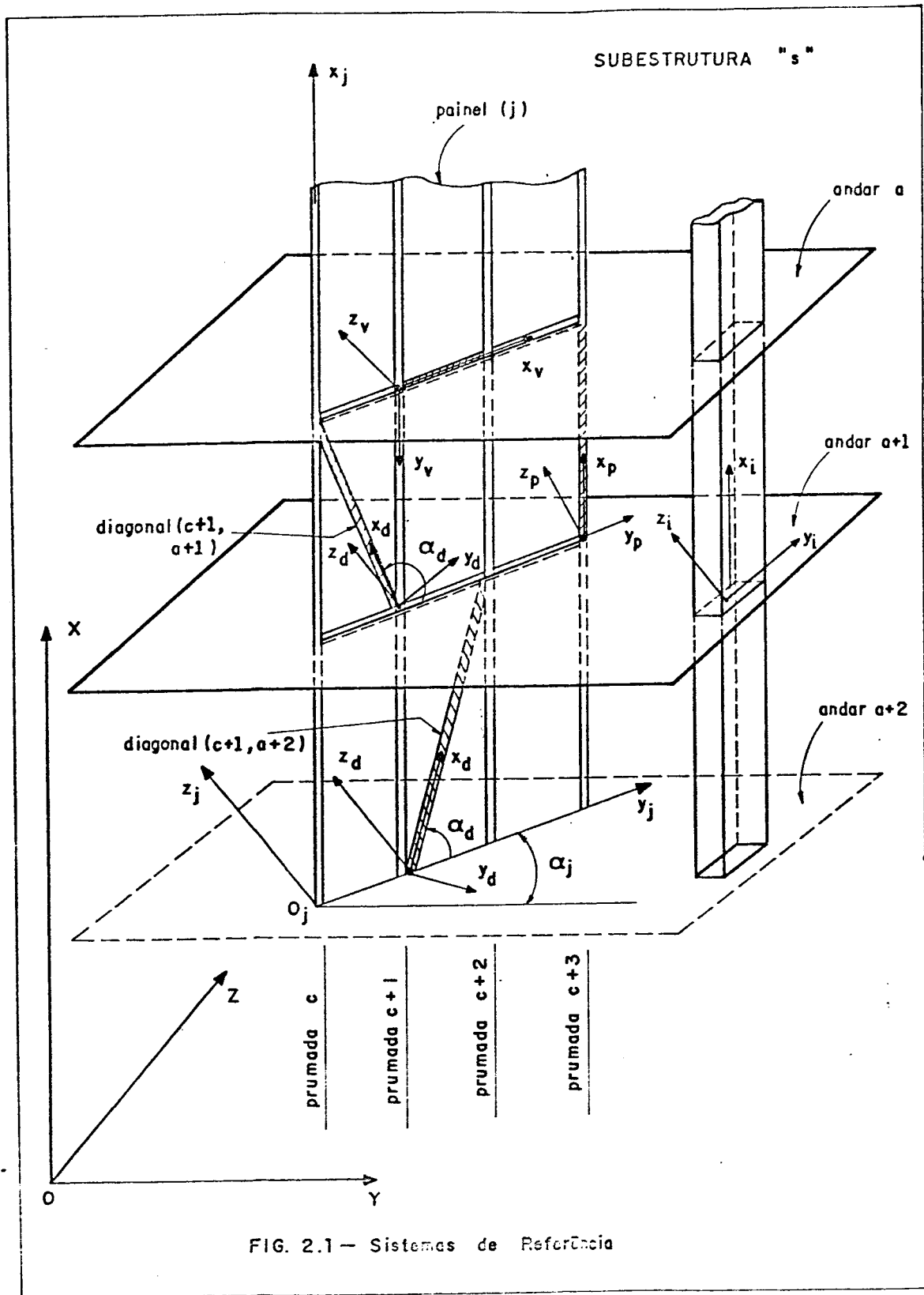


FIG. 2.1 - Sistemas de Referência

"1" a " n_a ", onde " n_a " será igual ao número de andares da mesma. as prumadas serão numeradas do nó inicial para o nó final do pórtico de "1" a " n_c ", sendo " n_c " o número de prumadas do mesmo. Portanto um nó do pórtico será definido pela intersecção de um andar "a" e de uma prumada "c" - (fig.2.2).

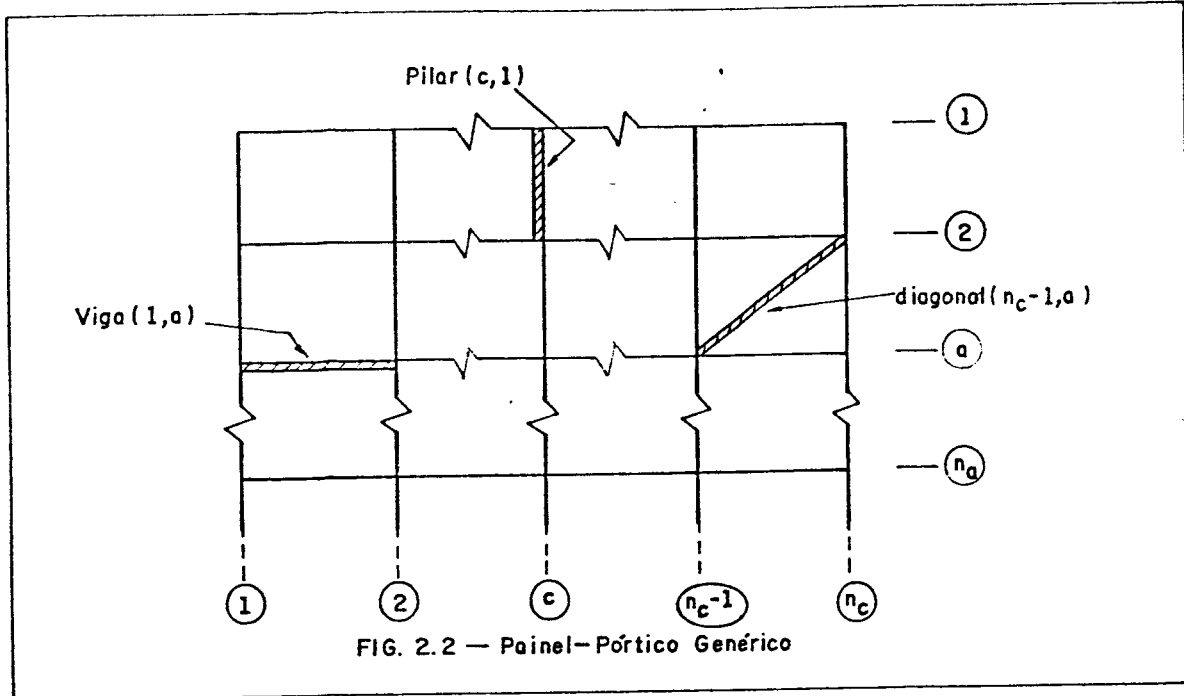


FIG. 2.2 — Painel-Pórtico Genérico

2.3.3-Sistema de referência para os pilares individuais

Para os tramos de pilares individuais serão adotados como referência, os eixos cartesianos x_i , y_i e z_i , passando pelo centro de gravidade das seções dos tramos, com origem " 0_i " situada no plano da laje da base de cada tramo. O eixo x_i será vertical e terá o mesmo sentido de X. Os eixos y_i e z_i serão coincidentes com os eixos principais de inércia da seção transversal dos referidos e paralelos aos eixos y e z de um dos painéis que se interceptam no referido pilar individual (fig.2.1).

2.3.4-Sistema de referência para os pilares de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional

Para os tramos de pilares de um painel pórtico genérico serão adotados como referência os eixos cartesianos x_p , y_p e z_p , com origem situada no andar da base de cada tramo. O eixo x_p será vertical e terá o mesmo sentido de X , os eixos y_p e z_p terão a mesma direção e sentido dos eixos y_j e z_j do pórtico genérico, e passarão pelo centro de gravidade da seção transversal do pilar (fig.2.1).

2.3.5-Sistema de referência para as vigas de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional

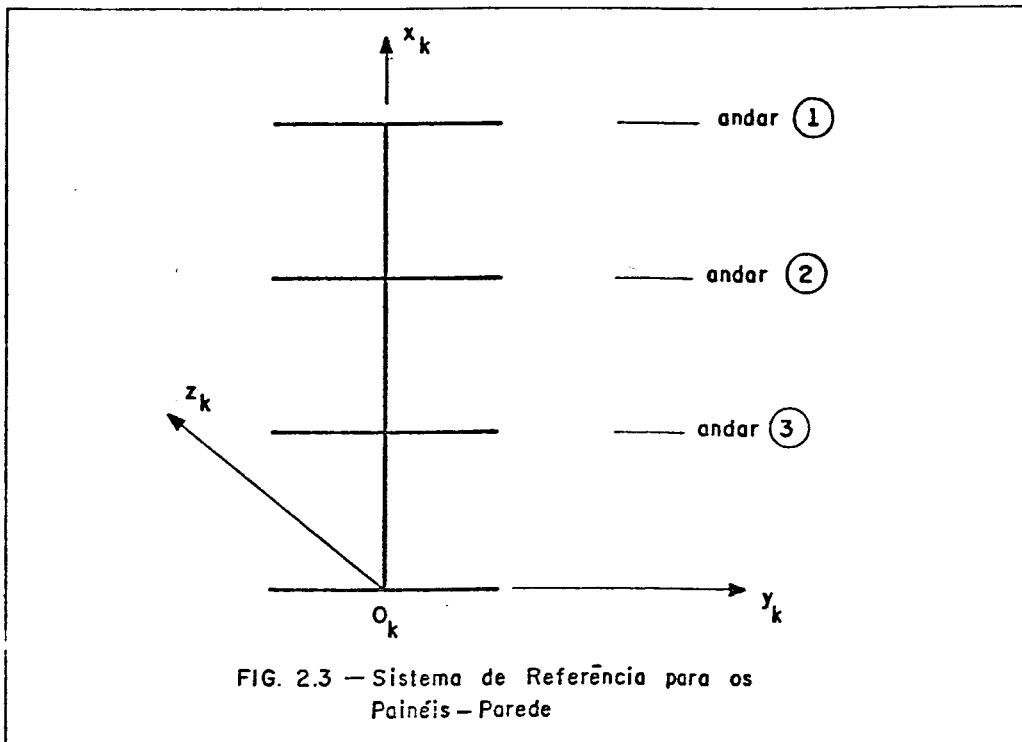
Para o tramo de viga situada entre duas prumadas de pilares de um pórtico, serão adotados como referência os eixos cartesianos x_v , y_v e z_v com origem no centro de gravidade da seção transversal da viga, onde se interceptam o referido tramo de viga e o pilar da esquerda, no caso do painel estar sendo visto de forma a se ter o nó inicial à esquerda do observador. O eixo x_v será horizontal, com a mesma direção e sentido de y , os eixos y_v e z_v serão paralelos a x_j e z_j do pórtico, sendo que z_v terá o mesmo sentido de z_j e y_v terá sentido oposto ao de x_j (fig. 2.1).

2.3.6-Sistema de referência para as diagonais de um pórtico genérico de uma subestrutura tridimensional

O sistema de referência para o tramo de diagonal será formado pelos eixos cartesianos x_d , y_d e z_d , com origem no centro de gravidade de seção transversal da diagonal, onde se interceptam o referido tramo de diagonal e o pilar da esquerda, no caso do painel estar sendo visto de forma a se ter o nó inicial à esquerda do observador. O eixo x_d terá a direção do eixo da diagonal e sentido da esquerda para direita, o eixo z_d será paralelo a z_j do pórtico e o eixo y_d terá direção e sentido que vão depender se a diagonal tem $\alpha_d > 90^\circ$ ou $\alpha_d < 90^\circ$ (fig.2.1).

2.3.7-Sistema de referência para os painéis-parede de uma subestrutura tridimensional

O sistema de referência para um painel parede será formado pelos eixos cartesianos x_k , y_k e z_k , com origem " O_k ", situada no CG da seção transversal da parede onde se interceptam a referida parede e a base da subestrutura tridimensional. O eixo x_k será vertical e terá o mesmo sentido de X , y_k estará contido no plano do painel parede e será orientado do nó inicial para o nó final do mesmo; já o eixo z_k será perpendicular ao plano do painel parede. A relação entre os sistemas de referência X, Y e Z e x_k, y_k e z_k será definida pelo ângulo α_k , conforme feito para o painel pórtico (item 2.3.2), e será adotado ainda que o painel será visto de forma que o nó inicial fique à esquerda do observador (fig.2.3). Será adotado este mesmo sistema de referência para os tramos de parede.



2.4 - COORDENADAS DESLOCAMENTO

As coordenadas - deslocamento serão vetores nas direções dos possíveis deslocamentos independentes de cada componente da estrutura tridimensional (subestruturas tridimensionais, painéis, pilares individuais, pilares, vigas e diagonais de pórticos), com sentido positivo de acordo com seus sistemas de referência.

2.4.1-Coordenadas-deslocamento para as subestruturas tridimensionais.

Cada subestrutura tridimensional é obtida da associação em paralelo de painéis-pórtico, painéis-parede e pilares individuais, mesmo que fictícios, sempre existentes nas intersecções dos pórticos. Como serão compatibilizados os deslocamentos nos planos da lajes e os deslocamentos verticais nas intersecções dos painéis, ter-se-á ao nível de cada laje três deslocamentos referentes ao movimento de corpo rígido da laje e um deslocamento vertical em cada intersecção de painéis. No topo e base de cada subestrutura tridimensional, haverá, além dos deslocamentos supracitados, aqueles referentes às rotações devido à flexão dos pilares, que deverão também ser compatibilizados. Assim ter-se-á, para cada subestrutura tridimensional, as seguintes coordenadas-deslocamento (fig.2.4):

- a) Para cada nó intersecção de painéis, ao nível de cada laje intermediária, a translação segundo o eixo vertical X.
- b) Para cada nó, intersecção de pórticos, pertencente a duas subestruturas consecutivas, a translação segundo o eixo vertical X e as rotações segundo os eixos Y e Z.
- c) Para cada nó, intersecção de paredes, a translação segundo o eixo vertical X.

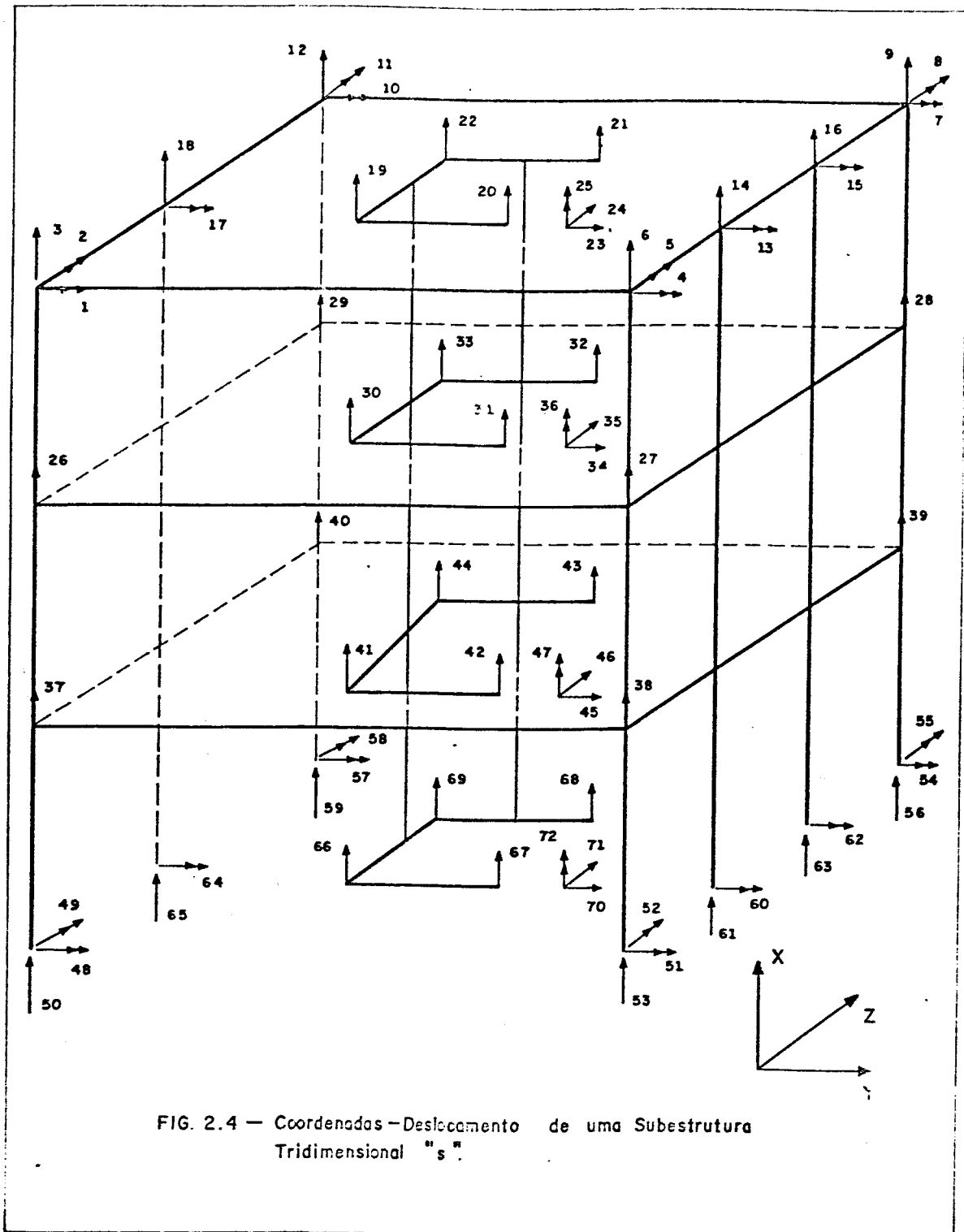


FIG. 2.4 — Coordenadas - Deslocamento de uma Subestrutura Tridimensional "s".

- d) Para cada nó, pertencente a um único pórtico e a duas subestruturas consecutivas, a translação segundo o eixo vertical X e a rotação segundo o eixo z_j do referido pórtico.
- e) Para cada laje, os deslocamentos de corpo rígido em seu plano, ou seja, as translações segundo os eixos Y e Z e a rotação segundo o eixo vertical X.

2.4.2-Coordenadas-deslocamento para os pilares individuais

Como o pilar individual só tem rigidez axial, uma vez que a rigidez à flexão é considerada nos pilares extremidades dos pórticos interceptantes, ter-se-á para cada pilar individual ao nível de cada laje apenas a coordenada-deslocamento, correspondente à translação vertical segundo o eixo x_i (fig.2.5).

2.4.3-Coordenadas-deslocamento para os painéis pórticos

Para um painel pórtico "j" de uma subestrutura tridimensional, serão adotadas, como coordenadas-deslocamento, aquelas que indicam a translação de cada andar segundo o eixo y_j , mais os deslocamentos de cada nó, ou seja, a rotação segundo z_j e a translação segundo x_j (fig.2.6).

2.4.4-Coordenadas-deslocamento do pilar (c,a) do pórtico "j"

Para um tramo de pilar, pertencente a um painel pórtico "j", situado na prumada "c" entre duas lajes consecutivas "a" e "a+1", ter-se-á três coordenadas -deslocamento em cada extremidade, sendo duas translações segundo os eixos x_p e y_p e uma rotação segundo z_p (fig.2.7).

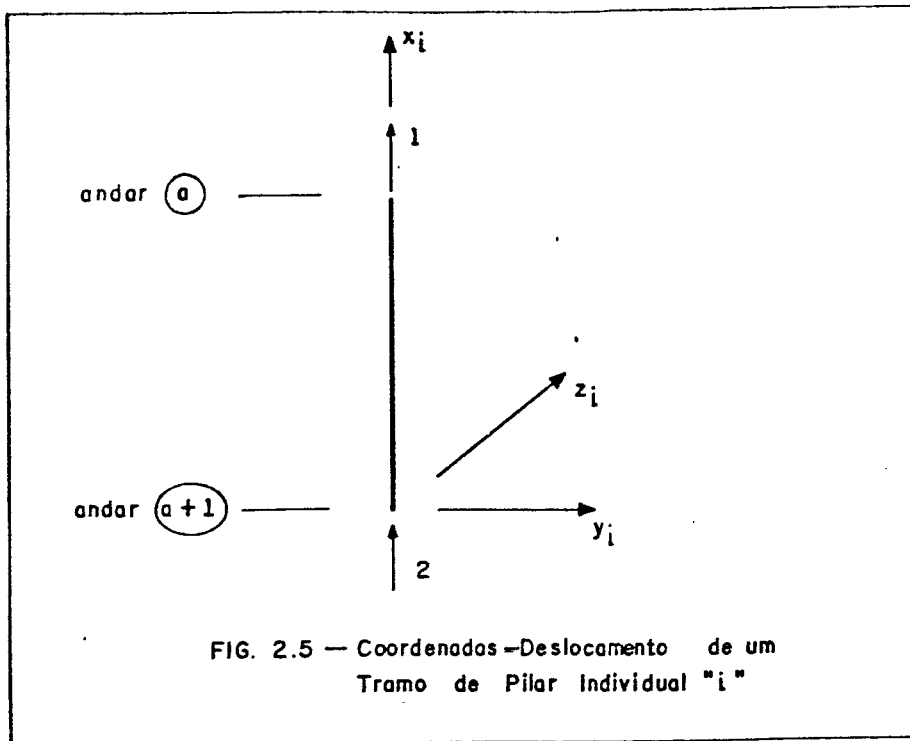


FIG. 2.5 — Coordenadas - Deslocamento de um Tramo de Pilar Individual "i"

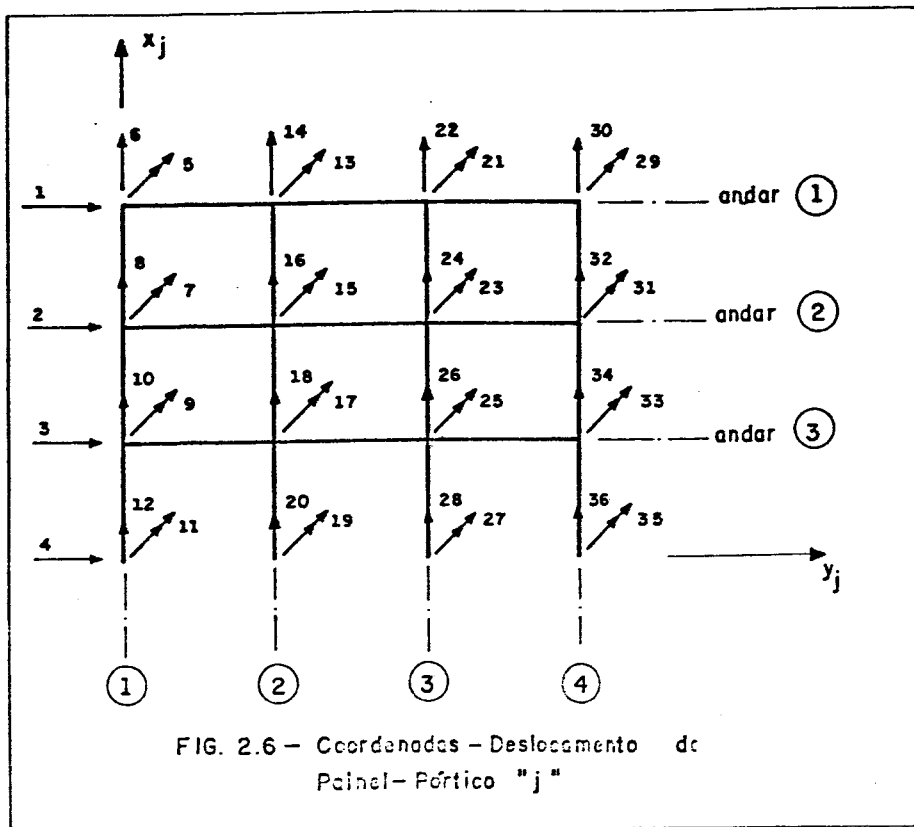


FIG. 2.6 — Coordenadas - Deslocamento de Painel - Pórtico "j"

2.4.5-Coordenadas-deslocamento da viga (c,a) do pórtico "j"

Para um tramo de viga, pertencente a um painel pórtico "j", situada no andar "a" entre duas prumadas adjacentes "c" e "c+1", ter-se-á duas coordenadas-deslocamento em cada extremidade, sendo uma translação segundo o eixo y_v e uma rotação segundo o eixo z_v , visto que a viga é suposta com rigidez axial infinita (fig.2.8).

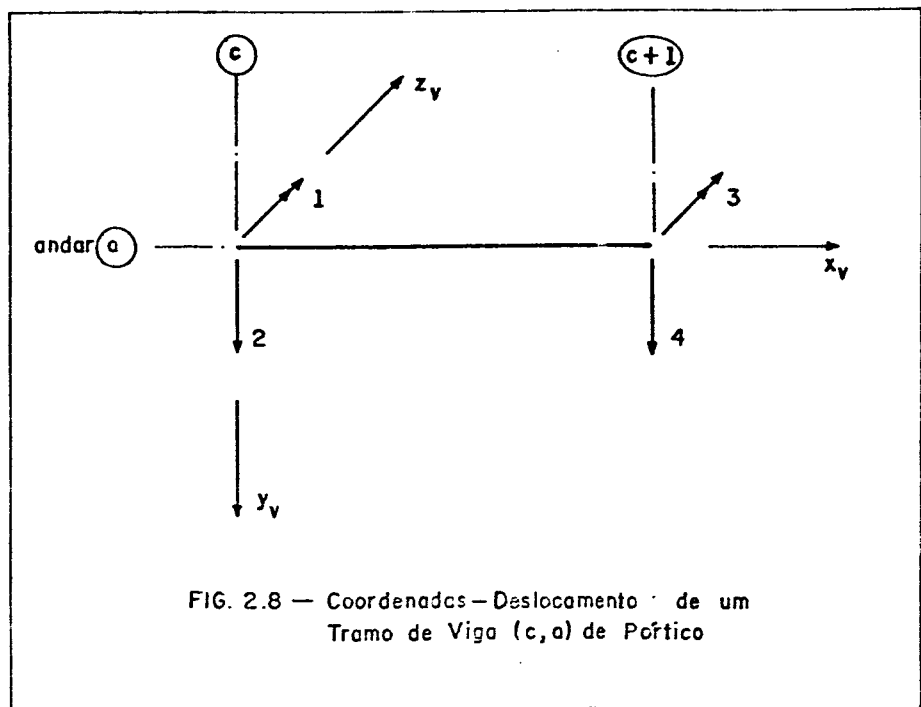
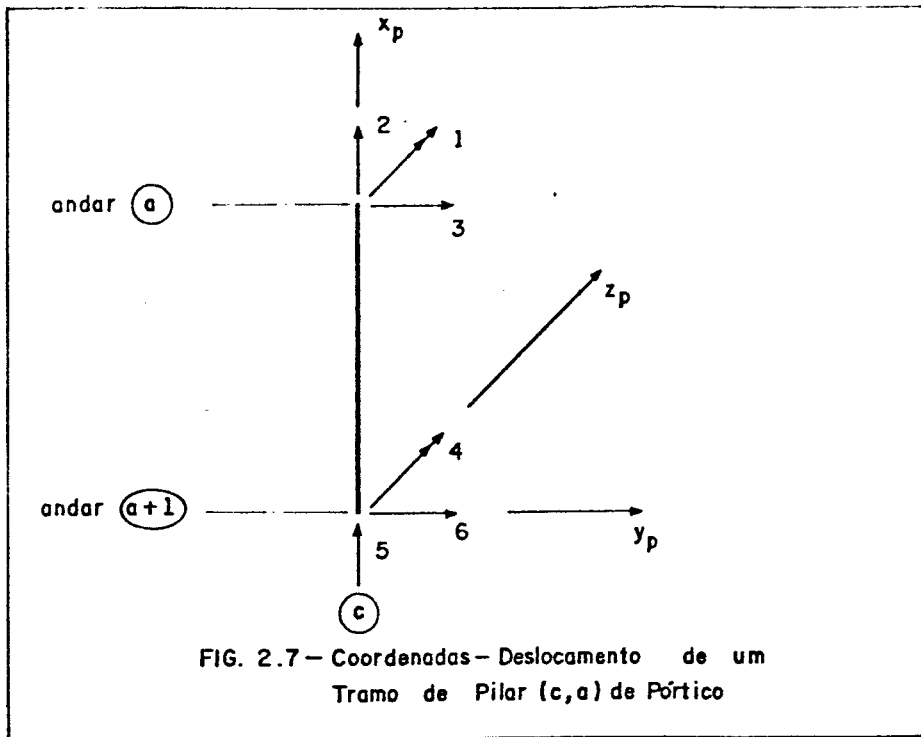
2.4.6-Coordenadas-deslocamento da diagonal (c,a) do pórtico "j"

Para um tramo de diagonal, pertencente a um painel pórtico "j", com origem na prumada "c" e andar "a", e extremidade na prumada "c+1" e andar "a+1", isto é, com um ângulo de inclinação $\alpha_d < 90^\circ$, ter-se-á três coordenadas-deslocamento em cada extremidade, sendo duas translações segundo os eixos x_d e y_d e uma rotação segundo z_j (fig.2.9). Se a diagonal tiver origem na prumada "c" e no andar "a" e extremidade na prumada "c-1", e andar "a-1", o ângulo de inclinação será $\alpha_d < 90^\circ$ (fig.2.10). Portanto o ângulo de inclinação α_d da diagonal estará no intervalo $0^\circ < \alpha_d < 180^\circ$.

2.4.7-Coordenadas-deslocamento para os painéis paredes

Conforme descrito anteriormente (item 1.5), o painel-parede é constituído por um conjunto de vigas horizontais, com suas extremidades em balanço e engastadas ao meio em um pilar vertical. As vigas horizontais de rigidez infinita à flexão no plano da parede, representam, aos níveis das lajes, as seções transversais da parede que permanecem planas após o carregamento da estrutura.

As duas coordenadas-deslocamento verticais da extremidade de cada viga permitem determinar os deslocamentos longitudinais da seção da parede por ela representada. Ter-se-á, ainda, como coordenadas-deslocamento, aquelas que indicam a translação de cada andar segundo o eixo y_k , mais rotação em cada andar segundo o eixo x_k , devido à torção da parede (fig.2.11).



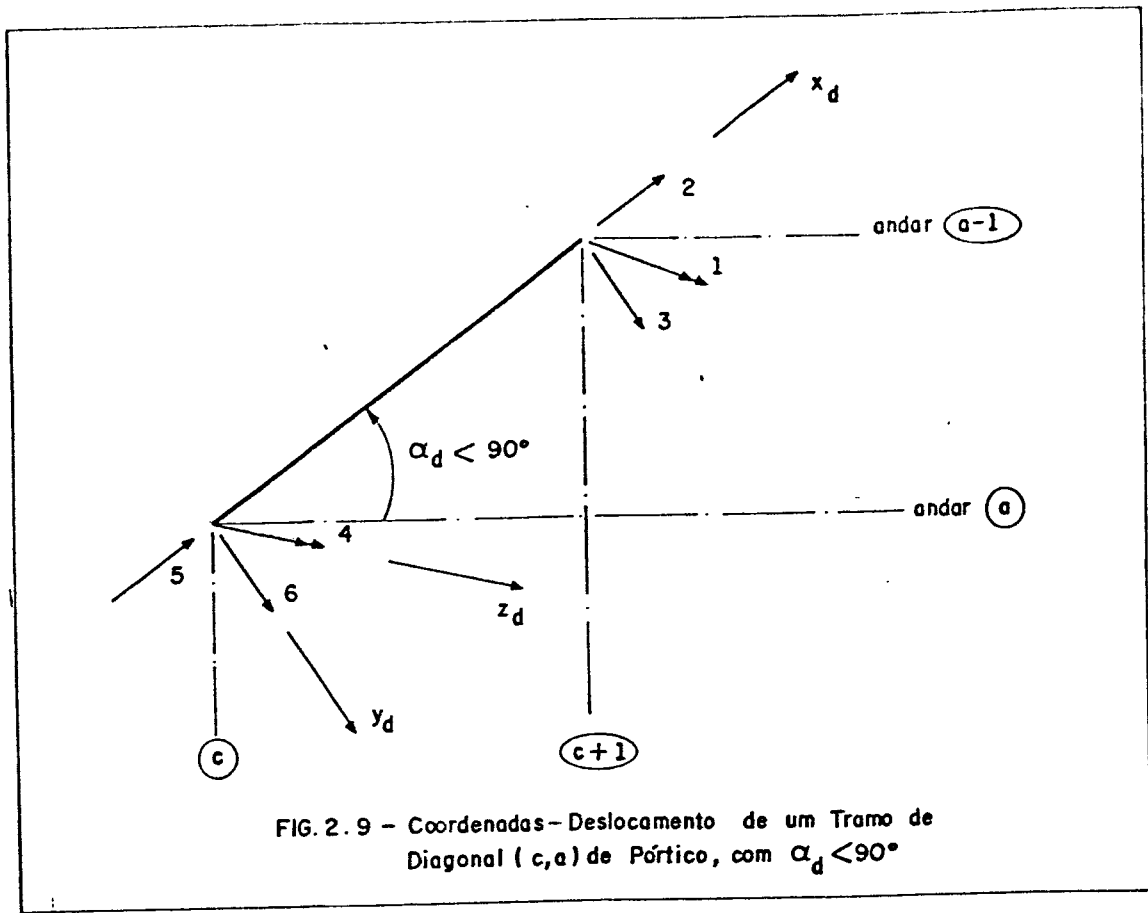


FIG. 2.9 - Coordenadas-Deslocamento de um Tramo de Diagonal (c,a) de Pórtico, com $\alpha_d < 90^\circ$

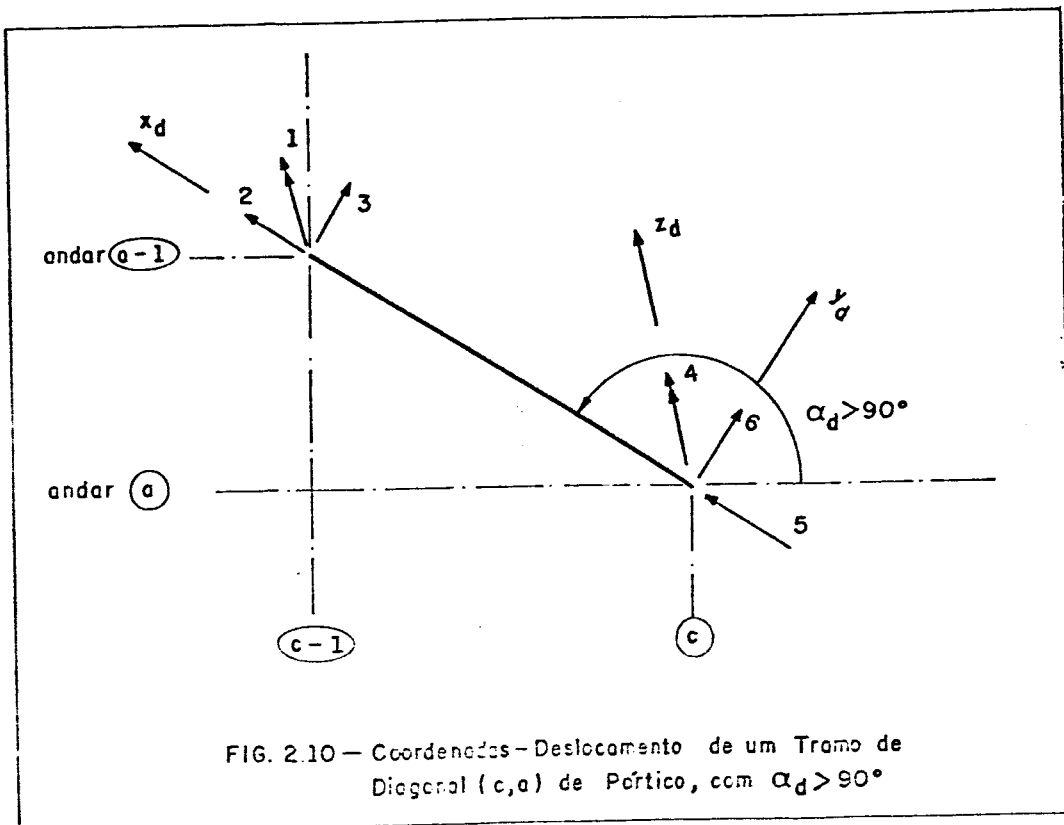
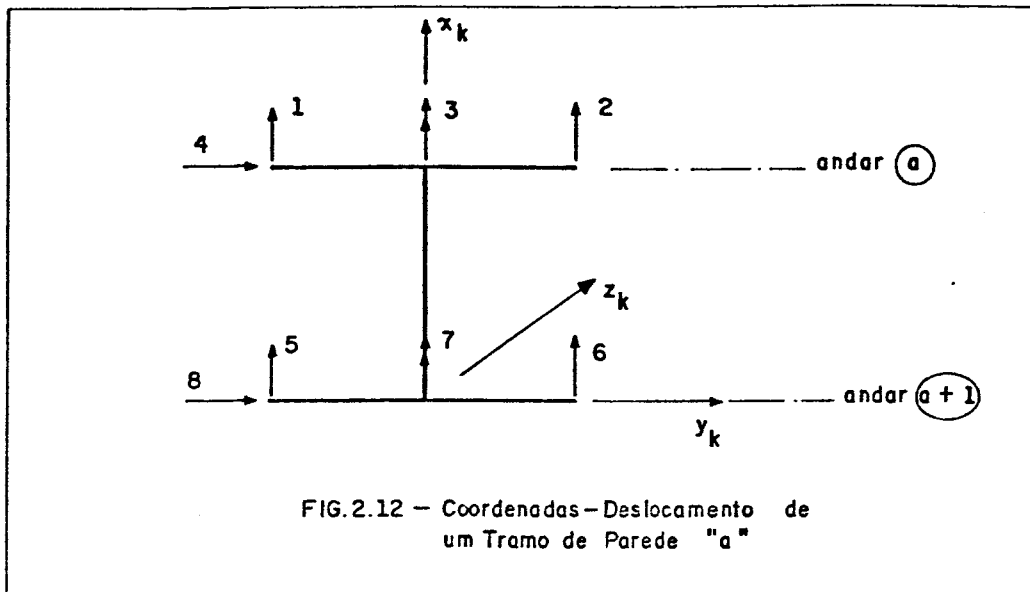
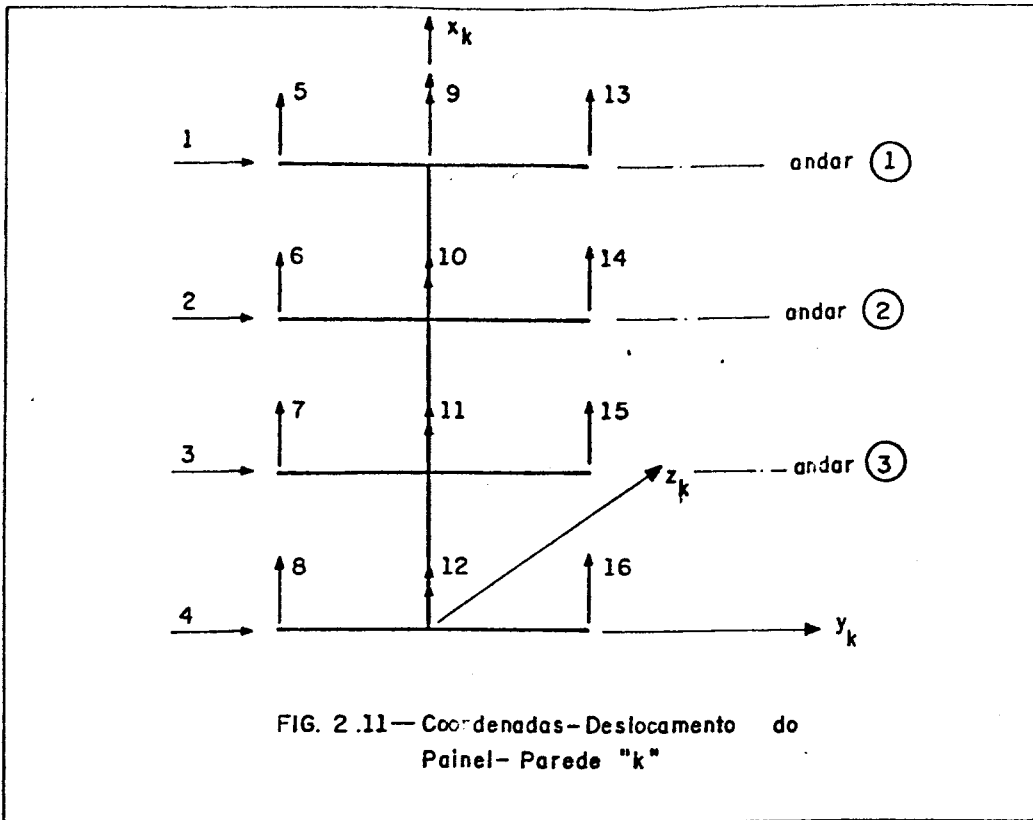


FIG. 2.10 - Coordenadas-Deslocamento de um Tramo de Diagonal (c,a) de Pórtico, com $\alpha_d > 90^\circ$



2.4.8-Coordenadas-deslocamento para os tramos de parede

Analogamente ao painel parede, ter-se-á, para cada tramo de parede "a", quatro coordenadas - deslocamento, em cada andar, sendo uma translação horizontal segundo o eixo y_k , duas translações verticais segundo o eixo x_k e uma rotação segundo o eixo vertical x_k (fig.2.12).

2.5 - MATRIZES DE RIGIDEZ E VETORES DOS ESFORÇOS NAS SUB-ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS

A matriz de rigidez de uma subestrutura será composta através das contribuições das rigidezes de todos os pilares individuais e de todos os painéis da subestrutura, nas coordenadas da mesma. O vetor dos esforços será obtido também pela contribuição dos vetores dos esforços de cada painel, somados com os esforços externos aplicados diretamente nas coordenadas da subestrutura tridimensional.

5.1-Matriz de rigidez dos pilares individuais

A matriz de rigidez para um tramo de pilar individual "i", situado abaixo do andar "a", vale:

$$\{R_{pi}\}_{i,a}^s = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot A_x}{L} & -\frac{E \cdot A_x}{L} \\ -\frac{E \cdot A_x}{L} & \frac{E \cdot A_x}{L} \end{bmatrix}$$

2.5.2-Contribuição da matriz de rigidez de um tramo de pilar individual na matriz de rigidez da subestrutura tridimensional.

As contribuições das rigidezes dos tramos de pilares individuais na matriz de rigidez da subestrutura tridimensional "s" podem ser obtidas usando a equação:

$$[R_{si}]^s = \sum_{i=1}^{n_{dpi}} \sum_{a=1}^{n_a(s)} ([B_{pi}]_{i,a}^s)^t [R_{pi}]_{i,a}^s \cdot [B_{pi}]_{i,a}^s \quad (2.1)$$

onde:

$[B_{pi}]_{i,a}^s$ é a matriz de incidência cinemática do pilar individual "i" no andar "a", matriz esta que relaciona os deslocamentos da subestrutura tridimensional "s" nas suas coordenadas, com os deslocamentos do pilar individual "i" no andar "a" nas coordenadas do mesmo. É também chamada de matriz de transformação de deslocamentos.

Para se obter a matriz $[B_{pi}]_{i,a}^s$ basta relacionar os deslocamentos $\{D_{pi}\}_{i,a}^s$ do pilar individual i, com os deslocamentos $\{D\}^s$ da subestrutura "s", à qual pertence, através da equação:

$$\{D_{pi}\}_{i,a}^s = [B_{pi}]_{i,a}^s \cdot \{D\}^s \quad (2.2)$$

A matriz $[B_{pi}]$ genérica terá 2 linhas correspondentes às 2 coordenadas deslocamentos do pilar individual e n_{cs} colunas referentes às n_{cs} coordenadas deslocamentos da subestrutura tridimensional. Apenas as colunas correspondentes aos deslocamentos do pilar individual na subestrutura terão elementos não nulos. Sendo assim a matriz $[B_{pi}]_{i,a}^s$ será:

$$[B_{pi}]_{i,a}^s = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 1 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & \dots & 1 & \dots & 0 \end{bmatrix}$$

2.5.3-Matriz de rigidez dos painéis

A matriz de rigidez de um painel é obtida através das contribuições das matrizes de rigidez dos elementos nas coordenadas correspondentes aos mesmos no painel.

2.5.3.1-Matriz de rigidez de um tramo de pilar

Para um tramo de pilar (c,a) da prumada c e abaixo da laje a', de um painel "j", ter-se-á a seguinte matriz de rigidez quando não se considera a deformação por cortante;

$$[r_p]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\ & \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 & 0 & \frac{-E \cdot A_x}{L} & 0 \\ & & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & \frac{-12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} \\ & & & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\ \text{SIMÉTRICO} & & & & \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 \\ & & & & & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} \end{bmatrix}$$

Quando se considera a deformação por cortante, a matriz de rigidez do pilar, admitindo-se distribuições parabólicas das tensões de cisalhamento nas seções transversais [17], vale:

$$[r_p]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & 0 & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & \frac{2.E.I_z.F_{c2}.F_{c3}}{L} & 0 & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & \frac{E.A_x}{L} & 0 & 0 & \frac{-E.A_x}{L} & 0 \\ & & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & 0 & \frac{-12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \\ & & & \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & 0 & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & \text{SIMÉTRICO} & & & \frac{E.A_x}{L} & 0 \\ & & & & & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \end{bmatrix}$$

onde:

$$F_{c1} = \frac{6.E.I_z}{L^2.c.G.A_x}$$

$$F_{c2} = \frac{1}{1+2.F_{c1}}$$

$$F_{c3} = 1 - F_{c1}$$

$$F_{c4} = 1 + \frac{F_{c1}}{2}$$

c = Fator que depende da forma da seção e do coeficiente de Poisson[17].

2.5.3.2-Matriz de rigidez de um tramo de pilar com trechos verticais rígidos.

A matriz de rigidez de um tramo de pilar (c,a), com trechos verticais infinitamente rígidos à flexão $[r_{pr}]$, pode ser obtida a partir da matriz de rigidez do pilar sem trechos rígidos $[r_p]$, usando-se a matriz de transformação de deslocamentos $[T_p]$. Os deslocamentos do pilar com trechos verticais rígidos estão relacionados com os do pilar sem trechos rígidos (fig. 2.13) através da relação:

$$\{D_p\}_{c,a}^j = [T_p] \cdot \{D_{pr}\}_{c,a}^j$$

ou

$$\begin{Bmatrix} D_{p1} \\ D_{p2} \\ D_{p3} \\ D_{p4} \\ D_{p5} \\ D_{p6} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -Y_s & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Y_i & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} D_{prI} \\ D_{prII} \\ D_{prIII} \\ D_{prIV} \\ D_{prV} \\ D_{prVI} \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

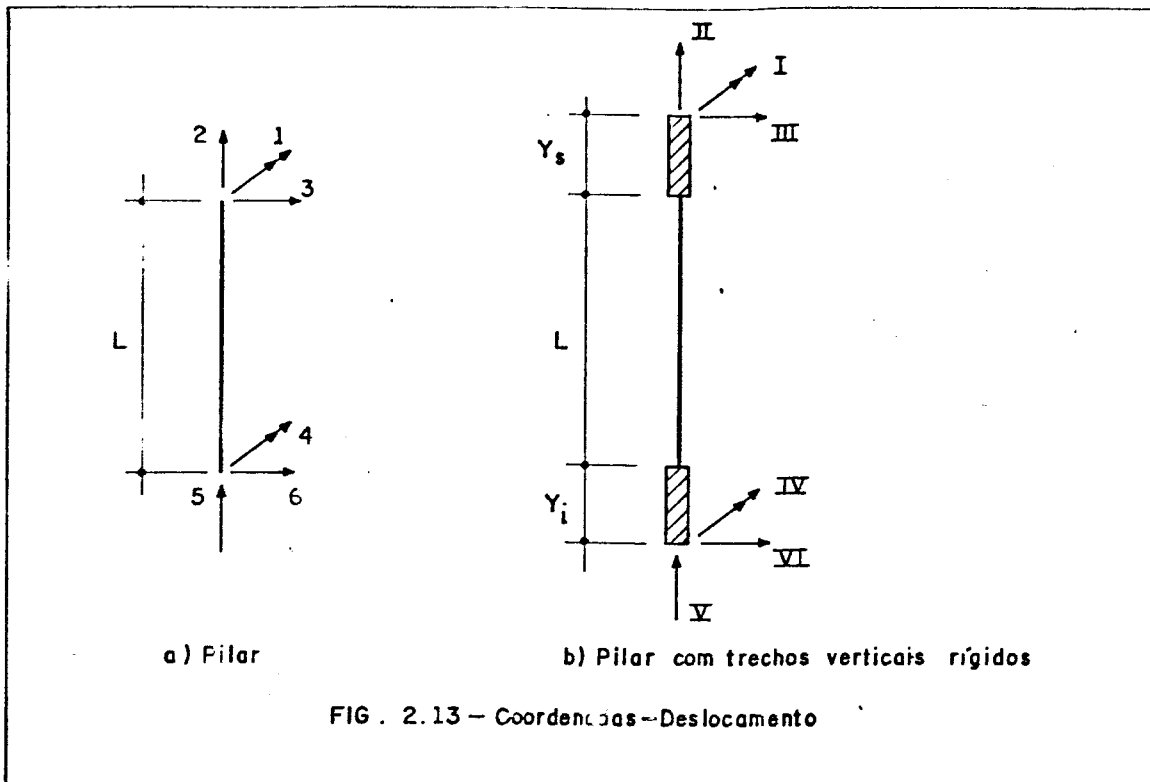


FIG . 2.13 - Coordenadas-Deslocamento

Conhecida a matriz de transformação de deslocamentos $[T_p]$, a matriz de rigidez do pilar com trechos verticais rígidos será obtida através da equação:

$$[r_{pr}] = [T_p]^t \cdot [r_p] \cdot [T_p] \quad (2.6)$$

Efetuando-se o triplo produto matricial acima obtêm-se as matrizes mostradas a seguir, onde:

$[r_{pr}]$ é a matriz de rigidez do pilar com trechos verticais rígidos;

$[r_{prc}]$ é a matriz de rigidez do pilar com trechos verticais rígidos, quando se considera a deformação por corte.

$\frac{4.E.I_z}{L} + \frac{12.E.I_z.Y_s^2}{L^2}$	0	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot Y_s$	$\frac{2.E.I_z}{L} + \frac{6.E.I_z}{L^2}(Y_s + Y_1) + \frac{12.E.I_z.Y_s.Y_1}{L^3}$	0	$\frac{6.E.I_z}{L^2} + \frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot Y_s$
$\frac{12.E.I_z.Y_s^2}{L^3}$	$\frac{E.A_x}{L}$	0	0	$-\frac{E.A_x}{L}$	0
		$\frac{12.E.I_z}{L^3}$	$-\frac{6.E.I_z}{L^2} - \frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot Y_1$	0	$-\frac{12.E.I_z}{L^3}$
			$\frac{4.E.I_z}{L} + \frac{12.E.I_z.Y_1}{L^2} + \frac{12.E.I_z.Y_1^2}{L^3}$	0	$\frac{6.E.I_z}{L^2} + \frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot Y_1$
				$\frac{E.A_x}{L}$	0
					$\frac{12.E.I_z}{L^3}$

SIMÉTRICO

$[r_{prc,a}]^j =$

$\frac{4.E.I.Z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} + \frac{12.E.I.Z}{L^2} \cdot F_{c2} \cdot Y_s +$	$-\frac{6.E.I.Z}{L^2} \cdot F_{c2} -$	$\frac{2.E.I.Z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} +$	$\frac{6.E.I.Z}{L^2} \cdot (Y_s + Y_1) \cdot F_{c2} +$	$\frac{6.E.I.Z}{L^2} \cdot F_{c2} +$
$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot F_{c2} \cdot Y_s^2$	$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_s$	$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_s \cdot Y_1 \cdot F_{c2}$	0	$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_s \cdot F_{c2}$
$\frac{E.A_x}{L}$	0	0	$-\frac{E.A_x}{L}$	0
	$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$-\frac{6.E.I.Z}{L^2} \cdot F_{c2} - \frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_1 \cdot F_{c2}$	0	$-\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot F_{c2}$
		$\frac{4.E.I.Z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} + \frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_1 \cdot F_{c2} +$	0	$\frac{6.E.I.Z}{L^2} \cdot F_{c2} +$
		$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_1^2 \cdot F_{c2}$		$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot Y_1 \cdot F_{c2}$
			$\frac{E.A_x}{L}$	0
				$\frac{12.E.I.Z}{L^3} \cdot F_{c2}$

SIMÉTRICO

$(r_{prc}^j)^j =$

2.5.3.3-Matriz de rigidez de um tramo de viga

Para um tramo de viga (c,a) situado na laje a, e com origem na prumada c, de um painel j, ter-se-á a seguinte matriz de rigidez, quando não se considera a deformação por cortante:

$$[r_v]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z}{L} & \frac{6.E.I_z}{L^2} & \frac{2.E.I_z}{L} & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \\ & \frac{12.E.I_z}{L^3} & \frac{6.E.I_z}{L^2} & \frac{-12.E.I_z}{L^3} \\ & & \frac{4.E.I_z}{L} & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \\ & & & \frac{12.E.I_z}{L^3} \end{bmatrix}$$

SIMÉTRICO

Quando se considera a deformação por cortante, a matriz de rigidez da viga vale:

$$[r_v]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & \frac{2.E.I_z.F_{c2}.F_{c3}}{L} & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & \frac{-12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \\ & & \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & & & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \end{bmatrix}$$

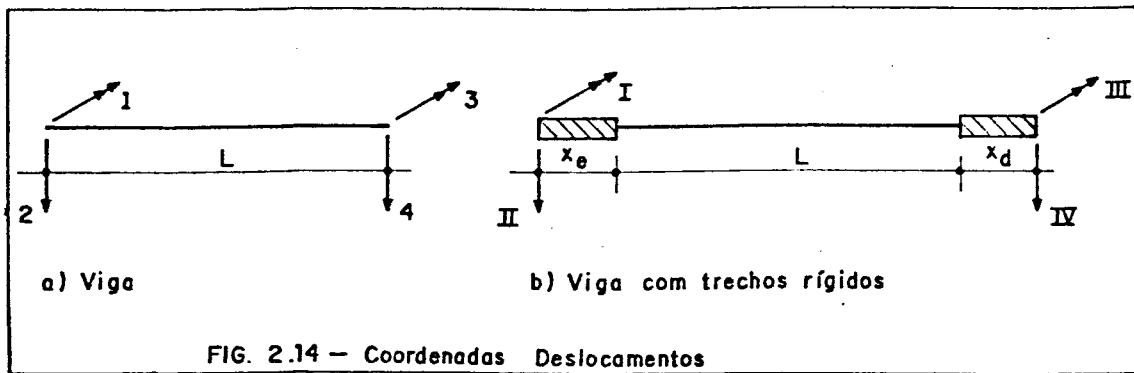
SIMÉTRICO

Os parâmetros F_{c2} , F_{c3} e F_{c4} são os mesmos usados para os pilares.

2.5.3.4-Matriz de rigidez de um tramo de viga com trechos rígidos.

A matriz de rigidez de um tramo de viga (c,a) com trechos infinitamente rígidos à flexão $[r_{vr}]$ pode ser obtida a partir da matriz de rigidez da viga sem trechos rígidos, usando-se a matriz de transformação de deslocamentos.

Os deslocamentos da viga com trechos rígidos estão relacionados com os da viga sem trechos rígidos (fig. 2.14) através da relação:



$$\{D_v\}_{c,a}^j = [T_v] \cdot \{D_{vr}\}_{c,a}^j$$

ou

$$\begin{Bmatrix} D_{v1} \\ D_{v2} \\ D_{v3} \\ D_{v4} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ x_e & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -x_d & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} D_{vrI} \\ D_{vrII} \\ D_{vrIII} \\ D_{vrIV} \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

Conhecida a matriz de transformação de deslocamentos $[T_v]$, a matriz de rigidez será obtida através da equação:

$$[r_{vr}] = [T_v]^t \cdot [r_v] \cdot [T_v] \quad (2.8)$$

Efetuada-se o triplo produto matricial acima obtêm-se:

$$[r_{vr}]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z}{L} \cdot (1+e_2) & \frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot e_1 & \frac{2.E.I_z}{L} \cdot (1+c_1) & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot e_1 \\ & \frac{12.E.I_z}{L^3} & \frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot d_1 & \frac{-12.E.I_z}{L^3} \\ \text{SIMÉTRICO} & & \frac{4.E.I_z}{L} \cdot (1+d_2) & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot d_1 \\ & & & \frac{12.E.I_z}{L^3} \end{bmatrix}$$

onde:

$$e_1 = 1 + \frac{2 \cdot x_e}{L}$$

$$d_1 = 1 + \frac{2 \cdot x_d}{L}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot x_e}{L} \cdot \left(1 + \frac{x_e}{L}\right)$$

$$d_2 = \frac{3 \cdot x_d}{L} \cdot \left(1 + \frac{x_d}{L}\right)$$

$$c_1 = \frac{3 \cdot x_e}{L} \cdot \left(1 + \frac{x_d}{L}\right) + \frac{3 \cdot x_d}{L} \cdot \left(1 + \frac{x_e}{L}\right)$$

Quando se considera a deformação por cortante, a matriz de rigidez da viga vale:

$$[r_{vr}]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} \cdot (1+e_2) & \frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot F_{c2} \cdot e_1 & \frac{2.E.I_z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} \cdot (1+c_1) & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot F_{c2} \cdot e_1 \\ & \frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2} & \frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot d_1 & \frac{-12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2} \\ \text{SIMÉTRICO} & & \frac{4.E.I_z}{L} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} \cdot (1+d_2) & \frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot F_{c2} \cdot d_1 \\ & & & \frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2} \end{bmatrix}$$

2.5.3.5-Matriz de rigidez de um tramo de diagonal

A matriz de rigidez de um tramo de diagonal (c,a), com origem na prumada c e andar a, de um painel j, pode ser obtida a partir da matriz de rigidez de um tramo de pilar, usando a matriz de transformação de deslocamentos $[T_d]$. Os deslocamentos do pilar estão relacionados com os da diagonal (fig.2.15) através da relação:

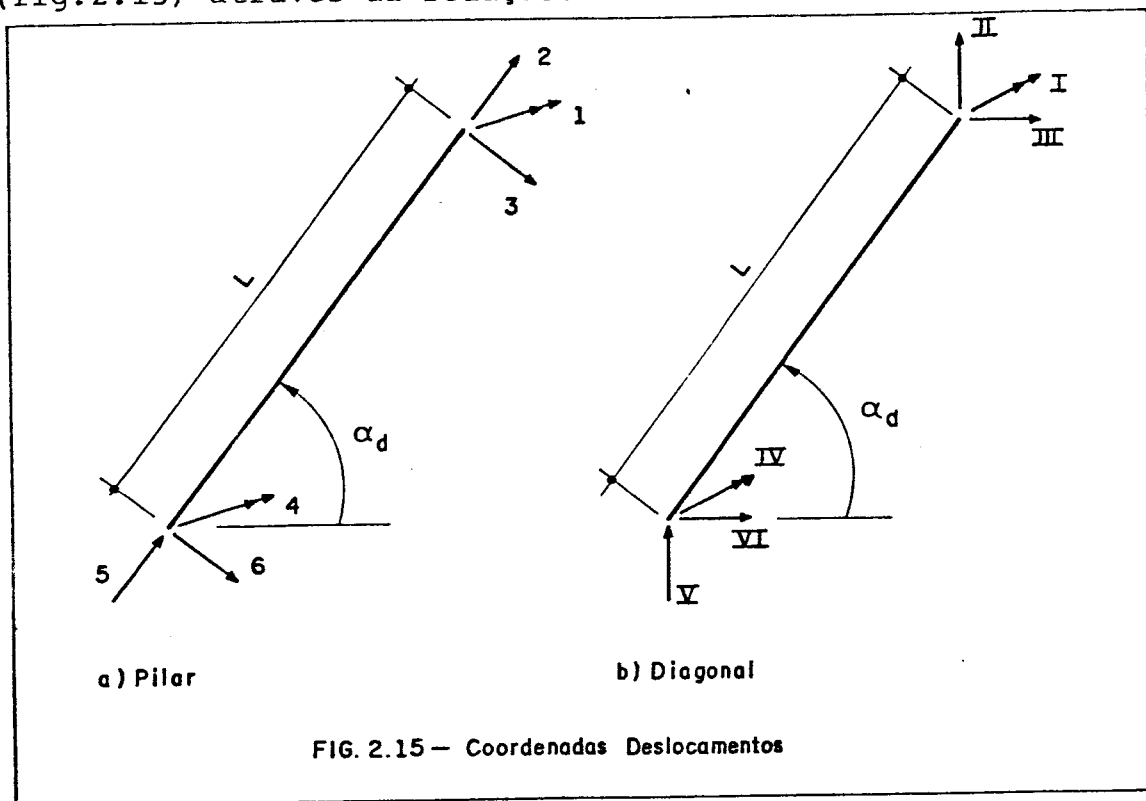


FIG. 2.15 - Coordenadas Deslocamentos

$$\{D_p\}_{c,a}^j = [T_d] \cdot \{D_d\}_{c,a}^j$$

ou

$$\begin{Bmatrix} D_{p1} \\ D_{p2} \\ D_{p3} \\ D_{p4} \\ D_{p5} \\ D_{p6} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \text{sen}\alpha & \text{cos}\alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \text{sen}\alpha & \text{cos}\alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_{dI} \\ D_{dII} \\ D_{dIII} \\ D_{dIV} \\ D_{dV} \\ D_{dVI} \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

Conhecida a matriz de transformação de deslocamentos $[T_d]$, a matriz de rigidez da diagonal será obtida através da equação: $[r_d] = [T_d]^t \cdot [r_p] \cdot [T_d]$ (2.10)

Efetuada-se o triplo produto matricial acima obtém-se:

$\frac{4.E.I_z}{L}$	$\frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot \cos \alpha$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot \sin \alpha$	$\frac{2.E.I_z}{L}$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot \cos \alpha$	$\frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot \sin \alpha$
	$\frac{E.A.x}{L} \cdot \sin^2 \alpha +$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \cos^2 \alpha$	$\frac{E.A.x}{L} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha -$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$	$\frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot \cos \alpha$	$\frac{-E.A.x}{L} \cdot \sin^2 \alpha -$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \cos^2 \alpha$	$\frac{-E.A.x}{L} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha +$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
	$\frac{E.A.x}{L} \cdot \cos^2 \alpha +$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin^2 \alpha$	$\frac{E.A.x}{L} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha +$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot \sin \alpha$	$\frac{-E.A.x}{L} \cdot \cos^2 \alpha -$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin^2 \alpha$	$\frac{-E.A.x}{L} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha -$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
			$\frac{4.E.I_z}{L}$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2} \cdot \cos \alpha$	$\frac{6.E.I_z}{L^2} \cdot \sin \alpha$
				$\frac{E.A.x}{L} \cdot \sin^2 \alpha +$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \cos^2 \alpha$	$\frac{E.A.x}{L} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha -$ $\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$

SIMÉTRICO

$(r_d^j)_{c,a} =$

2.5.3.6-Matriz de rigidez de um painel-pórtico

A matriz de rigidez de um painel-pórtico j , de ordem $n_{cp}(j) \times n_{cp}(j)$, será obtida a partir das contribuições dos pilares, vigas e diagonais.

$$\begin{aligned}
 [R]_j^s = & \sum_{c=1}^{n_c(j)} \sum_{a=1}^{n_a(s)} ([B_p]_{c,a}^j)^t \cdot [r_p]_{c,a}^j \cdot [B_p]_{c,a}^j + \\
 & \sum_{c=1}^{n_c(j)-1} \sum_{a=1}^{n_a(s)} ([B_v]_{c,a}^j)^t \cdot [r_v]_{c,a}^j \cdot [B_v]_{c,a}^j + \\
 & \sum_{c=1}^{n_c(j)-1} \sum_{a=1}^{n_a(s)} ([B_d]_{c,a}^j)^t \cdot [r_d]_{c,a}^j \cdot [B_d]_{c,a}^j \quad (2.11)
 \end{aligned}$$

onde:

$$n_{cp}(j) = (n_a(s) + 1) \textcircled{+} (2 \cdot n_c(j) + 1)$$

$[B_p]_{c,a}^j$ é a matriz de incidência cinemática do tramo de pilar (c,a) do painel j.

$[B_v]_{c,a}^j$ é a matriz de incidência cinemática do tramo de viga (c,a) do painel j.

$[B_d]_{c,a}^j$ é a matriz de incidência cinemática do tramo de diagonal (c,a) do painel j.

$[r_p]_{c,a}^j$ é a matriz de rigidez do tramo de pilar (c,a) do painel j, definida nos itens 2.5.3.1 e 2.5.3.2

$[r_v]_{c,a}^j$ é a matriz de rigidez do tramo de viga (c,a) do painel j, definida nos itens 2.5.3.3 e 2.5.3.4

$[r_d]_{c,a}^j$ é a matriz de rigidez do tramo de diagonal (c,a) do painel j, definida no item 2.5.3.5

Os deslocamentos $\{D_p\}_{c,a}^j$ do pilar (c,a), $\{D_v\}_{c,a}^j$ da viga (c,a) e $\{D_d\}_{c,a}^j$ da diagonal (c,a) podem ser relacionados com os deslocamentos $\{D\}_j^s$ do painel j da subestrutura s, através das relações:

$$\{D_p\}_{c,a}^j = [B_p]_{c,a}^j \cdot \{D\}_j^s \quad (2.12)$$

$$\{D_v\}_{c,a}^j = [B_v]_{c,a}^j \cdot \{D\}_j^s \quad (2.13)$$

$$\{D_d\}_{c,a}^j = [B_d]_{c,a}^j \cdot \{D\}_j^s \quad (2.14)$$

A matriz de incidência cinemática $[B_p]_{c,a}^j$ de ordem $6 \times n_{cp}(j)$ vale:

$$[B_p]_{c,a}^j = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \end{matrix} \\ \begin{matrix} J3 & K3 & J1 & J2 & K1 & K2 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix} \quad 6 \times n_{cp}(j)$$

onde:

$$J1 = 2 \cdot (n_a(s) + 1) \cdot (c-1) + n_a(s) + 2 \cdot a$$

$$J2 = J1 + 1$$

$$J3 = a$$

$$K1 = J2 + 1$$

$$K2 = K1 + 1$$

$$K3 = J3 + 1$$

A matriz de incidência cinemática $[B_v]_{c,a}^j$ de ordem $4 \times n_{cp}(j)$ vale:

$$[B_v]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} & J1 & J2 & K1 & K2 & \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 \dots & 0 & -1 \dots & 0 & 0 \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

onde:

$$J1 = 2 \cdot (n_a(s)+1) \cdot (c-1) + n_a(s) + 2 \cdot a$$

$$J2 = J1 + 1$$

$$K1 = (n_a(s)+1) \cdot c + n_a(s) + 2 \cdot a$$

$$K2 = K1 + 1$$

A matriz de incidência cinemática $[B_d]_{c,a}^j$ de ordem $6 \times n_{cp}(j)$ será:

$$[B_d]_{c,a}^j = \begin{bmatrix} & J3 & K3 & K1 & K2 & J1 & J2 & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 \dots & 1 & 0 \dots & 0 & 0 \dots & 0 & 0 \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

onde para $\alpha_d < 90^\circ$ tem-se:

$$J1 = 2 \cdot [c \cdot (n_a(s)+1) + a - 1] + n_a(s)$$

$$J2 = J1 + 1$$

$$J3 = a - 1$$

$$K1 = 2 \cdot [(c-1) \cdot (n_a(s)+1) + a] + n_a(s)$$

$$K2 = K1 + 1$$

$$K3 = J3 + 1$$

e para $\alpha_d > 90^\circ$ tem-se:

$$J1 = 2 \cdot [(c-2) \cdot (n_a(s)+1) + a - 1] + n_a(s)$$

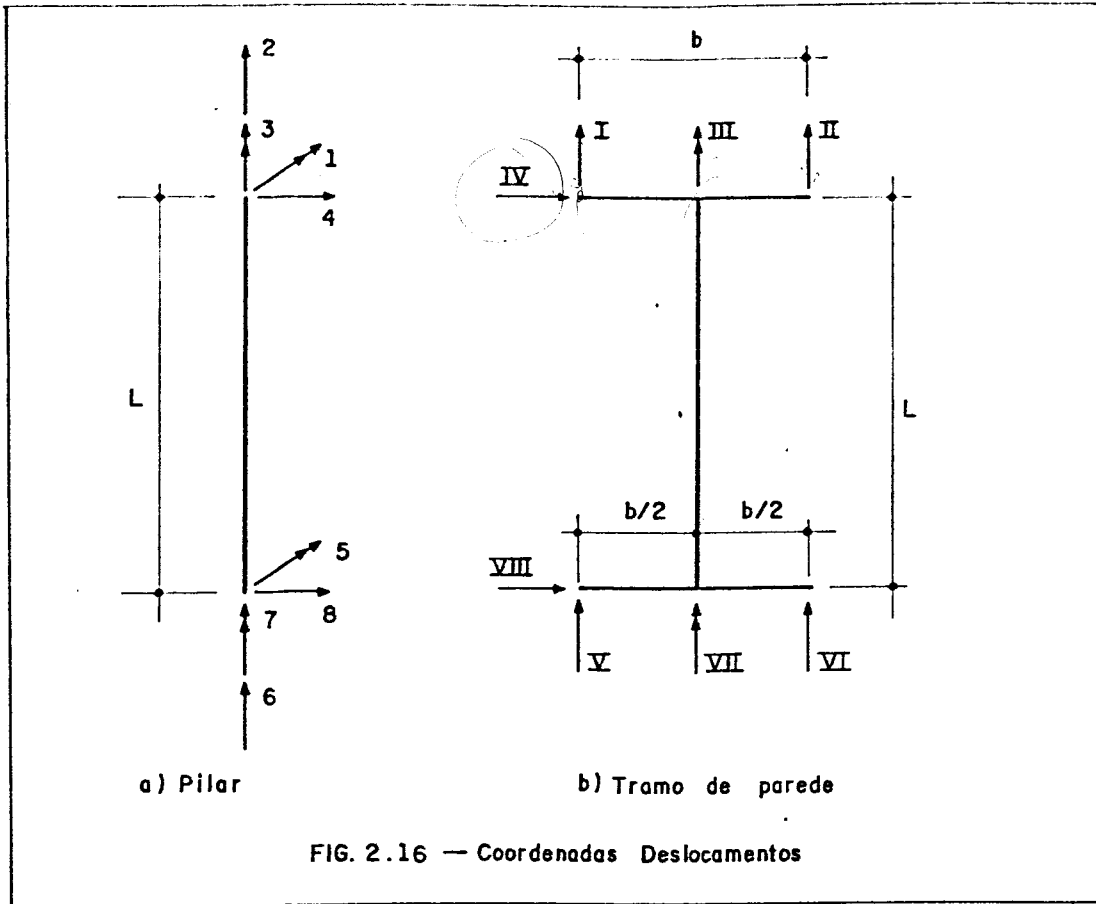
$$\begin{aligned}
 J2 &= J1 + 1 \\
 J3 &= a - 1 \\
 K1 &= 2 \cdot [(c-1) \cdot (n_a(s)+1) + a] + n_a(s) \\
 K2 &= K1 + 1 \\
 K3 &= J3 + 1
 \end{aligned}$$

2.5.3.7-Matriz de rigidez de um tramo de parede

A matriz de rigidez de um tramo parede "a" de um painel-parede "k" pode ser obtida a partir da matriz de rigidez de um tramo de pilar, usando a matriz de transformação de deslocamentos $[T_{pa}]$. Como o painel tem rigidez à torção, deve-se usar a matriz de rigidez do pilar com rigidez à torção, isto é, com 8 coordenadas-deslocamento. Os deslocamentos do pilar estão relacionados com os do tramo de parede (fig.2.16), através da relação:

$$\{D_{pt}\}_a^k = [T_{pa}] \cdot \{D_{pa}\}_a^k \quad \text{ou}$$

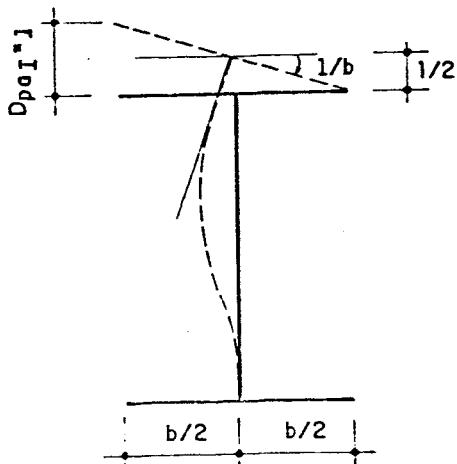
$$\begin{Bmatrix} D_{pt1} \\ D_{pt2} \\ D_{pt3} \\ D_{pt4} \\ D_{pt5} \\ D_{pt6} \\ D_{pt7} \\ D_{pt8} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/b & -1/b & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/2 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/b & -1/b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} D_{paI} \\ D_{paII} \\ D_{paIII} \\ D_{paIV} \\ D_{paV} \\ D_{paVI} \\ D_{paVII} \\ D_{paVIII} \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$



Apenas como ilustração, será mostrado como se obtém a matriz de transformação de deslocamentos $[T_{pa}]$. Cada coluna na $[T_{pa}]$ é obtida aplicando-se um deslocamento unitário associado a uma coordenada do tramo de parede, mantendo-se os demais deslocamentos impedidos e determinando-se os correspondentes deslocamentos nas coordenadas do pilar, que serão os elementos da coluna correspondente de $[T_{pa}]$.

a) Elementos da 1ª coluna de $[T_{pa}]$

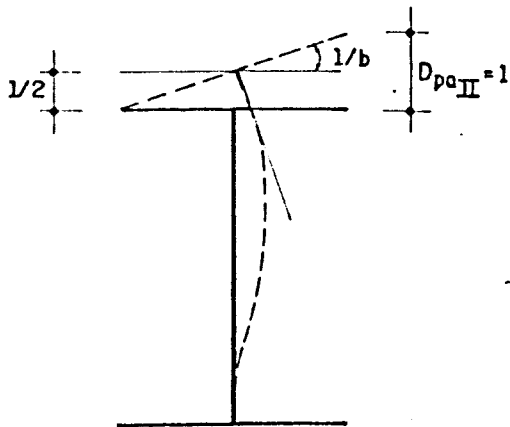
Faz-se $D_{paI} = 1$



$$D_{pt1} = 1/b \quad D_{pt2} = 1/2$$

os demais são nulos

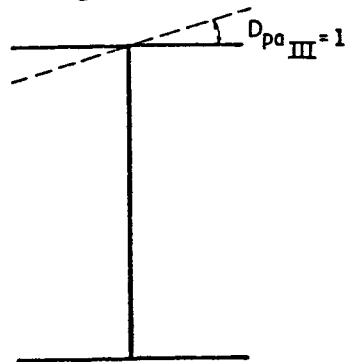
b) Elementos de 2ª coluna de $[T_{pa}]$
Faz-se $D_{paII} = 1$



$$D_{pt1} = -1/b \quad D_{pt2} = 1/2$$

os demais são nulos

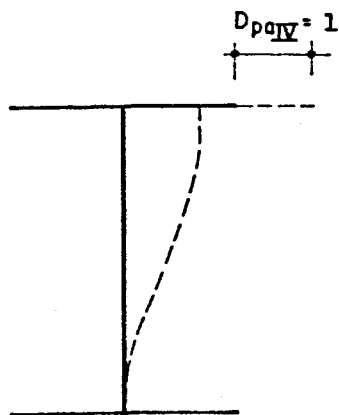
c) Elementos da 3ª coluna de $[T_{pa}]$
Faz-se $D_{paIII} = 1$



$$D_{pt2} = 1$$

os demais são nulos

d) Elementos da 4ª coluna de $[T_{pa}]$
Faz-se $D_{paIV} = 1$



$$D_{pt4} = 1$$

os demais são nulos

Analogamente se obtém os elementos das colunas 5 a 8.

A matriz de rigidez de um pilar com rigidez à torção e deformação por cortante é:

$$[r_{pt}] = \begin{bmatrix} \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & 0 & 0 & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & \frac{2.E.I_z.F_{c2}.F_{c3}}{L} & 0 & 0 & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & \frac{E.A_x}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{-E.A_x}{L} & 0 & 0 \\ & & \frac{G.J_T}{L} & 0 & 0 & \frac{-G.J_T}{L} & 0 & 0 \\ & & & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} & \frac{-6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} & 0 & 0 & \frac{-12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \\ & & & & \frac{4.E.I_z.F_{c2}.F_{c4}}{L} & 0 & 0 & \frac{6.E.I_z.F_{c2}}{L^2} \\ & & & & & \frac{E.A_x}{L} & 0 & 0 \\ & & & & & & \frac{G.J_T}{L} & 0 \\ & & & & & & & \frac{12.E.I_z.F_{c2}}{L^3} \end{bmatrix}$$

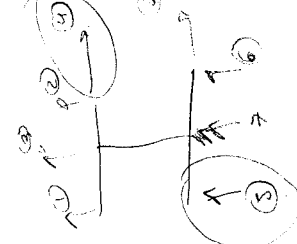
SIMÉTRICO

Os parâmetros F_{c2} , F_{c3} , F_{c4} são os mesmos usados no item 2.5.3.1.

A matriz de rigidez do tramo de parede será obtida através da equação:

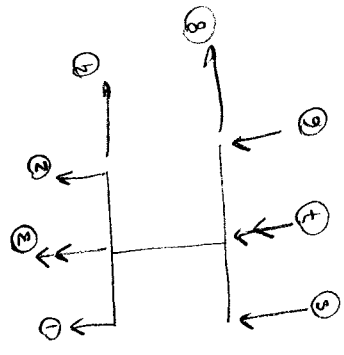
$$[r_{pa}] = [T_{pa}]^t \cdot [r_{pt}] \cdot [T_{pa}] \quad (2.16)$$

Efetuando-se o triplo produto matricial acima obtêm-se:



$\frac{4.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-6.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{2.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} -$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-2.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} -$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{6.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$
$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{6.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-2.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} -$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{2.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c3} -$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{-6.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$
$\frac{G \cdot J_T}{L^4}$	$\frac{G \cdot J_T}{L^4}$	0	0	0	0
$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{-12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$
$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{-4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$
$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{-6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$
$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	$\frac{4.E.I_z}{L \cdot b^2} \cdot F_{c2} \cdot F_{c4} +$ $\frac{E \cdot A_x}{L}$	0 $\frac{-6.E.I_z}{L^2 \cdot b} \cdot F_{c2}$
$\frac{G \cdot J_T}{L}$	$\frac{G \cdot J_T}{L}$	$\frac{G \cdot J_T}{L}$	$\frac{G \cdot J_T}{L}$	$\frac{G \cdot J_T}{L}$	0
$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$	$\frac{12.E.I_z}{L^3} \cdot F_{c2}$

SIMÉTRICO



$(r_{pa})^k =$

2.5.3.8-Matriz de rigidez de um painel-parede

A matriz de rigidez de um painel-parede "k", de ordem $n_{cpa}(k) \times n_{cpa}(k)$, será obtida a partir das contribuições dos tramos de parede.

$$[R]_k^s = \sum_{a=1}^{n_a(s)} ([B_{pa}]_a^k)^t \cdot [r_{pa}]_a^k \cdot [B_{pa}]_a^k \quad (2.17)$$

onde:

$$n_{cpa}(k) = (n_a(s) + 1) \cdot 4$$

$[B_{pa}]_a^k$ é a matriz de incidência cinemática do tramo de parede "a" do painel-parede "k".

$[r_{pa}]_a^k$ é a matriz de rigidez do tramo de parede "a" do painel-parede "k".

$[R]_k^s$ é a matriz de rigidez do painel-parede "k" da subestrutura "s".

Os deslocamentos $\{D_{pa}\}_a^k$ do tramo de parede "a" podem ser relacionados com os deslocamentos $\{D\}_k^s$ do painel "k", da subestrutura "s", através da relação:

$$\{D_{pa}\}_a^t = [B_{pa}]_a^k \cdot \{D\}_s^k \quad (2.18)$$

A matriz de incidência cinemática $[B_{pa}]_a^k$ de ordem $8 \times n_{cpa}(k)$ será:

$$[B_{pa}]_a^k = \begin{bmatrix} & J1 & K1 & J2 & K2 & J3 & K3 & J4 & K4 & \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 \dots & 1 & 0 \dots & 0 & 0 \dots & 0 & 0 \dots & 0 & 0 \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

onde:

$$J1 = a$$

$$J2 = J1 + n_a(s) + 1$$

$$J3 = J2 + n_a(s) + 1$$

$$J4 = J3 + n_a(s) + 1$$

$$K1 = J1 + 1$$

$$K2 = J2 + 1$$

$$K3 = J3 + 1$$

$$K4 = J4 + 1$$

2.5.4-Matriz de rigidez e vetor dos esforços do painel
reduzidos às suas coordenadas externas

Como foi mostrado anteriormente, existem 2 tipos de painéis: painel-pórtico "j" e painel-parede "k"; aqui será mostrado como se obtém a matriz de rigidez $[R^*]_s^j$ e o vetor dos esforços $\{F^*\}_s^j$, do painel pórtico "j", reduzidos às suas coordenadas externas. Analogamente se obtém a matriz de rigidez $[R^*]_s^k$ e o vetor dos esforços $\{F^*\}_s^k$ do painel parede "k".

Os deslocamentos $\{D\}_s^j$ serão organizados em deslocamentos nas coordenadas externas (e) e internas (i), sendo que as externas serão aquelas associadas aos deslocamentos dos nós comuns a dois ou mais painéis cujos deslocamentos estão sendo compatibilizados.

A matriz de rigidez e o vetor dos esforços serão rearranjados através de trocas de linhas e colunas, até se obter:

$$\begin{bmatrix} [R_{ii}] & [R_{ie}] \\ [R_{ei}] & [R_{ee}] \end{bmatrix}_s^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i\} \\ \{D_e\} \end{Bmatrix}_s^j = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e\} \end{Bmatrix}_s^j \quad (2.19)$$

onde:

$[R_{ii}]^j$ é a submatriz de rigidez, cujos elementos estão associados às coordenadas internas,

$[R_{ie}]^j$, $[R_{ei}]^j$ são submatrizes de rigidez, cujos elementos estão associados às coordenadas internas e externas,

$[R_{ee}]^j$ é a submatriz de rigidez cujos elementos estão associados às coordenadas externas.

Os deslocamentos internos $\{D_i\}$ podem ser substituídas por:

$$\{D_i\}_s^j = \{D_i^0\}_s^j + \{D_i^*\}_s^j \quad (2.20)$$

onde:

$\{D_i^0\}_s^j$ é o vetor dos deslocamentos internos provocados pelos esforços internos $\{F_i\}_s^j$ quando se impõe que todos os deslocamentos nas coordenadas externas sejam nulos, aplicando-se segundo essas coordenadas esforços $\{F_e^0\}_s^j$ de engastamento perfeito,

$\{D_i^*\}_s^j$ é o vetor dos deslocamentos internos devido à superposição dos esforços externos $\{F_e\}_s^j$ com $(-1) \cdot \{F_e^0\}_s^j$, que corresponde à correção dos deslocamentos internos devido à relaxação dos deslocamentos nas coordenadas externas.

Analogamente os deslocamentos externos $\{D_e\}$ podem ser substituídos por:

$$\{D_e\}_s^j = \{D_e^0\}_s^j + \{D_e^*\}_s^j \quad (2.21)$$

onde:

$\{D_e^0\}_s^j$ é o vetor dos deslocamentos externos provocados pelos esforços internos $\{F_i\}_s^j$ quando se impõe que todos os deslocamentos externos sejam nulos, conseqüentemente $\{D_e^0\}_s^j = \{0\}$,

$\{D_e^*\}_s^j$ é o vetor dos deslocamentos externos devido à superposição dos esforços externos $\{F_e\}_s^j$ com $(-1) \cdot \{F_e^0\}_s^j$ que a partir de agora serão chamados simplesmente $\{D_e\}_s^j$, uma vez que $\{D_e^0\}_s^j = \{0\}$.

Assim os deslocamentos $\{D\}_s^j$ ficarão:

$$\{D\}_s^j = \begin{Bmatrix} \{D_i\}_s^j \\ \{D_e\}_s^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{D_i^0\}_s^j \\ \{0\}_s^j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{D_i^*\}_s^j \\ \{D_e\}_s^j \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

Os esforços $\{F\}_s^j$ correspondentes serão:

$$\{F\}_s^j = \begin{Bmatrix} \{F_i\}_s^j \\ \{F_e\}_s^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_i\}_s^j \\ \{F_e^0\}_s^j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{0\}_s^j \\ \{F^*\}_s^j \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

Os vetores introduzidos, $\{D_i^0\}_s^j, \{D_i^*\}_s^j, \{F_e^0\}_s^j$ e $\{F^*\}_s^j$ podem ser determinados substituindo as equações (2.22) e (2.23) na equação (2.19); assim:

Para deslocamentos externos nulos, a equação matricial do processo dos deslocamentos fica:

$$\begin{bmatrix} [R_{ii}] & [R_{ie}] \\ [R_{ei}] & [R_{ee}] \end{bmatrix}_s^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i^0\} \\ \{0\} \end{Bmatrix}_s^j = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e^0\} \end{Bmatrix}_s^j$$

donde:

$$\{D_i^0\}_s^j = ([R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot \{F_i\}_s^j \quad (2.24)$$

$$\{F_e^0\}_s^j = [R_{ei}]_s^j \cdot ([R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot \{F_i\}_s^j \quad (2.25)$$

Para a fase de relaxação dos deslocamentos externos tem-se:

$$\begin{bmatrix} [R_{ii}] & [R_{ie}] \\ [R_{ei}] & [R_{ee}] \end{bmatrix}_s^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i^*\} \\ \{D_e\} \end{Bmatrix}_s^j = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{F^*\} \end{Bmatrix}_s^j$$

donde:

$$\{D_i^*\}_s^j = - ([R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot [R_{ie}]_s^j \cdot \{D_e\}_s^j \quad (2.26)$$

$$\{F^*\}_s^j = [R_{ei}]_s^j \cdot \{D_i^*\}_s^j + [R_{ee}]_s^j \cdot \{D_e\}_s^j \quad (2.27)$$

substituindo a equação (2.26) na equação (2.27) tem-se:

$$\{F^*\}_s^j = [R_{ei}]_s^j \cdot (-[R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot [R_{ie}]_s^j \cdot \{D_e\}_s^j + [R_{ee}]_s^j \cdot \{D_e\}_s^j$$

ou

$$\{F^*\}_s^j = ([R_{ee}]_s^j - [R_{ei}]_s^j \cdot ([R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot [R_{ie}]_s^j) \cdot \{D_e\}_s^j \quad (2.28)$$

fazendo:

$$[R^*]_s^j = [R_{ee}]_s^j - [R_{ei}]_s^j \cdot ([R_{ii}]_s^j)^{-1} \cdot [R_{ie}]_s^j \quad (2.29)$$

então:

$$\{F^*\}_S^j = [R^*]_S^j \cdot \{D_e\}_S^j \quad (2.30)$$

A matriz $[R^*]_S^j$ é chamada de matriz de rigidez do painel "j" reduzida às suas coordenadas externas, e $\{F^*\}_S^j$ é o vetor dos esforços do painel "j" reduzido às suas coordenadas externas.

Substituindo os valores de $\{F_e^0\}_S^j$ da equação (2.25)

em:

$$\{F_e\}_S^j = \{F_e^0\}_S^j + \{F^*\}_S^j \quad \text{tem-se:}$$

$$\{F^*\}_S^j = \{F_e\}_S^j - [R_{ei}]_S^j \cdot ([R_{ii}]_S^j)^{-1} \cdot \{F_i\}_S^j \quad (2.31)$$

Cabe salientar que a vinculação do painel na subestrutura tridimensional é suficiente para restringir os graus de liberdade de corpo rígido; sendo assim a inversão da matriz $[R_{ii}]_S^j$ é possível.

Resolvendo-se a equação matricial (2.30), obtém-se os deslocamentos externos $\{D_e\}_S^j$ em cada painel "j"; substituindo os valores de $\{D_i^0\}_S^j$ da equação (2.24) e $\{D_i^*\}_S^j$ da equação (2.26) em $\{D_i\}_S^j = \{D_i^0\}_S^j + \{D_i^*\}_S^j$ obtém-se os deslocamentos internos:

$$\{D_i\}_S^j = ([R_{ii}]_S^j)^{-1} \cdot \{F_i\}_S^j - ([R_{ii}]_S^j)^{-1} \cdot [R_{ie}]_S^j \cdot \{D_e\}_S^j \quad (2.32)$$

Como foi visto, na obtenção de $[R^*]_S^j$ e $\{F^*\}_S^j$ será necessária a inversão da matriz $[R_{ii}]_S^j$. Para evitar os problemas inerentes de tal inversão, tais como, imprecisões e menor eficiência, será utilizado neste trabalho, o processo proposto por RUBINSTEIN e ROSEN [18], para determinar as matrizes de rigidez e vetores dos esforços dos painéis reduzidos às coordenadas externas, bem como os deslocamentos internos dos mesmos. Este processo consiste em se transformar as matrizes de rigidez, já rearranjadas com os coeficientes de rigidez referentes às coordenadas internas nas primeiras linhas e colunas, em um triplo produto matricial, conforme se segue:

$$\begin{bmatrix} [R_{ii}] & [R_{ie}] \\ [R_{ei}] & [R_{ee}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [K^*] \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} [L]^t & [R_n]^t \\ [0] & [I] \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

onde:

[L] é uma matriz triangular inferior com todos elementos da diagonal principal iguais a 1 .

[R_n] é uma matriz retangular

[0] é uma matriz nula

[I] é uma matriz identidade

[D] é uma matriz diagonal

[K*] é uma matriz simétrica

Efetuando-se o triplo produto matricial obtém-se:

$$[R_{ii}] = [L] \cdot [D] \cdot [L]^t \quad (2.34)$$

$$[R_{ei}] = [R_{ie}]^t = [R_n] \cdot [D] \cdot [L]^t \quad (2.35)$$

$$[R_{ee}] = [K^*] + [R_n] \cdot [D] \cdot [R_n]^t \quad (2.36)$$

A equação (2.34) representa uma decomposição de Choleski da matriz [R_{ii}].

Da equação (2.35) pode-se obter a matriz [R_n]

$$[R_n] = [R_{ei}] \cdot ([D] \cdot [L]^t)^{-1} \quad (2.37)$$

Da equação (2.36) pode-se obter a matriz [K*]

$$[K^*] = [R_{ee}] - [R_n] \cdot [D] \cdot [R_n]^t \quad (2.37)$$

A matriz [R_n] representa a submatriz que é gerada quando a matriz de rigidez [R] é triangularizada de acordo com a equação (2.34) até a coluna referente à última coordenada interna do painel, isto é:

$$R_{n,p,m} = \frac{1}{D_{m,m}} \cdot (R_{p+n_{ci},m} - \sum_{k=1}^{m-1} R_{n,p,k} \cdot L_{m,k} \cdot D_{k,k}) \quad (2.39)$$

Igualmente [K*] representa uma submatriz obtida desta triangularização e é idêntica à matriz de rigidez nas coordenadas externas [R*]_s^j da equação (2.29).

$$K_{p,m}^* = R_{p+n_{ci}, m+n_{ci}} - \sum_{k=1}^{n_{ci}} L_{m,k}^2 \cdot D_{k,k} \quad (2.41)$$

onde n_{ci} é o número de coordenadas internas do painel.

Assim:

$$\begin{bmatrix} [R_{ii}] & [R_{ie}] \\ [R_{ei}] & [R_{ee}] \end{bmatrix}^j \xrightarrow{\text{triangularização}} \begin{bmatrix} [L]^t & [R_n]^t \\ [0] & [k^*] \end{bmatrix}^j$$

Fazendo:

$$\begin{Bmatrix} \{D_i^*\} \\ \{D_e^*\} \end{Bmatrix}^j = \begin{bmatrix} [L]^t & [R_n]^t \\ [0] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i\} \\ \{D_e\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.42)$$

e

$$\begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e\} \end{Bmatrix}^j = \begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{F_i^*\} \\ \{F_e^*\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.43)$$

substituindo o triplo produto matricial na equação (2.19) tem-se:

$$\begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [k^*] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{bmatrix} [L]^t & [R_n]^t \\ [0] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i\} \\ \{D_e\} \end{Bmatrix}^j = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.44)$$

Usando a equação (2.42), tem-se:

$$\begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [k^*] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i^*\} \\ \{D_e^*\} \end{Bmatrix}^j = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.45)$$

Usando a equação (2.43), tem-se:

$$\begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [k^*] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i\} \\ \{D_e\} \end{Bmatrix}^j = \begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [R_n] & [I] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_e\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.46)$$

Resultando:

$$\begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [k^*] \end{bmatrix}^j \cdot \begin{Bmatrix} \{D_i\} \\ \{D_e^*\} \end{Bmatrix}^j = \begin{Bmatrix} \{F_i^*\} \\ \{F_e^*\} \end{Bmatrix}^j \quad (2.47)$$

A segunda relação da equação (2.47) representa a equação do processo dos deslocamentos para as coordenadas externas e pode ser resolvida independente da primeira, uma vez que o sistema de equações matriciais é desacoplado;

$$[K^*]^j \cdot \{D_e^*\}^j = \{F^*\}^j \quad (2.48)$$

Da equação (2.48) pode-se concluir que:

$$[K^*]^j = [R^*]^j$$

Da equação (2.42)

$$\{D_e^*\}^j = \{D_e\}^j \quad (2.49)$$

e da equação (2.43)

$$\{F_i\}^j = [L]^j \cdot \{F_i^*\}^j \quad (2.50)$$

e

$$\{F_e\}^j = [R_n]^j \cdot \{F_i^*\}^j + \{F^*\}^j \quad (2.51)$$

ou

$$\{F^*\} = \{F_e\}^j - [R_n]^j \cdot \{F_i^*\}^j \quad (2.52)$$

calculado o vetor $\{F_i^*\}$ da equação (2.50), o vetor $\{D_i^*\}^j$ é obtido da equação (2.47)

$$[D]^j \cdot \{D_i^*\}^j = \{F_i^*\}^j \quad (2.53)$$

2.5.5-Contribuição da matriz de rigidez e vetor dos esforços de um painel na matriz de rigidez e vetor dos esforços da subestrutura tridimensional

Calculada a matriz de rigidez e o vetor dos esforços de um painel reduzidos às coordenadas externas, serão feitas as contribuições dos mesmos na matriz e vetor correspondentes da subestrutura tridimensional. Estas contribuições serão feitas da mesma maneira como foram feitas as contribuições dos tramos de pilares individuais, usando as equações:

$$[R_{sp}]^s = \sum_{j=1}^{n_{por}} ([B]_j^s)^t \cdot [R^*]_j^s \cdot [B]_j^s + \sum_{k=1}^{n_{dpa}} ([B]_k^s)^t \cdot [R^*]_k^s \cdot [B]_k^s \quad (2.54)$$

$$\{F_{sp}\}^s = \sum_{j=1}^{n_{por}} ([B]_j^s)^t \cdot \{F^*\}_j^s + \sum_{k=1}^{n_{dpa}} ([B]_k^s)^t \cdot \{F^*\}_k^s \quad (2.55)$$

onde:

n_{por} = é o número de painéis-pórtico da estrutura,

n_{dpa} = é o número de painéis-parede da estrutura,

$[R_{sp}]^s$ = é a matriz de rigidez da subestrutura tridimensional "s" levando-se em conta apenas as contribuições dos painéis-pórtico e painéis-parede,

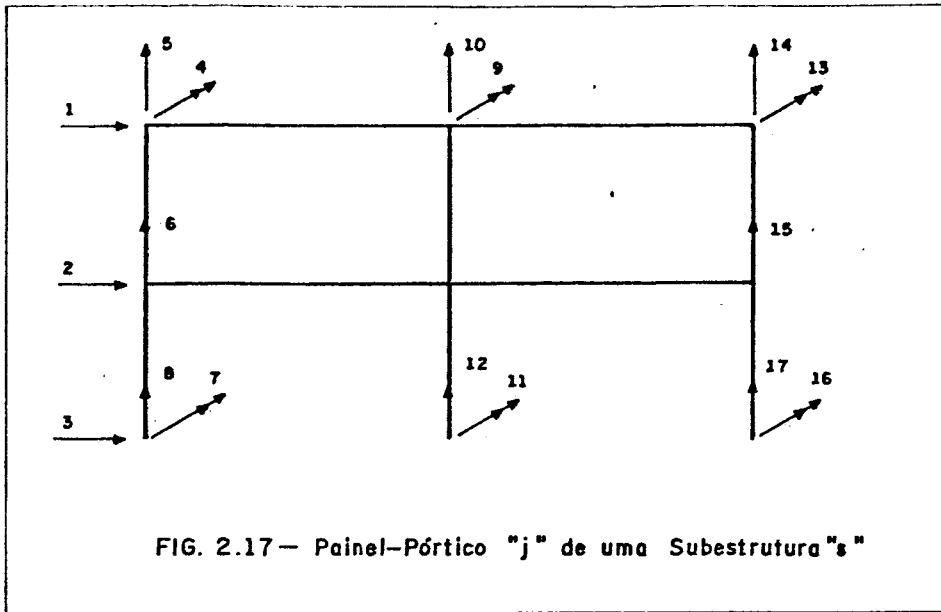
$\{F_{sp}\}^s$ = é o vetor dos esforços da subestrutura tridimensional "s", levando-se em conta apenas as contribuições dos painéis-pórtico e painéis-parede,

$[B]_j^s$ = é a matriz de incidência cinemática do painel pórtico j, matriz esta que relaciona os deslocamentos da subestrutura tridimensional "s" nas suas coordenadas, com os deslocamentos do pórtico "j" nas suas coordenadas externas,

$[B]_k^s$ = é a matriz de incidência cinemática do painel-parede "k".

A matriz $[R_{sp}]^s$ será adicionada à contribuição dos pilares individuais $[R_{si}]^s$, formando a matriz de rigidez completa da subestrutura, $[R]^s$. Analogamente o vetor $\{F_{sp}\}^s$ será adicionado ao vetor dos esforços aplicados diretamente nas coordenadas da subestrutura, formando o vetor $\{F\}^s$.

A matriz $[B]_j^s$ de ordem $n_{ce}(j) \times n_{cs}(s)$ vai depender do número de andares, número de prumadas de pilares e da posição do painel-pórtico "j" na subestrutura tridimensional. Assim para o painel-pórtico "j" da fig.2.17, numa posição genérica na subestrutura "s", $[B]_j^s$ é dado por:



coord. subestr. "is"	J1	J2	J3	K1	K2	K3	M1	M2	L1	L2	L3	J7	K7	L4	L5	L6	J4	J5	J6	K4	K5	K6	M3	M4	L7	L8	L9	coord. do painei "j"
[B] _j ^s	0	0	0	0	0	0	0	0	C	S	A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	C	S	A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	C	S	A	3
	0	-S	C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-S	C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	11
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	12
	0	0	0	0	-S	C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	17

onde:

$$S = \text{sen} \alpha_j$$

$$C = \text{cos} \alpha_j$$

$$A = -Z(I) \cdot \text{cos} \alpha_j + Y(I) \text{sen} \alpha_j$$

J1, J2, J3 = coordenadas do nó inicial do painel "j", no andar de topo da subestrutura "s"

K1, K2, K3 = coordenadas do nó final do painel "j", no andar de topo da subestrutura "s"

J4, J5, J6 = coordenadas do nó inicial do painel "j", no andar da base da subestrutura "s"

K4, K5, K6 = coordenadas do nó final do painel "j", no andar da base da subestrutura "s"

J7 = coordenada do nó inicial do painel "j", no andar intermediário da subestrutura "s"

K7 = coordenada do nó final do painel "j", no andar intermediário da subestrutura "s"

L1, L2, L3 = coordenadas da laje no andar de topo da subestrutura "s"

L4, L5, L6 = coordenadas da laje no andar intermediário da subestrutura "s"

L7, L8, L9 = coordenadas da laje no andar da base da subestrutura "s"

M1, M2 = coordenadas do pilar intermediário do painel "j", no topo da subestrutura "s"

M3, M4 = coordenadas do pilar intermediário do painel "j", na base da subestrutura "s"

I = nó inicial do painel "j"

Analogamente, a matriz $[B]_k^S$ de ordem $n_{cep}[k] \times n_{cs}(s)$ dependerá do número de andares e da posição do painel-parede "k" na subestrutura tridimensional. Assim, para o painel-parede "k" da fig.2.18, numa posição genérica da subestrutura "s", $[B]_k^S$ é dada por:

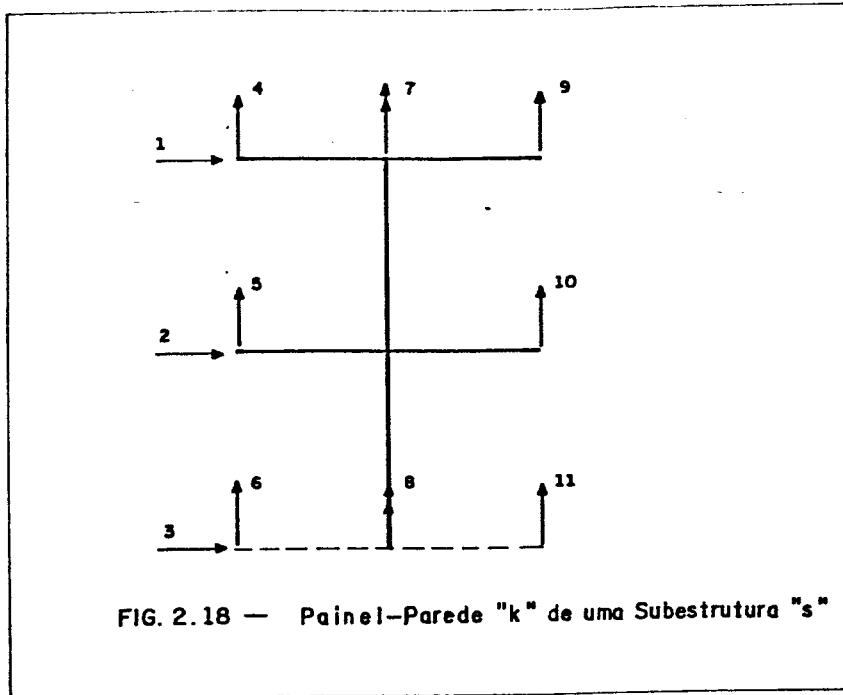


FIG. 2.18 — Painel-Parade "k" de uma Subestrutura "s"

coord.subestr."s"	J1	K1	L1	L2	L3	J2	K2	L4	L5	L6	J3	K3	L7	L8	L9	coord. do painel "k"
0...	0	0...	C	S	A...	0	0...	0	0	0...	0	0...	0	0	0	1.
0	0	0	0	0	0	0	0	C	S	A	0	0	0	0	0	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	C	S	A	3
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
0...	0	0...	0	0	0...	0	0...	0	0	0...	1	0...	0	0	0	6
0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	8
0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	10
0...	0	0...	0	0	0...	0	0...	0	0	0...	0	1...	0	0	0	11

onde:

C, S e A = são os mesmos parâmetros definidos para o painel-pórtico.

J1, J2, J3 = coordenadas do nó inicial do painel "k" nos andares de topo, intermediário e de base, respectivamente, da subestrutura "s"

$K1, K2, K3$ = coordenadas do nó final do painel "k" nos andares de topo, intermediário e de base, respectivamente, da subestrutura "s"

$L1, L2, L3$ = coordenadas da laje no andar de topo da subestrutura "s"

$L4, L5, L6$ = coordenadas da laje no andar intermediário da subestrutura "s"

$L7, L8, L9$ = coordenadas da laje no andar da base da subestrutura "s"

Depois de obtida a matriz de rigidez e o vetor dos esforços nas coordenadas da subestrutura, o processo de cálculo continua de acordo com os itens que se seguirão, até a obtenção dos deslocamentos dos painéis nas suas coordenadas externas; daí, com as equações (2.42) pode-se calcular os deslocamentos internos dos painéis

$$\{D_i^*\}^j = ([L]^j)^t \{D_i\}^j + ([R_n]^j)^t \cdot \{D_e\}^j \quad (2.56)$$

ou

$$([L]^j)^t \cdot \{D_i\} = \{D_i^*\}^j - ([R_n]^j)^t \cdot \{D_e\}^j \quad (2.57)$$

2.5.6-Matriz de rigidez e vetor dos esforços da subestrutura tridimensional reduzidas às coordenadas externas da mesma.

Obtida a matriz de rigidez $[R]_s$ e o vetor dos esforços $\{F\}_s$, da subestrutura tridimensional "s" nas coordenadas mostradas na (fig.2.4), deverá se fazer uma nova redução às coordenadas externas da mesma (fig.2.19); essas coordenadas externas são as de topo e de base da subestrutura "s". Esta redução é conseguida de maneira idêntica à utilizada para reduzir as matrizes de rigidez e os vetores dos esforços dos painéis às coordenadas externas, ou seja, rearranjando-as de tal forma que os coeficientes de rigidez e

os esforços referentes às coordenadas internas ocupam as primeiras posições, e aplicando o algoritmo abordado anteriormente [18].

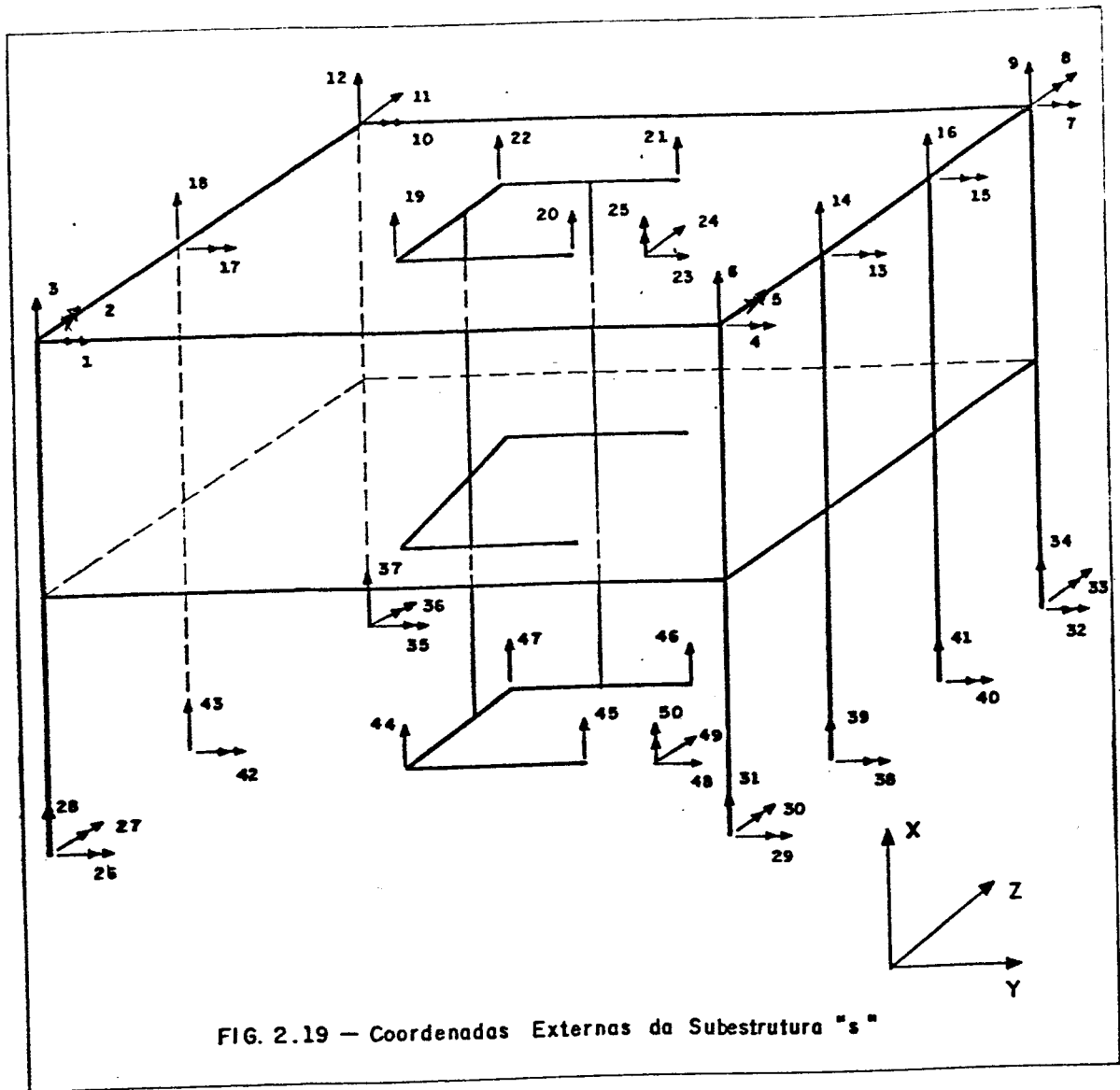


FIG. 2.19 - Coordenadas Externas da Subestrutura "s"

2.6 - ELIMINAÇÃO EM SÉRIE [3]

Para uma estrutura tridimensional dividida em "n" subestruturas associadas em série, isto é, conectadas uma após outra, a matriz de rigidez global da estrutura [R], será formada de submatrizes referentes às coordenadas de topo e de base das subestruturas, conforme mostrado abaixo:

$$\{D\}_1 = [R]_{1,1}^{-1} \cdot (\{F\}_1 - [R]_{1,2} \cdot \{D\}_2) \quad (2.58)$$

Substituindo a expressão (2.58) na equação (b) e agrupando os termos tem-se:

$$[R]_{2,2}^* \cdot \{D\}_2 + [R]_{2,3} \cdot \{D\}_3 = \{F\}_2^* \quad (2.59)$$

na qual:

$$[R]_{2,2}^* = [R]_{2,2} - [R]_{2,1} \cdot [R]_{1,1}^{-1} \cdot [R]_{1,2} \quad (2.60)$$

$$\{F\}_2^* = \{F\}_2 - [R]_{2,1} \cdot [R]_{1,1}^{-1} \cdot \{F\}_1 \quad (2.61)$$

Este processo é repetido para cada subestrutura, e as equações de recorrência para a eliminação de $\{D\}_i$ para a i -ésima subestrutura são:

$$\{D\}_i = [R]_{i,i}^{*-1} \cdot (\{F\}_i^* - [R]_{i,i+1} \cdot \{D\}_{i+1}) \quad (2.62)$$

$$[R]_{i+1,i+1}^* \cdot \{D\}_{i+1} + [R]_{i+1,i+2} \cdot \{D\}_{i+2} = \{F\}_{i+1}^* \quad (2.63)$$

nas quais:

$$[R]_{i+1,i+1}^* = [R]_{i+1,i+1} - [R]_{i+1,i} \cdot [R]_{i,i}^{*-1} \cdot [R]_{i,i+1} \quad (2.64)$$

$$\{F\}_{i+1}^* = \{F\}_{i+1} - [R]_{i+1,i} \cdot [R]_{i,i}^{*-1} \cdot \{F\}_i \quad (2.65)$$

A última eliminação da série é representada pela equação abaixo:

$$\{D\}_{n-1} = [R]_{n-1,n-1}^{*-1} \cdot (\{F\}_{n-1}^* - [R]_{n-1,n} \cdot \{D\}_n) \quad (2.66)$$

$$[R]_{n,n}^* \cdot \{D\}_n = \{F\}_n^* \quad (2.67)$$

onde:

$$[R]_{n,n}^* = [R]_{n,n} - [R]_{n,n-1} \cdot [R]_{n-1,n-1}^{*-1} \cdot [R]_{n-1,n} \quad (2.68)$$

$$\{F\}_n^* = \{F\}_n - [R]_{n,n-1} \cdot [R]_{n-1,n-1}^{*-1} \cdot \{F\}_{n-1}^* \quad (2.69)$$

Já que $\{D\}_n$ é apenas um vetor deslocamento na equação (2.67), os deslocamentos para a última subestrutura na ligação estrutura-fundação podem ser impostos para as coordenadas onde os deslocamentos são impedidos ou existem recalques diferenciais, e calculados para as coordenadas onde os deslocamentos são livres. Neste trabalho, será adotado que todos estes deslocamentos são impedidos, portanto:

$$\{D\}_n = \{0\} \quad (2.70)$$

Os deslocamentos nas coordenadas do topo desta subestrutura, que serão os de base da subestrutura imediatamente acima, serão determinados substituindo-se $\{D\}_n$ na equação (2.66), e assim por retro-substituição é possível se calcular os deslocamentos em todas as coordenadas externas da subestrutura.

Observando-se as equações de (2.69), nota-se que o processo de eliminação em série, nada mais é do que uma redução da matriz de rigidez e do vetor dos esforços às coordenadas de base de uma subestrutura tridimensional - (Fig.2.20), acompanhada de uma soma dos mesmos, com os correspondentes da subestrutura subsequente, nas coordenadas de topo. Com isto pode-se utilizar nesta fase o mesmo algoritmo de cálculo [18], para se reduzir matrizes de rigidez e vetores dos esforços às coordenadas externas, sendo que neste caso, as coordenadas externas serão as coordenadas de base das subestruturas tridimensionais. Portanto o processo se iniciará na subestrutura superior e se repetirá até se chegar na ligação estrutura-fundação onde se terá todos os deslocamentos nulos.

Conhecidos os deslocamentos de cada subestrutura nas suas coordenadas externas, pode-se determinar os deslocamentos das mesmas nas coordenadas internas, usando as mesmas equações utilizadas para se calcular os deslocamentos internos nos painéis (item 2.5.5). A partir dos deslocamentos das subestruturas tridimensionais, pode-se calcular os deslocamentos em cada painel e conseguindo daí, se calcular os esforços internos e deslocamentos de cada elemento da estrutura.

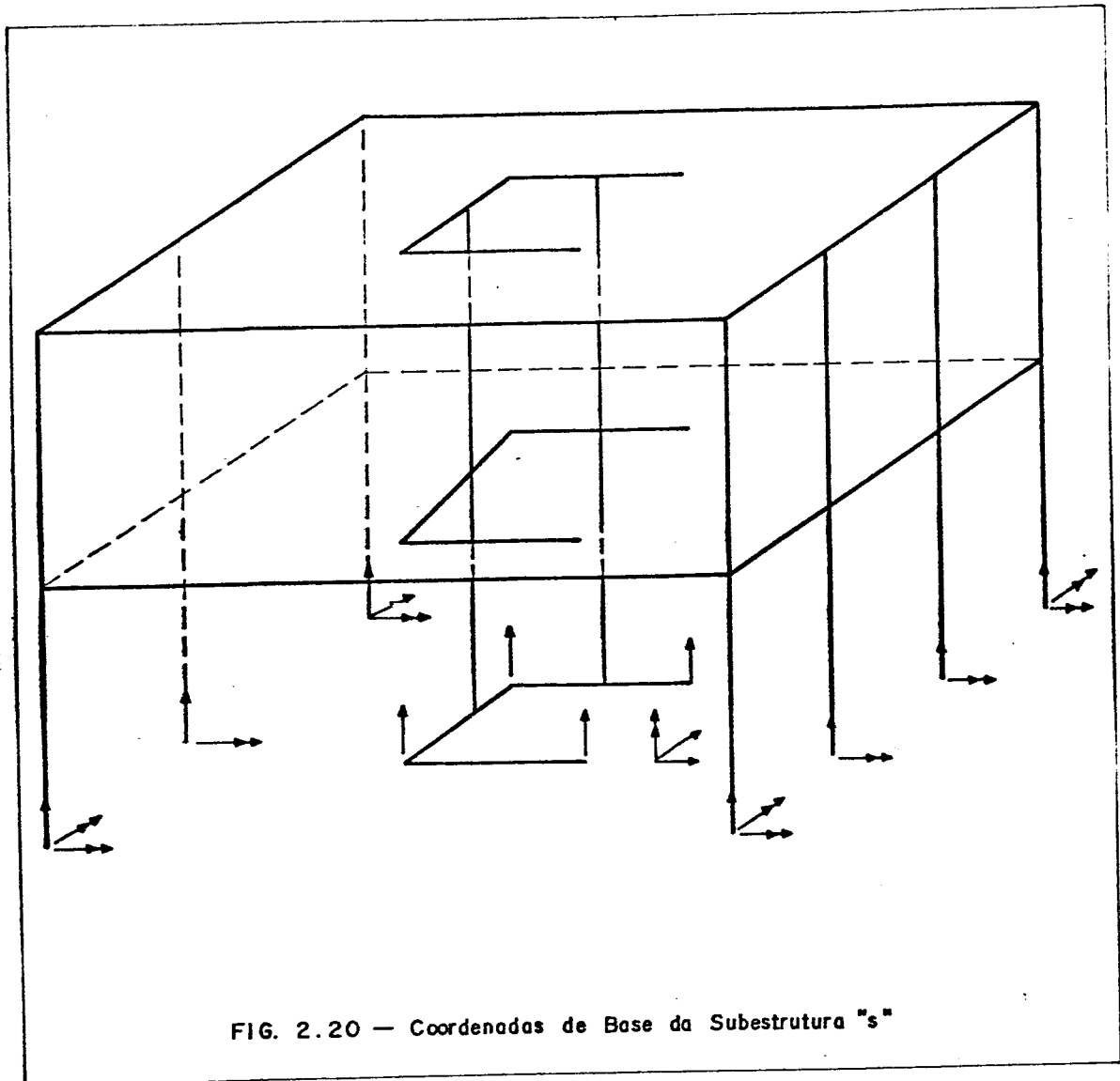


FIG. 2.20 — Coordenadas de Base da Subestrutura "s"

CAPÍTULO III

ANÁLISE EM 2ª ORDEM DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS

3.1 - GENERALIDADES

Nesta parte do trabalho é mostrada a influência da não linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos, obedecendo às hipóteses descritas no Capítulo I (item 1.5). Conforme mostrado anteriormente, esta influência pode ser quantificada a partir do conhecimento do parâmetro de instabilidade "Q" para cada painel (pórtico plano ou parede plana) da estrutura tridimensional. A necessidade da análise em 2ª ordem será verificada a partir do cálculo, para cada painel e cada andar, de "Q" sugerido por MACGREGOR [11], usando:

$$Q_j^a = \frac{\sum N_j^a \cdot \Delta_{1j}^a}{H_j^a \cdot h^a} \quad (3.1)$$

onde:

Q_j^a é o parâmetro de instabilidade do painel "j" no andar "a"

$\sum N_j^a$ é a soma das cargas verticais do painel "j" no andar "a"

Δ_{1j}^a é o deslocamento horizontal relativo de 1ª ordem do painel "j" no andar "a"

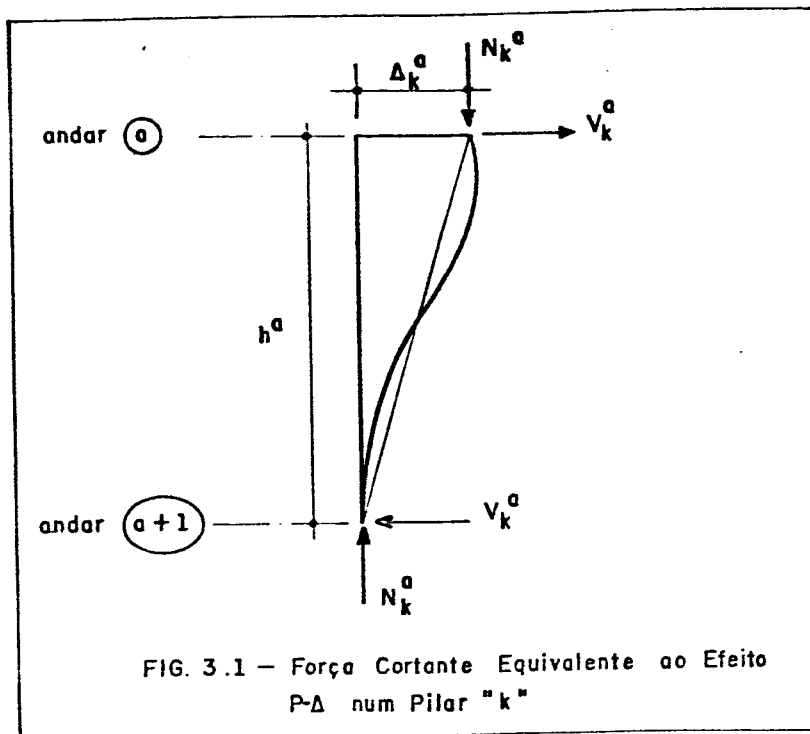
H_j^a é a força cortante no andar "a" do painel "j"

h^a é a altura do andar "a"

Seguindo recomendação de MACGREGOR, a análise em 2ª ordem se fará necessária sempre que $Q_j^a > 0,0475$; esta análise pode ser feita, de maneira simplificada, através de modificação da análise em 1ª ordem, sempre que $Q_j^a < 0,22$. Portanto neste trabalho a análise em 2ª ordem é feita para as estruturas cujos parâmetros de instabilidade estejam compreendidos entre estes limites, isto é, $0,0475 < Q_j^a < 0,22$. Será considerado como efeito de 2ª ordem apenas a parcela correspondente ao "efeito P-Δ".

Os esforços e deslocamentos em 2ª ordem são obtidos através de cálculo iterativo, usando um programa de análise em 1ª ordem, simulando o efeito P-Δ através de esforços fictícios, como se mostra a seguir.

Inicialmente efetua-se uma análise em 1ª ordem da estrutura tridimensional sob forças verticais e horizontais; a partir dos deslocamentos laterais relativos e das forças normais nos pilares, determina-se em cada andar "a", para cada pilar "k", a força cortante V_k^a , devido ao efeito P-Δ (figura 3.1). Esta força cortante vale:



$$V_k^a = \frac{N_k^a \cdot \Delta_k^a}{h^a} \quad (3.2)$$

onde:

V_k^a é a força cortante no pilar "k" no andar "a", equivalente ao efeito P- Δ

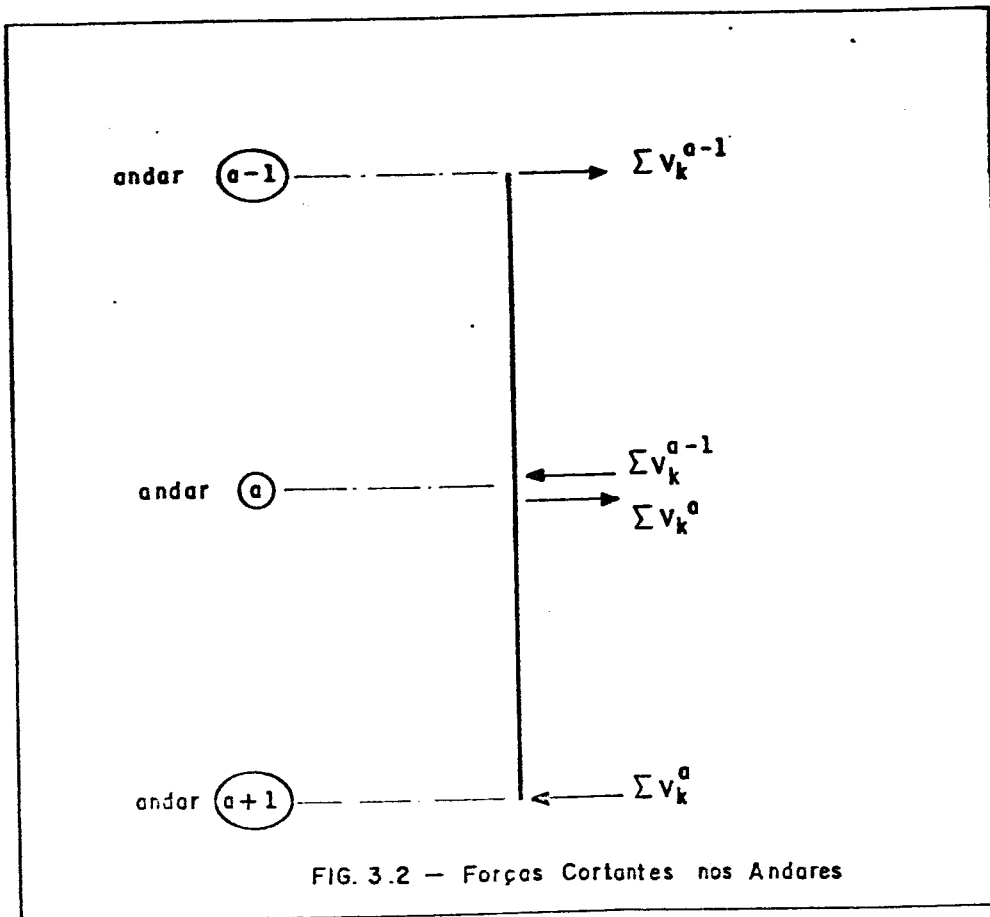
N_k^a é a força normal no pilar "k" no andar "a"

Δ_k^a é o deslocamento lateral relativo do nó correspondente ao pilar "k" no andar "a"

h^a é a altura do andar "a"

Para um andar genérico "a", a cortante devida ao efeito P- Δ será a soma vetorial das cortantes V_k^a de todos os pilares do andar. A força horizontal fictícia F_h^a é obtida da diferença entre as cortantes acima e abaixo do andar (figura 3.2).

$$F_h^a = \sum V_k^a - \sum V_k^{a-1} \quad (3.3)$$



Estes esforços fictícios de cada andar "a" são adicionados ao carregamento da estrutura tridimensional e é efetuada nova análise em 1ª ordem, repetindo-se a operação até que a diferença entre os deslocamentos obtidos em duas iterações consecutivas coincidam, a menos de uma diferença pré-estabelecida, que seguindo recomendação de MACGREGOR, será adotada igual a 5%.

O cálculo do efeito P- Δ tem sido executado em cada painel isoladamente. Neste trabalho este cálculo será efetuado na estrutura tridimensional.

3.2 - ESFORÇOS FICTÍCIOS EQUIVALENTES AO EFEITO P- Δ

Para determinar os esforços fictícios equivalentes ao efeito P- Δ que devem ser adicionadas ao carregamento de cada subestrutura tridimensional "s", considerar-se-à os deslocamentos relativos de cada pilar.

Os deslocamentos da laje do andar "a", em relação ao sistema global de referência serão:

- u - deslocamento do ponto \bar{O}_x na direção e sentido do eixo Y
- v - deslocamento do ponto \bar{O}_x na direção e sentido do eixo Z
- θ - rotação da laje em torno do eixo X

onde o ponto \bar{O}_x situa-se na intersecção do eixo vertical X com a laje do andar "a".

Para cada um dos deslocamentos relativos possíveis das lajes, aparecem forças cortantes devido ao efeito P- Δ segundo as direções Y e Z e momento em torno do eixo X. Esse momento e essas cortantes são determinadas a seguir, considerando-se separadamente cada um dos deslocamentos u, v e θ .

a) Deslocamento "u"

Seja na figura 3.3, o deslocamento "u" do andar "a", positivo na direção e sentido do eixo Y.

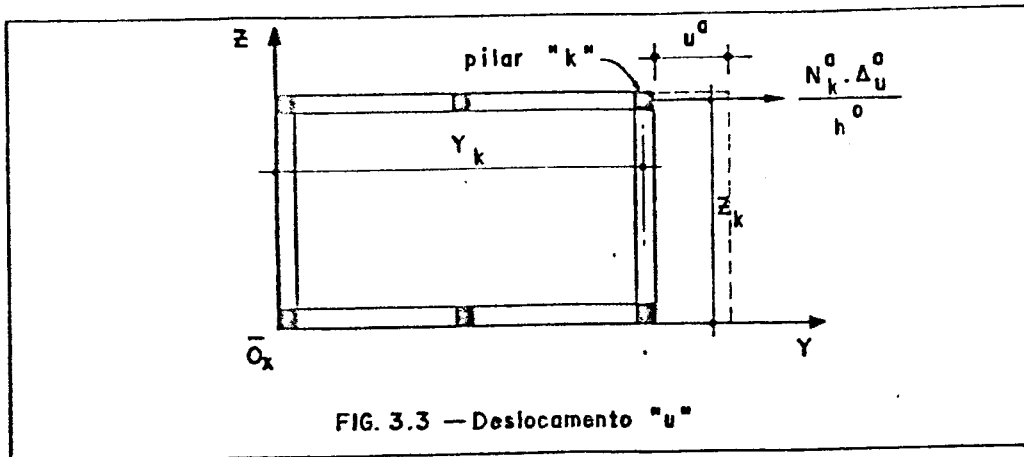


FIG. 3.3 — Deslocamento "u"

As forças cortantes nas direções Y e Z e o momento em torno do eixo X, serão positivos quando respectivamente, coincidirem com o sentido dos eixos Y, Z e provocarem momentos em relação X no sentido anti-horário para um observador olhando do topo para base do edifício. Sendo (Y_k, Z_k) as coordenadas do pilar genérico "k" no andar "a", os esforços que aparecem nas três direções são:

$$V_Y^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_u^a}{h^a} \quad (3.4)$$

$$V_Z^a = 0 \quad (3.5)$$

$$V_X^a = - \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_u^a}{h^a} \cdot Z_k \quad (3.6)$$

onde:

N_k^a é a força normal no pilar "k" no andar "a"

Δ_u^a é o deslocamento relativo na direção Y, do andar "a"

h^a é a altura do andar "a"

n é o número de pilares

b) Deslocamento "v"

Impondo o deslocamento "v" do andar "a", positivo na direção e sentido do eixo Z (figura 3.4) e conservando as convenções de sinais do item a, tem-se:

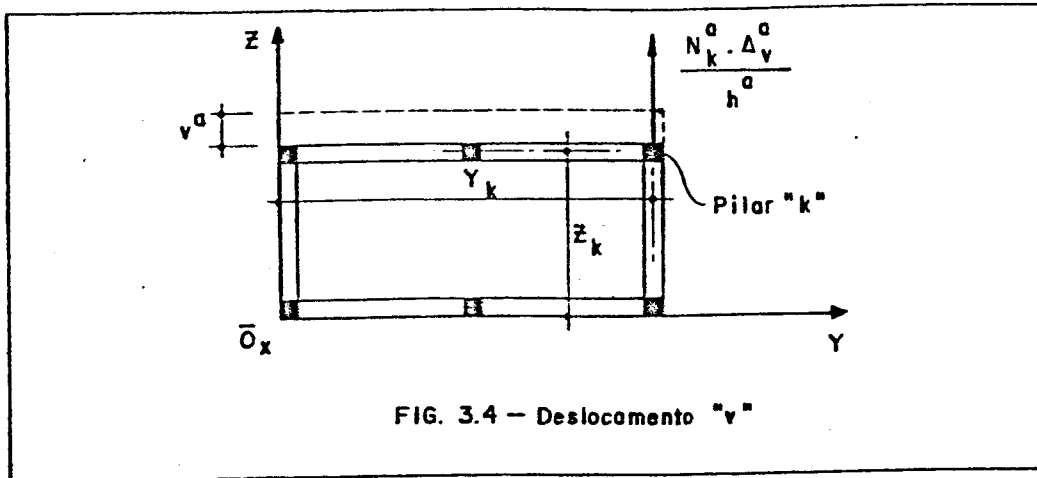


FIG. 3.4 - Deslocamento "v"

$$v_y^a = 0 \tag{3.7}$$

$$v_z^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_v^a}{h^a} \tag{3.8}$$

$$v_x^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_v^a}{h^a} \cdot y_k \tag{3.9}$$

onde:

Δ_v^a é o deslocamento relativo na direção Z, do andar "a"

c) Deslocamento "θ"

Seja na figura 3.5, o deslocamento "θ", positivo na direção e sentido do eixo X, considerando ainda a mesma convenção de sinais adotadas nos itens a e b, e chamando de "r_k" a distância da origem \bar{O}_x ao pilar genérico "k", tem-se:

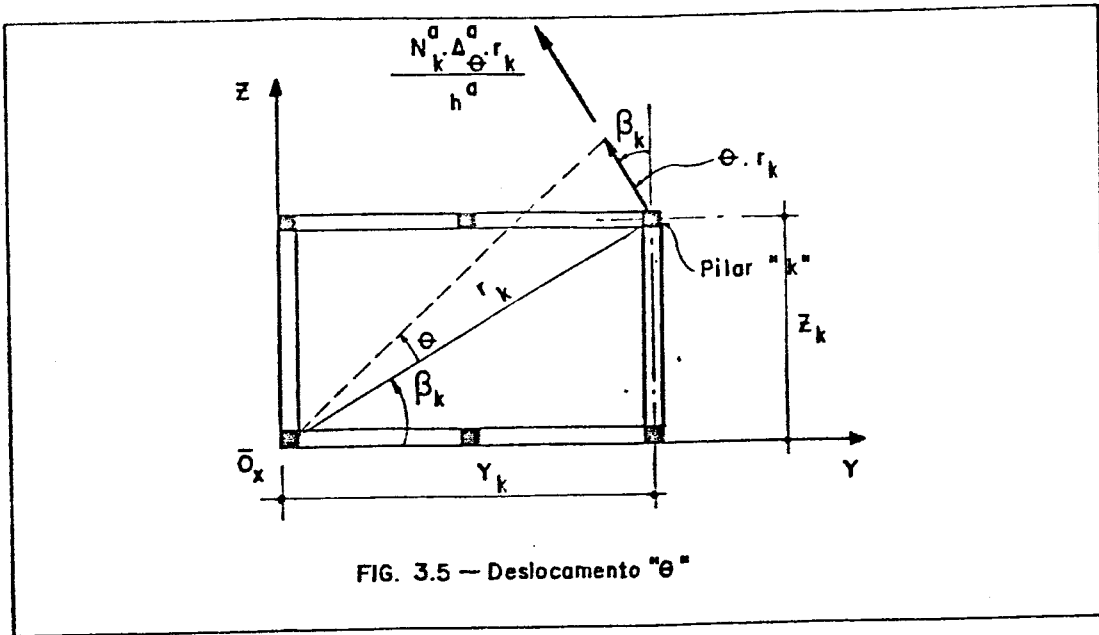


FIG. 3.5 — Deslocamento "theta"

$$V_Y^a = - \sum \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a \cdot r_k}{h^a} \cdot \text{sen} \beta_k \quad (3.10)$$

$$V_Z^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a \cdot r_k}{h^a} \cdot \text{cos} \beta_k \quad (3.11)$$

$$V_X^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a \cdot r_k}{h^a} \cdot r_k \quad (3.12)$$

mas:

$$Y_k = r_k \cdot \text{cos} \beta_k$$

$$Z_k = r_k \cdot \text{sen} \beta_k$$

então:

$$V_Y^a = - \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a}{h^a} \cdot Z_k \quad (3.13)$$

$$V_Z^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a}{h^a} \cdot Y_k \quad (3.14)$$

$$V_X^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_\theta^a}{h^a} \cdot r_k^2 \quad (3.15)$$

onde:

Δ_{θ}^a é o deslocamento relativo na direção x, do andar "a".

Somando-se os efeitos para os três deslocamentos tem-se:

$$V_Y^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_u^a}{h^a} - \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_{\theta}^a}{h^a} \cdot z_k \quad (3.16)$$

$$V_Z^a = \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_v^a}{h^a} + \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_{\theta}^a}{h^a} \cdot y_k \quad (3.17)$$

$$V_X^a = - \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_u^a}{h^a} \cdot z_k + \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_v^a}{h^a} \cdot y_k + \sum_{k=1}^n \frac{N_k^a \cdot \Delta_{\theta}^a}{h^a} \cdot r_k^2 \quad (3.18)$$

onde:

$$\Delta_u^a = u_a - u_{a+1}$$

$$\Delta_v^a = v_a - v_{a+1}$$

$$\Delta_{\theta}^a = \theta_a - \theta_{a+1}$$

$$r_k^2 = y_k^2 + z_k^2$$

V_Y^a , V_Z^a e V_X^a são as esforços nas direções dos eixos Y, Z e X

no andar "a" devido ao efeito P- Δ .

Os esforços fictícios que devem ser aplicados no andar "a" para simular o efeito P- Δ são obtidas da diferença entre os esforços acima e abaixo do andar, então:

$$F_{hy}^a = v_y^a - v_y^{a-1} \quad (3.19)$$

$$F_{hz}^a = v_z^a - v_z^{a-1} \quad (3.20)$$

$$F_{hx}^a = v_x^a - v_x^{a-1} \quad (3.21)$$

CAPÍTULO IV

PROGRAMA PARA O CÁLCULO AUTOMÁTICO

4.1 - INTRODUÇÃO

Com a finalidade de se automatizar os procedimentos de cálculo descritos nos capítulos 2 e 3, para a obtenção dos deslocamentos e esforços internos nos componentes da estrutura tridimensional, foi elaborado um programa em linguagem FORTRAN 77, para utilização em microcomputadores da linha IBM PC-XT e seus compatíveis.

Os dados de cada subestrutura tridimensional são armazenados em memória auxiliar (disco rígido), para que possam ser utilizados numa fase de cálculo posterior às suas obtenções.

As matrizes de rigidez são armazenadas na forma de vetores, e como elas são simétricas, serão utilizadas apenas a parte triangular superior desta, incluindo a diagonal principal; sobretudo para se reduzir o espaço ocupado na memória do computador.

4.2 - LIMITES DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA

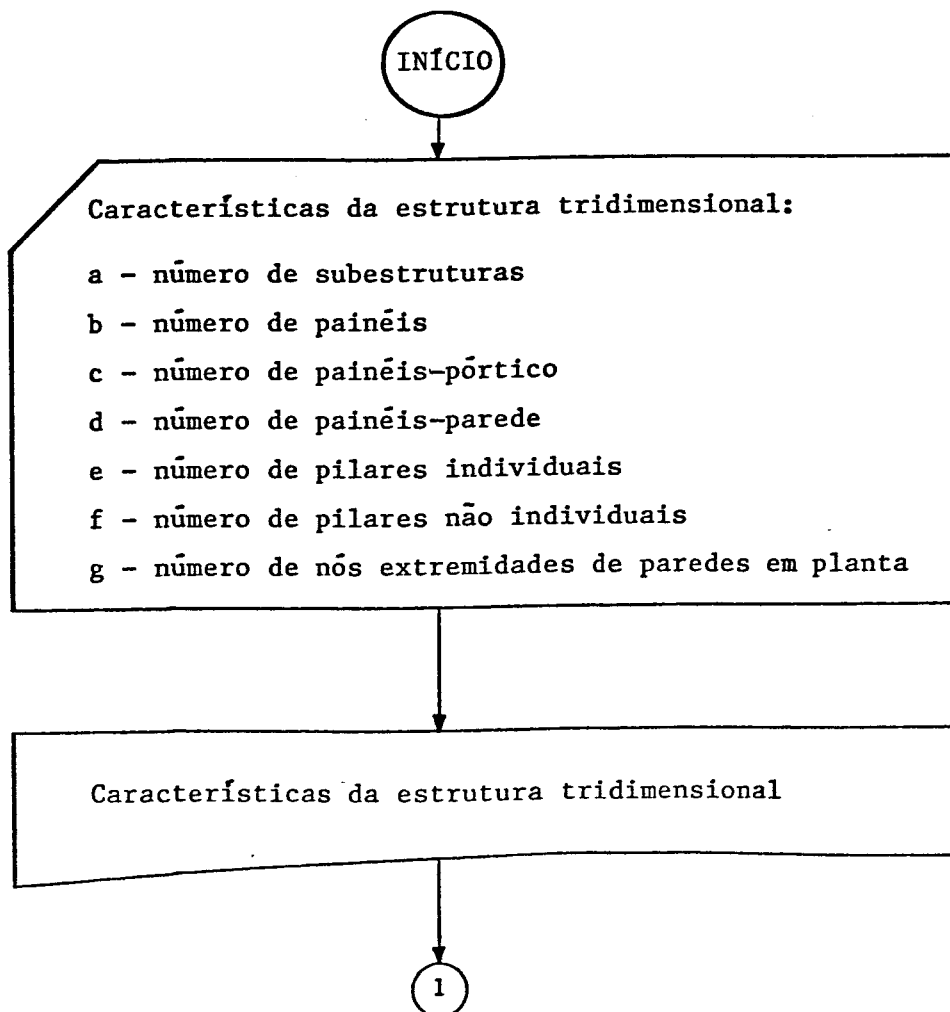
Devido ao fato de se trabalhar com subestruturas tridimensionais e uma por vez na memória central do computador, os limites de utilização do programa dependerão da disponibilidade de memória central, que limitará o número de coordenadas deslocamentos de cada painel e de cada subestrutura tridimensional, e da disponibilidade de memória auxiliar, que limitará o número de subestruturas tridimensionais.

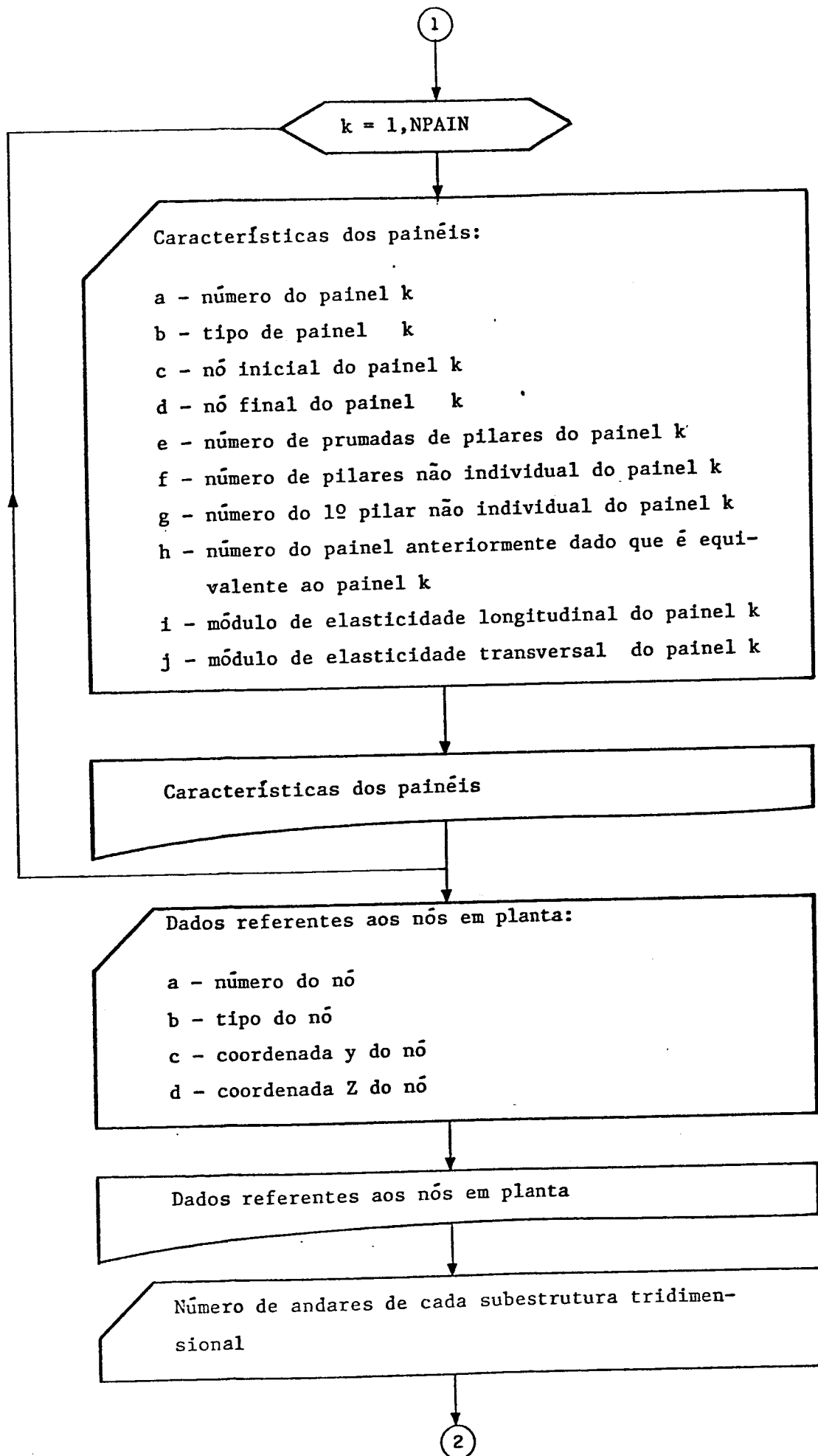
Os limites de dimensionamento escolhidos foram:

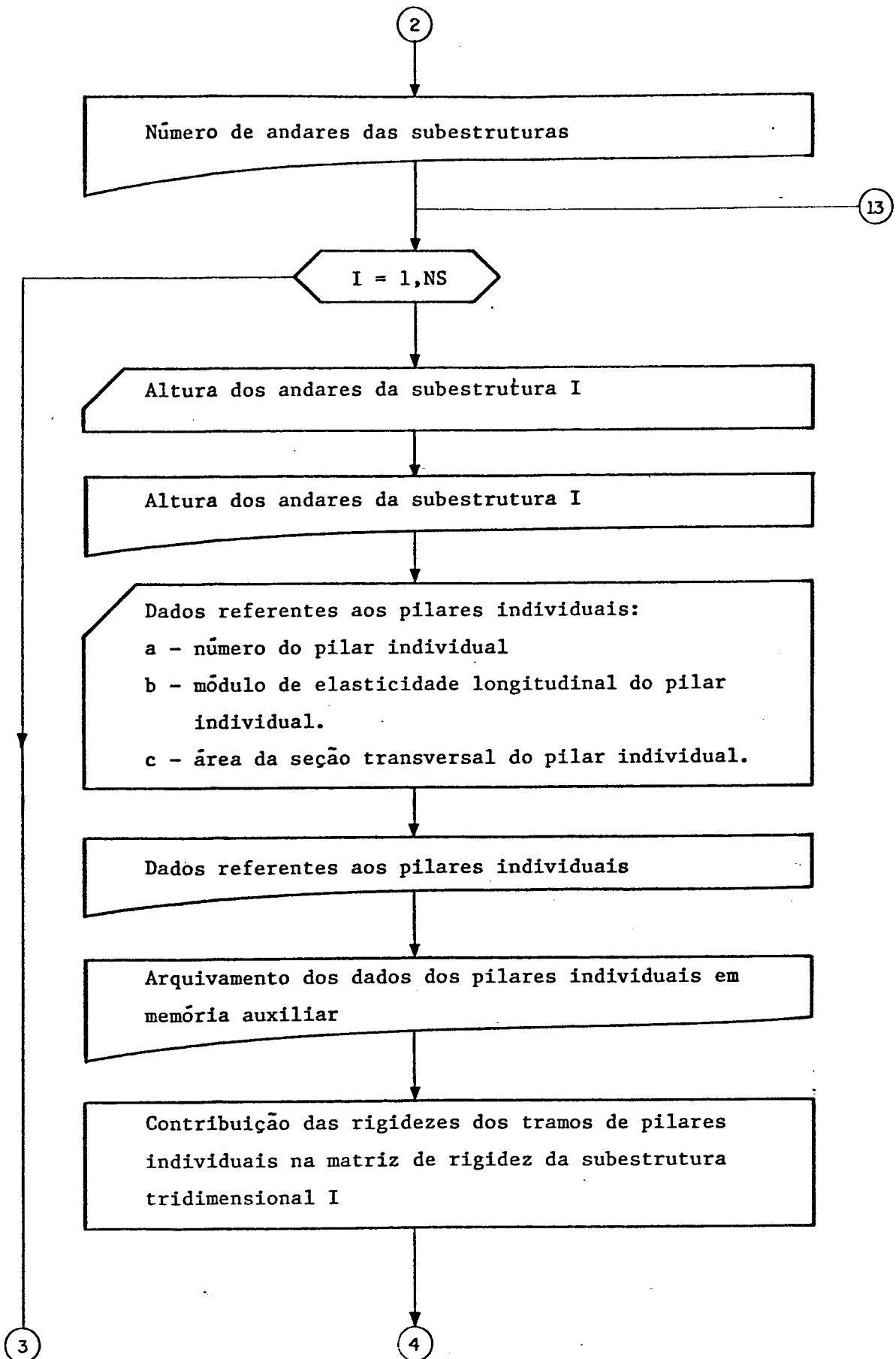
- Número de andares de cada subestrutura ≤ 3
- Número de pilares individuais ≤ 20
- Número de painéis (pórticos + paredes planas) ≤ 30
- Número de coordenadas de cada pórtico:
 $2 \cdot (NA(S) + 1) \cdot NC(J) + NA(S) + 1 \leq 84$
- Número de coordenadas de cada subestrutura tridimensional:
 $(NA(S) - 1) \cdot (NDPI + NDNPP + 3) + 2 \cdot (3 + 3 \cdot NDPI + 2 \cdot NDP + NDNPP) \leq 125$
- Número de subestruturas tridimensionais ≤ 30

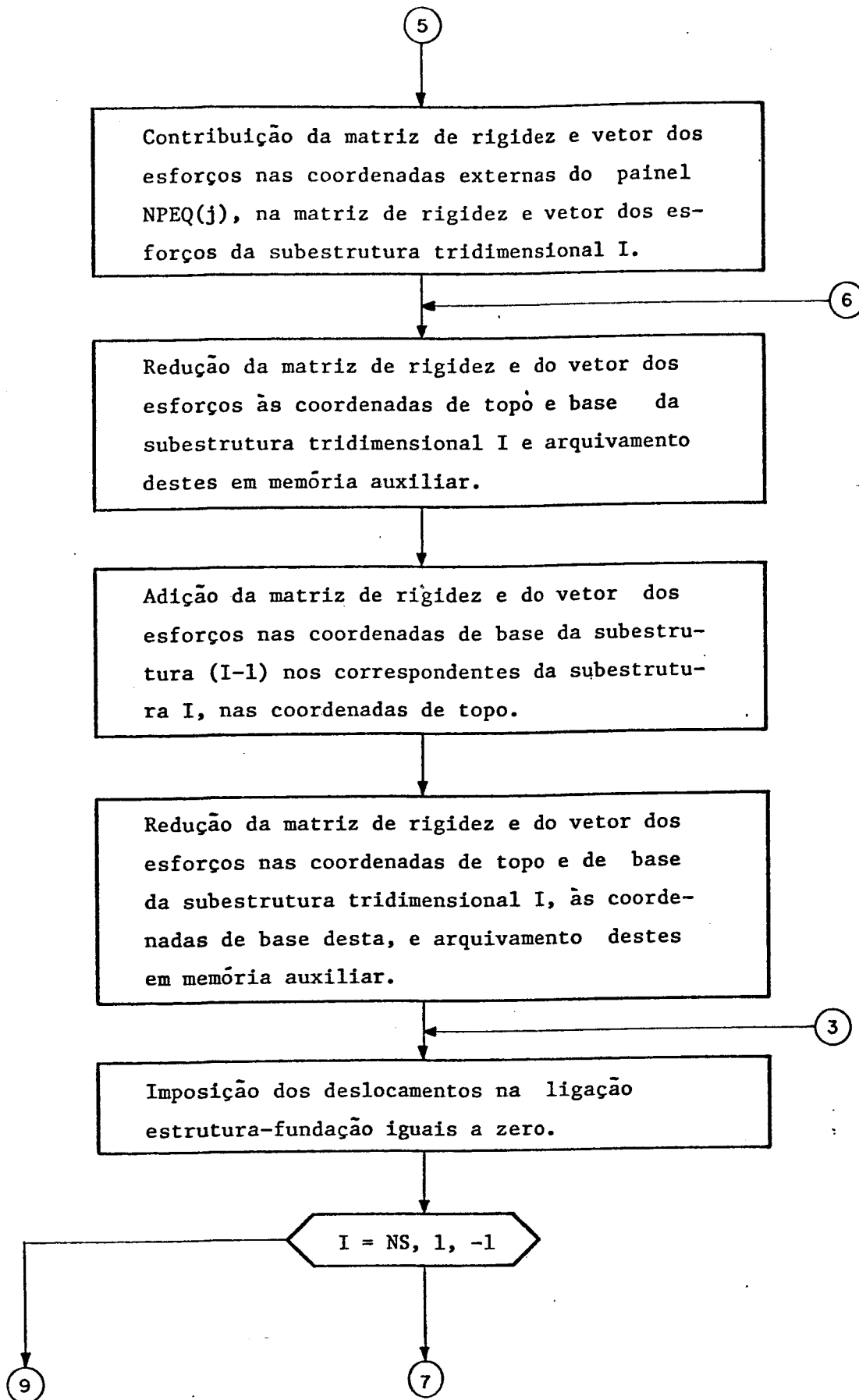
Naturalmente estes limites podem ser alterados dependendo da disponibilidade de memória central do equipamento. Para os limites citados acima, foram necessários 640kb de memória central.

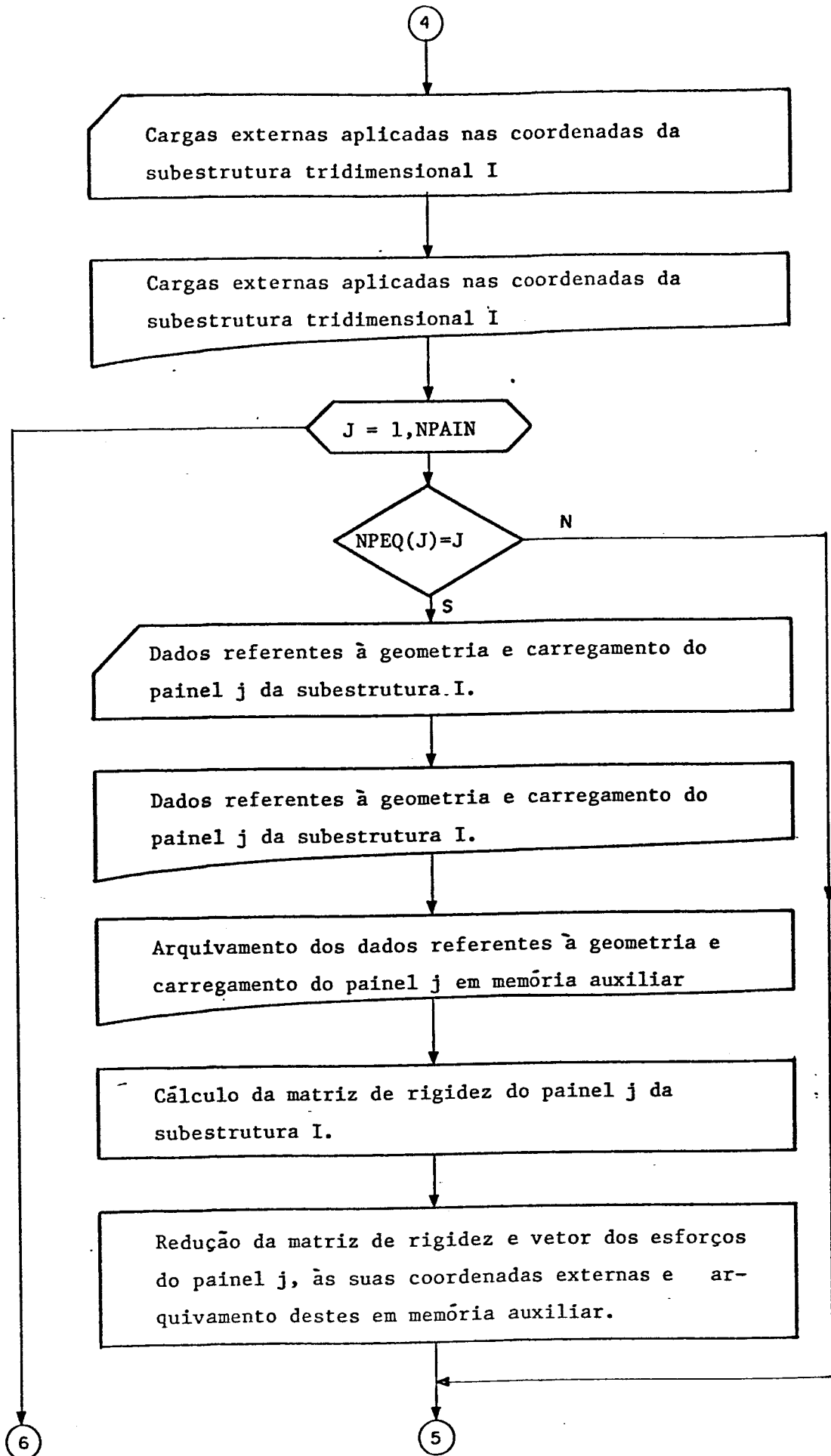
4.3 - FLUXOGRAMA SIMPLIFICADO

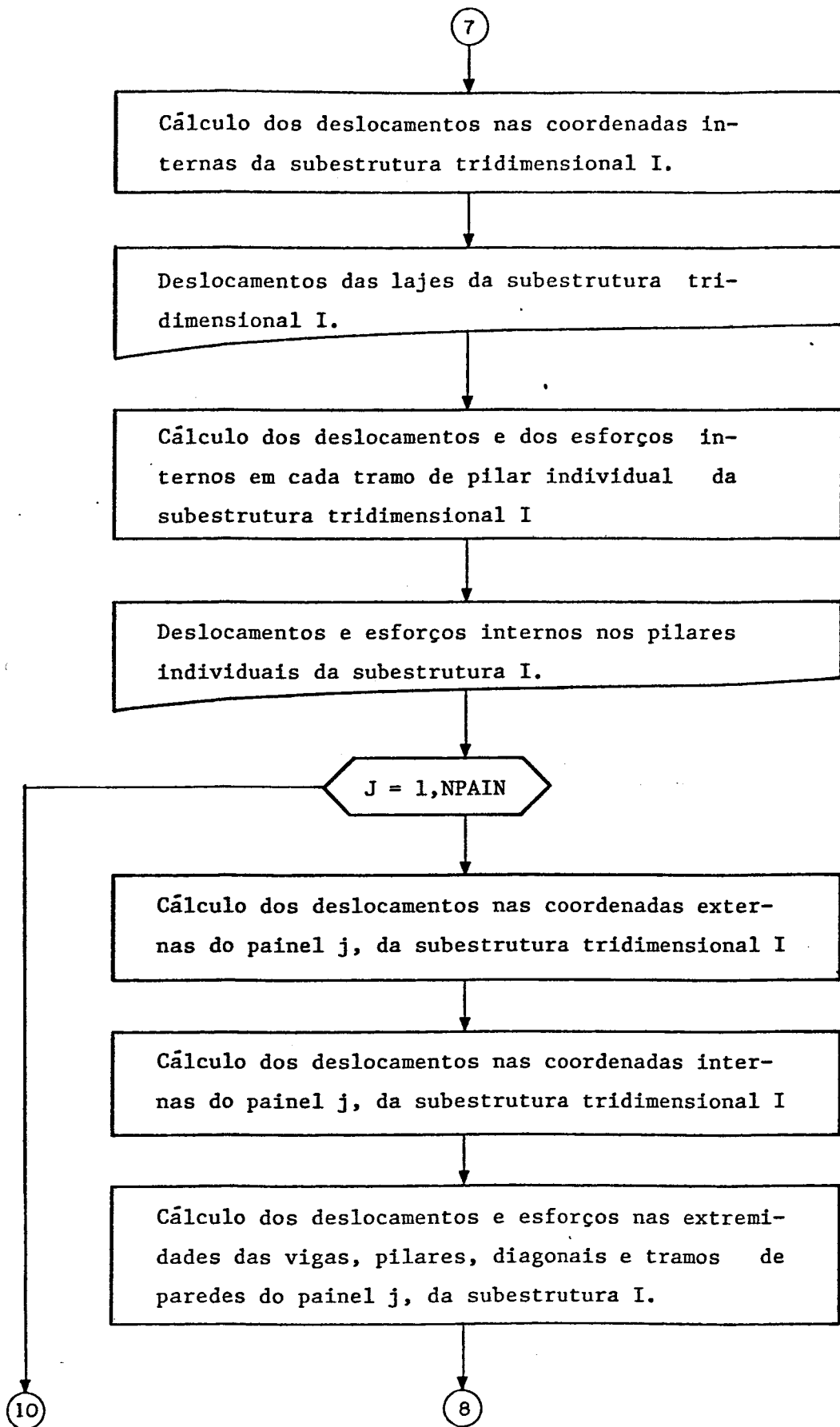


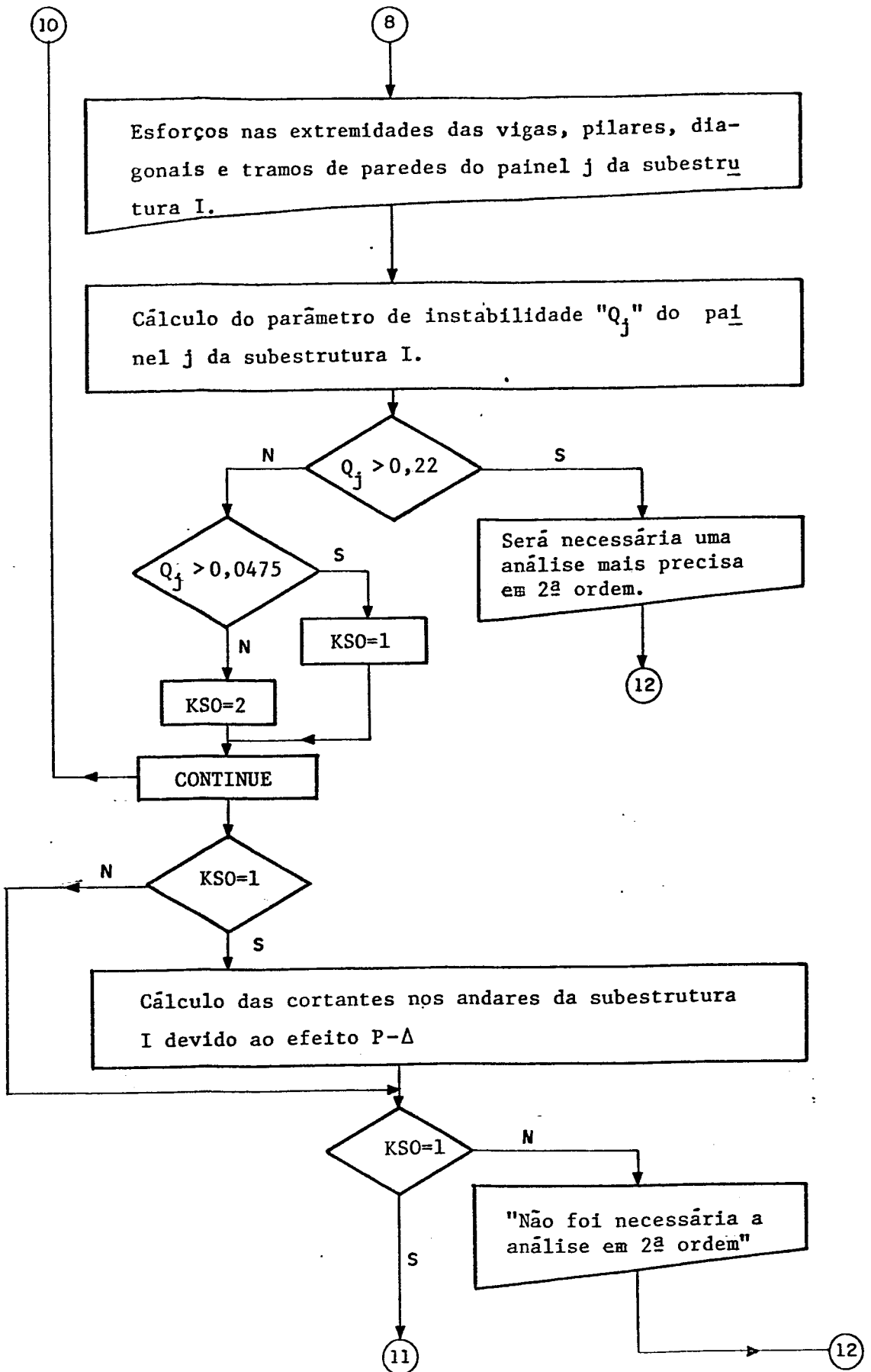


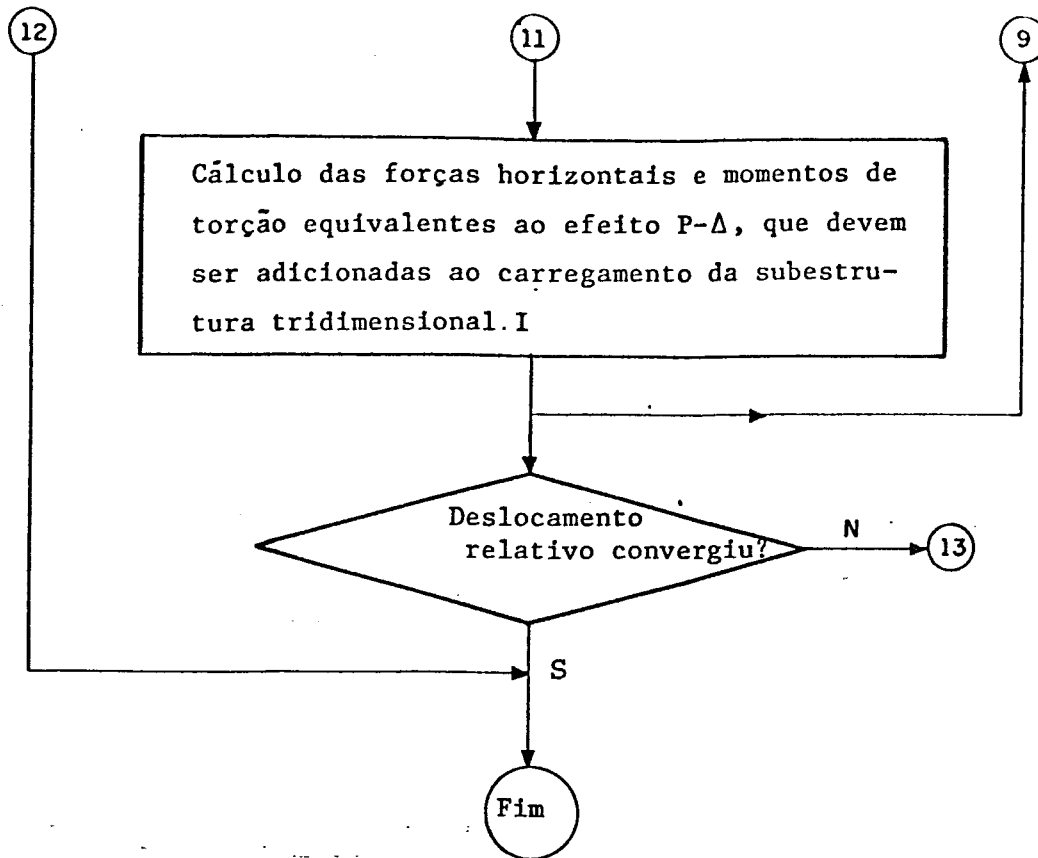












4.4 - MODO DE USAR O PROGRAMA

4.4.1-Entrada de dados

A entrada de dados é feita através do arquivo formado "ROBDAD", obedecendo a folha de entrada de dados, mostrada no item 4.4.2. Cada linha da folha de entrada de dados corresponde a uma linha do arquivo.

4.4.2-Folha de entrada de dados

4.4.2.1-Título da estrutura em estudo (1 linha)

TÍTULO (A)

4.4.2.2-Unidades utilizadas (1 linha)

UNIDADES (A)	
1	20

4.4.2.3-Características da estrutura tridimensional (1 linha)

NS (I)	NPAIN(I)	NPOR(I)	NDPA(I)	NDPI(I)	NDP(I)	NDNPP(I)
1	5	10	15	20	30	30
						35

4.4.2.4-Características dos painéis (NPAIN linhas)

K(I)	NTP(I)	IP(I)	FP(I)	NC(I)	NNEP(I)	NPNE(I)	NPEQ(I)	E (R)	G(R)
1	5	10	15	20	25	30	35	40	50
									60

4.4.2.5-Coordenadas dos nós (NNOS linhas)

NO' (I)	TIPO(I)	COORD. Y (R)		COORD. Z (R)	
1	5	10	20	30	30

4.4.2.6-Número de andares de cada subestrutura (NS linhas)

SUBEST. (I)	NA(I)
1	5
	10

e) - Dados de cada painel (NPAIN vezes)

e.1) Comprimento dos tramos de vigas (1 linha)

T1(R)	T2(R)	T3(R)	T4(R)	T5(R)	T6(R)	T7(R)	T8(R)	T9(R)

1 10 20 30 40 50 60 70 80 90

e.2) Propriedades dos pilares (NC x NA linhas)

COD(I)	AXP(R)	IZP(R)	YS(R)	YI(R)	CP(R)
1	5	15	25	35	45
					55

col.1 and.1
col.1 and.2
col.1 and.3
col.2 and.1

e.3) Propriedades das vigas (NA x NC linhas)

COD(I)	AXV(R)	IZV(R)	XE(R)	XD(R)	CV(R)
1	5	15	25	35	45
					55

and.1 col.1
and.1 col.2
and.2 col.3
and.2 col.1
and.2 col.2

e.4) Propriedades das diagonais (NA x NC linhas)

COD(I)	AXD(R)	IZD(R)	ALFA(R)	LD(R)
1	5	15	25	35
				45

and.1 col.1
and.1 col.2
and.1 col.3
and.2 col.1

e.5) Carregamento do pórtico (1 linha)

NNCJ(I)	NACJ(I)	NVCJ(I)
1	5	10 15

e.6) Cargas aplicadas nos nós do pórtico (NNCJ linhas)

COL (I)	ANDAR(I)	MOM. APLIC. (R)	FORÇA VERT. (R)
1	5	10	20 30

e.7) Cargas horizontais aplicadas no pórtico (1 linha)

FORC. ANDAR 1 (R)	FORC. ANDAR 2 (R)	FORC. ANDAR 3 (R)
1	10	20 30

e.8) Cargas aplicadas nas vigas do pórtico (NVCJ linhas)

COL(I)	AND(I)	TIPO(I)	CARGA (R)	DIST.INC.(R)	DIST.FIN.(R)
1	5	10	15	25	35 45

e.9) Comprimento da parede nos vários andares (1 linha)

COMPR. 1 (R)	COMPR. 2 (R)	COMPR. 3 (R)
1	10	20 30

e.10) Propriedades da parede nos vários andares (NA linhas)

AXPA(R)	IZPA(R)	JT(R)	CPA(R)
1	10	20	30
			40

andar 1
andar 2

e.11) Carregamento na parede (1 linha)

NNCJ(I)	
1	5

e.12) Cargas aplicadas nos nós da parede (NNCJ linhas)

NCOORD. (I)	ESFORÇO (R)
1	5
	15

OBSERVAÇÕES

- 1) A folha de entrada de dados deve ser preenchida obedecendo os espaços reservados e o tipo das variáveis (A,I,R).
-Para as variáveis alfanuméricas (A), os campos devem ser preenchidos conforme se deseja a impressão.
-Para as variáveis inteiras (I) haverá sempre 5 campos que devem ser preenchidas da direita para a esquerda.

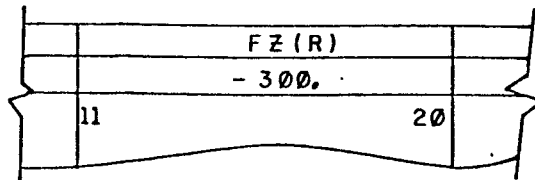
Ex.:

NNCJ (I)	
1	2

NNCJ = 12

-Para as variáveis reais (R), haverá sempre 10 campos; o valor da variável deve conter o ponto decimal e pode ocupar qualquer posição dentro do espaço reservado.

Ex.:



FZ = -300

2) Os painéis podem ser de 4 tipos, sendo:

NTP = 0 (painel-parede)

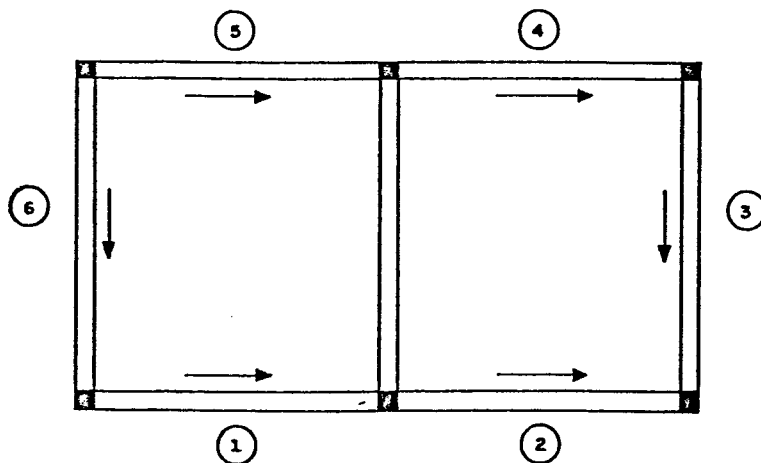
NTP = 1 (painel-pórtico sem diagonais)

NTP = 2 (painel-pórtico com diagonais com $ALFA < \frac{\pi}{2}$)

NTP = 3 (painel-pórtico com diagonais com $ALFA > \frac{\pi}{2}$)

Os painéis são orientados sempre da esquerda para direita e de cima para baixo.

Ex.:



3) Serão considerados como nós em planta da estrutura tridimensional:

- os pilares individuais
- os pilares não individuais
- as extremidades de parede em planta

Os nós correspondentes aos pilares individuais serão do tipo 0 e os demais do tipo 1

- 4) Duas subestruturas são equivalentes quando têm a mesma geometria e o mesmo carregamento. No caso da análise em 2ª ordem, não se deve usar a equivalência de subestruturas, uma vez que as forças horizontais equivalentes ao efeito P-Δ podem ser diferentes para duas subestruturas que, na análise em 1ª ordem, tenham a mesma geometria e o mesmo carregamento e, como estas forças horizontais equivalentes são adicionadas ao carregamento inicial da subestrutura, elas deixam de ser equivalentes na análise em 2ª ordem.

- 5) Sempre que houver cargas aplicadas na laje de um andar da subestrutura, o nº de cargas será considerado igual a 3.

- 6) Os códigos dos pilares serão:
 - COD = 1 (pilares sem trechos rígidos e sem consideração da deformação por cortante),
 - COD = 2 (pilares em trechos rígidos e considerando a deformação por cortante),
 - COD = 3 (pilares com trechos verticais rígidos e sem consideração da deformação por cortante),
 - COD = 4 (pilares com trechos verticais rígidos em consideração da deformação por cortante).

- 7) As propriedades dos pilares serão fornecidos por prumada e por andar.

- 8) Os códigos das vigas serão:
 - COD = 1 (vigas sem trechos rígidos e sem deformação por cortante),
 - COD = 2 (vigas sem trechos rígidos e com deformação por cortante),

-COD = 3 (vigas com trechos rígidos e sem deformação por cortante),

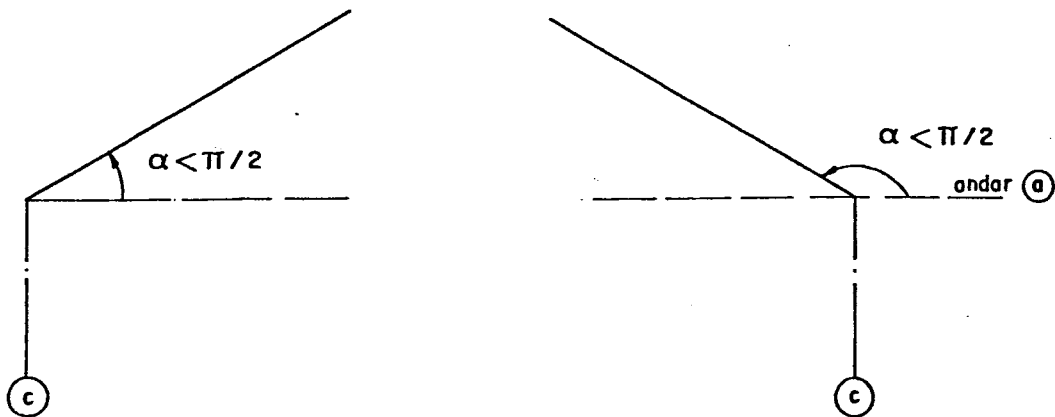
-COD = 4 (vigas com trechos rígidos e com deformação por cortante).

9) As propriedades das vigas serão fornecidas por andar e por prumada onde se inicia.

10) O código das diagonais será sempre COD = 1.

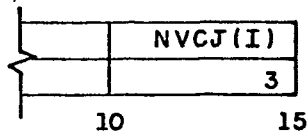
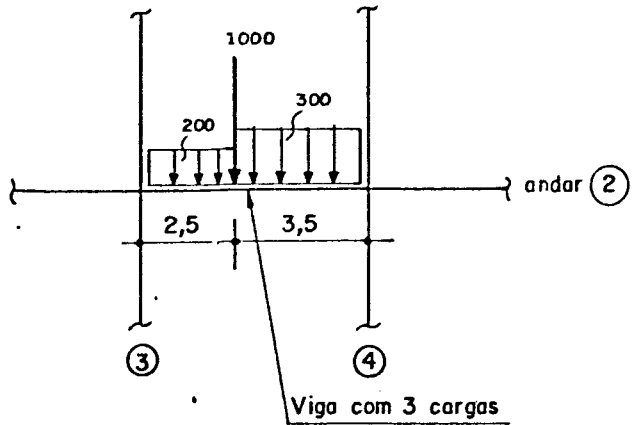
11) As propriedades das diagonais serão fornecidas por andar e por prumada onde se inicia; o ângulo ALFA será fornecido em radianos, variando de $0 < \text{ALFA} < \pi$.

Ex.:



12) Quando houver mais de uma carga numa mesma viga, elas devem ser codificadas separadamente, repetindo a prumada e o andar da viga; para efeito de "NVCJ", cada carga deve ser computada separadamente.

Ex:



COL. (I)	AND. (I)	TIPO (I)	CARGA (R)	DIST. INIC. (R)	DIST. FINAL (R)
3	2	4	2 0 0.	0.	3.5
3	2	4	3 0 0.	2.5	0.5
3	2	3	1 0 0 0.	2.5	3.5
5	10	15	25	35	40

As cargas nas vigas podem ser de 4 tipos:

Tipo = 1 - Momento aplicado numa seção qualquer,

Tipo = 2 - Carga vertical uniformemente distribuída,

Tipo = 3 - Carga vertical concentrada numa seção qualquer,

Tipo = 4 - Carga vertical parcial uniformemente distribuída.

A carga vertical na viga será positiva, quando o seu sentido for para baixo, e o momento aplicado na viga será positivo quando for aplicado no sentido anti-horário.

- 13) As forças aplicadas nos nós do painel serão positivas, quando tiverem o sentido coincidentes com os sentidos dos eixos do sistema de referência do mesmo.

- 14) As linhas referentes ao item 4.4.2.8.d só existirão se $NAC \neq 0$.
- 15) As linhas referentes aos itens 4.4.2.8.e1 , 4.4.2.8.e2, 4.4.2.8.e3 , 4.4.2.8.e4 , 4.4.2.8.e5 , 4.4.2.8.e6 , 4.4.2.8.e7 , 4.4.2.8.e8. só existirão para os painéis-pórtico.
- 16) As linhas referentes aos itens 4.4.2.8.e10, 4.4.2.8.e11, 4.4.2.8.e12 só existirão para os painéis-parede.
- 17) As linhas referentes ao item 4.4.2.8.e4 só existirão para os painéis-pórtico com diagonais.
- 18) As linhas referentes ao item 4.4.2.8.e6 se $NNCJ \neq 0$; as referentes ao item 4.4.2.8.e8 se $NVCJ \neq 0$; e as referentes a 4.4.2.8.e12 se $NNCJ \neq 0$.
- 19) As subestruturas serão numeradas de cima para baixo; assim como os andares de cada subestrutura.

4.4.3-Tabela das variáveis usadas na folha de entrada de dados

NS	: número de subestruturas tridimensionais
NPAIN	: número total de painéis (pórticos + paredes)
NPOR	: número de pórticos planos
NDPA	: número de paredes planas
NDPI	: número de pilares individuais (intersecção de pórticos)
NDP	: número de pilares não individuais (não intersecção de pórticos)
NDNPP	: número de nós extremidade de parede em planta
k	: número do painel
NTP	: número do tipo painel k
IP	: número do nó inicial do painel k
FP	: número do nó final do painel k
NC	: número de prumadas de pilares do painel k

- NNEP : número de pilares não individuais do painel k
- NPNE : número do 1º pilar não individual do painel k
- NPEQ : número do painel anterior que é equivalente ao painel k, em características elásticas, geométricas e carregamento, (se não existir NPEQ(k) deve ser igual a k)
- E : módulo de elasticidade longitudinal do material do painel k
- G : módulo de elasticidade transversal do material do painel k
- NNOS : número de nós em planta da estrutura tridimensional
- NA : número de andares da subestrutura I
- NSEQ : número da subestrutura anterior que é equivalente à subestrutura I, em características elásticas, geométricas e carregamento, (se não existir NSEQ(I) deve ser igual a I)
- NAC : número de andares da subestrutura com cargas aplicadas nas lajes
- FY : carga aplicada na laje, na direção Y do sistema global
- FZ : carga aplicada na laje, na direção Z do sistema global
- MX : momento aplicado na laje, na direção X do sistema global
- T1, ..., T9 : comprimento dos tramos de vigas do pórtico
- COD : código do tipo de pilar, viga ou diagonal do pórtico
- AXP : área da seção transversal do pilar do pórtico
- IZP : momento de inércia do pilar do pórtico em relação ao eixo z_p
- YS : comprimento do trecho rígido na extremidade superior do pilar
- YI : comprimento do trecho rígido na extremidade inferior do pilar
- CP : fator que depende da forma da seção e do coeficiente de poisson do pilar (para considera

- ção da deformação por cortante)
- AXV : área da seção transversal da viga
- IZV : momento de inércia da viga em relação ao eixo z_v
- XE : comprimento do trecho rígido na extremidade esquerda da viga
- XD : comprimento do trecho rígido na extremidade direita da viga
- CV : fator que depende da forma da seção e do coeficiente de poisson da viga (para consideração de deformação por cortante)
- AXD : área da seção transversal da diagonal
- IZD : momento de inércia da diagonal em relação ao eixo z_d
- ALFA : ângulo de inclinação da diagonal
- LD : comprimento da diagonal
- NNCJ : número de nós carregados do painel pórtico j
- NACJ : número de andares com forças externas laterais aplicadas na altura das lajes do painel pórtico;
- NVCJ : número de cargas nas vigas do pórtico j
- COL : número da prumada onde está o nó, ou onde começa a viga
- AXPA : área da seção transversal da parede
- IZPA : momento de inércia da parede em relação ao eixo z
- JT : momento de torção da parede
- CPA : fator que depende da forma da seção e do coeficiente de poisson da parede (para consideração da deformação por cortante)
- NNCJ : número de nós carregados do painel parede j
- NCOORD: número da coordenada onde está aplicado o esforço na parede (conforme numeração utilizada na fig.2.12)

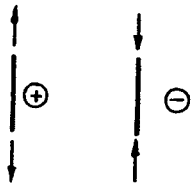
4.4.4-Saída de Resultados

Após a execução do programa, é criado o arquivo "ROBRES" que contém os dados de entrada a fim de conferi-los, e os resultados obtidos para a estrutura em análise.

Os deslocamentos serão positivos se seus sentidos coincidirem com os adotados para o sistema global de referência.

Os esforços nas extremidades das barras referem-se às coordenadas locais e obedecem às seguintes convenções:

a) Força normal



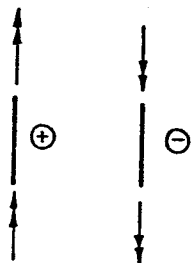
b) Força cortante



c) Momento fletor



d) Momento de torção



4.5 - LISTAGEM DO PROGRAMA

(ver páginas seguintes)

C*****PROGRAMA PRINCIPAL PARA CALCULO DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS
C*****TRIDIMENSIONAIS CONSIDERANDO A NAO LINEARIDADE GEOMETRICA
\$LARGE

```
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  CHARACTER*2 NTIT
  CHARACTER*2 NUNI
  REAL*8 IZV(9,3), IZP(10,3), IZPA(3), IZD(9,3), LD(9,3), JTOR(3),
  *BAUX(3916), MF1, MF2, MT1, MT2
  INTEGER FP(30)
  COMMON /UM/ R(8000)
  COMMON /DOIS/ RJ(3570)
  COMMON /TRES/ AUX(7000)
  COMMON /QUATRO/ F(332), FC(256), RIG(36)
  COMMON /CINCO/ H(3)
  DIMENSION NSEQ(30), NSD(30), NA(30), FAUX1(332), NTP(30), IP(30),
  *NC(30), NNEP(30), NPNE(30), E(30), G(30), Y(50), Z(50), NTN(50), AXP(20,3)
  *, FI(123), FA(36), FJ(84), FB(86), FAUX(123), FD(256), D(332), EPI(20),
  *DP(8), DJ(84), CP(10,3), YI(10,3), YS(10,3), T(9), XE(9,3), XD(9,3),
  *FHY(30,3), FHZ(30,3), FHX(30,3), NPEQ(30), NPD(30), CMG1(30),
  *FO(9,3,4), DYD(4), DZO(4), DXD(4), FNORMAL(50,3), RFN(30,3),
  *FNY(30,3), FNZ(30,3), YC(30,4), ZC(30,4), DYC(30,4,5), DZC(30,4,5),
  *DEL1Y(30,3,5), DEL1Z(30,3,5), QP(3), QZ(30,3), QY(30,3),
  *CV(9,3), AXV(9,3), ALFA(9,4), KODEP(10,3), KODEV(9,3), AXD(9,3)
  *, KODED(9,3), AXPA(3), CPA(3), B(3), VD(332), NTIT(80), NUNI(20)
  *, DEL1X(30,3,5), QX(30,3)
  * OPEN(UNIT=1, FILE='ROBDAD', STATUS='OLD', ACCESS='SEQUENTIAL', FORM=
  * 'FORMATTED')
  * OPEN(UNIT=6, FILE='ROBRES', STATUS='NEW', ACCESS='SEQUENTIAL', FORM=
  * 'FORMATTED')
  * OPEN(UNIT=12, FILE='ESFSUB', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=2720)
  * OPEN(UNIT=13, FILE='RIGSB', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=64100
  *)
  * OPEN(UNIT=14, FILE='PILAR', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=744)
  * OPEN(UNIT=15, FILE='RIGPA', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=15000)
  * OPEN(UNIT=16, FILE='FJIFA', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=288)
  * OPEN(UNIT=17, FILE='FJFC', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=384)
  * OPEN(UNIT=18, FILE='FJFB', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=688)
  * OPEN(UNIT=20, FILE='RTRIN', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=64100
  *)
  * OPEN(UNIT=21, FILE='FIRED', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=1944)
  * OPEN(UNIT=22, FILE='PAINEL', STATUS='NEW', ACCESS='DIRECT', RECL=8000)
  KAPA=1
  KSD=0
  CMG=0.
1  DO 2 I=1,123
2  FAUX(I)=0.
  DO 3 I=1,3916
3  BAUX(I)=0.
  DO 6 I=1,30
  DO 6 KT=1,3
  QX(I,KT)=0.
  QY(I,KT)=0.
6  QZ(I,KT)=0.
  NR=1
```

```

NW=6
IF(KAPA.GT.1)THEN
WRITE(NW,5)KAPA-1
5  FORMAT(3(/),20X,92('*'),/,20X,'*',5X,'RESULTADOS DA ITERACAO = ',
  *I2,/,20X,92('*'))
ELSE
WRITE(NW,10)
10  FORMAT(3(/),20X,92('*'),/,20X,'*',5X,'ANALISE TRIDIMENSIONAL NAO L
  *INEAR DE EDIFICIOS ALTOS COM NUCLEOS RESISTENTES',/,20X,
  * 92('*'))
END IF
READ(NR,20)(NTIT(IB),IB=1,80)
20  FORMAT(80A2)
25  READ(NR,20)(NUNI(IB),IB=1,20)
IF(KAPA.GT.1)GO TO 45
WRITE(NW,30)(NTIT(IB),IB=1,40)
30  FORMAT(3(/),20X,92('*'),/,20X,'*',5X,40A2,5X,'*',/,20X,92('*'))
WRITE(NW,40)(NUNI(IB),IB=1,20)
40  FORMAT(///,20X,92('*'),/,20X,'*',14X,'UNIDADES UTILIZADAS - ',20A2
  *,14X,'*',/,20X,92('*'),///,3X,'NUM. SUBESTRUT. TRIDIM.',3X,'NUM. P
  *AINEIS',3X,'NUM. PORTICOS',3X,'NUM. PAREDES',3X,'PILARES IND.
  ',3X,'PILARES NAO IND.',3X,'NOS EXT. PAREDES')
C-----NS=NUMERO DE SUBESTRUTURAS
C-----NDP=NUMERO DE PILARES NAO INDIVIDUAIS (NAO INTERSECCAO)
C-----NDPI=NUMERO DE PILARES INDIVIDUAIS (INTERSECCAO)
C-----NPAIN=NUMERO DE PAINES (PORTICOS+PAREDES)
C-----NPOR=NUMERO DE PORTICOS
C-----NDPA=NUMERO DE PAREDES
C-----NDNPP=NUMERO DE NOS EXTREM. DE PAREDES EM PLANTA
45  READ(NR,50)NS,NPAIN,NPOR,NDPA,NDPI,NDP,NDNPP
50  FORMAT(7I5)
IF(KAPA.GT.1)GO TO 75
WRITE(NW,60)NS,NPAIN,NPOR,NDPA,NDPI,NDP,NDNPP
60  FORMAT(11X,I2,22X,I2,12X,I2,13X,I2,12X,I2,20X,I2,18X,I2)
WRITE(NW,70)
70  FORMAT(///,20X,'CARACTERIZACAO DOS PAINES',//,25X,'TIPO 0=PAREDE'
  *,/,25X,'TIPO 1=PORTICO SEM DIAGONAIS',/,25X,'TIPO 2=PORTICO COM DI
  *AGONAIS',///,5X,'PAINEL',3X,'TIPO',3X,'NO INICIAL',3X,'NO FINAL',
  *3X,'NUM. PRUMADAS',3X,'MOD. ELAST. LONG.',3X,'MOD. ELAST. TRANSV.'
  *,3X,'NNEP',2X,'NPNE',2X,'NPEQ',/)
C-----LEITURA E IMPRESSAO DAS CARACTERISTICAS DOS PAINES
75  DO 100 IB=1,NPAIN
C-----K=NUMERO DO PAINEL
C-----NTP(K)=TIPO DO PAINEL
C-----IP(K)=NUMERO DO NO INICIAL DO PAINEL K
C-----FP(K)=NUMERO DO NO FINAL DO PAINEL K
C-----NC(K)=NUMERO DE PRUMADAS (COLUNAS) DO PAINEL K
C-----NNEP(K)=NUMERO DE PILARES NAO INDIVIDUAIS DO PAINEL K
C-----NPNE(K)=NUMERO DO PRIMEIRO PILAR NAO INDIV. DO PAINEL K
C-----NPEQ(K)=NUMERO DO PAINEL ANTERIORMENTE DADO QUE EQUIV. AO PAINEL K
C-----E(K)=MODULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL DO MATERIAL DO PAINEL K
C-----G(K)= " " " " " " " " " " " " " " " " " " " " " "
  READ(NR,80)K,NTP(K),IP(K),FP(K),NC(K),NNEP(K),NPNE(K),NPEQ(K),E(K)
  *,G(K)

```

```
80 FORMAT(8I5,2F10.0)
   IF(KAPA.GT.1)GO TO 100
   WRITE(NW,90)K,NTN(K),IP(K),FP(K),NC(K),E(K),G(K),NNEP(K),NPNE(K)
   *,NPEQ(K)
90 FORMAT(7X,I2,6X,I2,8X,I2,10X,I2,12X,I2,10X,F10.0,6X,F10.0,15X,I2
   *,4X,I2,4X,I2)
100 CONTINUE
   NPD(1)=1
   DO 110 IB=2,NPAIN
   IF(NPEQ(IB).EQ.IB)THEN
   NPD(IB)=NPD(IB-1)+1
   ELSE
   NPD(IB)=NPD(IB-1)
   END IF
110 CONTINUE
C-----LEITURA E IMPRESSAO DAS COORDENADAS DOS NOS
   NNOS=NDPI+NDP+NDNPP
C-----NNOS=NUMERO DE NOS EM PLANTA DA ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL
C-----K=NUMERO DO NO
C-----NTN(K)=NUMERO DO TIPO DO NO
C-----Y(K)=COORDENADA Y DO NO
C-----Z(K)=COORDENADA Z DO NO
   IF(KAPA.GT.1)GO TO 130
   WRITE(NW,120)
120 FORMAT(///,20X,'COORDENADAS DOS NOS DA ESTRUTURA EM PLANTA',//,10X
   *,'NO',5X,'TIPO',5X,'COORDENADA Y',5X,'COORDENADA Z',/)
130 DO 200 I=1,NNOS
   READ(NR,150)K,NTN(K),Y(K),Z(K)
150 FORMAT(2I5,2F10.0)
   IF(KAPA.GT.1)GO TO 200
   WRITE(NW,160)K,NTN(K),Y(K),Z(K)
.160 FORMAT(10X,I2,6X,I2,9X,F7.2,10X,F7.2)
200 CONTINUE
C-----NA(I)=NUMERO DE ANDARES DA SUBESTRUTURA I
   DO 205 I=1,NS
205 READ(NR,210)K,NA(K)
210 FORMAT(2I5)
   IF(KAPA.GT.1)GO TO 242
   WRITE(NW,220)
220 FORMAT(///,20X,'NUMERO DE ANDARES DE CADA SUBESTRUTURA',//,10X,
   *'SUBESTRUTURA',5X,'NUMERO DE ANDARES',/)
   DO 240 I=1,NS
   WRITE(NW,230)I,NA(I)
230 FORMAT(15X,I2,17X,I2)
240 CONTINUE
C-----NSEQ(IB)=NUMERO DA SUBESTRUTURA ANTERIORMENTE DADA QUE E EQUIVALEN
C-----TE A SUBESTRUTURA IB, CASO NAO EXISTA NSEQ(IB)=IB
242 DO 245 IB=1,NS
245 READ(NR,250)K,NSEQ(K)
250 FORMAT(2I5)
   NSD(1)=1
   DO 260 IB=2,NS
   IF(NSEQ(IB)-IB)270,260,270
260 NSD(IB)=NSD(IB-1)+1
```

```
GO TO 280
270 NSD(IB)=NSD(IB-1)
280 CONTINUE
C-----CASO EXISTA ALGUMA SUBESTRUTURA EQUIVALENTE A UMA ANTERIORMENTE
C-----DADA, SERA ADOPTADA A MESMA MATRIZ DE RIGIDEZ "R" DA SUBESTRUTURA
C-----ANTERIOR QUE ESTA ARQUIVADA NO ARQUIVO "RIGSUB"
285 CONTINUE
DO 1300 I=1,NS
NAS=NA(I)+1
NAPI=NA(I)
NT=(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)+2*(3+3*NDPI+2*NDP+NDNPP)
NIS=(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)
NAUX=(NT*NIS)/2
IF(NSEQ(I)-I)290,310,290
290 CONTINUE
NRE=NSD(NSEQ(I))
READ(13,REC=NRE)(R(IB),IB=1,NAUX)
295 CONTINUE
READ(12,REC=NSD(NSEQ(I)))(FAUX1(IB),IB=1,NT)
IF(KAPA.GT.1)GO TO 1000
WRITE(NW,300)I,NSEQ(I)
300 FORMAT(///,20X,'A SUBESTRUTURA (' ,I2,') E IQUAL A SUBESTRUTURA (' ,
*I2,')')
GO TO 1000
310 CONTINUE
IF(KAPA.GT.1)GO TO 325
WRITE(NW,320)I
320 FORMAT(20X,'ALTURA DOS ANDARES DA SUBESTRUTURA',I3,/,10X,'ANDAR',
*5X,'ALTURA',/)
C-----LEITURA E IMPRESSAO DAS ALTURAS DOS ANDARES H(IS)
325 READ(NR,330)(H(IS),IS=1,NAPI)
.330 FORMAT(3F10.0)
IF(KAPA.GT.1)GO TO 355
DO 340 IS=1,NAPI
340 WRITE(NW,350)IS,H(IS)
350 FORMAT(12X,I2,7X,F5.2)
355 CONTINUE
C-----CONTRIBUICAO DOS PILARES INDIVIDUAIS NA SUBESTRUTURA
DO 360 K=1,NAUX
360 R(K)=0.
IF(NDPI.NE.0)THEN
C-----PREPARACAO DOS DADOS PARA CHAMADA DA SUBROTINA "PILAR"
IAUX=NA(I)
KAUX=NSD(I)
CALL PILAR(KAUX,IAUX,NDPI,KAPA)
READ(14,REC=NSD(I))EPI,H,AXP
IA=1
DO 500 ID=1,NNOS
IF(NTN(ID))500,450,500
450 CONTINUE
DO 460 IB=1,NAPI
C-----PREPARACAO DE DADOS PARA ENTRADA NA SUBROTINA "CPIRS"
C-----IA=NUM. DO PILAR INDIVIDUAL IB=NUM. DO ANDAR
IAUX=NA(I)
```

```
AUX1=AXP(IA,IB)
AUX2=H(IB)
E1=EPI(IA)
CALL CPIRS(IAUX,NDPI,NDP,NDNPP,IB,AUX1,AUX2,IA,E1)
460 CONTINUE
IA=IA+1
500 CONTINUE
ELSE
CONTINUE
END IF
C-----CARREGAMENTO NA SUBESTRUTURA TRIDIMENSIONAL
C-----NAC=NUMERO DE ANDARES CARREGADOS
C-----NAN= " DO ANDAR
C-----NCL=NUMERO DE CARGAS NA LAJE DO ANDAR NAN (SE NCL E DIFERENTE DE
C-----DE ZERO DEVERAO SER FORNECIDAS AS TRES CARGAS NA TERC. LEITURA A
C-----SEQUIR
C-----A1=FORCA HORIZONTAL APLICADA NA LAJE NA DIRECAO Y
C-----A2= " " " " " " " Z
C-----A3=MOMENTO TORSOR " " " " " X
READ(NR,510)NAC
510 FORMAT(I5)
C-----ZERANDO O VETOR DE ESFORCOS
DO 520 K=1,NT
520 F(K)=0.
IF(NAC)530,660,530
530 IF(KAPA.GT.1)GO TO 537
WRITE(NW,535)I
535 FORMAT(////,20X,'CARREGAMENTO LATERAL NA SUBESTRUTURA',I3,////,20X,
*'ANDAR',5X,'FORCA Y',5X,'FORCA Z',5X,'MOMENTO X',/)
537 DO 650 KA=1,NAC
READ(NR,540)NAN,NCL
. 540 FORMAT(2I5)
IF(NCL)550,650,550
550 READ(NR,560)A1,A2,A3
560 FORMAT(3F10.0)
IF(NAN-1)580,570,580
570 KAUX=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+1
GO TO 610
580 IF(NAN-NAS)590,600,590
590 KAUX=4*NDPI+2*NDP+2*NDNPP+4+(NAN-2)*(NDPI+NDNPP+3)
GO TO 610
600 KAUX=NT-2
610 CONTINUE
J1=KAUX
J2=KAUX+1
J3=KAUX+2
F(J1)=A1
F(J2)=A2
F(J3)=A3
C*****CALCULO DAS FORCAS HORIZONTAIS E TORSORES FINAIS APLIC. NA ESTRUT.
IF(KAPA.EQ.1)GO TO 615
F(J1)=F(J1)+FHY(I,NAN)
F(J2)=F(J2)+FHZ(I,NAN)
F(J3)=F(J3)+FHX(I,NAN)
```

```
GO TO 650
615 CONTINUE
620 WRITE(NW,630)NAN,A1,A2,A3
630 FORMAT(22X,I2,5X,F7.2,5X,F7.2,5X,F9.2)
650 CONTINUE
660 CONTINUE
670 CONTINUE
680 CONTINUE
C*****CONTRIBUICAO DOS PAINAIS NA SUBESTRUTURA
DO 900 IA=1,NPAIN
NF=FP(IA)
II=IP(IA)
COMP=DSORT((Y(NF)-Y(II))**2+(Z(NF)-Z(II))**2)
C1=(Z(NF)-Z(II))/COMP
D1=(Y(NF)-Y(II))/COMP
AB=Y(II)*C1-Z(II)*D1
JAUX=NPEQ(IA)
NPAN=(NSD(I)-1)*NPD(NPAIN)+NPD(JAUX)-1
NRE=NPAN+1
C-----VERIFICACAO SE O PAINEL E PORTICO OU PAREDE
IF(NTP(IA))740,750,740
740 NCP=2*NAS*NC(IA)+NAS
NCI=(NAS-2)*(NC(IA)-1)*2
NCE=NCP-NCI
NEAP=(NCP*NCP+NCP)/2
GO TO 760
750 NCP=4*NAS
NCI=NAS-2
NCE=NCP-NCI
NEAP=(NCP*NCP+NCP)/2
II=II-NDPI-NDP
NF=NF-NDPI-NDP
760 CONTINUE
IF(JAUX-IA)762,768,762
762 READ(15,REC=NRE)(RJ(IB),IB=1,NEAP)
IF(KAPA.GT.1)GO TO 850
WRITE(NW,765)IA,NPEQ(IA)
765 FORMAT(/,10X,'O PAINEL',I4,' E IQUAL AO PAINEL',I4)
GO TO 850
768 CONTINUE
C-----PREPARACAO DOS DADOS PARA CHAMADA DA SUBROTINA PANEL PARA LEITURA
C-----E ARQUIVAMENTO DOS DADOS DOS PAINAIS
IB=NC(IA)
E1=E(IA)
G1=G(IA)
IAUX1=NA(I)
IAUX2=NTP(IA)
CALL PANEL(IA,NPAN,IAUX1,IB,E1,G1,IAUX2,FJ,NPOR,KAPA)
C-----PREPARACAO DOS DADOS PARA CHAMADA DA SUBROTINA "MRPS" OU "MRPAS"
C-----PARA CALCULO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DO PORTICO OU DA PAREDE
771 IF(IAUX2.EQ.0)THEN
NPA=IA-NPOR
CALL MRPAS(IAUX1,NPA,E1,G1,NPAN)
ELSE
```

```
CALL MRPS(IAUX1,IB,IAUX2,IA,E1,G1,NPAN)
END IF
IF(NCI)810,810,800
800 IF(IAUX2.EQ.0)THEN
CALL RMRPA(IAUX1)
ELSE
CALL RMRP(IAUX1,IB)
END IF
CALL GAUSS(NCP,NCI,VD)
NRE=NPAN+1
810 WRITE(15,REC=NRE)(RJ(IB),IB=1,NEAP)
850 CONTINUE
NAUX1=NTP(IA)
LAUX=NNPE(IA)
NAUX2=NPNE(IA)
IF(NAUX1.EQ.0)THEN
CALL CPARS(NAPI,C1,D1,AB,NDPI,NDP,NDNPP,NCI,NPA,II,NF)
ELSE
CALL CRPRS(NAPI,LAUX,C1,D1,AB,NDPI,NDP,NDNPP,NCI,NCP,NAUX2,
*II,NF)
END IF
IF(NPEQ(IA)-IA)851,852,851
851 NRE=NPAN+1
READ(17,REC=NRE)(FC(IB),IB=1,NCE)
GO TO 895
852 CONTINUE
IF(NCI.EQ.0)THEN
DO 860 IB=1,NCE
860 FC(IB)=FJ(IB)
ELSE
KAUX=NC(IA)
CALL RVEP(NAPI,KAUX,FJ)
C-----REDUCAD DOS ESFORCOS DO PAINEL AS COORDENADAS EXTRENAS E ARQUIV.
NRI=0
CALL LNL(T(NCI,NRI)
DO 870 IB=1,NCI
870 FI(IB)=FJ(IB)
CALL FOWARD(NCI,FI)
DO 880 IB=1,NCI
880 FA(IB)=FI(IB)
CALL MADI(NCI,FA,VD)
NRE=NPAN+1
WRITE(16,REC=NRE)(FA(IB),IB=1,NCI)
NRI=0
CALL RN(NCI,NCE,NRI)
CALL PMV(NCE,NCI,FI)
DO 890 IB=1,NCE
NIA=IB+NCI
890 FC(IB)=FJ(NIA)-FC(IB)
END IF
NRE=NPAN+1
WRITE(17,REC=NRE)(FC(IB),IB=1,NCE)
895 CONTINUE
IAUX1=NA(I)
```



```
IAUX2=NNEP(IA)
IAUX3=NPNE(IA)
NAUX1=NTP(IA)
IF(NAUX1.EQ.0)THEN
CALL CEPAS(IAUX1,C1,D1,AB,NDPI,NDP,NDNPP,NCI,NPA,II,NF)
ELSE
CALL CEPES(IAUX1,IAUX2,C1,D1,AB,NDPI,NDP,NDNPP,NCI,IAUX3,II,
*NF)
END IF
900 CONTINUE
C-----REARRANJO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DA SUBESTRUTURA COLOCANDO AS INTER
C-----NAS PRIMEIRO
IF(NA(I).EQ.1)GO TO 930
IAUX=NA(I)
CALL RMRS(IAUX,NDPI,NDP,NDNPP)
CALL GAUSS2(NT,NIS,VD)
930 CONTINUE
NRE=NSD(I)
WRITE(13,REC=NRE)(R(IB),IB=1,NAUX)
934 CONTINUE
C-----REARRANJO DO VETOR DOS ESFORÇOS DA SUBESTR. COLOCANDO OS INT. PRIM
NE=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3
NES=2*NE
NEUII=NES-NE+1
IF(NA(I).EQ.1)THEN
DO 940 IB=1,NES
940 FAUX1(IB)=F(IB)
ELSE
CALL RVES(IAUX,NDPI,NDP,NDNPP)
NRI=1
CALL LMLT(NIS,NRI)
DO 950 IB=1,NIS
950 FI(IB)=F(IB)
CALL FOWARD(NIS,FI)
DO 960 IB=1,NIS
960 FB(IB)=FI(IB)
CALL MADI(NIS,FB,VD)
WRITE(18,REC=NSD(I))(FB(IB),IB=1,NIS)
NRI=1
CALL RN(NIS,NES,NRI)
CALL PMV(NES,NIS,FI)
DO 970 IB=1,NES
NK=IB+NIS
970 FAUX1(IB)=F(NK)-FC(IB)
END IF
WRITE(12,REC=NSD(I))(FAUX1(IB),IB=1,NES)
1000 CONTINUE
C-----ELIMINACAO EM SERIE
NEA=(NES*NES+NES)/2
DO 1120 JA=1,NES
NAUX1=JA+NIS
DO 1110 IB=1,NES
NAUX2=IB+NIS
IF(JA.LT.IB)GO TO 1120
```

```
      JP=JA*(JA-1)/2+IB
      JT=NAUX1*(NAUX1-1)/2+NAUX2
1110 R(JP)=R(JT)
1120 CONTINUE
      DO 1160 IB=1,NE
      DO 1150 JA=1,NE
      IF(JA.LT.IB)GO TO 1150
      JP=JA*(JA-1)/2+IB
      R(JP)=R(JP)+BAUX(JP)
1150 CONTINUE
      FAUX1(IB)=FAUX1(IB)+FAUX(IB)
1160 CONTINUE
      CALL GAUSS2(NES,NE,VD)
C-----ARQUIVAMENTO DA MATRIZ "R" TRIANGULARIZADA
      NRE=I
      WRITE(20,REC=NRE)(R(IB),IB=1,NE)
1175 CONTINUE
      DO 1180 IB=NEUII,NES
      NAUX2=IB-NE
      DO 1180 JA=NEUII,NES
      IF(JA.LT.IB)GO TO 1180
      JT=JA*(JA-1)/2+IB
      NAUX1=JA-NE
      JP=NAUX1*(NAUX1-1)/2+NAUX2
      BAUX(JP)=R(JT)
1180 CONTINUE
      NRI=1
      CALL LNLN(NE,NRI)
      DO 1190 IB=1,NE
1190 FI(IB)=FAUX1(IB)
      CALL FOWARD(NE,FI)
      DO 1200 IB=1,NE
1200 FD(IB)=FI(IB)
      CALL MADI(NE,FD,VD)
C-----ARQUIVAMENTO DO VETOR FI REDUZIDO
      WRITE(21,REC=I)(FD(IB),IB=1,NE)
      NRI=1
      CALL RN(NE,NE,NRI)
      CALL PMV(NE,NE,FI)
C-----CALCULO DOS ESFORÇOS DA SUBEST. REDUZ. AS COORD. EXTERNAS
      DO 1210 IB=1,NE
      NK=IB+NE
1210 FAUX(IB)=FAUX1(NK)-FC(IB)
1300 CONTINUE
C-----ZERAMENTO DOS DESLOCAMENTOS DA BASE DO EDIFICIO
      DO 1310 IB=1,NE
1310 D(IB)=0.
C-----PROCESSO DE RESSUBSTITUICAO
      IF(KAPA.GT.1)GO TO 1312
      WRITE(NW,1311)
1311 FORMAT(45X,/'***** ESTRUTURA ENGASTADA NA BASE *****')
1312 I=NS
1315 NAPI=NA(I)
      NAS=NAPI+1
```

```
C-----LEITURA DA MATRIZ "R" E DO VETOR "FI" NOS ARQUIVOS
  NRE=I
  READ(20,REC=NRE)(R(IB),IB=1,NEA)
  READ(21,REC=I)(FD(IB),IB=1,NE)
  DO 1320 IB=1,NE
  NK=NE+IB
1320 FAUX1(NK)=D(IB)
  NRI=1
  CALL RT(NE,NE,NRI)
  CALL PMV(NE,NE,D)
  DO 1330 IB=1,NE
1330 FD(IB)=FD(IB)-FC(IB)
  CALL LNLT(NE,NRI)
  CALL BACK(NE,FD)
  DO 1340 IB=1,NE
  FAUX1(IB)=FD(IB)
1340 D(IB)=FD(IB)
  NT=(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)+2*(3+3*NDP+2*NDP+NDNPP)
  NIS=(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)
  NES=NT-NIS
  NAUX=(NT*NT+NT)/2
  DO 1350 IB=1,NES
  NK=NIS+IB
1350 F(NK)=FAUX1(IB)
C-----LEITURA DE R E DE FI* NOS ARQUIVOS
  NRE=NSD(NSEQ(I))
  READ(13,REC=NRE)(R(IB),IB=1,NAUX)
1355 CONTINUE
  IF(NAPI.EQ.1)GO TO 1380
  READ(18,REC=NSD(NSEQ(I)))(FB(IB),IB=1,NIS)
  NRI=1
  CALL RT(NIS,NES,NRI)
  CALL PMV(NIS,NES,FAUX1)
  DO 1360 IB=1,NIS
1360 FB(IB)=FB(IB)-FC(IB)
  CALL LNLT(NIS,NRI)
  CALL BACK(NIS,FB)
  DO 1370 IB=1,NIS
1370 F(IB)=FB(IB)
  IAUX=NAPI
  CALL RVDS(IAUX,NDPI,NDP,NDNPP)
1380 CONTINUE
  WRITE(NW,1390)I
1390 FORMAT(///,35X,'SUBESTRUTURA',I4,/,35X,'*****')
  NAS=NAPI+1
  WRITE(NW,1400)
1400 FORMAT(///,24X,'DESLOCAMENTOS DAS LAJES',//,24X,'ANDAR',3X,
  *'TRANSLACAO Y',3X,'TRANSLACAO Z',3X,'ROTACAO EM X',/)
  DO 1500 IB=1,NAS
  IF(IB-1)1420,1410,1420
1410 IA=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+1
  GO TO 1450
1420 IF(IB-NAS)1430,1440,1430
1430 IA=4*NDPI+2*NDP+2*NDNPP+4+(IB-2)*(NDPI+NDNPP+3)
```

```
GO TO 1450
1440 IA=NT-2
1450 CONTINUE
C*****CALCULO DOS DESLOCAMENTOS DA ORIGEM DOS DIAFRAGMAS
  DYO(IB)=F(IA)
  DZO(IB)=F(IA+1)
  DXO(IB)=F(IA+2)
1500 WRITE(NW,1510)IB,F(IA),F(IA+1),F(IA+2)
1510 FORMAT(/,26X,I2,1X,3E15.6)
  IF(NDPI.NE.0)THEN
    WRITE(NW,1520)
1520 FORMAT(///,35X,'DESLOCAMENTOS DOS PILARES INDIVIDUAIS',///,10X,
  *'PILAR',5X,'ANDAR',5X,'DESLOC. AXIAL X',/)
  READ(14,REC=NSD(NSEQ(I)))EPI,H,AXP
  DO 1600 IA=1,NDPI
  DO 1590 J=1,NAPI
  IF(NAPI.EQ.1)THEN
    J1=(IA-1)*3+3
    K1=NDPI*3+NDP*2+NDNPP+3+J1
  ELSE
    IF(J.EQ.1)THEN
      J1=(IA-1)*3+3
      K1=NDPI*3+2*NDP+NDNPP+3+IA
    ELSE
      IF(J.EQ.NAPI)THEN
        J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NDPI+NDNPP+3)*(NAPI-2)+IA
        K1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAPI-1)*(NDPI+NDNPP+3)+3*(IA-1)+3
      ELSE
        J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NDPI+NDNPP+3)*(J-2)+IA
        K1=J1+NDNPP+NDPI+3
      END IF
    END IF
  END IF
1570 CONTINUE
  DP(1)=F(J1)
  DP(2)=F(K1)
  WRITE(NW,1580)IA,J,DP(1),DP(2)
1580 FORMAT(12X,I2,7X,I3,1X,2E15.6)
1590 CONTINUE
1600 CONTINUE
  WRITE(NW,1610)
1610 FORMAT(///,35X,'ESFORÇOS NOS PILARES INDIVIDUAIS',///,10X,'PILAR',
  *5X,'ANDAR',5X,'FORÇA NORMAL',/)
  DO 1800 IA=1,NDPI
  DO 1790 J=1,NAPI
  IF(NAPI.EQ.1)THEN
    J1=(IA-1)*3+3
    K1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+J1
  ELSE
    IF(J.EQ.1)THEN
      J1=(IA-1)*3+3
      K1=NDPI*3+2*NDP+NDNPP+3+IA
    ELSE
      IF(J.EQ.NAPI)THEN
```

```
J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAPI-2)*(NDPI+NDNPP+3)+IA
K1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAPI-1)*(NDPI+NDNPP+3)+3*(IA-1)+3
ELSE
J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NDPI+NDNPP+3)*(J-2)+IA
K1=J1+NDNPP+NDPI+3
END IF
END IF
END IF
1670 CONTINUE
DP(1)=F(J1)
DP(2)=F(K1)
AUX1=H(J)
AUX2=AXP(IA,J)
E1=EPI(IA)
CALL RIGPI(E1,AUX1,AUX2)
IC=0
DO 1690 IB=1,2
DO 1690 JA=1,2
IC=IC+1
IF(JA.LT.IB)THEN
JP=IB*(IB-1)/2+JA
ELSE
JP=JA*(JA-1)/2+IB
END IF
AUX(IC)=RIG(JP)
1690 CONTINUE
NI=2
CALL PMV(NI,NI,DP)
FNORMAL(IA,J)=FC(2)
CMG2=SQRT((ABS(FC(2))*AUX1**2)/(E1*AUX2))
IF(CMG2.GT.1.)KTO=3
CONTINUE
WRITE(NW,1700)IA,J,(FC(IB),IB=1,2)
1700 FORMAT(12X,I2,7X,I3,1X,2E15.6)
1790 CONTINUE
1800 CONTINUE
ELSE
CONTINUE
END IF
C-----CALCULO DOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS INTERNOS NOS PAINÉIS
DO 4050 IA=1,NPAIN
NCEP=2*NNEP(IA)
E1=E(IA)
G1=G(IA)
NCPI=NC(IA)
NPAN=(NSD(NSEQ(I))-1)*NPD(NPAIN)+NPD(NPEQ(IA))-1
NRE=NPAN+1
IF(NTP(IA).EQ.0)GO TO 3000
READ(22,REC=NRE)T,KODEP,AXP,IZP,YS,YI,CP,KODEV,AXV,IZV,XE,XD,CV
*,KODED,LD,AXD,IZD,ALFA,FO
NCI=(NAPI-1)*(NCPI-1)*2
II=IP(IA)
NF=FP(IA)
NAS=NA(I)+1
```

```
NAPI=NA(I)
COMP=DSQRT((Y(NF)-Y(II))**2+(Z(NF)-Z(II))**2)
C1=(Z(NF)-Z(II))/COMP
D1=(Y(NF)-Y(II))/COMP
AB=Y(II)*C1-Z(II)*D1
DO 1900 J=1,NAS
IF(J.EQ.1)THEN
J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+1
ELSE
IF(J.LT.NAS)THEN
J1=4*NDPI+2*NDP+2*NDNPP+4+(J-2)*(NDPI+NDNPP+3)
ELSE
J1=NT-2
END IF
END IF
J2=J1+1
J3=J2+1
DJ(J)=F(J1)*D1+F(J2)*C1+F(J3)*AB
1900 CONTINUE
MAUX=NAS+1
DO 1950 JA=1,2
IF(JA.EQ.1)THEN
NL=(II-1)*3+1
ELSE
NL=(NF-1)*3+1
END IF
DO 1940 JK=1,2
DJ(MAUX)=-F(NL)*C1+F(NL+1)*D1
DJ(MAUX+1)=F(NL+2)
NL=NL+3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAPI-1)*(NDPI+NDNPP+3)
MAUX=MAUX+NAS
1940 CONTINUE
MAUX=2*NAS+3+2*NCEP
1950 CONTINUE
MAUX=NAS+3
NL=NDPI*3+NDP*2+NDNPP+3+II
DO 1970 JA=1,2
DO 1960 KT=2,NAPI
DJ(MAUX)=F(NL)
MAUX=MAUX+1
IF(JA.EQ.1)THEN
NK=II
ELSE
NK=NF
END IF
NL=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(KT-1)*(NDPI+NDNPP+3)+NK
1960 CONTINUE
MAUX=2*NAS+2*NCEP+5
NL=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+NF
1970 CONTINUE
NP=NPNE(IA)
IF(NCEP.LE.0)GO TO 2000
NL=3*NDPI+(NP-1)*2+1
MAUX=2*NAS+3
```

```
DO 1990 IT=1,2
M1=D1-C1
DO 1980 JT=1,NCEP
DJ(MAUX)=F(NL)*M1
IF(JT.EQ.(JT/2)*2)THEN
MAUX=MAUX+3
M1=D1-C1
ELSE
MAUX=MAUX+1
M1=1
END IF
NL=NL+1
1980 CONTINUE
MAUX=2*NAS+5
NL=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAPI-1)*(NDPI+NDNPP+3)+3*NDPI+
*(NP-1)*2+1
1990 CONTINUE
2000 CONTINUE
C-----IMPRESSAO DOS DESLOCAMENTOS LATERAS DOS PAINELIS
WRITE(NW,2100)IA
2100 FORMAT(///,35X,'DESLOCAMENTOS LATERAIS DO PORTICO ',I3,///,10X,
*'ANDAR',5X,'DESLOC. LATERAL',/)
DO 2110 J=1,NAS
2110 WRITE(NW,2120)J,DJ(J)
2120 FORMAT(12X,I2,1X,E15.6)
2126 NCP=2*NAS*NC(IA)+NAS
NCI=(NAS-2)*(NC(IA)-1)*2
NCE=NCP-NCI
NEAP=(NCP*NCP+NCP)/2
DO 2130 IB=1,NCE
NK=NCI+IB
FJ(NK)=DJ(IB)
2130 CONTINUE
NRE=NPAN+1
READ(15,REC=NRE)(RJ(IB),IB=1,NEAP)
IF(NCI.EQ.0)GO TO 2410
READ(16,REC=NRE)(FA(IB),IB=1,NCI)
NRI=0
CALL RT(NCI,NCE,NRI)
CALL PMV(NCI,NCE,DJ)
DO 2140 IB=1,NCI
2140 FA(IB)=FA(IB)-FC(IB)
CALL LNL(T(NCI,NRI)
CALL BACK(NCI,FA)
DO 2150 IB=1,NCI
2150 FJ(IB)=FA(IB)
IAUX=NA(I)
LAUX=NC(IA)
CALL RVDP(IAUX,LAUX,FJ)
2410 CONTINUE
WRITE(NW,2415)IA
2415 FORMAT(///,24X,'ESFORÇOS NOS PILARES , VIGAS E DIAGONAIS DO PORTIC
#0',I3,)
WRITE(NW,2416)
```

```
2416 FORMAT(///,35X,'ESFORCDS NOS PILARES',/,3X,'PRUMADA',3X,'ANDAR',
*3X,'NORMAL 1',3X,'CORTANTE 1',3X,'MOM. FLETOR 1',3X,'NORMAL 2',
*3X,'CORTANTE 2',3X,'MOM. FLETOR 2',/)
KNO=NPNE(IA)+NDPI
DO 2417 K=1,NAPI
2417 QP(K)=0.
DO 2575 J=1,NCPI
DO 2560 K=1,NAPI
J1=NAS+2*(J-1)*NAS+2*K-1
J2=J1+1
K1=J2+1
K2=K1+1
J3=K
K3=J3+1
DP(1)=FJ(J1)
DP(2)=FJ(J2)
DP(3)=FJ(J3)
DP(4)=FJ(K1)
DP(5)=FJ(K2)
DP(6)=FJ(K3)
AUX2=IZP(J,K)
AUX1=H(K)
AUX3=CP(J,K)
AUX4=AXP(J,K)
AUX5=YI(J,K)
AUX6=YS(J,K)
AUX7=KODEP(J,K)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.NCPI)THEN
AUX4=AUX4/10000.
IF(KODEP(J,K).EQ.2.OR.KODEP(J,K).EQ.4)THEN
AUX4=AUX4*10000.
KODIL=KODEP(J,K)
ELSE
CONTINUE
END IF
ELSE
KODIL=0
END IF
IF(KODEP(J,K)-3)2420,2440,2450
2420 IF(KODEP(J,K)-2)2430,2460,2460
2430 CALL RIGP1(E1,AUX1,AUX4,AUX2)
GO TO 2500
2440 AUX1=AUX1-AUX5-AUX6
CALL RIGP3(E1,AUX1,AUX2,AUX4,AUX5,AUX6)
GO TO 2500
2450 AUX1=AUX1-AUX5-AUX6
CALL RIGP4(E1,AUX1,AUX2,AUX4,AUX5,AUX6,AUX3,G1,KODIL)
GO TO 2500
2460 CALL RIGP2(E1,AUX1,AUX2,AUX3,AUX4,G1,KODIL)
2500 CONTINUE
IC=0
DO 2510 IB=1,6
DO 2510 JA=1,6
IC=IC+1
```



```
IF(JA.LT.IB)THEN
JP=IB*(IB-1)/2+JA
ELSE
JP=JA*(JA-1)/2+IB
END IF
AUX(IC)=RIG(JP)
2510 CONTINUE
NI=6
CALL PMV(NI,NI,DP)
IF(AUX7.NE.6)GO TO 2511
FC(1)=FC(1)-AUX6*FC(2)
FC(4)=FC(4)-AUX5*FC(5)
2511 FC(1)=-FC(1)
FC(4)=-FC(4)
FC(5)=-FC(5)
FC(6)=-FC(6)
C*****CALCULO DA CORTANTE NO PAINEL NO ANDAR K
QP(K)=QP(K)+FC(6)
CMG2=SQRT((ABS(FC(2))*AUX1**2)/(E1*AUX2))
IF(CMG2.GT.1.)KTO=3
CONTINUE
IF(J.EQ.1)THEN
FNORMAL(II,K)=FNORMAL(II,K)-FC(2)
ELSE
IF(J.EQ.NCPI)THEN
FNORMAL(NF,K)=FNORMAL(NF,K)-FC(2)
END IF
END IF
IF(J.EQ.NCPI)GO TO 2560
IF(J.EQ.1)GO TO 2560
FNORMAL(KNO,K)=-FC(2)
2560 WRITE(NW,2570)J,K,FC(2),FC(3),FC(1),FC(5),FC(6),FC(4)
2570 FORMAT(5X,I3,7X,I2,3X,F8.2,3X,F8.2,3X,F8.2,7X,F8.2,3X,F8.2,3X,F8.2
*)
IF(J.EQ.1)GO TO 2575
IF(J.EQ.NCPI) GO TO 2575
KNO=KNO+1
2575 CONTINUE
DO 2577 K=1,NAPI
PP=0.
KNO=NPNE(IA)+NDPI
DO 2576 J=1,NCPI
IF(J.EQ.1)THEN
PP=PP+FNORMAL(II,K)
ELSE
IF(J.EQ.NCPI)THEN
PP=PP+FNORMAL(NF,K)
ELSE
CONTINUE
END IF
END IF
IF(J.EQ.1)GO TO 2505
IF(J.EQ.NCPI)GO TO 2505
PP=PP+FNORMAL(KNO,K)
```

```
2505 CONTINUE
      IF(J.EQ.1)GO TO 2576
      IF(J.EQ.NCPI)GO TO 2576
      KNO=KNO+1
2576 CONTINUE
      DT=FJ(K+1)-FJ(K)
      HP=H(K)
      IF(ABS(QP(K)).LT.1.E-10)THEN
        CMG1(IA)=0.
      ELSE
        CMG1(IA)=ABS((PP*DT)/(HP*QP(K)))
      END IF
      IF(CMG1(IA).GT.CMG)THEN
        CMG=CMG1(IA)
      ELSE
        CONTINUE
      END IF
      IF(KAPA.GT.1)GO TO 2578
      IF(CMG.GT.0.0475)KSO=1
      IF(CMG.LT.0.22)GO TO 2578
      KSO=2
      N10=IA
      GO TO 6400
2578 CONTINUE
2577 CONTINUE
      WRITE(NW,2580)
2580 FORMAT(////,35X,'ESFORCOS NAS VIGAS',////,3X,'PRUMADA',3X,'ANDAR',
      *3X,'CORTANTE 1',3X,'MOM. FLETOR 1',3X,'CORTANTE 2',3X,'MOM. FLETOR
      * 2',/)
      IAUX=NC(IA)-1
      DO 2670 J=1,IAUX
      DO 2670 K=1,NAPI
      J1=NAS+2*(J-1)*NAS+2*K-1
      J2=J1+1
      K1=NAS+2*J*NAS+2*K-1
      K2=K1+1
      DP(1)=FJ(J1)
      DP(2)=-FJ(J2)
      DP(3)=FJ(K1)
      DP(4)=-FJ(K2)
      AUX1=T(J)-XE(J,K)-XD(J,K)
      AUX2=IZV(J,K)
      AUX3=CV(J,K)
      AUX4=AXV(J,K)
      AUX5=XE(J,K)
      AUX6=XD(J,K)
      AUX7=KODEV(J,K)
      IF(KODEV(J,K)-3)2590,2610,2640
2590 IF(KODEV(J,K)-2)2600,2620,2620
2600 CALL RIGV1(E1,AUX1,AUX2)
      GO TO 2650
2620 CALL RIGV2(E1,AUX1,AUX2,AUX3,G1,AUX4)
      GO TO 2650
2640 CALL RIGV4(E1,AUX1,AUX2,AUX3,G1,AUX4,AUX5,AUX6)
```

```
GO TO 2650
2610 CALL RIGV3(E1,AUX1,AUX2,AUX5,AUX6,AUX7)
2650 CONTINUE
    IC=0
    DO 2660 IB=1,4
    DO 2660 JA=1,4
    IC=IC+1
    IF(JA.LT.IB)THEN
    JP=IB*(IB-1)/2+JA
    ELSE
    JP=JA*(JA-1)/2+IB
    END IF
    AUX(IC)=RIG(JP)
2660 CONTINUE
    NI=4
    CALL PMV(NI,NI,DP)
C*****CALCULO DOS ESFORCOS ADICIONADOS AOS FO
    FC(1)=FC(1)+FD(J,K,1)
    FC(2)=FC(2)-FD(J,K,2)
    FC(3)=FC(3)+FD(J,K,3)
    FC(4)=FC(4)-FD(J,K,4)
C*****ADOCAD DA CONVENCAO DE SINAIS
    FC(1)=-FC(1)
    FC(2)=-FC(2)
    FC(3)=-FC(3)
2670 WRITE(NW,2680)J,K,FC(2),FC(1),FC(4),FC(3)
2680 FORMAT(5X,I3,7X,I2,4X,F10.2,3X,F13.2,3X,F10.2,3X,F13.2)
    IF(NTP(IA).LT.2)GO TO 4000
    WRITE(NW,2690)
2690 FORMAT(///,35X,'ESFORCOS NAS DIAGONAIS',/,3X,'PRUMADA',3X,'ANDAR',
    *3X,'NDRMAL 1',3X,'CORTANTE 1',3X,'MOM. FLETOR 1',3X,'NORMAL 2',3X,
    *'CORTANTE 2',3X,'MOM. FLETOR 2',/)
C***** NTP(IA)=2 PAINEL COM DIAGONAL COM ALFA<90
C***** NTP(IA)=3 PAINEL COM DIAGONAL COM ALFA>90
    IF(NTP(IA).EQ.2)THEN
    DO 2725 J=1,IAUX
    DO 2720 KA=2,NAPI+1
    K=KA-1
    J1=2*(J*NAS+KA-1)+NAPI
    J2=J1+1
    J3=KA-1
    K1=2*((J-1)*NAS+KA)+NAPI
    K2=K1+1
    K3=J3+1
    DP(1)=FJ(J1)
    DP(2)=FJ(J2)
    DP(3)=FJ(J3)
    DP(4)=FJ(K1)
    DP(5)=FJ(K2)
    DP(6)=FJ(K3)
    AUX1=LD(J,K)
    AUX2=IZD(J,K)
    AUX3=AXD(J,K)
    AUX6=KODED(J,K)
```

```
AUX7=DCOS(ALFA(J,K))
AUX8=DSIN(ALFA(J,K))
CALL RIGD(E1,AUX1,AUX2,AUX3,AUX7,AUX8)
IC=0
DO 2700 IB=1,6
DO 2700 JA=1,6
IC=IC+1
IF(JA.LT.IB)THEN
JP=IB*(IB-1)/2+JA
ELSE
JP=JA*(JA-1)/2+IB
END IF
2700 AUX(IC)=RIG(JP)
NI=6
CALL PMV(NI,NI,DP)
P3=FC(3)*DCOS(ALFA(J,K))+FC(2)*DSIN(ALFA(J,K))
P2=-FC(3)*DSIN(ALFA(J,K))+FC(2)*DCOS(ALFA(J,K))
P1=FC(1)
P6=FC(6)*DCOS(ALFA(J,K))+FC(5)*DSIN(ALFA(J,K))
P5=-FC(6)*DSIN(ALFA(J,K))+FC(5)*DCOS(ALFA(J,K))
P4=FC(4)
P1=-P1
P2=-P2
P4=-P4
P6=-P6
2705 WRITE(NW,2710)J,K,P3,P2,P1,P6,P5,P4
2710 FORMAT(5X,I2,7X,I2,5X,F7.2,3X,F10.2,3X,F12.2,3X,F7.2,3X,F10.2,3X,
*F12.2)
2720 CONTINUE
2725 CONTINUE
ELSE
DO 12725 JAX=2,NC(IA)
J=JAX-1
DO 12720 KAX=2,NAPI+1
K=KAX-1
J1=2*((JAX-2)*NAS+K)+NAPI
J2=J1+1
J3=KAX-1
K1=2*((JAX-1)*NAS+KAX)+NAPI
K2=K1+1
K3=J3+1
DP(1)=FJ(J1)
DP(2)=FJ(J2)
DP(3)=FJ(J3)
DP(4)=FJ(K1)
DP(5)=FJ(K2)
DP(6)=FJ(K3)
AUX1=LD(J,K)
AUX2=IZD(J,K)
AUX3=AXD(J,K)
AUX6=KODED(J,K)
AUX7=DCOS(ALFA(J,K))
AUX8=DSIN(ALFA(J,K))
CALL RIGD(E1,AUX1,AUX2,AUX3,AUX7,AUX8)
```

```
IC=0
DO 12700 IB=1,6
DO 12700 JA=1,6
IC=IC+1
IF(JA.LT.IB)THEN
JP=IB*(IB-1)/2+JA
ELSE
JP=JA*(JA-1)/2+IB
END IF
12700 AUX(IC)=RIG(JP)
NI=6
CALL PMV(NI,NI,DP)
P3=FC(3)*DCOS(ALFA(J,K))+FC(2)*DSIN(ALFA(J,K))
P2=-FC(3)*DSIN(ALFA(J,K))+FC(2)*DCOS(ALFA(J,K))
P1=FC(1)
P6=FC(6)*DCOS(ALFA(J,K))+FC(5)*DSIN(ALFA(J,K))
P5=-FC(6)*DSIN(ALFA(J,K))+FC(5)*DCOS(ALFA(J,K))
P4=FC(4)
P1=-P1
P2=-P2
P4=-P4
P6=-P6
12705 WRITE(NW,2710)J,K,P3,P2,P1,P6,P5,P4
12710 FORMAT(5X,I2,7X,I2,5X,F7.2,3X,F10.2,3X,F12.2,3X,F7.2,3X,F10.2,3X,
*F12.2)
12720 CONTINUE
12725 CONTINUE
END IF
GO TO 4000
3000 CONTINUE
C-----ESFORCOS E DESLOCAMENTOS NOS PAINES PAREDES
NRE=NPAN+1
READ(22,REC=NRE)B,AXPA,IZPA,JTOR,CPA
II=IP(IA)
NF=FP(IA)
NAS=NA(I)+1
KNI=II
KNF=NF
COMP=DSQRT((Y(NF)-Y(II))**2+(Z(NF)-Z(II))**2)
C1=(Z(NF)-Z(II))/COMP
D1=(Y(NF)-Y(II))/COMP
AB=Y(II)*C1-Z(II)*D1
II=II-NDPI-NDP
NF=NF-NDPI-NDP
DO 3010 J=1,NAS
IF(J.EQ.1)THEN
J1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+1
ELSE
IF(J.LT.NAS)THEN
J1=4*NDPI+2*NDP+2*NDNPP+4+(J-2)*(NDPI+NDNPP+3)
ELSE
J1=6*NDPI+4*NDP+2*NDNPP+4+(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)
END IF
END IF
```

```
J2=J1+1
J3=J2+1
DJ(J)=F(J1)*D1+F(J2)*C1+F(J3)*AB
3010 CONTINUE
NPA=IA-NPOR
WRITE(NW,3020)NPA
3020 FORMAT(///,35X,'DESLOCAMENTOS LATERAIS DA PAREDE',I3,///,10X,
*'ANDAR',5X,'DESLOC. LATERAL',/)
DO 3030 J=1,NAS
3030 WRITE(NW,3040)J,DJ(J)
3040 FORMAT(12X,I2,1X,E15.6)
MAUX=NAS+1
DO 3060 J=1,2
DO 3050 K=1,NAS
IF(J.LT.2)THEN
NK=II
ELSE
NK=NF
END IF
IF(K.EQ.1)THEN
NL=3*NDPI+2*NDP+NK
ELSE
IF(K.LT.NAS)THEN
NL=4*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(K-2)*(NDPI+NDNPP+3)+NK
ELSE
NL=6*NDPI+4*NDP+NDNPP+3+(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)+NK
END IF
END IF
DJ(MAUX)=F(NL)
3050 MAUX=MAUX+1
3060 MAUX=2*NAS+3
MAUX=2*NAS+1
NL=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3
DO 3070 K=1,2
DJ(MAUX)=F(NL)
MAUX=MAUX+1
NL=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+(NAS-2)*(NDPI+NDNPP+3)+NL
3070 CONTINUE
NCP=4*NAS
NCI=NAS-2
NCE=NCP-NCI
NEAP=(NCP*NCP+NCP)/2
DO 3080 IB=1,NCE
NK=NCI+IB
3080 FJ(NK)=DJ(IB)
NRE=NPAN+1
READ(15,REC=NRE)(RJ(IB),IB=1,NEAP)
IF(NCI.EQ.0)GO TO 3200
NRE=NPAN+1
READ(16,REC=NRE)(FA(IB),IB=1,NCI)
NRI=0
CALL RT(NCI,NCE,NRI)
CALL PMV(NCI,NCE,DJ)
DO 3090 IE=1,NCI
```

```
3090 FA(IB)=FA(IB)-FC(IB)
    CALL LNLN(NCI,NRI)
    CALL BACK(NCI,FA)
    DO 3100 IB=1,NCI
3100 FJ(IB)=FA(IB)
    IAUX=NA(I)
    CALL RVDPA(IAUX,FJ)
3200 CONTINUE
    WRITE(NW,3205)NPA
3205 FORMAT(///,35X,'ESFORCOS NA PAREDE',I3,/,10X,'ANDAR',3X,'NORMAL 1
* ',3X,'CORTANTE 1',3X,'M. FLETOR 1',3X,'M. TORSOR1',3X,'NORMAL 2',
*3X,'CORTANTE 2',3X,'M. FLETOR 2',3X,'M. TORSOR 2',/)
    DO 3300 K=1,NAPI
    J1=K
    J2=J1+NAS
    J3=J2+NAS
    J4=J3+NAS
    K1=J1+1
    K2=J2+1
    K3=J3+1
    K4=J4+1
    DP(1)=FJ(J2)
    DP(2)=FJ(J4)
    DP(3)=FJ(J3)
    DP(4)=FJ(J1)
    DP(5)=FJ(K2)
    DP(6)=FJ(K4)
    DP(7)=FJ(K3)
    DP(8)=FJ(K1)
    DT=DP(8)-DP(4)
    AUX1=H(K)
    AUX2=IZPA(K)
    AUX3=AXPA(K)
    AUX4=JTOR(K)
    AUX5=CPA(K)
    AUX6=B(K)
    E1=E(IA)
    G1=G(IA)
    CALL RIGPA(E1,AUX1,AUX2,AUX3,AUX4,AUX5,G1,AUX6)
    IC=0
    DO 3210 IB=1,8
    DO 3210 JA=1,8
    IC=IC+1
    IF(JA.LT.IB)THEN
    JP=IB*(IB-1)/2+JA
    ELSE
    JP=JA*(JA-1)/2+IB
    END IF
3210 AUX(IC)=RIG(JP)
    NI=8
    CALL PMV(NI,NI,DP)
    FN1=FC(1)+FC(2)
    FQ1=FC(4)
    MF1=(FC(1)-FC(2))*AUX6/2.
```

```
MT1=FC(3)
FN2=-FC(5)-FC(6)
FQ2=-FC(8)
MF2=(FC(5)-FC(6))*AUX6/2.
MT2=-FC(7)
FNORMAL(KNI,K)=-FC(1)
FNORMAL(KNF,K)=-FC(2)
CMG2=SQRT((ABS(FN1)*AUX1**2)/(E1*AUX2))
IF(CMG2.GT.1.)KTO=3
IF(ABS(FQ1).LT.1.E-10)THEN
CMG1(IA)=0.
ELSE
END IF
IF(CMG1(IA).GT.CMG)THEN
CMG=CMG1(IA)
ELSE
CONTINUE
END IF
IF(KAPA.GT.1)GO TO 3250
IF(CMG.GT.0.0475)KSO=1
IF(CMG.LT.0.22)GO TO 3250
KSO=2
N10=IA
GO TO 6400
3250 CONTINUE
3300 WRITE(NW,3350)K, FN1, FQ1, MF1, MT1, FN2, FQ2, MF2, MT2
3350 FORMAT(12X, I2, 2X, F8.2, 3X, F10.2, 3X, F11.2, 2X, F11.2, 3X, F8.2, 3X,
*F10.2, 3X, F11.2, 3X, F11.2)
4000 CONTINUE
4050 CONTINUE
C*****CALCULO DOS DESLOCAMENTOS RELATIVOS DE PRIM. ORDEM DA ORIGEM
C*****DOS DIAFRAGMAS
DO 4090 KV=1, NAPI
DEL1X(I, KV, KAPA)=DXO(KV)-DXO(KV+1)
DEL1Y(I, KV, KAPA)=DYO(KV)-DYO(KV+1)
4090 DEL1Z(I, KV, KAPA)=DZO(KV)-DZO(KV+1)
4095 CONTINUE
C*****CALCULO DAS CORTANTES NOS ANDARES DEVIDO AO EFEITO PDELTA
DO 4096 KV=1, NAPI
DO 4096 KT=1, NNDS
Q2X(I, KV)=Q2X(I, KV)-FNORMAL(KT, KV)*DEL1Y(I, KV, KAPA)*Z(KT)/H(KV)+
*FNORMAL(KT, KV)*DEL1Z(I, KV, KAPA)*Y(KT)/H(KV)+FNORMAL(KT, KV)*DEL1X
*(I, KV, KAPA)*(Y(KT)**2+Z(KT)**2)/H(KV)
Q2Y(I, KV)=Q2Y(I, KV)+FNORMAL(KT, KV)*DEL1Y(I, KV, KAPA)/H(KV)-FNORMAL(
*KT, KV)*DEL1X(I, KV, KAPA)*Z(KT)/H(KV)
Q2Z(I, KV)=Q2Z(I, KV)+FNORMAL(KT, KV)*DEL1Z(I, KV, KAPA)/H(KV)+FNORMAL(
*KT, KV)*DEL1X(I, KV, KAPA)*Y(KT)/H(KV)
4096 CONTINUE
IF(I.EQ.1)GO TO 5010
I=I-1
GO TO 1315
5010 CONTINUE
DO 4083 KV=1, NAPI
DO 4083 KT=1, NNDS
```



```
      FNORMAL(KT,KV)=0.
4083 CONTINUE
C*****CALCULO DAS CARGAS HORIZONTAIS E MOM. TORSORES EQUIVALENTES
      DO 5011 I=1,NS
      DO 4097 KV=1,NA(I)
      IF(I.EQ.1)THEN
      IF(KV.EQ.1)THEN
      FHY(I,KV)=Q2Y(I,KV)
      FHZ(I,KV)=Q2Z(I,KV)
      FHX(I,KV)=Q2X(I,KV)
      ELSE
      FHY(I,KV)=Q2Y(I,KV)-Q2Y(I,KV-1)
      FHZ(I,KV)=Q2Z(I,KV)-Q2Z(I,KV-1)
      FHX(I,KV)=Q2X(I,KV)-Q2X(I,KV-1)
      END IF
      ELSE
      IF(KV.EQ.1)THEN
      FHY(I,KV)=Q2Y(I,KV)-Q2Y(I-1,NA(I-1))
      FHZ(I,KV)=Q2Z(I,KV)-Q2Z(I-1,NA(I-1))
      FHX(I,KV)=Q2X(I,KV)-Q2X(I-1,NA(I-1))
      ELSE
      FHY(I,KV)=Q2Y(I,KV)-Q2Y(I,KV-1)
      FHZ(I,KV)=Q2Z(I,KV)-Q2Z(I,KV-1)
      FHX(I,KV)=Q2X(I,KV)-Q2X(I,KV-1)
      END IF
      END IF
4097 CONTINUE
5011 CONTINUE
      IF(KAPA.EQ.1)GO TO 5015
C*****VERIFICACAO DA CONVERGENCIA
      DO 7000 I=1,NS
      DO 7000 KV=1,NAPI
      VDYC=(DEL1Y(I,KV,KAPA)-DEL1Y(I,KV,KAPA-1))/(DEL1Y(I,KV,KAPA-1))
      VDZC=(DEL1Z(I,KV,KAPA)-DEL1Z(I,KV,KAPA-1))/(DEL1Z(I,KV,KAPA-1))
      VDXC=(DEL1X(I,KV,KAPA)-DEL1X(I,KV,KAPA-1))/(DEL1X(I,KV,KAPA-1))
      IF(ABS(DEL1Y(I,KV,KAPA)).GT.0.00001.AND.VDYC.GT.0.05)GO TO 7100
      IF(ABS(DEL1Z(I,KV,KAPA)).GT.0.00001.AND.VDZC.GT.0.05)GO TO 7100
      IF(ABS(DEL1X(I,KV,KAPA)).GT.0.00001.AND.VDXC.GT.0.05)GO TO 7100
7000 CONTINUE
      GO TO 6200
5015 KAPA=KAPA+1
      IF(KSD.EQ.1)GO TO 5025
      WRITE(NW,5020)CMG
5020 FORMAT(/,10X,'NAD FOI NECESSARIO ANALISE DE SEGUNDA ORDEM',
*,10X,'PARAMETRO DE INSTABILIDADE = ',F7.4)
      GO TO 6000
5025 CONTINUE
      WRITE(NW,5100)
5100 FORMAT(/,30X,'***** FIM DA ANALISE DE PRIMEIRA ORDEM *****',
*,10(/,30X,'***** ANALISE DE SEGUNDA ORDEM *****')
      REWIND(1)
      GO TO 1
7100 KAPA=KAPA+1
      IF(KAPA.GT.4)GO TO 6000
```

```
CONTINUE
REWIND(1)
GO TO 1
6200 WRITE(NW,6300)KAPA-1,CMG
6300 FORMAT(//,10X,'FORAM NECESSARIAS',I2,' ITERACAO(DES) PARA CONVERGE
*NCIA',/,10X,' MAIOR VALOR DO PARAMETRO DE INSTABILIDADE = ',F6.4)
IF(KTO.NE.3)GO TO 6010
WRITE(NW,6350)
6350 FORMAT(//,10X, 'SUGERE QUE SE FACI UMA ANALISE MAIS PRECISA DE
*SEGUNDA ORDEM',/,10X,'CONSIDERANDO O EFEITO DA FORCA NORMAL NA RIG
*IDEZ A FLEXAO DOS PILARES')
GO TO 6010
6400 WRITE(NW,6500)CMG,N10
6500 FORMAT(10X,'SERA NECESSARIO UMA ANALISE MAIS PRECISA DE SEGUNDA OR
*DEM',/,10X,'PARAMETRO DE INSTABILIDADE = ',F6.4,' NO PAINEL',I3)
6010 CONTINUE
7777 CONTINUE
6000 STOP
END
```

```
      SUBROUTINE MRPS(NA,NC,ITIPO,JA,E,G,NPAN)
C*****CALCULA A MATRIZ DE RIGIDEZ DO PORTICO DA SUBESTRUTURA
$DEBUG
$LARGE
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      REAL*8 IZV(9,3), IZD(9,3), IZP(10,3), LD(9,3)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      COMMON /CINCO/ H(3)
      COMMON /QUATRO/ F(332), FC(256), RIG(36)
      DIMENSION AXV(9,3), AXP(20,3), AXD(9,3), KODEV(9,3), KODEP(10,3),
      *KODED(9,3), YS(10,3), YI(10,3), CP(10,3), CV(9,3), XE(9,3), XD(9,3),
      *ALFA(9,4), T(9)
      NW=6
      NB=NC-1
      NAUX=2*(NA+1)*NC+NA+1
      L=(NAUX*NAUX+NAUX)/2
C-----ZERANDO O VETOR RJ (MATRIZ DE RIGIDEZ DO PORTICO J)
      DO 10 J=1,L
        10 RJ(J)=0.
C-----LEITURA DOS DADOS DO PORTICO NO ARQUIVO "PANEL"
      NRE=NPAN+1
      READ(22,REC=NRE)T,KODEP,AXP,IZP,YS,YI,CP,KODEV,AXV,IZV,XE,XD,
      *CV,KODED,LD,AXD,IZD,ALFA,FO
C-----CONTRIBUICAO DAS VIGAS
      20 DO 150 J=1,NB
        DO 150 K=1,NA
          AUX4=AXV(J,K)
          AUX5=XE(J,K)
          AUX6=XD(J,K)
          AUX7=KODEV(J,K)
          AUX1=T(J)-XE(J,K)-XD(J,K)
          AUX2=IZV(J,K)
          AUX3=CV(J,K)
          IF(KODEV(J,K)-3)30,70,80
        30 IF(KODEV(J,K)-2)40,50,50
        40 CALL RIGV1(E,AUX1,AUX2)
          GO TO 100
        50 CALL RIGV2(E,AUX1,AUX2,AUX3,G,AUX4)
          GO TO 100
        70 CALL RIGV3(E,AUX1,AUX2,AUX5,AUX6,AUX7)
          GO TO 100
        80 CALL RIGV4(E,AUX1,AUX2,AUX3,G,AUX4,AUX5,AUX6)
      100 J1=2*(NA+1)*(J-1)+2*K+NA
        J2=J1+1
        K1=2*(NA+1)*J+2*K+NA
        K2=K1+1
        RJ(J1*(J1-1)/2+J1)=RJ(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(1)
        RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)-RIG(2)
        RJ(K1*(K1-1)/2+J1)=RJ(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(4)
        RJ(K2*(K2-1)/2+J1)=RJ(K2*(K2-1)/2+J1)-RIG(7)
        RJ(J2*(J2-1)/2+J2)=RJ(J2*(J2-1)/2+J2)+RIG(3)
        RJ(K1*(K1-1)/2+J2)=RJ(K1*(K1-1)/2+J2)-RIG(5)
        RJ(K2*(K2-1)/2+J2)=RJ(K2*(K2-1)/2+J2)+RIG(8)
        RJ(K1*(K1-1)/2+K1)=RJ(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(6)
```

```
RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)-RIG(9)
RJ(K2*(K2-1)/2+K2)=RJ(K2*(K2-1)/2+K2)+RIG(10)
150 CONTINUE
C-----CONTRIBUICAO DOS PILARES
DO 350 J=1,NC
DO 350 K=1,NA
AUX1=H(K)
AUX2=IZP(J,K)
AUX3=CP(J,K)
AUX4=AXP(J,K)
AUX5=Y1(J,K)
AUX6=YS(J,K)
AUX7=KODEP(J,K)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.NC)THEN
AUX4=AUX4/10000.
IF(KODEP(J,K).EQ.2.OR.KODEP(J,K).EQ.4)THEN
AUX4=AUX4*10000.
KODIL=KODEP(J,K)
ELSE
CONTINUE
END IF
ELSE
KODIL=0
END IF
IF(KODEP(J,K)-3)160,200,210
160 IF(KODEP(J,K)-2)170,180,180
170 CALL RIGP1(E,AUX1,AUX4,AUX2)
GO TO 300
180 CALL RIGP2(E,AUX1,AUX2,AUX3,AUX4,G,KODIL)
GO TO 300
200 AUX1=AUX1-AUX5-AUX6
CALL RIGP3(E,AUX1,AUX2,AUX4,AUX5,AUX6)
GO TO 300
210 AUX1=AUX1-AUX5-AUX6
CALL RIGP4(E,AUX1,AUX2,AUX4,AUX5,AUX6,AUX3,G,KODIL)
300 J1=2*(NA+1)*(J-1)+2*K+NA
J2=J1+1
J3=K
K1=J2+1
K2=K1+1
K3=K+1
RJ(J3*(J3-1)/2+J3)=RJ(J3*(J3-1)/2+J3)+RIG(6)
RJ(K3*(K3-1)/2+J3)=RJ(K3*(K3-1)/2+J3)+RIG(18)
RJ(J1*(J1-1)/2+J3)=RJ(J1*(J1-1)/2+J3)+RIG(4)
RJ(J2*(J2-1)/2+J3)=RJ(J2*(J2-1)/2+J3)+RIG(5)
RJ(K1*(K1-1)/2+J3)=RJ(K1*(K1-1)/2+J3)+RIG(9)
RJ(K2*(K2-1)/2+J3)=RJ(K2*(K2-1)/2+J3)+RIG(13)
RJ(K3*(K3-1)/2+K3)=RJ(K3*(K3-1)/2+K3)+RIG(21)
RJ(J1*(J1-1)/2+K3)=RJ(J1*(J1-1)/2+K3)+RIG(16)
RJ(J2*(J2-1)/2+K3)=RJ(J2*(J2-1)/2+K3)+RIG(17)
RJ(K1*(K1-1)/2+K3)=RJ(K1*(K1-1)/2+K3)+RIG(19)
RJ(K2*(K2-1)/2+K3)=RJ(K2*(K2-1)/2+K3)+RIG(20)
RJ(J1*(J1-1)/2+J1)=RJ(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(1)
RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(2)
```

RJ(K1*(K1-1)/2+J1)=RJ(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(7)
RJ(K2*(K2-1)/2+J1)=RJ(K2*(K2-1)/2+J1)+RIG(11)
RJ(J2*(J2-1)/2+J2)=RJ(J2*(J2-1)/2+J2)+RIG(3)
RJ(K1*(K1-1)/2+J2)=RJ(K1*(K1-1)/2+J2)+RIG(8)
RJ(K2*(K2-1)/2+J2)=RJ(K2*(K2-1)/2+J2)+RIG(12)
RJ(K1*(K1-1)/2+K1)=RJ(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(10)
RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(14)
RJ(K2*(K2-1)/2+K2)=RJ(K2*(K2-1)/2+K2)+RIG(15)

350 CONTINUE

C-----VERIFICACAO SE O PORTICO TEM DIAGONAIS (ITIPO=2 OU ITIPO=3)

C-----ITIPO=2 PAINEL COM DIAGONAIS COM ALFA <90 GRAUS

C-----ITIPO=3 PAINEL COM DIAGONAIS COM ALFA >90 GRAUS

IF(ITIPO.LT.2)GO TO 560

C-----CONTRIBUICAO DAS DIAGONAIS

IF(ITIPO.EQ.2)THEN

DO 450 J=1,NB

DO 450 KAX=2,NA+1

K=KAX-1

AUX1=LD(J,K)

AUX2=1ZD(J,K)

AUX3=AXD(J,K)

AUX6=KODED(J,K)

AUX7=DCOS(ALFA(J,K))

AUX8=DSIN(ALFA(J,K))

360 CALL RIGD(E,AUX1,AUX2,AUX3,AUX7,AUX8)

410 J1=2*(J*(NA+1)+KAX-1)+NA

J2=J1+1

J3=KAX-1

K1=2*((J-1)*(NA+1)+KAX)+NA

K2=K1+1

K3=J3+1

430 RJ(J3*(J3-1)/2+J3)=RJ(J3*(J3-1)/2+J3)+RIG(6)

RJ(K3*(K3-1)/2+J3)=RJ(K3*(K3-1)/2+J3)+RIG(18)

RJ(K1*(K1-1)/2+J3)=RJ(K1*(K1-1)/2+J3)+RIG(9)

RJ(K2*(K2-1)/2+J3)=RJ(K2*(K2-1)/2+J3)+RIG(13)

RJ(J1*(J1-1)/2+J3)=RJ(J1*(J1-1)/2+J3)+RIG(4)

RJ(J2*(J2-1)/2+J3)=RJ(J2*(J2-1)/2+J3)+RIG(5)

RJ(K3*(K3-1)/2+K3)=RJ(K3*(K3-1)/2+K3)+RIG(21)

RJ(K1*(K1-1)/2+K3)=RJ(K1*(K1-1)/2+K3)+RIG(19)

RJ(K2*(K2-1)/2+K3)=RJ(K2*(K2-1)/2+K3)+RIG(20)

RJ(J1*(J1-1)/2+K3)=RJ(J1*(J1-1)/2+K3)+RIG(16)

RJ(J2*(J2-1)/2+K3)=RJ(J2*(J2-1)/2+K3)+RIG(17)

RJ(K1*(K1-1)/2+K1)=RJ(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(10)

RJ(K2*(K2-1)/2+K2)=RJ(K2*(K2-1)/2+K2)+RIG(15)

RJ(J1*(J1-1)/2+J1)=RJ(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(1)

RJ(J2*(J2-1)/2+J2)=RJ(J2*(J2-1)/2+J2)+RIG(3)

IF(K1.LT.J1)THEN

RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(14)

RJ(J1*(J1-1)/2+K1)=RJ(J1*(J1-1)/2+K1)+RIG(7)

RJ(J2*(J2-1)/2+K1)=RJ(J2*(J2-1)/2+K1)+RIG(8)

RJ(J1*(J1-1)/2+K2)=RJ(J1*(J1-1)/2+K2)+RIG(11)

RJ(J2*(J2-1)/2+K2)=RJ(J2*(J2-1)/2+K2)+RIG(12)

RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(2)

ELSE

RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(2)
RJ(K1*(K1-1)/2+J1)=RJ(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(7)
RJ(K2*(K2-1)/2+J1)=RJ(K2*(K2-1)/2+J1)+RIG(11)
RJ(K1*(K1-1)/2+J2)=RJ(K1*(K1-1)/2+J2)+RIG(8)
RJ(K2*(K2-1)/2+J2)=RJ(K2*(K2-1)/2+J2)+RIG(12)
RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(14)
END IF

450 CONTINUE

ELSE

DO 550 JAX=2,NC

J=JAX-1

DO 550 KAX=2,NA+1

K=KAX-1

AUX1=LD(J,K)

AUX2=IZD(J,K)

AUX3=AXD(J,K)

AUX6=KOED(J,K)

AUX7=DCOS(ALFA(J,K))

AUX8=DSIN(ALFA(J,K))

CALL RIGD(E,AUX1,AUX2,AUX3,AUX7,AUX8)

J1=2*((JAX-2)*(NA+1)+K)+NA

J2=J1+1

J3=KAX-1

K1=2*((JAX-1)*(NA+1)+KAX)+NA

K2=K1+1

K3=J3+1

RJ(J3*(J3-1)/2+J3)=RJ(J3*(J3-1)/2+J3)+RIG(6)

RJ(K3*(K3-1)/2+J3)=RJ(K3*(K3-1)/2+J3)+RIG(18)

RJ(K1*(K1-1)/2+J3)=RJ(K1*(K1-1)/2+J3)+RIG(9)

RJ(K2*(K2-1)/2+J3)=RJ(K2*(K2-1)/2+J3)+RIG(13)

RJ(J1*(J1-1)/2+J3)=RJ(J1*(J1-1)/2+J3)+RIG(4)

RJ(J2*(J2-1)/2+J3)=RJ(J2*(J2-1)/2+J3)+RIG(5)

RJ(K3*(K3-1)/2+K3)=RJ(K3*(K3-1)/2+K3)+RIG(21)

RJ(K1*(K1-1)/2+K3)=RJ(K1*(K1-1)/2+K3)+RIG(19)

RJ(K2*(K2-1)/2+K3)=RJ(K2*(K2-1)/2+K3)+RIG(20)

RJ(J1*(J1-1)/2+K3)=RJ(J1*(J1-1)/2+K3)+RIG(16)

RJ(J2*(J2-1)/2+K3)=RJ(J2*(J2-1)/2+K3)+RIG(17)

RJ(K1*(K1-1)/2+K1)=RJ(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(10)

RJ(K2*(K2-1)/2+K2)=RJ(K2*(K2-1)/2+K2)+RIG(15)

RJ(J1*(J1-1)/2+J1)=RJ(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(1)

RJ(J2*(J2-1)/2+J2)=RJ(J2*(J2-1)/2+J2)+RIG(3)

IF(K1.LT.J1)THEN

RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(14)

RJ(J1*(J1-1)/2+K1)=RJ(J1*(J1-1)/2+K1)+RIG(7)

RJ(J2*(J2-1)/2+K1)=RJ(J2*(J2-1)/2+K1)+RIG(8)

RJ(J1*(J1-1)/2+K2)=RJ(J1*(J1-1)/2+K2)+RIG(11)

RJ(J2*(J2-1)/2+K2)=RJ(J2*(J2-1)/2+K2)+RIG(12)

RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(2)

ELSE

RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(2)

RJ(K1*(K1-1)/2+J1)=RJ(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(7)

RJ(K2*(K2-1)/2+J1)=RJ(K2*(K2-1)/2+J1)+RIG(11)

RJ(K1*(K1-1)/2+J2)=RJ(K1*(K1-1)/2+J2)+RIG(8)

RJ(K2*(K2-1)/2+J2)=RJ(K2*(K2-1)/2+J2)+RIG(12)

```
RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(14)
END IF
550 CONTINUE
END IF
560 RETURN
END
```

```
      SUBROUTINE MRPAS(NA,NPA,E,G,NPAN)
C*****CALCULA A MATRIZ DE RIGIDEZ DE UMA PAREDE DA SUBESTRUTURA
$DEBUG
$LARGE
```

```
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      REAL*8 IZPA(3),AXPA(3),CPA(3),JT(3),B(3)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
      COMMON /CINCO/ H(3)
      NU=6
      NR=1
      NAUX=4*(NA+1)
      L=(NAUX*NAUX+NAUX)/2
C-----ZERANDO O VETOR RJ (MATIZ DE RIGIDEZ DA PAREDE)
      DO 10 J=1,L
      10 RJ(J)=0.
C-----LEITURA DOS DADOS DA PAREDE NO ARQUIVO "PANEL"
      NRE=NPAN+1
      READ(22,REC=NRE)B,AXPA,IZPA,JT,CPA
C-----CONTRIBUICAO DOS TRAMOS DE PAREDE NA MATRIZ DA PAREDE INTEIRA
      DO 100 I=1,NA
      AUX1=H(I)
      AUX2=IZPA(I)
      AUX3=AXPA(I)
      AUX4=JT(I)
      AUX5=CPA(I)
      AUX6=B(I)
      CALL RIGPA(E,AUX1,AUX2,AUX3,AUX4,AUX5,G,AUX6)
      J1=I
      J2=J1+NA+1
      J3=J2+NA+1
      J4=J3+NA+1
      K1=J1+1
      K2=J2+1
      K3=J3+1
      K4=J4+1
      RJ(J1*(J1-1)/2+J1)=RJ(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(10)
      RJ(K1*(K1-1)/2+J1)=RJ(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(32)
      RJ(J2*(J2-1)/2+J1)=RJ(J2*(J2-1)/2+J1)+RIG(7)
      RJ(K2*(K2-1)/2+J1)=RJ(K2*(K2-1)/2+J1)+RIG(14)
      RJ(J4*(J4-1)/2+J1)=RJ(J4*(J4-1)/2+J1)+RIG(8)
      RJ(K4*(K4-1)/2+J1)=RJ(K4*(K4-1)/2+J1)+RIG(19)
      RJ(K1*(K1-1)/2+K1)=RJ(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(36)
      RJ(J2*(J2-1)/2+K1)=RJ(J2*(J2-1)/2+K1)+RIG(29)
      RJ(K2*(K2-1)/2+K1)=RJ(K2*(K2-1)/2+K1)+RIG(33)
      RJ(J4*(J4-1)/2+K1)=RJ(J4*(J4-1)/2+K1)+RIG(30)
      RJ(K4*(K4-1)/2+K1)=RJ(K4*(K4-1)/2+K1)+RIG(34)
```

```

RJ(J2*(J2-1)/2+J2)=RJ(J2*(J2-1)/2+J2)+RIG(1)
RJ(K2*(K2-1)/2+J2)=RJ(K2*(K2-1)/2+J2)+RIG(11)
RJ(J4*(J4-1)/2+J2)=RJ(J4*(J4-1)/2+J2)+RIG(2)
RJ(K4*(K4-1)/2+J2)=RJ(K4*(K4-1)/2+J2)+RIG(16)
RJ(K2*(K2-1)/2+K2)=RJ(K2*(K2-1)/2+K2)+RIG(15)
RJ(J4*(J4-1)/2+K2)=RJ(J4*(J4-1)/2+K2)+RIG(12)
RJ(K4*(K4-1)/2+K2)=RJ(K4*(K4-1)/2+K2)+RIG(20)
RJ(J3*(J3-1)/2+J3)=RJ(J3*(J3-1)/2+J3)+RIG(6)
RJ(K3*(K3-1)/2+J3)=RJ(K3*(K3-1)/2+J3)+RIG(24)
RJ(K3*(K3-1)/2+K3)=RJ(K3*(K3-1)/2+K3)+RIG(28)
RJ(J4*(J4-1)/2+J4)=RJ(J4*(J4-1)/2+J4)+RIG(3)
RJ(K4*(K4-1)/2+J4)=RJ(K4*(K4-1)/2+J4)+RIG(17)
RJ(K4*(K4-1)/2+K4)=RJ(K4*(K4-1)/2+K4)+RIG(21)

```

```

100 CONTINUE
RETURN
END

```

SUBROUTINE CPIRS(NA,NDPI,NDP,NDNPP,1,AXP,L,NPI,E)

C*****LEVA A CONTRIBUICAO DE UM TRAMO DE PILAR INDIVIDUAL NA MATRIZ DE
C*****RIGIDEZ DA SUBESTRUTURA

```

$DEBUG
$LARGE

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L
COMMON /UM/ R(8000)
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
COMMON /CINCO/ H(3)

```

C-----CHAMADA DA SUBROTINA RIGPI

```

CALL RIGPI(E,L,AXP)
IF(NA.EQ.1)THEN
J1=3*(NPI-1)+3
K1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3+J1
ELSE
IF(I.EQ.1)THEN
J1=3*(NPI-1)+3
K1=NDPI*3+NDP*2+NDNPP+3+NPI
ELSE
IF(I.EQ.NA)THEN
J1=NDPI*3+NDP*2+NDNPP+3+(NDP+NDNPP+3)*(NA-2)+NPI
K1=NDPI*3+NDP*2+NDNPP+3+(NA-1)*(NDP+NDNPP+3)+3*(NPI-1)+3
ELSE
J1=NDP*3+NDP*2+NDNPP+3+(NDP+NDNPP+3)*(I-2)+NPI
K1=J1+NDNPP+NDPI+3
END IF
END IF
END IF
R(J1*(J1-1)/2+J1)=R(J1*(J1-1)/2+J1)+RIG(1)
R(K1*(K1-1)/2+J1)=R(K1*(K1-1)/2+J1)+RIG(2)
R(K1*(K1-1)/2+K1)=R(K1*(K1-1)/2+K1)+RIG(3)
RETURN
END

```

SUBROUTINE EMRP(NA,NC)

C*****REARRANJA A MATRIZ DE RIGIDEZ DE CADA PORTICO, COLOCANDO A RIGIDEZ

C*****EQUIVALENTE AS COORDENADAS INTERNAS NAS PRIMEIRAS POSICOES
\$DEBUG
\$LARGE

```
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      DIMENSION AUZ(3570)
      NT=2*(NA+1)*NC+NA+1
      NCI=2*(NA-1)*(NC-2)+2*(NA-1)
      NUI=NT-3
      NP1A=NCI+NA+3
      NN=1
      NK=NA+4
      NEA=3*NA+2
      DO 120 J1=1,NUI
      J3=NUI-J1+1
      N1=NCI+1
      NE=1
      NP1=NP1A
      DO 10 JA=1,NUI
      IF(JA.LT.J3)THEN
      JT=J3*(J3-1)/2+JA
      ELSE
      JT=JA*(JA-1)/2+J3
      END IF
      AUZ(JA)=RJ(JT)
10  CONTINUE
      DO 30 JA=N1,NP1
      IF(JA.LT.J3)THEN
      JT=J3*(J3-1)/2+JA
      AUX(JT)=AUZ(NE)
      ELSE
      JT=JA*(JA-1)/2+J3
      RJ(JT)=AUZ(NE)
      END IF
30  NE=NE+1
      NE=NE+1
      N1=NP1+1
      NP1=N1+NA-2
      DO 40 JA=N1,NP1
      IF(JA.LT.J3)THEN
      JT=J3*(J3-1)/2+JA
      AUX(JT)=AUZ(NE)
      ELSE
      JT=JA*(JA-1)/2+J3
      RJ(JT)=AUZ(NE)
      END IF
40  NE=NE+2
      NE=NE-1
      N1=NP1+1
      NP1=N1+3
50  CONTINUE
      DO 50 JA=N1,NP1
      IF(JA.LT.J3)THEN
```

```
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUX(JT)=AUZ(NE)
ELSE
JT=JA*(JA-1)/2+J3
RJ(JT)=AUZ(NE)
END IF
60 NE=NE+1
N1=NP1+1
NP1=NI+3
NAUX=NUI-NA+3
IF(NP1.GT.NAUX)GO TO 70
NE=NE+2*(NA-1)
GO TO 50
70 NE=NE+1
NP1=NI+NA-3
IF(NP1.LT.NI)GO TO 85
DO 80 JA=NI,NP1
IF(JA.LT.J3)THEN
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUX(JT)=AUZ(NE)
ELSE
JT=JA*(JA-1)/2+J3
RJ(JT)=AUZ(NE)
END IF
80 NE=NE+2
85 N1A=NN
NE=NEA
NI=NK
DO 90 JA=1,NA-1
IF(JA.LT.J3)THEN
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUX(JT)=AUZ(NI)
ELSE
JT=JA*(JA-1)/2+J3
RJ(JT)=AUZ(NI)
END IF
90 NI=NI+2
NI=NI+4
NE=3*(NA+1)+2*NA+1
DO 100 JA=NA,NC1-NA+1
IF(JA.LT.J3)THEN
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUX(JT)=AUZ(NI)
ELSE
JT=JA*(JA-1)/2+J3
RJ(JT)=AUZ(NI)
END IF
NI=NI+1
IF(NI.LT.NE)GO TO 100
NI=NI+4
N1A=N1A+1
NE=3*(NA+1)+2*(NA+1)*N1A-1
100 CONTINUE
DO 110 JA=NC1-NA+2,NC1
```

```
IF(JA.LT.J3)THEN
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUX(JT)=AUZ(NI)
ELSE
JT=JA*(JA-1)/2+J3
RJ(JT)=AUZ(NI)
END IF
NI=NI+2
110 CONTINUE
120 CONTINUE
DO 280 J1=1,NT
J3=NT-J1+1
NI=NC1+1
NE=1
NPI=NP1A
DO 130 JA=1,NU1
IF(J3.LT.JA)THEN
JT=JA*(JA-1)/2+J3
AUZ(JA)=AUX(JT)
ELSE
JT=J3*(J3-1)/2+JA
AUZ(JA)=RJ(JT)
END IF
130 CONTINUE
DO 140 JA=NI,NP1
IF(J3.LT.JA)GO TO 150
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(NE)
NE=NE+1
140 CONTINUE
150 NE=NA+5
NI=NP1+1
NPI=NI+NA-2
DO 160 JA=NI,NP1
IF(J3.LT.JA)GO TO 170
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(NE)
NE=NE+2
160 CONTINUE
170 NE=NEA
NI=NP1+1
NPI=NI+3
180 CONTINUE
DO 190 JA=NI,NP1
IF(J3.LT.JA)GO TO 200
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(NE)
NE=NE+1
190 CONTINUE
NI=NP1+1
NPI=NI+3
NAUX=NU1-NA+3
IF(NP1.GT.NAUX)GO TO 200
NE=NE+2*(NA-1)
```

```
GO TO 180
200 CONTINUE
NE=3*(NA+1)+2*(NA+1)*(NC-2)+4
NI=NU1-NA+3
NP1=NI+NA-3
IF(NP1.LT.NI)GO TO 220
DO 210 JA=NI,NP1
IF(J3.LT.JA)GO TO 220
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(NE)
NE=NE+2
210 CONTINUE
220 N1A=NN
NE=NEA
N1=NK
DO 225 JA=1,NA-1
IF(J3.LT.JA) GO TO 230
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(N1)
225 N1=N1+2
230 NI=3*(NA+1)+3
NE=3*(NA+1)+2*NA+1
240 CONTINUE
DO 260 JA=NA,NC1-NA+1
IF(J3.LT.JA) GO TO 250
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(N1)
N1=N1+1
IF(N1.LT.NE)GO TO 260
250 N1=3*(NA+1)+3+2*(NA+1)*N1A
N1A=N1A+1
NE=3*(NA+1)+2*(NA+1)*N1A-1
260 CONTINUE
DO 270 JA=NC1-NA+2,NC1
IF(J3.LT.JA)GO TO 270
JT=J3*(J3-1)/2+JA
RJ(JT)=AUZ(N1)
N1=N1+2
270 CONTINUE
280 CONTINUE
RETURN
END
```

SUBROUTINE RIGP1(E,L,AXP)
C*****CALCULA A MATRIZ DE RIGIDEZ DOS TRAMOS DE PILARES INDIVIDUAIS
SDEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
RIG(1)=E*AXP/L
RIG(2)=-RIG(1)
RIG(3)=RIG(1)
RETURN
END
```

SUBROUTINE RIGV1(E,L,IZV)
C*****CALCULA A MATRIZ DE RIGIDEZ DAS VIGAS
SDEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZV
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
A1=4*E*IZV/L
A2=1.5*A1/L
A3=2*A2/L
RIG(1)=A1
RIG(2)=A2
RIG(3)=A3
RIG(4)=A1/2
RIG(5)=A2
RIG(6)=A1
RIG(7)=-A2
RIG(8)=-A3
RIG(9)=-A2
RIG(10)=A3
RETURN
END
```

SUBROUTINE RIGV2(E,L,IZV,C,G,AXV)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DAS VIGAS CONSIDERANDO DEFORM. P/ CORTANTE
SDEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZV
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
FC1=6*E*IZV/(L**2*C*G*AXV)
FC2=1./(1+2*FC1)
FC3=1-FC1
FC4=1+FC1/2
RIG(1)=4*E*IZV*FC2*FC4/L
RIG(2)=6*E*IZV*FC2/L**2
RIG(3)=12*E*IZV*FC2/L**3
RIG(4)=2*E*IZV*FC2*FC3/L
```

```

RIG(5)=RIG(2)
RIG(6)=RIG(1)
RIG(7)=-RIG(2)
RIG(8)=-RIG(3)
RIG(9)=RIG(7)
RIG(10)=RIG(3)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGV3(E,L,IZV,XE,XD,KODE)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DAS VIGAS COM TRECHOS RIGIDOS
$DEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZV
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
E1=1+2*XE/L
D1=1+2*XD/L
E2=(3*XE/L)*(1+XE/L)
D2=(3*XD/L)*(1+XD/L)
C1=(3*XE/L)*(1+XD/L)+(3*XD/L)*(1+XE/L)
RIG(1)=(4*E*I*IZV/L)*(1+E2)
RIG(2)=6*E*I*IZV*E1/L**2
RIG(3)=12*E*I*IZV/L**3
RIG(4)=(2*E*I*IZV/L)*(1+C1)
RIG(5)=6*E*I*IZV*D1/L**2
RIG(6)=(4*E*I*IZV/L)*(1+D2)
RIG(7)=-RIG(2)
RIG(8)=-RIG(3)
RIG(9)=-RIG(5)
RIG(10)=RIG(3)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGV4(E,L,IZV,C,G,AXV,XE,XD)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DAS VIGAS C/ TRECHOS RIG. E DEFORM. CORTANTE
$DEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZV
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
E1=1+2*XE/L
D1=1+2*XD/L
FC1=(6*E*I*IZV)/(L**2*C*G*AXV)
FC2=1./(1+2*FC1)
FC3=1-FC1
FC4=1+FC1/2
RIG(1)=(4*E*I*IZV*FC2*FC4/L)+(12*E*I*IZV*XE*FC2/L**2)*(1+XE/L)
RIG(2)=(6*E*I*IZV*FC2/L**2)*E1
RIG(3)=12*E*I*IZV*FC2/L**3
RIG(4)=(2*E*I*IZV*FC2*FC3/L)+(6*E*I*IZV*FC2*XE/L**2)*(1+XD/L)+
*(6*E*I*IZV*XD*FC2/L**2)*(1-XE/L)

```

```
RIG(5)=(6*E*IZV*FC2/L**2)*D1  
RIG(6)=(4*E*IZV*FC2*FC4/L)+(12*E*IZV*FC2*XD/L**2)*(1+XD/L)  
RIG(7)=-RIG(2)  
RIG(8)=-RIG(3)  
RIG(9)=-RIG(5)  
RIG(10)=RIG(3)  
RETURN  
END
```

SUBROUTINE RIGP1(E,L,AXP,IZP)
C****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS TRAMOS DE PILARES
\$DEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)  
REAL*8 L,IZP  
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)  
DO 10 J=1,36  
10 RIG(J)=0.  
A1=4*E*IZP/L  
A2=E*AXP/L  
A3=1.5*A1/L  
A4=2*A3/L  
RIG(1)=A1  
RIG(3)=A2  
RIG(4)=-A3  
RIG(6)=A4  
RIG(7)=A1/2  
RIG(9)=-A3  
RIG(10)=A1  
RIG(12)=-A2  
RIG(15)=A2  
RIG(16)=A3  
RIG(18)=-A4  
RIG(19)=A3  
RIG(21)=A4  
RETURN  
END
```

SUBROUTINE RIGP2(E,L,IZP,C,AXP,G,KODIL)
C****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS PILARES CONSIDERANDO DEFORM. P/ CORTANTE
\$DEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)  
REAL*8 L,IZP  
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)  
DO 10 J=1,36  
10 RIG(J)=0.  
FC1=(6*E*IZP)/(L**2*C*G*AXP)  
FC2=1./(1+2*FC1)  
FC3=1-FC1  
FC4=1+FC1/2  
RIG(1)=4*E*IZP*FC2*FC4/L  
RIG(3)=E*AXP/L  
RIG(4)=-6*E*IZP*FC2/L**2  
RIG(6)=12*E*IZP*FC2/L**2  
RIG(7)=1*E*IZP*FC2*FC3/L
```

```

RIG(9)=RIG(4)
RIG(10)=RIG(1)
RIG(12)=-RIG(3)
RIG(15)=RIG(3)
RIG(16)=-RIG(4)
RIG(18)=-RIG(6)
RIG(19)=-RIG(4)
RIG(21)=RIG(6)
IF(KODIL.EQ.2)THEN
RIG(3)=0.
RIG(12)=0.
RIG(15)=0.
ELSE
CONTINUE
END IF
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGP3(E,L,IZP,AXP,YI,YS)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS PILARES COM TRECHOS VERTICAIS RIGIDOS
$DEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZP
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
A1=4*E*IZP/L
A2=E*AXP/L
A3=1.5*A1/L
A4=2*A3/L
RIG(1)=A1+2*A3*YS+A4*YS**2
RIG(3)=A2
RIG(4)=-A3-A4*YS
RIG(6)=A4
RIG(7)=A1/2+A3*YS+A3*YI+A4*YS*YI
RIG(9)=-A3-A4*YI
RIG(10)=A1+2*A3*YI+A4*YI**2
RIG(12)=-A2
RIG(15)=A2
RIG(16)=-RIG(4)
RIG(18)=-A4
RIG(19)=-RIG(9)
RIG(21)=A4
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGP4(E,L,IZP,AXP,YI,YS,C,G,KODIL)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS PILARES C/ TRECHOS VERT. RIG. E DEF. CORT.
$DEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZP
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.

```



```

FC1=(6*E*IZP)/(L*A2*AXP)
FC2=1./(1+2*FC1)
FC3=1-FC1
FC4=1+FC1/2
A1=4*E*IZP/L
A2=E*AXP/L
A3=1.5*A1/L
A4=2*A3/L
RIG(1)=A1*FC2*FC4+2*A3*FC2*YS+A4*FC2*YS**2
RIG(3)=A2
RIG(4)=-A3*FC2-A4*FC2*YS
RIG(6)=A4*FC2
RIG(7)=A1*FC3*FC2/2+A3*FC2*(YS+Y1)+A4*FC2*Y1*YS
RIG(9)=-A3*FC2-A4*FC2*Y1
RIG(10)=A1*FC2*FC4+2*A3*FC2*Y1+A4*FC2*Y1**2
RIG(12)=-A2
RIG(15)=A2
RIG(16)=-RIG(4)
RIG(18)=-RIG(6)
RIG(19)=-RIG(9)
RIG(21)=RIG(6)
IF(KODIL.EQ.5)THEN
RIG(3)=0.
RIG(12)=0.
RIG(15)=0.
ELSE
CONTINUE
END IF
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGD(E,L,IZD,AXD,C1,S1)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DAS DIAGONAIS
SDEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L,IZD
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1,36
10 RIG(J)=0.
A1=4*E*IZD/L
A2=1.5*A1/L
A3=2*A2/L
A4=E*AXD/L
RIG(1)=A1
RIG(2)=A2*C1
RIG(3)=A4*S1**2+A3*C1**2
RIG(4)=-A2*S1
RIG(5)=A4*S1*C1-A3*S1*C1
RIG(6)=A4*C1**2+A3*S1**2
RIG(7)=A1/2
RIG(8)=A2*C1
RIG(9)=-A2*S1
RIG(10)=A1
RIG(11)=-A2*C1

```

```

RIG(12)=-RIG(3)
RIG(13)=-RIG(5)
RIG(14)=-RIG(2)
RIG(15)= RIG(3)
RIG(16)=-RIG(4)
RIG(17)=-RIG(5)
RIG(18)=-RIG(6)
RIG(19)=-RIG(4)
RIG(20)=RIG(5)
RIG(21)=RIG(6)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RIGPA(E,L,IZPA,AXPA,JT,C,G,B)
C*****CALCULA MATRIZ DE RIGIDEZ DOS TRAMOS DE PAREDE
$DEBUG

```

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 L, IZPA, JT
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
DO 10 J=1, 36
10 RIG(J)=0.
FC1=(6*E*IZPA)/(L**2*C*G*AXPA)
FC2=1./(1+2*FC1)
FC3=1-FC1
FC4=1+FC1/2
A1=4*E*IZPA/L
A2=1.5*A1/L
A3=2*A2/L
A4=E*AXPA/L
A5=G*JT/L
RIG(1)=A1*FC2*FC4/(B**2)+A4/4
RIG(2)=-A1*FC2*FC4/(B**2)+A4/4
RIG(3)=RIG(1)
RIG(6)=A5
RIG(7)=-A2*FC2/B
RIG(8)=-RIG(7)
RIG(10)=A3*FC2
RIG(11)=A1*FC2*FC3/(2*B**2)-A4/4
RIG(12)=-A1*FC2*FC3/(2*B**2)-A4/4
RIG(14)=RIG(7)
RIG(15)=RIG(1)
RIG(16)=RIG(12)
RIG(17)=RIG(11)
RIG(19)=RIG(8)
RIG(20)=RIG(2)
RIG(21)=RIG(3)
RIG(24)=-A5
RIG(28)=A5
RIG(29)=-RIG(7)
RIG(30)=-RIG(8)
RIG(32)=-RIG(10)
RIG(33)=-RIG(7)
RIG(34)=-RIG(8)
RIG(35)=RIG(10)

```

$\frac{3A}{2} = \frac{6EIZ \cdot FC2}{B}$

RETURN
END

SUBROUTINE PILAR(NSD,NA,NDPI,KINT)
C*****LE E ARQUIVA AS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS E ELASTICAS DOS PILARES
C INDIVIDUAIS DE CADA SUBESTRUTURA TRIDIMENSIONAL
C-----NSD=NUM. DA SUBSTRUT. NA=NUM. DE ANDAR NDPI=NUM. DE PILARES INDIVID.
\$DEBUG

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 AXP(20,3),EPI(20)
COMMON /CINCO/ H(3)
NR=1
NW=6
IF(KINT.GT.1)GO TO 15
WRITE(NW,10)
10 FORMAT(///,10X,'PILAR INDIV.',5X,'ANDAR',5X,'AREA',5X,'MOD. ELASTI
*C. LONGIT.',/)
C-----LEITURA DO NUM. DO PILAR (NPI) E MODULO ELASTICIDADE (EPI)
15 DO 60 I=1,NDPI
READ(NR,20)NPI,EPI(NPI)
20 FORMAT(15,F10.0)
C-----LEITURA DAS AREAS DOS PILARES
25 READ(NR,30)(AXP(I,K),K=1,NA)
30 FORMAT(3F10.0)
C-----IMPRESSAO DOS DADOS DOS PILARES
IF(KINT.GT.1)GO TO 60
DO 50 K=1,NA
WRITE(NW,40)NPI,K,AXP(1,K),EPI(NPI)
40 FORMAT(14X,12,12X,12,6X,F6.3,10X,F10.0)
50 CONTINUE
60 CONTINUE
C-----ARQUIVAMENTO DOS DADOS DOS PILARES INDIV. NO ARQUIVO "PILAR"
WRITE(14,REC=NSD)EPI,H,AXP
RETURN
END

SUBROUTINE PANEL(IA,NPAN,NA,NC,E,G,ITIPO,FJ,NPOR,KINT)
C*****LE E ARQUIVA AS PROPRIEDADES ELASTICAS E GEOMETRICAS DE UM PAINEL
C*****BEM COMO AS ACOES APLICADAS NO MESMO
\$DEBUG

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
REAL*8 IZV(9,3),IZD(9,3),IZP(10,3),LD(9,3),IZPA(3),JT(3),LV
DIMENSION FJ(84),AXV(9,3),AXP(20,3),AXD(9,3),KODEV(9,3),FO(9,3,4),
*KODEP(10,3),KODED(9,3),YS(10,3),YI(10,3),XE(9,3),XD(9,3),
*CV(9,3),CP(10,3),T(9),ALFA(9,4),PO(4),B(3),AXPA(3),CPA(3)
NE=1
NW=6
NE=NC-1
C-----VERIFICACAO DO TIPO DE PAINEL 0=PAREDE 1=PORTICO S/ DIAGONAL
C 2=PORTICO C/ DIAGONAL C/ ALFA<90
C 3=PORTICO C/ DIAGONAL C/ ALFA>90
IF(ITIPO=1)420,20,20
C-----PAINEL PORTICO (ITIPO=1)
C-----LEITURA DOS COEFICIENTES DOS TRANS (1)

```

20 READ(NR,50)(T(K),K=1,NB)
50 FORMAT(8F10.0)
C-----LEITURA DAS PROPRIEDADES DAS BARRAS
DO 60 I=1,NC
60 READ(NR,70)(KODEP(I,K),AXP(I,K),IZP(I,K),YS(I,K),YI(I,K),CP(I,K),
  *K=1,NA)
70 FORMAT(15,5F10.0)
DO 80 I=1,NA
80 READ(NR,90)(KODEV(K,I),AXV(K,I),IZV(K,I),XE(K,I),XD(K,I),CV(K,I),
  *K=1,NB)
90 FORMAT(15,5F10.0)
  IF(ITIPO.LT.2) GO TO 130
DO 100 I=1,NA
100 READ(NR,120)(KODED(K,I),AXD(K,I),IZD(K,I),ALFA(K,I),
  *LD(K,I),K=1,NB)
120 FORMAT(15,4F10.0)
130 CONTINUE
C-----IMPRESSAO DAS PROPRIEDADES DOS PORTICOS
  IF(KINT.GT.1)GO TO 205
  WRITE(NW,140)IA
140 FORMAT(///,10X,'PAINEL PORTICO',2X,12)
  WRITE(NW,150)IA
150 FORMAT(///,10X,'PROPRIEDADES ELASTICAS E GEOMETRICAS DOS PILARES D
  *O PORTICO',14,/,5X,'COLUNA',2X,'ANDAR',4X,'AREA',4X,'INERCIA',
  *4X,'TRS',4X,'TRI',6X,'E',6X,'G',6X,'COEF. CORT.',/)
DO 160 I=1,NC
DO 160 J=1,NA
160 WRITE(NW,170)I,J,AXP(I,J),IZP(I,J),YS(I,J),YI(I,J),E,G,CP(I,J)
170 FORMAT(7X,12,5X,12,4X,F6.2,2X,F9.4,2X,F5.2,2X,F5.2,2X,F9.0,2X,
  *F8.0,2X,F5.2)
  WRITE(NW,180)IA
180 FORMAT(///,10X,'PROPRIEDADES ELASTICAS E GEOMETRICAS DAS VIGAS DO
  *PORTICO',14,/,5X,'ANDAR',2X,'COLUNA',2X,'VAO',2X,'AREA',4X,'INERC
  *IA',3X,'TRE',3X,'TRD',6X,'E',6X,'G',5X,'COEF. CORT.',/)
DO 190 I=1,NA
DO 190 J=1,NB
190 WRITE(NW,200)I,J,T(J),AXV(J,I),IZV(J,I),XE(J,I),XD(J,I),E,G,
  *CV(J,I)
200 FORMAT(6X,12,6X,12,3X,F4.1,2X,F4.2,3X,F8.5,1X,F5.2,1X,F5.2,2X,F9.0
  *,2X,F8.0,2X,F5.2)
205 CONTINUE
  IF(ITIPO.LT.2)GO TO 240
  IF(KINT.GT.1)GO TO 238
  WRITE(NW,210)IA
210 FORMAT(///,10X,'PROPRIEDADES ELASTICAS E GEOMETRICAS DAS DIAGONAIS
  * DO PORTICO',14,/,5X,'COLUNA',2X,'ANDAR',2X,'ALFA',4X,'COMPR.',
  *4X,'AREA',4X,'INERCIA',8X,'E',/)
  IF(ITIPO.EQ.2)THEN
DO 220 I=1,NB
DO 220 JAX=2,NA+1
  J=JAX-1
220 WRITE(NW,230)I,J,ALFA(I,J),LD(I,J),AXD(I,J),IZD(I,J),E
230 FORMAT(7X,12,5X,12,4X,F4.1,4X,F6.2,2X,F6.2,2X,F9.4,6X,F9.0)
  ELSE

```

```

DO 235 IAX=2,NC
I=IAX-1
DO 235 JAX=2,NA+1
J=JAX-1
235 WRITE(NW,236)I,J,ALFA(1,J),LD(1,J),AXD(1,J),IZD(1,J),E
236 FORMAT(7X,12,5X,12,4X,F4.1,4X,F6.2,2X,F6.2,2X,F9.4,6X,F9.0)
END IF
238 CONTINUE
240 CONTINUE
C-----LEITURA DO CARREGAMENTO DO PORTICO
NAUX=2*(NA+1)*NC+NA+1
DO 250 JA=1,NAUX
250 FJ(JA)=0.
C*** ZERANDO OS ESFORÇOS DE ENGASTAMENTO PERFEITO
DO 255 INV=1,NB
DO 255 INH=1,NA
DO 255 N4=1,4
255 FO(INV,INH,N4)=0.
C-----NNCJ=NUMERO DE NOS CARREGADOS COM CARGA VERTICAL E MOMENTO
C-----NACJ=NUMERO DE ANDARES COM CARGAS LATERAIS
C-----NVCJ=NUMERO DE VIGAS CARREGADAS
READ(NR,260)NNCJ,NACJ,NVCJ
260 FORMAT(3I5)
IF(NACJ)270,290,270
270 IF(KINT.GT.1)GO TO 277
WRITE(NW,275)IA
275 FORMAT(///,25X,'CARREGAMENTO LATERAL NO PORTICO',14,/,10X,'ANDAR'
*,10X,'CARGA LATERAL',/)
C-----FJ(1)=CARGA LATERAL NO PORTICO, NO ANDAR 1.
277 READ(NR,280)(FJ(I),I=1,NA)
280 FORMAT(5F10.0)
IF(KINT.GT.1)GO TO 287
WRITE(NW,285)(1,FJ(I),I=1,NA)
285 FORMAT(11X,12,14X,F9.2)
287 CONTINUE
290 CONTINUE
IF(NNCJ)300,330,300
300 IF(KINT.GT.1)GO TO 307
WRITE(NW,305)IA
305 FORMAT(///,25X,'CARREGAMENTO NOS NOS DO PORTICO',14,/,10X,'ANDAR'
*,5X,'COLUNA',5X,'MOM. APLICADO',5X,'CARGA VERTICAL',/)
307 DO 320 I=1,NNCJ
C-----NV=NUMERO DA COLUNA ONDE SE ENCONTRA O NO CARREGADO
C-----NH= " " ANDAR " " " "
C-----A1J=MOMENTO APLICADO NO NO(HORARIO POSITIVO)
C-----A2J=CARGA VERTICAL APLICADA NO NO(POSITIVO PARA CIMA)
READ(NR,310)NV,NH,A1J,A2J
310 FORMAT(2I5,2F10.0)
NI=2*(NV-1)*(NA+1)+2*NH+NA+1
FJ(NI-1)=A1J
FJ(NI)=A2J
IF(KINT.GT.1)GO TO 317
WRITE(NW,315)NR,NV,A1J,A2J
315 FORMAT(11X,12,9X,12,9X,F9.2,8X,F9.2)

```

```
317 CONTINUE
320 CONTINUE
330 CONTINUE
    IF(NVCJ)340,420,340
340 CONTINUE
C-----NV=NUMERO DA COLUNA ONDE SE COMECA A VIGA
C-----NH=NUMERO DO ANDAR ONDE SE ENCONTRA A VIGA
C-----NTC=NUMERO DO TIPO DE CARGA
C-----Q=VALOR DA CARGA(POSITIVO PARA BAIXO)
C-----A1=DISTANCIA DA CARGA AO INICIO DA VIGA
C-----A2=DISTANCIA DA CARGA AO FINAL DA VIGA
    IF(KINT.GT.1)GO TO 355
    WRITE(NW,350)IA
350 FORMAT(///,25X,'CARREGAMENTO NAS VIGAS DO PORTICO',14,/,10X,
* 'VIGA',5X,'TIPO DE CARGA',5X,'CARGA',5X,'DIST. AO INIC.',4X,
* 'DIST. AO FINAL',/)
355 DO 380 I=1,NVCJ
    READ(NR,360)NV,NH,NTC,Q,A1,A2
360 FORMAT(3I5,3F10.0)
    LV=T(NV)
C-----CHAMADA DA SUBROUTINA QUE CALCULA OS ESFORCOS DE ENGAST. PERFEITO
CALL HEBE(LV,NTC,Q,A1,A2,PO)
    J1=2*(NV-1)*(NA+1)+2*NH+NA+1
    J2=J1-1
    K1=J1+2*(NA+1)
    K2=K1-1
    FJ(J1)=FJ(J1)-PO(2)
    FJ(J2)=FJ(J2)-PO(1)
    FJ(K1)=FJ(K1)-PO(4)
    FJ(K2)=FJ(K2)-PO(3)
    FO(NV,NH,1)=FO(NV,NH,1)+PO(1)
    FO(NV,NH,2)=FO(NV,NH,2)+PO(2)
    FO(NV,NH,3)=FO(NV,NH,3)+PO(3)
    FO(NV,NH,4)=FO(NV,NH,4)+PO(4)
    IF(KINT.GT.1)GO TO 375
    WRITE(NW,370)NV,NH,NTC,Q,A1,A2
370 FORMAT(8X,'(',12,',',11,')',9X,12,11X,F5.2,9X,F5.2,10X,F5.2)
375 CONTINUE
380 CONTINUE
420 CONTINUE
C-----ARQUIVAMENTO DAS PROPRIEDADES DOS PORTICOS NO ARQUIVO "PANEL"
    NRE=NPAN+1
    WRITE(22,REC=NRE)T,KODEP,AXP,IZP,YS,YI,CP,KODEV,AXV,IZV,XE,
*XD,CV,KODED,LD,AXD,IZD,ALFA,FO
C-----PAINÉIS PAREDES
    IF(ITIPO.NE.0)GO TO 550
C-----LEITURA DOS COMPRIMENTOS DA PAREDE NOS VARIOS ANDARES
    READ(NR,430)(B(K),K=1,NA)
430 FORMAT(5F10.0)
C-----LEITURA DAS PROPRIEDADES DA PAREDE
    DO 440 I=1,NA
440 READ(NR,450)AXPA(I),IEPA(I),JT(I),CPA(I)
450 FORMAT(4F10.0)
C-----ARQUIVAMENTO DAS PROPRIEDADES DAS PAREDES NO ARQUIVO "PANEL"
```

```

NRE=NPAN+1
WRITE(22,REC=NRE)B,AXPA,IZPA,JT,CPA
NPA=1A-NPOR
C-----IMPRESSAO DAS PROPRIEDADES DAS PAREDES
IF(KINT.GT.1)GO TO 485
WRITE(NW,460)NPA
460 FORMAT(///,10X,'PAINEL PAREDE',14)
WRITE(NW,470)NPA
470 FORMAT(///,10X,'PROPRIEDADES ELASTICAS E GEOMETRICAS DA PAREDE',14
*,//,5X,'ANDAR',5X,'COMPR.',5X,'AREA',5X,'INERC. FLEXAO',2X,
* 'INERC. TORCAO',2X,'COEF. CORT.',/)
WRITE(NW,480)(1,B(1),AXPA(1),IZPA(1),JT(1),CPA(1),1=1,NA)
480 FORMAT(6X,12,7X,F5.2,5X,F5.2,7X,F10.5,5X,F10.5,5X,F5.2)
C-----LEITURA E IMPRESSAO DO CARREGAMENTO DO PAINEL PAREDE
485 NAUX=4*(NA+1)
DO 490 1=1,NAUX
490 FJ(1)=0.
C-----NNCJ=NUMERO DE NOS CARREGADOS
READ(NR,500)NNCJ
500 FORMAT(15)
IF(NNCJ)510,550,510
510 IF(KINT.GT.1)GO TO 517
WRITE(NW,515)NPA
515 FORMAT(///,25X,'CARREGAMENTO NA PAREDE',14,//,10X,'NUMERO DA COORD
*ENADA',5X,'ESFORCO',/)
C**** CARGAS POSITIVAS NO SENTIDO DAS COORDENADAS
517 DO 545 1=1,NNCJ
READ(NR,520)K,FJ(K)
520 FORMAT(15,F10.0)
IF(KINT.GT.1)GO TO 545
530 WRITE(NW,540)K,FJ(K)
540 FORMAT(17X,12,16X,F7.2)
545 CONTINUE
550 RETURN
END

```

```

C*****SUBROTINA PARA CALCULO DOS ESFORCOS DE ENGASTAMENTO PERFEITO
SUBROUTINE HEBE(L,NTC,Q,A1,A2,PO)
C*****NTC=1 (MOMENTO APLICADO NUMA SECAO QUALQUER DA VIGA)
C*****NTC=2 (CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA)
C*****NTC=3 (CARGA VERTICAL CONCENTRADA NUMA SECAO QUALQUER DA VIGA)
C*****NTC=4 (CARGA VERTICAL PARCIAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA NA VIGA)
IMPLICIT REAL *8 (A-H,O-Z)
REAL *8 L
DIMENSION PO(4)
DO 10 1=1,4
10 PO(1)=0.
IF(NTC.EQ.1)THEN
A=A1
B=L-A1
FA=Q*A*(2*A-B)/L**2
FB=Q*L*(2*B-A)/L**2
PO(1)=FA
PO(3)=FB

```

```
PO(4)=(PA+PB)/L
PO(2)=-PO(2)
ELSE
IF (NTC.EQ.2) THEN
PO(1)=-Q*L**2/12
PO(3)=-PO(1)
PO(2)=Q*L/2
PO(4)=Q*L/2
ELSE
IF (NTC.EQ.3) THEN
A=A1
C=L-A
PO(1)=-Q*A*B**2/L**2
PO(3)=Q*L**2*B/L**2
PO(2)=Q*B/L-(PO(1)+PO(3))/L
PO(4)=Q-PO(2)
ELSE
C=L-A1-A2
A=A1+C/2
B=A2+C/2
PA=-Q*C*(12*A*B**2+C**2*(L-3*B))/(12*L**2)
PB=Q*C*(12*L**2*B+C**2*(L-3*A))/(12*L**2)
PO(2)=Q*C*B/L-(PA+PB)/L
PO(4)=Q*C-PO(2)
PO(1)=PA
PO(3)=PB
END IF
END IF
END IF
RETURN
END
```


SUBROUTINE CRPRS(RA,KNEP,C,D,AE,NDP1,NDP,NDNPP,N1,NCP,NP,11,
 *NF)
 C*****CALCULA A CONTRIBUICAO DE UM PORTICO NA MATRIZ DE RIGIDEZ DA
 C*****SUBESTRUTURA
 \$DEBUG

```

  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  COMMON /UM/ R(8000)
  COMMON /DOIS/ RJ(3570)
  DIMENSION AUX(3)
  NW=6
  NC1=(11-1)*3+1
  NCF=(NF-1)*3+1
  KAS=KA+1
  NCEP=2*KNEP
  KM=KAS+NI+1
  N1=3*NDP1+2*NDP+NDNPP
  N2=NDP1+NDNPP
  N3=NDP1+NDNPP+3
  NUI=N1+3+(NA-1)*N3
  DO 390 K=1,NAS
  LAUX=K+N1
  IF(K.EQ.1)THEN
  NC=N1+1
  ELSE
  IF(K.LT.NAS)THEN
  NC=4*NDP1+2*NDP+2*NDNPP+4+(K-2)*N3
  ELSE
  NC=NUI+NDP*2+NDNPP+NDP1*3+1
  END IF
  END IF
  JAUX=NC+2
  DO 50 I=K,NAS
  IF(I.EQ.1)THEN
  NL=N1+1
  ELSE
  IF(I.LT.NAS)THEN
  NL=4*NDP1+2*NDP+2*NDNPP+4+(I-2)*N3
  ELSE
  NL=NUI+NDP*2+NDNPP+3*NDP1+1
  END IF
  END IF
  NAUX=NL+2
  IAUX=NI+1
  JP=IAUX*(IAUX-1)/2+LAUX
  DO 50 J1=NL,NAUX
  IF(J1-(NL+1))10,20,30
10 AUX(1)=RJ(JP)*D**2
  AUX(2)=RJ(JP)*C*D
  AUX(3)=RJ(JP)*D*AB
  GO TO 40
20 AUX(1)=RJ(JP)*C*D
  AUX(2)=RJ(JP)*CA*2
  AUX(3)=RJ(JP)*C*AB
  GO TO 40

```

```
30 AUX(1)=RJ(JP)*D*AE
   AUX(2)=RJ(JP)*C*AB
   AUX(3)=RJ(JP)*AB**2
40 CONTINUE
   IF(K.NE.1)THEN
     NU=NC
     IA=1
   ELSE
     NU=J1
     IA=J1-NL+1
   END IF
   DO 50 K1=NU,JAUX
     IF(J1.LE.K1)THEN
       JT=K1*(K1-1)/2+J1
     ELSE
       JT=J1*(J1-1)/2+K1
     END IF
     R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
     IA=IA+1
50 CONTINUE
   MAUX=NAS+NI+1
   NL=NC1
   DO 120 J=1,2
     NAUX=NL+2
     IF(MAUX.GE.LAUX)THEN
       JP=MAUX*(MAUX-1)/2+LAUX
       JQ=MAUX*(MAUX+1)/2+LAUX
     ELSE
       JP=LAUX*(LAUX-1)/2+MAUX
       JQ=LAUX*(LAUX+1)/2+MAUX
     END IF
     DO 110 J1=NL,NAUX
       IF(J1-(NL+1))60,70,80
60   AUX(1)=-RJ(JP)*C*D
       AUX(2)=-RJ(JP)*C**2
       AUX(3)=-RJ(JP)*C*AB
       GO TO 90
70   AUX(1)=RJ(JP)*D**2
       AUX(2)=RJ(JP)*C*D
       AUX(3)=RJ(JP)*D*AB
       GO TO 90
80   AUX(1)=RJ(JQ)*D
       AUX(2)=RJ(JQ)*C
       AUX(3)=RJ(JQ)*AB
90 CONTINUE
   IA=1
   DO 100 K1=NC,JAUX
     IF(J1.LE.K1)THEN
       JT=K1*(K1-1)/2+J1
     ELSE
       JT=J1*(J1-1)/2+K1
     END IF
     R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
     IA=IA+1
```

```

100 CONTINUE
110 CONTINUE
    NL=NCF
    MAUX=2*NAS+2*NCEP+NI+3
120 CONTINUE
    MAUX=2*NAS+NI+3
    IF(NCEP)240,240,130
130 KAUX=3*NDP1+(NP-1)*2+1
    J1=KAUX
    DO 230 I=1,2
        M1=D-C
        DO 220 J=1,NCEP
            IF(MAUX.GE.LAUX)THEN
                JP=MAUX*(MAUX-1)/2+LAUX
            ELSE
                JP=LAUX*(LAUX-1)/2+MAUX
            END IF
        DO 180 K1=NC,JAUX
            IF(K1-(NC+1))140,150,160
140 AUX2=RJ(JP)*D*M1
            GO TO 170
150 AUX2=RJ(JP)*C*M1
            GO TO 170
160 AUX2=RJ(JP)*AB*M1
170 CONTINUE
            IF(J1.LE.K1)THEN
                JT=K1*(K1-1)/2+J1
            ELSE
                JT=J1*(J1-1)/2+K1
            END IF
            R(JT)=R(JT)+AUX2
180 CONTINUE
            IF(J-(J/2)*2)190,200,190
190 MAUX=MAUX+1
            M1=1
            GO TO 210
200 MAUX=MAUX+3
            M1=D-C
210 CONTINUE
            J1=J1+1
220 CONTINUE
            J1=KAUX+NI
            MAUX=2*NAS+NI+5
230 CONTINUE
240 CONTINUE
            MAUX=NAS+NI+3
            DO 310 J=1,2
                DO 300 I=2,NA
                    IF(J.LT.2)THEN
                        NE=II
                    ELSE
                        NE=NF
                    END IF
                    NL=NI+3+(I-2)*NE-NE

```

```

IF(MAUX.GE.LAUX)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+LAUX
ELSE
JP=LAUX*(LAUX-1)/2+MAUX
END IF
J1=NL
DO 290 K1=NC,JAUX
IF(K1-(NC+1))250,260,270
250 AUX2=RJ(JP)*D
GO TO 280
260 AUX2=RJ(JP)*C
GO TO 280
270 AUX2=RJ(JP)*AB
280 CONTINUE
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX2
290 CONTINUE
MAUX=MAUX+1
300 CONTINUE
MAUX=2*NAS+2*NCEP+N1+5
310 CONTINUE
MAUX=NAS+N1+NA+2
NK=11
DO 380 J=1,2
NL=NU1+(NK-1)*3+1
NAUX=NL+2
IF(MAUX.GE.LAUX)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+LAUX
JQ=MAUX*(MAUX+1)/2+LAUX
ELSE
JP=LAUX*(LAUX-1)/2+MAUX
JQ=LAUX*(LAUX+1)/2-MAUX
END IF
DO 370 J1=NL,NAUX
IF(J1-(NL+1))320,330,340
320 AUX(1)=-RJ(JP)*C*D
AUX(2)=-RJ(JP)*C**2
AUX(3)=-RJ(JP)*C*AB
GO TO 350
330 AUX(1)=RJ(JP)*D**2
AUX(2)=RJ(JP)*C*D
AUX(3)=RJ(JP)*D*AB
GO TO 350
340 AUX(1)=RJ(JQ)*D
AUX(2)=RJ(JQ)*C
AUX(3)=RJ(JQ)*AB
350 CONTINUE
IA=1
DO 280 K1=NC,JAUX
IF(J1.LE.K1)THEN

```

```
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX(1A)
1A=1A+1
360 CONTINUE
370 CONTINUE
NK=NF
NAUX=NCP-1
380 CONTINUE
390 CONTINUE
DO 660 JA=1,2
IF(JA.EQ.1)THEN
NC=NC1
ELSE
NC=NCF
END IF
DO 650 JK=1,2
NL=NC
IF(JA.GT.1)THEN
KC=1
ELSE
KC=2
END IF
MAUX=KM
KA=KM
NAUX=NC+2
J=KC
400 CONTINUE
IF(MAUX.GE.KA)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
JQ=MAUX*(MAUX+1)/2+KA
ELSE
JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
JQ=KA*(KA+1)/2+MAUX
END IF
JR=JP+1
JS=JQ+1
JAUX=NL+2
DO 450 J1=NC,NAUX
IF(J1-(NC+1))410,420,430
410 AUX(1)=RJ(JP)*C**2
AUX(2)=-RJ(JP)*C*D
AUX(3)=-RJ(JQ)*C
GO TO 440
420 AUX(1)=-RJ(JP)*C*D
AUX(2)=RJ(JP)*D**2
AUX(3)=RJ(JQ)*D
GO TO 440
430 AUX(1)=-RJ(JR)*C
AUX(2)=RJ(JR)*D
AUX(3)=RJ(JS)
440 CONTINUE
```

```

IF(NC.EQ.NL)THEN
NU=J1
IA=J1-NC+1
ELSE
NU=NL
IA=1
END IF
DO 450 K1=NU,JAUX
IF(J1.LT.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
IA=IA+1
450 CONTINUE
IF(J.LT.2)GO TO 460
NL=NCF
IF(JK.EQ.2)THEN
MAUX=NCF-1
ELSE
MAUX=2*NAS+2*NCEP+NI+3
END IF
J=1
GO TO 400
460 CONTINUE
IF(NCEP)510,510,470
470 J1=KAUX
MAUX=2*NAS+NI+3
DO 500 I=1,2
K1=D-C
DO 490 JL=1,NCEP
IF(MAUX.GE.KA)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
JQ=JP+1
ELSE
JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
JQ=KA*(KA+1)/2+MAUX
END IF
IA=1
AUX(1)=-RJ(JP)*C*M1
AUX(2)=RJ(JP)*D*M1
AUX(3)=RJ(JQ)*M1
DO 480 K1=NC,NAUX
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
IA=IA+1
480 CONTINUE
J1=J1+1
IF(NL.EQ.(JL/2)*2)THEN

```

```

MAUX=MAUX+3
M1=D-C
ELSE
MAUX=MAUX+1
M1=1
END IF
490 CONTINUE
J1=KAUX+NU1
MAUX=2*NAS+M1+5
500 CONTINUE
510 MAUX=RAS+M1+3
DO 580 JF=1,2
DO 570 I=2,NA
IF(JF.LT.2)THEN
NK=11
ELSE
NK=NF
END IF
NL=M1+3+(I-2)*N3+NK
IF(MAUX.GE.KA)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
JQ=JP+1
ELSE
JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
JQ=KA*(KA+1)/2+MAUX
END IF
J1=NL
DO 560 K1=NC,NAUX
IF(K1-(NC+1))520,530,540
520 AUX2=-RJ(JP)*C
GO TO 550
530 AUX2=RJ(JP)*D
GO TO 550
540 AUX2=RJ(JQ)
550 CONTINUE
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX2
560 CONTINUE
MAUX=MAUX+1
570 CONTINUE
MAUX=2*NAS+2*NCEP+M1+5
580 CONTINUE
IF(JK.EQ.2)GO TO 650
MAUX=2*NAS+M1+1
NK=11
DO 640 JF=1,2
NL=NU1+(NK-1)*3+1
MAUX=NL+2
IF(MAUX.GE.NA)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA

```

```

JQ=MAUX*(KAUX+1)/2+KA
ELSE
JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
JQ=KA*(KA+1)/2+MAUX
END IF
JR=JP+1
JS=JQ+1
DO 630 J1=NC,NAUX
IF(J1-(NC+1))590,600,610
590 AUX(1)=RJ(JP)*C**2
AUX(2)=-RJ(JP)*C*D
AUX(3)=-RJ(JQ)*C
GO TO 620
600 AUX(1)=-RJ(JP)*C*D
AUX(2)=RJ(JP)*D**2
AUX(3)=RJ(JQ)*D
GO TO 620
610 AUX(1)=-RJ(JR)*C
AUX(2)=RJ(JR)*D
AUX(3)=RJ(JS)
620 CONTINUE
IA=1
DO 630 K1=NL,JAUX
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
IA=IA+1
630 CONTINUE
IF(JF.EQ.2)GO TO 640
NK=NF
MAUX=NCP-1
640 CONTINUE
IF(JA.EQ.2)THEN
NC=NUI+(NF-1)*3+1
KM=NCP-1
ELSE
NC=NUI+(11-1)*3+1
KM=2*NAS+N1+1
NCF=NUI+(NF-1)*3+1
END IF
650 CONTINUE
KE=2*NAS+2*NCEP+N1+3
NCF=(NF-1)*3+1
660 CONTINUE
EM=NAS+N1+3
NC=N1+11+3
IB=2
DO 730 JA=1,2
DO 720 K=2,KA
IX=IE
NL=NC

```



```

IF (JA .GT. 1) THEN
  KC=1
ELSE
  KC=2
END IF
MAUX=KM
KA=KM
DO 675 J=KC,2
DO 670 I=1X,NA
IF (KA .LE. MAUX) THEN
  JP=MAUX*(KA-1)/2+KA
ELSE
  JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
END IF
J1=NC
K1=NL
IF (J1 .LE. K1) THEN
  JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
  JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+RJ(JP)
MAUX=MAUX+1
IF (J .LT. 2) THEN
  NK=NF
ELSE
  NK=11
END IF
NL=N1+3+(I-1)*N3+NK
670 CONTINUE
NL=N1+11+3
MAUX=NAS+N1+3
IX=2
675 CONTINUE
IF (NCEP) 710, 710, 680
680 J1=KAUX
M1=D-C
MAUX=2*NAS+N1+3
DO 700 I=1,2
DO 690 J=1,NCEP
IF (MAUX .LE. KA) THEN
  JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
ELSE
  JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
END IF
AUX2=RJ(JP)*M1
K1=NC
IF (J1 .LE. K1) THEN
  JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
  JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX2
J1=J1+1

```

```

      IF (J.EQ. ((J/2)*2)) THEN
      MAUX=MAUX+3
      M1=D-C
      ELSE
      MAUX=MAUX+1
      M1=1
      END IF
690 CONTINUE
      J1=KAUX+NU1
      MAUX=2*NAS+NI+5
700 CONTINUE
710 KM=KM+1
      IF (JA.LT.2) THEN
      NK=11
      ELSE
      NK=NF
      END IF
      NC=N1+3+(K-1)*N3+NK
      IB=IB+1
720 CONTINUE
      NC=N1+3+NF
      IB=2
      KM=2*NAS+2*NCEP+NI+5
730 CONTINUE
      IF (NCEP) 800, 800, 740
740 NC=KAUX
      NU=1
      KM=2*NAS+NI+3
      NL=NC
      DO 790 I=1,2
      MAUX=KM
      DO 780 JA=NU,2
      J1=NL
      M1=1
      DO 770 J=1,NCEP
      K1=NC
      KA=KM
      DO 760 K=1,NCEP
      IF (J1.LE.K1) THEN
      JT=K1*(K1-1)/2+J1
      JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
      ELSE
      IF (I.EQ.JA) GO TO 750
      JT=J1*(J1-1)/2+K1
      IF (MAUX.GT.KA) THEN
      JP=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
      ELSE
      JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
      END IF
      END IF
      R(JT)=R(JT)+R(J(JP))*M1
      IF ((M1).EQ.((J+K)/2)*2) THEN
      M1=D-C
      ELSE

```

```

      N1=1
      END IF
750 CONTINUE
      K1=K1+1
      IF(K.EQ.(K/2)*2)THEN
      KA=KA+3
      ELSE
      KA=KA+1
      END IF
760 CONTINUE
      J1=J1+1
      IF(J.EQ.(J/2)*2)THEN
      MAUX=MAUX+3
      ELSE
      MAUX=MAUX+1
      END IF
770 CONTINUE
      MAUX=2*NAS+N1+5
      NL=NU1+3*NDP1+(NP-1)*2+1
780 CONTINUE
      NU=2
      KM=KM+2
      NC=NL
790 CONTINUE
800 CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE CPARS(NA,C,D,AB,NDP1,NDP,NDNPP,N1,NPA,II,NF)
 C*****CALCULA A CONTRIBUICAO DE UMA PAREDE NA MATRIZ DE RIGIDEZ DA
 C*****SUBESTRUTURA
 \$DEBUG

```

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /UM/ R(8000)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      DIMENSION AUX(3)
      nw=6
      NAS=NA+1
      KM=NAS+N1+1
      N1=3*NDP1+2*NDP+NDNPP
      N2=NDP1+NDNPP
      N3=NDP1+NDNPP+3
      NU1=N1+3+(NA-1)*N3
      DO 190 K=1,NAS
      LAUX=K+N1
      KC=2*nas+k
      IF(K.EQ.1)THEN
      NC=N1+1
      ELSE
      IF(K.LT.NAS)THEN
      NC=4*NDP1+2*NDP+2*NDNPP+4+(K-2)*N3
      ELSE
      NC=NU1-N1+KC+NDNPP+NDP1*3+1
      END IF

```

```
END IF
JAUX=NC+2
DO 50 I=K,NAS
IF(I.EQ.1)THEN
NL=N1+1
ELSE
IF(I.LT.NAS)THEN
NL=4*NDP1+2*NDP+2*NDHPP+4+(I-2)*N3
ELSE
NL=NU1+NDP*2+NDNPP+3*NDP1+1
END IF
END IF
NAUX=NL+2
IAUX=NI+1
KF=2*NAS+1
IF(IAUX.GE.LAUX)THEN
JP=IAUX*(IAUX-1)/2+LAUX
ELSE
JP=LAUX*(LAUX-1)/2+IAUX
END IF
JR=KF*(KF-1)/2+KG
DO 50 J1=NL,NAUX
IF(J1-(NL+1))10,20,30
10 AUX(1)=RJ(JP)*D**2
AUX(2)=RJ(JP)*C*D
AUX(3)=RJ(JP)*D*AB
GO TO 40
20 AUX(1)=RJ(JP)*C*D
AUX(2)=RJ(JP)*C**2
AUX(3)=RJ(JP)*C*AB
GO TO 40
30 AUX(1)=RJ(JP)*D*AB
AUX(2)=RJ(JP)*C*AB
AUX(3)=RJ(JP)*AB**2+RJ(JR)
40 CONTINUE
IF(K.NE.1)THEN
NU=NC
IA=1
ELSE
NU=J1
IA=J1-NL+1
END IF
DO 50 K1=NU,JAUX
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX(IA)
IA=IA+1
50 CONTINUE
NAUX=NAS+NI+1
DO 100 I=1,2
DO 110 J=1,NAS
```

```

IF(J.LT.0)THEN
NF=11
ELSE
NK=NF
END IF
IF(1.EQ.1)THEN
NL=3*NDP1+NDP*2+NK
ELSE
IF(1.LT.NAS)THEN
NL=4*NDP1+2*NDP+NDRPP+3+(1-2)*N3+NK
ELSE
NL=NU1+3*NDP1+2*NDP+NK
END IF
END IF
IF(MAUX.GE.LAUX)THEN
JP=MAUX*(MAUX-1)/2+LAUX
ELSE
JP=LAUX*(LAUX-1)/2+MAUX
END IF
J1=NL
DO 100 K1=NC,JAUX
IF(K1-(NC+1))60,70,80
60 AUX2=RJ(JP)*D
GO TO 90
70 AUX2=RJ(JP)*C
GO TO 90
80 AUX2=RJ(JP)*AB
90 CONTINUE
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+AUX2
100 CONTINUE
MAUX=MAUX+1
110 CONTINUE
MAUX=2*NAS+N1+3
120 CONTINUE
190 CONTINUE
KM=NAS+N1+1
NC=3*NDP1+2*NDP+11
IE=1
DO 300 JA=1,2
DO 290 K=1,NAS
IX=IE
NL=NC
IF(JA.GT.1)THEN
KC=1
ELSE
KC=2
END IF
RNY=KE
KR=KE

```

```

DO 230 J=KC,2
DO 220 I=IX,NAS
IF(MAUX.LT.KA)THEN
JP=KA*(KA-1)/2+MAUX
ELSE
JF=MAUX*(MAUX-1)/2+KA
END IF
J:=NC
K1=NL
IF(J1.LE.K1)THEN
JT=K1*(K1-1)/2+J1
ELSE
JT=J1*(J1-1)/2+K1
END IF
R(JT)=R(JT)+RJ(JP)
MAUX=MAUX+1
IF(J.LT.2)THEN
NK=NF
IF(1-NA)200,210,220
ELSE
NK=11
IF(1-NA)200,210,240
END IF
200 NL=4*NDP1+2*NDP+NDNPP+3+(1-1)*(NDP1+NDNPP+3)+NK
GO TO 220
210 NL=NU1+NDP1*3+NDP*2+NK
220 CONTINUE
NL=NDP1*3+NDP*2+11
MAUX=NAS+NI+1
IX=1
230 CONTINUE
240 CONTINUE
KE=KM+1
IF(JA.LT.2)THEN
NK=11
IF(K-NA)260,270,290
ELSE
NK=NF
IF(K-NA)260,270,300
END IF
260 NC=NDP1*4+NDP*2+NDNPP+3+(K-1)*(NDP1+NDNPP+3)+NK
GO TO 280
270 NC=NU1+NDP1*3+NDP*2+NK
280 IB=IB+1
290 CONTINUE
NC=NDP1*3+NDP*2+NF
IB=1
KM=2*NAS+K1+3
300 CONTINUE
RETURN
END

```

SUBROTINA DE PES (JA, KEF, C, D, AB, NIPI, NIP, N, NPP, NI, NP, II, NF)
 Cálculo de la contribución de los esfuerzos de un partícu los esfuerzos de

*****SUBESTRUTURA

SUBRUC

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /QUATRO/F(332),FC(256),RIG(36)
DIMENSION AUX(3)

NAS=NA+1

NCEP=2*NNEP

N1=3*NDP1+2*NDP+NDNPP

N2=NDP1+NDRPP+3

NU1=N1+3+(NA-1)*N2

DO 10 K=1,NAS

IF(K.EQ.1)THEN

NL=N1+1

ELSE

IF(K.LT.NAS)THEN

NL=NDP1*4+2*NDP+NDNPP*2+4+(K-2)*N2

ELSE

NL=NU1+N1+1

END IF

END IF

AUX(1)=FC(K)*D

AUX(2)=FC(K)*C

AUX(3)=FC(K)*AB

DO 10 I=1,3

F(NL)=F(NL)+AUX(I)

NL=NL+1

10 CONTINUE

NC1=(I1-1)*3+1

NCF=(NF-1)*3+1

MAUX=NAS+1

DO 40 JA=1,2

IF(JA.EQ.1)THEN

NL=NC1

ELSE

NL=NCF

END IF

DO 30 JK=1,2

AUX(1)=-FC(MAUX)*C

AUX(2)=FC(MAUX)*D

AUX(3)=FC(MAUX+1)

DO 20 I=1,3

F(NL)=F(NL)+AUX(I)

NL=NL+1

20 CONTINUE

NL=NL+NU1-3

MAUX=MAUX+NAS

30 CONTINUE

MAUX=2*NAS+2*NCEP+3

40 CONTINUE

MAUX=NAS+3

NL=N1+3+11

DO 50 JA=1,2

DO 50 I=1,NA

F(NL)=F(NL)+FC(MAUX)

```

      MAUX=MAUX+1
      IF (JA.EQ.1) THEN
        NK=11
      ELSE
        NK=NF
      END IF
      NL=N1+3+(K-1)*N2+NK
50  CONTINUE
      MAUX=NAS*2+2*NCEP+5
      NL=N1+3+NF
60  CONTINUE
      IF (NCEP) 100, 100, 70
70  NL=3*NDP1+(NP-1)*2+1
      MAUX=2*NAS+3
      DO 90 I=1,2
        M1=D-C
        DO 80 J=1,NCEP
          F(NL)=F(NL)+FC(MAUX)*M1
          IF (J.EQ.(J/2)*2) THEN
            MAUX=MAUX+3
            M1=D-C
          ELSE
            MAUX=MAUX+1
            M1=1
          END IF
          NL=NL+1
80  CONTINUE
        MAUX=2*NAS+5
        NL=N1+3*NDP1+(NP-1)*2+1
90  CONTINUE
100 CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE CEPAS(NA,C,D,AB,NDP1,NDP,NDNPP,NI,NPAN,II,NF)
 C*****LEVA A CONTRIBUICAO DOS ESFORCOS DE UMA PAREDE NOS ESFORCOS DA
 C*****SUBESTRUTURA
 \$DEBUG

```

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /QUATRO/F(332),FC(256),RIG(36)
      DIMENSION AUX(3)
      NLS=NA+1
      N1=3*NDP1+2*NDP+NDNPP
      N2=NDP1+NDNPP+3
      N11=N1+3+(NA-1)*N2
      DO 10 K=1,NAS
        IF (K.EQ.1) THEN
          NL=N1+1
        ELSE
          IF (K.LT.NAS) THEN
            NL=NDP1*4+2*NDP+NDNPP*2+4+(K-2)*N2
          ELSE
            NL=N11+N1+1
          END IF
        END IF

```



```

END IF
AUX(1)=FC(K)*D
AUX(2)=FC(K)*C
AUX(3)=FC(K)*AB
DO 10 I=1,3
F(NL)=F(NL)+AUX(I)
NL=NL+1
10 CONTINUE
MAUX=NAS+1
DO 30 J=1,2
DO 20 I=1,NAS
IF(J.LT.2)THEN
NK=11
ELSE
NK=NF
END IF
IF(I.EQ.1)THEN
NL=NDP1*3+NDP*2+NK
ELSE
IF(I.LT.NAS)THEN
NL=NDP1*4+NDP*2+NDNPP+3+(1-2)*N2+NK
ELSE
NL=NU1+NDP1*3+NDP*2+NK
END IF
END IF
F(NL)=F(NL)+FC(MAUX)
MAUX=MAUX+1
20 CONTINUE
MAUX=2*NAS+3
30 CONTINUE
MAUX=2*NAS+1
NL=NDP1*3+NDP*2+NDNPP+3
DO 40 I=1,2
F(NL)=F(NL)+FC(MAUX)
MAUX=MAUX+1
NL=NL+NU1
40 CONTINUE
RETURN
END

```

SUBROUTINE RVER(KA,NC,FJ)
 C*****REZERRANJA O VETOR DOS ESFORÇOS DOS PORTIÇOS COLOCANDO OS
 C*****ESFORÇOS CORRESPONDENTES AS COORDENADAS INTERNAS PRIMEIRO
 SDEBUG

```

  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  COMMON /TRES/ AUX(7000)
  DIMENSION FJ(84)
  NT=2*(KA+1)*NC+NA+1
  NC1=2*(NA-1)*(NC-2)+2*(NA-1)
  NU1=NT-3
  NP1A=NC1+NA+3
  NR=1
  NK=NA+4
  NEA=3*NA+2
  N1=NC1+1
  NE=1
  NP1=NP1A
  DO 10 JA=1,NU1
10  AUX(JA)=FJ(JA)
  DO 20 JA=N1,NP1
  FJ(JA)=AUX(NE)
20  NE=NE+1
  NE=NE+1
  N1=NP1+1
  NP1=N1+NA-2
  DO 30 JA=N1,NP1
  FJ(JA)=AUX(NE)
30  NE=NE+2
  NE=NE-1
  N1=NP1+1
  NP1=N1+3
40  CONTINUE
  DO 50 JA=N1,NP1
  FJ(JA)=AUX(NE)
50  NE=NE+1
  N1=NP1+1
  NP1=N1+3
  NAUX=NU1-NA+3
  IF(NP1.GT.NAUX)GO TO 60
  NE=NE+2*(KA-1)
  GO TO 40
60  CONTINUE
  NE=NE+1
  NP1=N1+NA-3
  IF(NP1.LT.N1)GO TO 75
  DO 70 JA=N1,NP1
  FJ(JA)=AUX(NE)
70  NE=NE+2
75  N1A=NR
  NE=NEA
  N1=NE
  DO 80 JA=1,N1-1
  FJ(JA)=AUX(N1)
  N1=N1+2

```

```

      IF(N1.LT.NE)GO TO 80
      N1=N1+4
      NE=3*(NA+1)+2*NA+1
80  CONTINUE
      DO 100 JA=NA,NCI-NA+1
      FJ(JA)=AUX(N1)
      N1=N1+1
      IF(N1.LT.NE) GO TO 100
      N1=N1+4
      N1A=N1A+1
      NE=3*(NA+1)+2*(NA+1)*N1A-1
100  CONTINUE
      DO 150 JA=NCI-NA+2,NCI
      FJ(JA)=AUX(N1)
      N1=N1+2
150  CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE RMRPA(NA)
 C*****REARRANJA A MATRIZ DE RIGIDEZ DE UMA PAREDE COLOCANDO A RIGIDEZ
 C*****EQUIVALENTE AS COORDENADAS INTERNAS PRIMEIRO
 \$DEBUG

```

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      DIMENSION AUZ(3570)
      NT=4*(NA+1)
      NCI=NA-1
      NUI=NT-NA-2
      NP1A=NCI+2*(NA+1)+1
      NE=2*(NA+1)+2
      DO 400 J1=1,NUI
      J3=NUI-J1+1
      N1=NCI+1
      NE=1
      NP1=NP1A
      DO 100 JA=1,NUI
      IF(JA.LT.J3)THEN
      JT=J3*(J3-1)/2+JA
      ELSE
      JT=JA*(JA-1)/2+J3
      END IF
      AUZ(JA)=RJ(JT)
100  CONTINUE
      DO 200 JA=N1,NP1
      IF(JA.LT.J3)THEN
      JT=J3*(J3-1)/2+JA
      AUZ(JT)=AUZ(NE)
      ELSE
      JT=JA*(JA-1)/2+J3
      AUZ(JT)=AUZ(NE)
      END IF
      NE=NE+1

```

```

200 CONTINUE
   NI=NE
   DO 300 JA=1,NC1
     IF(JA.LT.J3)THEN
       JT=J3*(J3-1)/2+JA
       AUX(JT)=AUZ(NI)
     ELSE
       JT=JA*(JA-1)/2+J3
       RJ(JT)=AUZ(NI)
     END IF
   NI=NI+1
300 CONTINUE
400 CONTINUE
   DO 800 J1=1,NT
     J3=NT-J1+1
     NI=NC1+1
     NE=1
     NPI=NP1A
     DO 500 JA=1,NU1
       IF(J3.LT.JA)THEN
         JT=JA*(JA-1)/2+J3
         AUZ(JA)=AUX(JT)
       ELSE
         JT=J3*(J3-1)/2+JA
         AUZ(JA)=RJ(JT)
       END IF
     500 CONTINUE
     DO 600 JA=NI,NPI
       IF(J3.LT.JA)GO TO 650
       JT=J3*(J3-1)/2+JA
       RJ(JT)=AUZ(NE)
     NE=NE+1
     600 CONTINUE
650 NI=NK
   DO 700 JA=1,NC1
     IF(JA.GT.J3) GO TO 800
     JT=J3*(J3-1)/2+JA
     RJ(JT)=AUZ(NI)
     NI=NI+1
700 CONTINUE
800 CONTINUE
   RETURN
   END

```

SUBROUTINE RVEPA(NA,FJ)

C*****REARRANJA O VETOR DOS ESFORCOS DAS PAREDES COLOCANDO OS ESFORCOS
C*****CORRESPONDENTES AS COORDENADAS INTERNAS NAS PRIMEIRAS POSICOES
@DEEUG

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /TRES/ AUX(7000)
DIMENSION FJ(84)
NT=4*(NA+1)
NC1=NA-1
NU1=NT-NA-2

```

```
NP1A=NC1+2*(NA+1)+1
NE=2*(NA+1)+2
NI=NC1+1
NE=1
NP1=NP1A
DO 100 JA=1,NUI
100 AUX(JA)=FJ(JA)
DO 200 JA=NI,NP1
FJ(JA)=AUX(NE)
200 NE=NE+1
DO 300 JA=1,NC1
FJ(JA)=AUX(NE)
300 NE=NE+1
RETURN
END
```

```
SUBROUTINE RVDP(NA,NC,FJ)
C*****COLOCA OS DESLOCAMENTOS DOS PORTICOS NA NUMERACAO INICIAL
&DEBUG
&LARGE
```

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /TRES/ AUX(7000)
DIMENSION FJ(84)
NT=2*(NA+1)*NC+NA+1
NC1=2*(NA-1)*(NC-2)+2*(NA-1)
NUI=NT-3
NP1A=NC1+NA+3
NE=1
NK=NA+4
NEA=3*NA+2
NI=NC1+1
NE=1
NP1=NP1A
DO 10 JA=1,NUI
10 AUX(JA)=FJ(JA)
DO 20 JA=NI,NP1
FJ(NE)=AUX(JA)
20 NE=NE+1
NE=NE+1
NI=NP1+1
NP1=NI+NA-2
DO 30 JA=NI,NP1
FJ(NE)=AUX(JA)
30 NE=NE+2
NE=NE-1
NI=NP1+1
NP1=NI+3
40 CONTINUE
DO 50 JA=NI,NP1
FJ(NE)=AUX(JA)
50 NE=NE-1
NI=NP1+1
NP1=NI+3
NUI=NUI-NA+3
```

```

        IF(NP1.GT.NAUX)GO TO 60
        NE=NE+2*(NA-1)
        GO TO 40
60 CONTINUE
        NE=NE+1
        NP1=NI+NA-3
        IF(NP1.LT.NI)GO TO 75
        DO 70 JA=NI,NP1
        FJ(NE)=AUX(JA)
70 NE=NE+2
75 N1A=NI
        NE=NEA
        NI=NK
        DO 80 JA=1,NA-1
        FJ(NI)=AUX(JA)
        NI=NI+2
        IF(NI.LT.NE)GO TO 80
        NI=NI+4
        NE=3*(NA+1)+2*NA+1
80 CONTINUE
        DO 100 JA=NA,NCI-NA+1
        FJ(NI)=AUX(JA)
        NI=NI+1
        IF(NI.LT.NE) GO TO 100
        NI=NI+4
        N1A=N1A+1
        NE=3*(NA+1)+2*(NA+1)*N1A-1
100 CONTINUE
        DO 150 JA=NCI-NA+2,NCI
        FJ(NI)=AUX(JA)
        NI=NI+2
150 CONTINUE
        RETURN
        END

```

SUBROUTINE RVDPA(NA,FJ)

C*****COLOCA OS DESLOCAMENTOS DAS PAREDES NA NUMERACAO INICIAL
 \$DEBUG
 \$LARGE

```

        IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
        COMMON /TRES/ AUX(7000)
        DIMENSION FJ(84)
        NT=4*(NA+1)
        NCI=NA-1
        NUI=NT-NA-2
        NP1A=NCI+2*(NA+1)+1
        NK=2*(NA+1)+2
        NI=NCI+1
        NE=1
        NP1=NP1A
        DO 100 JA=1,NUI
100 AUX(JA)=FJ(JA)
        DO 200 JA=NI,NP1
        FJ(NE)=AUX(JA)

```

```

200 NE=NE+1
    DO 300 JA=1,NC1
        FJ(NE)=AUX(JA)
300 NE=NE+1
    RETURN
    END

```

```

SUBROUTINE RMES(NA,NDP1,NDP,NDNPP)
C*****REARRANJA A MATRIZ DE RIGIDEZ DA SUBESTRUTURA TRIDIMENSIONAL
C*****COLOCANDO A RIGIDEZ EQUIVALENTE AS COORDENADAS INTERNAS PRIMEIRO
$DEBUG
$LARGE

```

```

    IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
    COMMON /UM/ R(8000)
    COMMON /TRES/ AUX(7000)
    DIMENSION AUZ(4000)
    NT=3*(NA+1)+NDP1*(NA+5)+4*NDP+NDNPP*(NA+1)
    NC1=(NA-1)*(NDP1+NDNPP+3)
    N1=3*NDP1+2*NDP+NDNPP+3
    NUI=NT-N1
    NIA=N1+1
    DO 30 J1=1,NUI
        J3=NUI-J1+1
        NE=NC1+1
        DO 10 JA=1,NUI
            IF(JA.LT.J3)THEN
                JT=J3*(J3-1)/2+JA
            ELSE
                JT=JA*(JA-1)/2+J3
            END IF
            AUZ(JA)=R(JT)
10    CONTINUE
            DO 20 JA=1,N1
                IF(NE.LT.J3)THEN
                    JT=J3*(J3-1)/2+NE
                    AUX(JT)=AUZ(JA)
                ELSE
                    JT=NE*(NE-1)/2+J3
                    R(JT)=AUZ(JA)
                END IF
                NE=NE+1
20    CONTINUE
                NE=1
                DO 30 JA=NIA,NUI
                    IF(NE.LT.J3)THEN
                        JT=J3*(J3-1)/2+NE
                        AUX(JT)=AUZ(JA)
                    ELSE
                        JT=NE*(NE-1)/2+J3
                        R(JT)=AUZ(JA)
                    END IF
                    NE=NE+1
30    CONTINUE
                DO 40 JA=1,NT

```

```

    NE=NT-J1+1
    NE=NC1+1
    DO 40 JA=1,NUI
    IF(J3.LT.JA)THEN
    JT=JA*(JA-1)/2+J3
    AUZ(JA)=AUZ(JT)
    ELSE
    JT=J3*(J3-1)/2+JA
    AUZ(JA)=R(JT)
    END IF
40 CONTINUE
    DO 50 JA=1,N1
    IF(J3.LT.NE)GO TO 60
    JT=J3*(J3-1)/2+NE
    R(JT)=AUZ(JA)
    NE=NE+1
50 CONTINUE
60 NE=1
    DO 70 JA=N1A,NUI
    IF(J3.LT.NE)GO TO 80
    JT=J3*(J3-1)/2+NE
    R(JT)=AUZ(JA)
70 NE=NE+1
80 CONTINUE
    RETURN
    END

```

```

    SUBROUTINE RVES(NA,NDPI,NDP,NDNPP)
C*****REARRANJA O VETOR DOS ESFORÇOS DAS SUBESTRUTURAS COLOCANDO OS
C*****ESFORÇOS CORRESPONDENTES AS COORDENADAS INTERNAS PRIMEIR.
$DEBUG
$LARGE

```

```

    IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
    COMMON /TRES/ AUX(7000)
    COMMON /QUATRO/F(332),FC(256),RIG(36)
    NT=3*(NA+1)+NDPI*(NA+5)+4*NDP+NDNPP*(NA+1)
    N1=3*NDPI+2*NDP+NDNPP+3
    NE=(NA-1)*(NDPI+NDNPP+3)+1
    NUI=NT-N1
    N1A=N1+1
    DO 10 JA=1,NUI
10  AUX(JA)=F(JA)
    DO 20 JA=1,N1
    F(NE)=AUX(JA)
20  NE=NE+1
    NE=1
    DO 30 JA=N1A,NUI
    F(NE)=AUX(JA)
30  NE=NE+1
    RETURN
    END

```

```

    SUBROUTINE AVDS(NA,NDPI,NDP,NDNPP)
C*****COLOCA OS DESLOCAMENTOS DAS SUBESTRUTURAS NA NUMERAÇÃO INICIAL

```


DEBUG
SLARGE

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /TRES/ AUX(7000)
COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
NT=3*(NA+1)+NDP1*(NA+5)+4*NDP+NDKPP*(NA+1)
NI=3*NDP+2*NDF+NDNPP+3
NE=(NA-1)*(NDP1+NDNPP+3)+1
NUI=NT-NI
NIA=NI+1
DO 10 JA=1,NUI
10 AUX(JA)=F(JA)
DO 20 JA=1,NI
F(JA)=AUX(NE)
20 NE=NE+1
NE=1
DO 30 JA=NIA,NUI
F(JA)=AUX(NE)
30 NE=NE+1
RETURN
END
```

- 10 -

```
      SUBROUTINE FORWARD(N,FD)
C*****RESOLVE UM SISTEMA DE EQUACOES NO QUAL A MATRIZ DOS COEFICIENTES
C*****E TRIANGULAR INFERIOR
$DEBUG
```

```
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      DIMENSION FD(256)
      DO 40 I=1,N
      TEMP=FD(I)
      IF(I-1)10,30,10
10  J=I-1
      DO 20 K=1,J
      L=I*(I-1)/2+K
20  TEMP=TEMP-AUX(L)*FD(K)
30  FD(I)=TEMP
40  CONTINUE
      RETURN
      END
```

```
      SUBROUTINE BACK(N,FD)
C*****RESOLVE UM SISTEMA DE EQUACOES NO QUAL A MATRIZ DOS COEFICIENTES
C*****E TRIANGULAR SUPERIOR
$DEBUG
```

```
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      DIMENSION FD(256)
      J=N+1
      DO 40 I=1,N
      J=J-1
      TEMP=FD(J)
      IF(J-N)20,10,20
10  FD(J)=TEMP
      GO TO 40
20  J1=J+1
      DO 30 K=J1,N
      L=K*(K-1)/2+J
30  TEMP=TEMP-AUX(L)*FD(K)
      FD(J)=TEMP
40  CONTINUE
      RETURN
      END
```

```
      SUBROUTINE MADI(N,FD,VD)
C*****RESOLVE UM SISTEMA DE EQUACOES NO QUAL A MATRIZ DOS COEFICIENTES
C*****E DIAGONAL
$DEBUG
```

```
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION FD(256),VD(332)
      DO 10 I=1,N
      FD(I)=FD(I)/VD(I)
10  CONTINUE
      RETURN
      END
```

```
      SUBROUTINE IMV(L,M,C)
C*****RESOLVE O PRODUTO DE UMA MATRIZ POR UM VETOR
$DEBUG
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      COMMON /QUATRO/ F(332),FC(256),RIG(36)
      DIMENSION C(332)
      IC=1
      DO 10 I=1,L
      FC(I)=0.
      DO 10 J=1,M
      FC(J)=FC(I)+AUX(IC)*C(J)
      IC=IC+1
10 CONTINUE
      RETURN
      END
```

```
      SUBROUTINE RN(NI,NE,NRI)
C*****RETIRA DA MATRIZ DE RIGIDEZ A SUBMATRIZ "RN"
$DEBUG
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /UR/ R(8000)
      COMMON /DOIS/ RJ(3570)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      NT=NJ+NE
      NAUX=(NT*NT+NT)/2
      DO 10 K=1,2020
10 AUX(K)=0.
      IF(NRI.EQ.1)THEN
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE SUBESTRUTURA TRIDIMENSIONAL (NRI=1)
      I=1
      DO 100 JA=1,NE
      NJ=NJ+JA
      DO 100 IB=1,NI
      JT=NJ*(NJ-1)/2+IB
      AUX(I)=R(JT)
      I=I+1
100 CONTINUE
      ELSE
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE PAINEL (NRI=0)
      I=1
      DO 200 JA=1,NE
      NJ=NJ+JA
      DO 200 IB=1,NI
      JT=NJ*(NJ-1)/2+IB
      AUX(I)=RJ(JT)
      I=I+1
200 CONTINUE
      END IF
      RETURN
      END
```

```
      SUBROUTINE RT(NI,NE,NRI)
C*****RETIRA DA MATRIZ DE RIGIDEZ A SUBMATRIZ "RT"
```

SDEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /UM/ R(8000)
COMMON /DOIS/ RJ(3570)
COMMON /TRES/ AUX(7000)
NT=N1+NE
NAUX=(NT*NT+NT)/2
DO 10 K=1,2020
10 AUX(K)=0.
IF(NRI.EQ.1)THEN
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE SUBESTRUTURA TRIDIMENSIONAL (NRI=1)
I=1
DO 100 IB=1,N1
DO 100 JA=1,NE
NJ=JA+N1
JT=NJ*(NJ-1)/2+IB
AUX(I)=R(JT)
I=I+1
100 CONTINUE
ELSE
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE PAINEL (NRI=0)
I=1
DO 200 IB=1,N1
DO 200 JA=1,NE
NJ=JA+N1
JT=NJ*(NJ-1)/2+IB
AUX(I)=RJ(JT)
I=I+1
200 CONTINUE
END IF
RETURN
END
```

SUBROUTINE LNLT(N1,NRI)

C*****RETIRA DA MATRIZ DE RIGIDEZ AS SUBMATRIZES "LN" E "LT"

SDEBUG

```
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMMON /UM/ R(8000)
COMMON /DOIS/ RJ(3570)
COMMON /TRES/ AUX(7000)
DO 10 K=1,2020
10 AUX(K)=0.
IF(NRI.EQ.1)THEN
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE SUBESTRUTURA (NRI=1)
DO 100 IB=1,N1
DO 100 JA=1,N1
IF(JA-IB)100,50,50
50 JT=JA*(JA-1)/2+1E
AUX(JT)=R(JT)
100 CONTINUE
ELSE
C-----MATRIZ DE RIGIDEZ DE PAINEL (NRI=0)
DO 100 IB=1,N1
```

```

DO 200 JA=1,N
  IF(JA-1B)200,150,150
150 JT=JA*(JA-1)/2+1B
  AUX(JT)=RJ(JT)
200 CONTINUE
  END IF
  RETURN
END

```

```

SUBROUTINE GAUSS(N,M,VD)
C*****TRIANGULARIZA A MATRIZ DO PAINEL E RESOLVE UM SISTEMA DE EQUACOES
C*****PELO PROCESSO DE GAUSS
$DEBUG

```

```

  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  COMMON /DOIS/ RJ(3570)
  COMMON /TRES/ AUX(7000)
  DIMENSION VD(332)
  DO 5 I=1,332
5 VD(I)=0.
  DO 7 K=1,2020
7 AUX(K)=0.
  NU=6
  DO 40 I=1,M
  J=I*(I-1)/2+1
  BAUX=RJ(J)
  VD(I)=RJ(J)
  IF(ABS(BAUX)-1.E-20)800,800,10
10 ICONT=I+1
  20 K=(ICONT-1)*ICONT/2+1
  BAUX=-RJ(K)/RJ(J)
  JL=ICONT
  AUX(ICONT)=AUX(ICONT)+BAUX*AUX(I)
  DO 30 JC=ICONT,N
  K=(JC-1)*JC/2+1
  L=(JC-1)*JC/2+JL
  RJ(L)=RJ(L)+BAUX*RJ(K)
30 CONTINUE
  ICONT=ICONT+1
  IF(ICONT-N)20,20,40
40 CONTINUE
  DO 50 I=1,M
  J=I*(I-1)/2+1
  JAU=I+1
  DO 50 L=JAU,N
  K=L*(L-1)/2+1
  RJ(K)=RJ(K)/RJ(J)
50 CONTINUE
  IF(M-N+1)1000,60,1000
60 CONTINUE
  DO 70 I=1,N
  H=I*(I-1)/2+1
70 AUX(I)=AUX(I)/RJ(H)
  IF=1
  DO 240 I=1,N

```

```

      J=J-1
      BAUX=AUX(J)
      IF(J-N)220,210,220
210  AUX(J)=BAUX
      GO TO 240
220  J1=J+1
      DO 230 K=J1,N
      L=K*(K-1)/2+J
230  BAUX=BAUX-RJ(L)*AUX(K)
      AUX(J)=BAUX
240  CONTINUE
      GO TO 1000
800  WRITE(NW,900)
900  FORMAT(///,24X,'ELEMENTO NULO NA DIAGONAL PRINCIPAL')
1000 CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

      SUBROUTINE GAUSS2(N,M,VD)
C*****TRINGULARIZA A MATRIZ DA SUBESTRUTURA E RESOLVE UM SISTEMA
C*****DE EQUACOES PELO PROCESSO DE GAUSS
@DEBUG

```

```

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMMON /UM/ R(8000)
      COMMON /TRES/ AUX(7000)
      DIMENSION VD(332)
      NW=6
      DO 5 I=1,332
5  VD(I)=0.
      DO 7 K=1,2020
7  AUX(K)=0.
      DO 40 I=1,M
      J=I*(I-1)/2+1
      BAUX=R(J)
      VD(I)=R(J)
      IF(ABS(BAUX)-1.E-20)800,800,10
10  ICONT=I+1
20  K=(ICONT-1)*ICONT/2+1
      BAUX=-R(K)/R(J)
      JL=ICONT
      AUX(ICONT)=AUX(ICONT)+BAUX*AUX(I)
      DO 30 JC=ICONT,N
      K=(JC-1)*JC/2+1
      L=(JC-1)*JC/2+JL
      R(L)=R(L)+BAUX*R(K)
30  CONTINUE
      ICONT=ICONT+1
      IF(ICONT-N)20,20,40
40  CONTINUE
      DO 50 I=1,K
      J=I*(I-1)/2+1
      JAU=I+1
      DO 40 L=JAU,N
      R(L)=R(L)+AUX(I)*R(J)

```

```

      R(K)=R(E)/R(J)
50  CONTINUE
      IF(E-N+1)1000,60,1000
60  CONTINUE
      DO 70 I=1,N
      E=I*(I-1)/2+1
70  AUX(I)=AUX(I)/R(K)
      J=K+1
      DO 240 I=1,N
      J=J-1
      BAUX=AUX(J)
      IF(J-N)220,210,220
210  AUX(J)=BAUX
      GO TO 240
220  JI=J+1
      DO 230 K=JI,N
      L=K*(K-1)/2+J
230  BAUX=BAUX-R(L)*AUX(K)
      AUX(J)=BAUX
240  CONTINUE
      GO TO 1000
800  WRITE(NW,900)
900  FORMAT(///,24X,'ELEMENTO NULO NA DIAGONAL PRINCIPAL')
1000 CONTINUE
      RETURN
      END

```

CAPÍTULO V

EXEMPLOS E CONCLUSÕES

5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados exemplos, com o objetivo de mostrar algumas aplicações do programa, assim como a influência das deformações por força cortante, dos nós rígidos de tamanho finito e da consideração do efeito "P- Δ " em estruturas tridimensionais.

Os resultados do comportamento dos núcleos, como paredes de seção aberta, utilizando a associação de paredes planas são comparados com os obtidos através da teoria de VLASSOV [5].

5.2 - EXEMPLO Nº 1

Trata-se de um edifício de estrutura tubular, em concreto armado, com 15 andares, pé-direito de 3m, cuja planta é mostrada na fig. 5.1. As vigas e os pilares apresentam seção transversal retangular constante, iguais a 20cm x 60cm e 30cm x 30cm, respectivamente. Foram adotados $E = 20.000 \text{ MPa}$, $G = 8.000 \text{ MPa}$, $c = 0,8$ (seção retangular de concreto).

A estrutura tridimensional está submetida a uma carga lateral de vento aplicada segundo o eixo O_z , igual a:

$$F_z = 25,5 \text{ kN} \text{ na laje de topo do edifício,}$$

$$F_z = 51,0 \text{ kN} \text{ nas lajes dos demais andares.}$$

Serão mostradas neste exemplo a influência das deformações por força cortante, visto que as vigas apresentam alturas da ordem de 40% do vão, assim como a influência dos nós rígidos de tamanho finito (30cm x 60cm), uma vez que a largura dos pilares é da ordem de 20% de seus espaçamentos e a altura das vigas 20% do pé-direito.

A seguir são mostrados e comparados em tabelas (V-1 a V-8) e gráficos, os resultados obtidos das análises em 1ª ordem nos seguintes casos:

- Caso 1) Não considera as deformações por força cortante, nem os nós rígidos de tamanho finito.
- Caso 2) Considera as deformações por força cortante e não considera os nós rígidos de tamanho finito.
- Caso 3) Não considera as deformações por força cortante e considera os nós rígidos de tamanho finito.
- Caso 4) Considera as deformações por força cortante e os nós rígidos de tamanho finito.

FAKURY [1] já analisou este mesmo edifício, considerando a influência dos nós rígidos de tamanho finito, usando a técnica do meio contínuo.

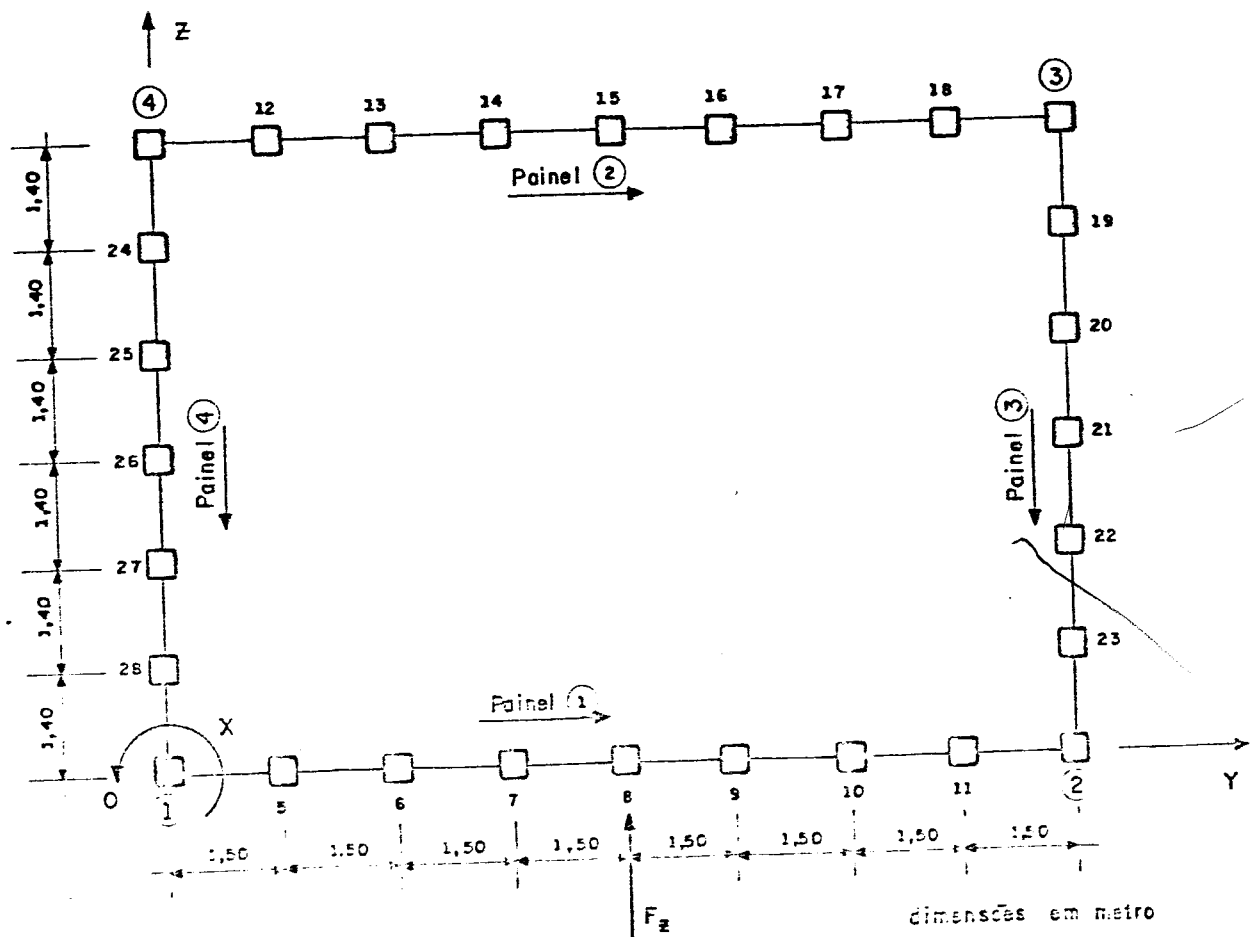


FIG. 5.1— Estrutura do Exemplo 1

Translação Z da estrutura (cm)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	0,96	1,01	0,50	0,54
02	1,96	2,09	1,04	1,14
03	2,94	3,13	1,57	1,73
04	3,87	4,13	2,09	2,29
05	4,76	5,07	2,59	2,84
06	5,59	5,96	3,06	3,35
07	6,36	6,78	3,50	3,84
08	7,07	7,53	3,91	4,28
09	7,71	8,21	4,28	4,69
10	8,28	8,81	4,62	5,06
11	8,78	9,34	4,93	5,39
12	9,21	9,79	5,19	5,67
13	9,56	10,16	5,42	5,91
14	9,85	10,46	5,61	6,11
15	10,06	10,68	5,76	6,27

Tabela V-1

Forças normais no pilar "P4" (kN)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	461,5	468,6	374,5	384,8
02	340,8	349,0	263,8	274,3
03	254,2	260,9	191,9	199,7
04	188,5	193,5	139,9	145,2
05	136,6	140,2	100,0	103,4
06	94,9	97,2	68,4	70,2
07	61,0	62,3	42,8	43,6
08	33,6	34,1	22,2	22,1
09	11,7	11,7	5,9	5,2
10	-5,0	-5,5	-6,7	-7,8
11	-16,8	-17,5	-15,5	-16,9
12	-23,8	-24,6	-20,7	-22,1
13	-25,4	-26,2	-21,7	-23,0
14	-21,2	-21,8	-18,0	-19,0
15	-9,2	-9,6	-7,4	-7,96

Tabela V-2

Forças normais no pilar "24" do painel (4) (kN)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	120,1	122,8	139,0	142,3
02	139,5	139,3	153,4	153,8
03	133,7	133,8	139,6	140,9
04	119,2	119,9	119,3	121,4
05	101,8	102,9	98,1	100,5
06	84,2	85,6	78,1	80,5
07	67,7	69,2	60,2	62,4
08	52,9	54,4	44,6	46,7
09	40,2	41,6	31,6	33,4
10	29,5	30,8	21,1	22,7
11	21,0	22,1	13,2	14,4
12	14,5	15,4	7,6	8,6
13	9,8	10,5	4,1	4,9
14	6,4	6,8	2,5	2,9
15	3,1	3,2	1,3	1,4

Tabela V-3

Forças normais no pilar "5" do painel (1) (kN)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	217,8	214,3	236,5	232,8
02	198,0	196,2	211,1	209,9
03	171,4	171,0	178,9	179,6
04	143,8	144,4	147,3	149,0
05	117,7	118,8	118,5	120,6
06	93,8	95,2	92,9	95,0
07	72,7	74,2	70,7	72,6
08	54,3	55,8	51,6	53,4
09	38,7	40,1	35,6	37,2
10	25,9	27,2	22,6	23,9
11	15,7	16,8	12,4	13,6
12	8,0	9,1	5,0	6,0
13	2,9	3,7	0,3	1,1
14	0,1	0,5	-1,9	-1,2
15	1,7	-1,3	-2,4	-2,1

Tabela V-4

Forças cortantes no 1º tramo da viga do painel (4) (kN)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	139,9	137,6	136,5	134,3
02	116,1	116,1	110,2	110,6
03	100,1	100,4	95,3	95,8
04	88,1	88,4	84,5	84,8
05	78,1	78,4	75,6	75,8
06	69,3	69,5	67,7	67,7
07	61,2	61,3	60,3	60,2
08	53,4	53,4	53,0	52,9
09	45,9	45,8	45,9	45,7
10	38,3	38,2	38,8	38,5
11	30,7	30,5	31,5	31,3
12	22,9	22,7	24,0	23,8
13	14,6	14,4	16,2	15,9
14	5,5	5,4	7,4	7,2
15	-0,7	-0,9	0,8	0,7

Tabela V-5

Forças cortantes no 1º tramo da viga do painel (1) (kN)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	19,2	18,0	25,8	23,8
02	29,5	28,0	38,3	36,0
03	34,4	33,0	43,2	41,3
04	36,2	35,1	44,6	43,0
05	36,4	35,4	44,0	42,6
06	35,4	34,6	42,2	41,1
07	33,7	33,1	39,7	38,8
08	31,6	31,0	36,7	35,9
09	29,1	28,7	33,4	32,8
10	26,5	26,1	29,9	29,4
11	23,8	23,5	26,4	26,1
12	21,2	21,0	23,0	22,8
13	18,9	18,8	19,9	19,9
14	17,5	17,5	18,0	18,2
15	8,5	8,8	8,2	8,7

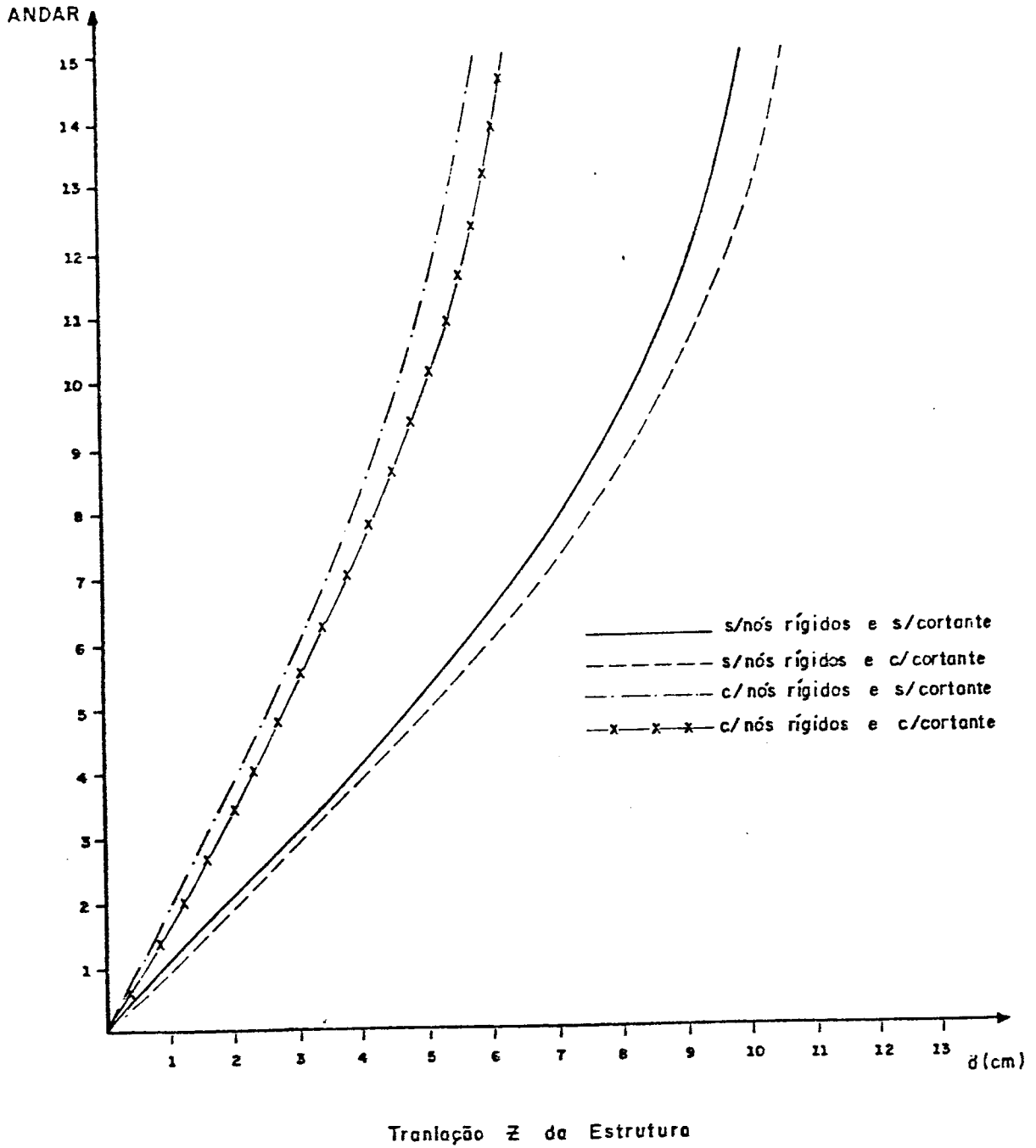
Tabela V-6

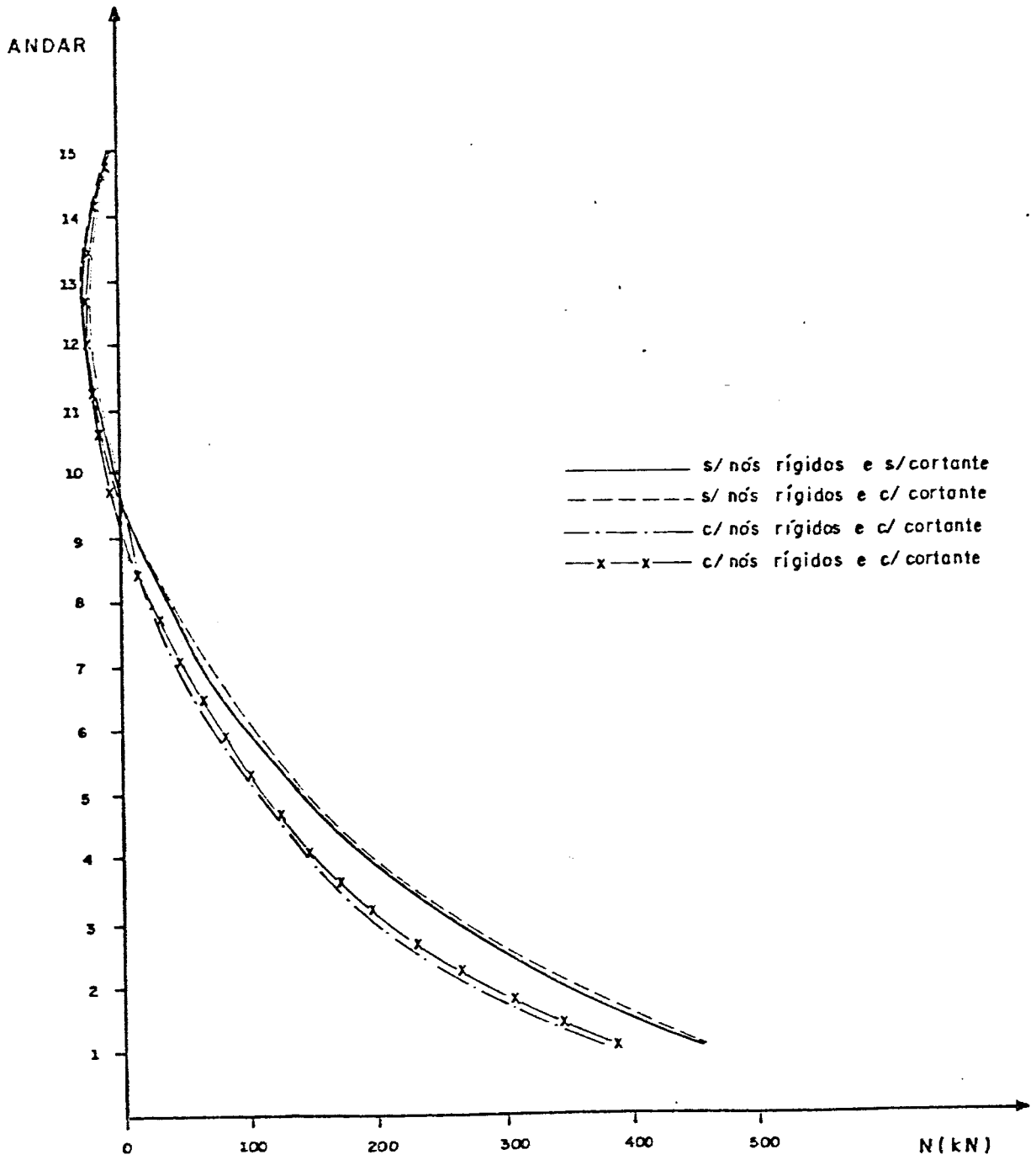
Momentos fletores na extremidade inferior do pilar "24" do painel (4) (kN.m)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	-82,8	-83,5	-83,0	-83,6
02	-77,3	-77,1	-78,1	-77,9
03	-70,5	-70,3	-70,7	-70,6
04	-64,1	-64,0	-64,2	-64,2
05	-58,0	-58,0	-58,1	-58,1
06	-52,2	-52,2	-52,3	-52,3
07	-46,5	-46,4	-46,7	-46,6
08	-40,9	-40,8	-41,1	-41,0
09	-35,4	-35,3	-35,6	-35,5
10	-29,8	-29,8	-30,2	-30,0
11	-24,4	-24,3	-24,7	-24,6
12	-18,9	-18,8	-19,2	-19,1
13	-13,3	-13,3	-13,7	-13,5
14	-7,8	-7,7	-8,1	-8,0
15	-2,2	-2,2	-2,4	-2,4

Tabela V-7

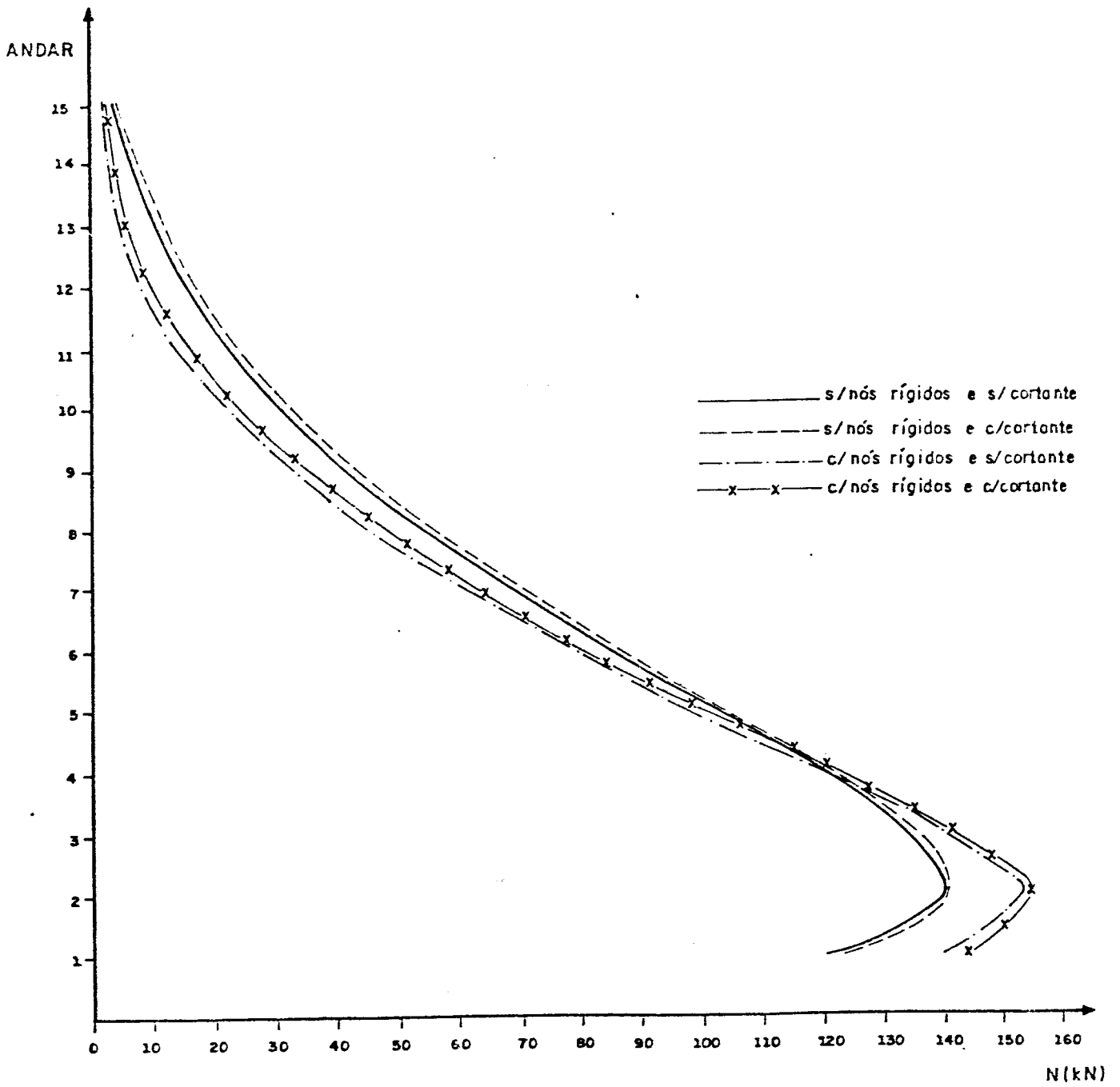
Momentos fletores na extremidade inferior do pilar "5" do painel (1) (kN.m)				
Andar	CASO (1)	CASO (2)	CASO (3)	CASO (4)
01	-1,8	-1,6	-3,2	-3,0
02	-6,5	-6,1	-10,0	-9,4
03	-9,6	-9,1	-14,4	-13,4
04	-11,6	-11,1	-16,8	-15,8
05	-12,8	-12,3	-18,0	-17,0
06	-13,4	-12,9	-18,3	-17,5
07	-13,6	-13,1	-18,2	-17,4
08	-13,4	-13,0	-17,6	-16,9
09	-13,0	-12,6	-16,7	-16,1
10	-12,4	-12,1	-15,6	-15,1
11	-11,8	-11,5	-14,4	-14,0
12	-11,1	-10,8	-13,2	-13,0
13	-10,4	-10,2	-12,1	-11,9
14	-9,8	-9,6	-11,2	-11,1
15	-9,5	-9,5	-10,7	-10,8

Tabela V-8

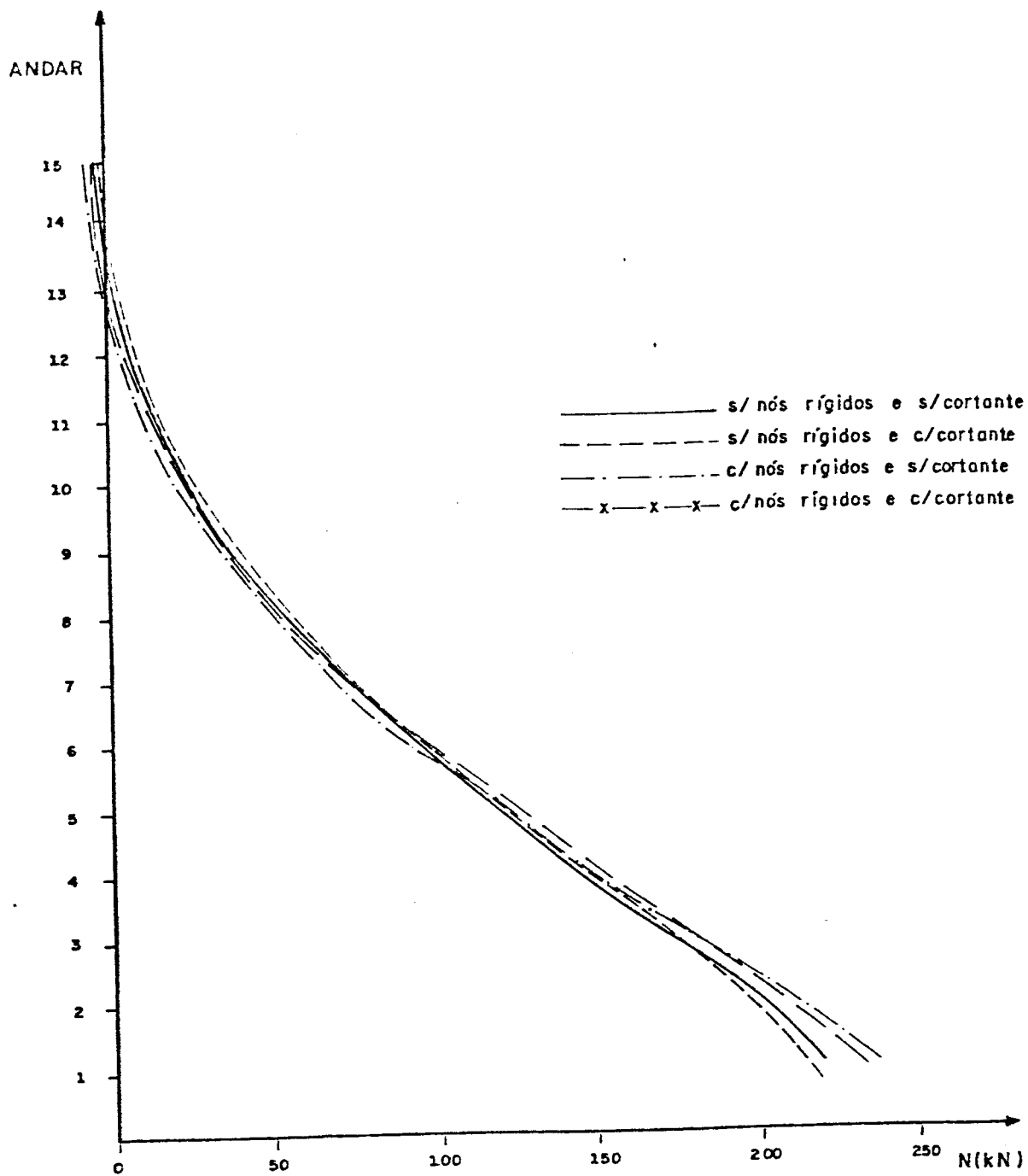




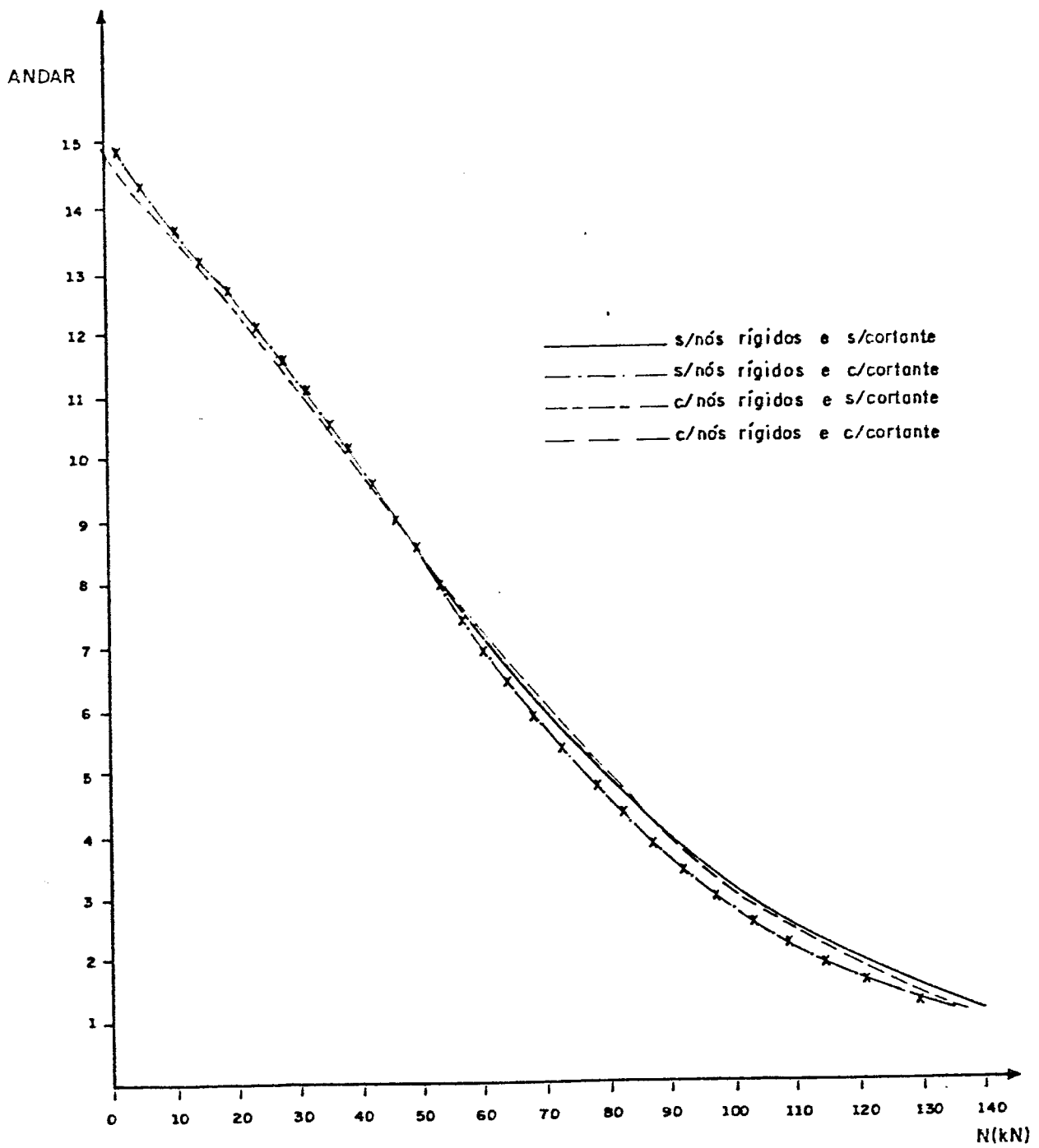
Forças Normais no Pilar "P4"



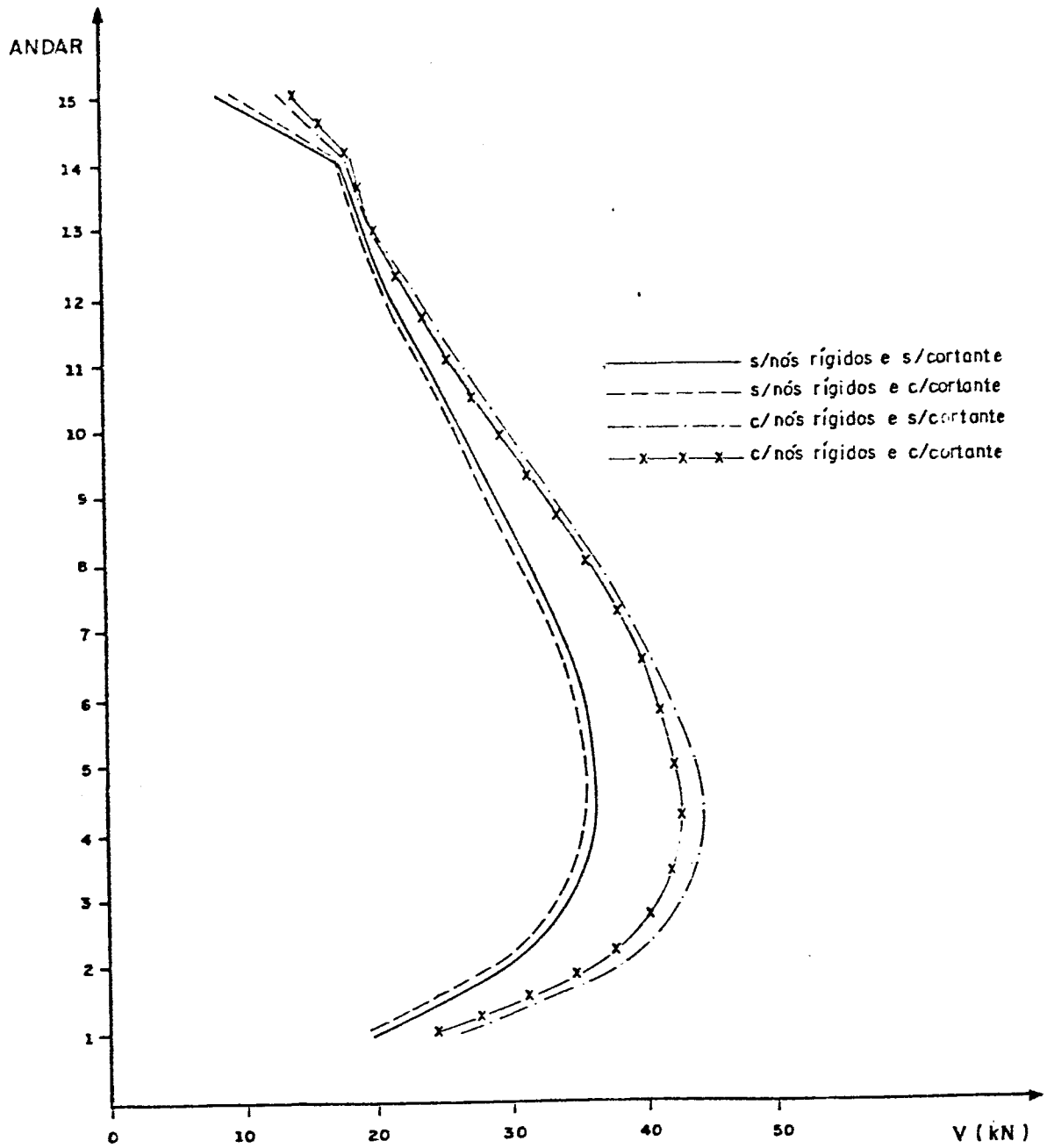
Forças Normais no Pilar 24 do Painel (4)



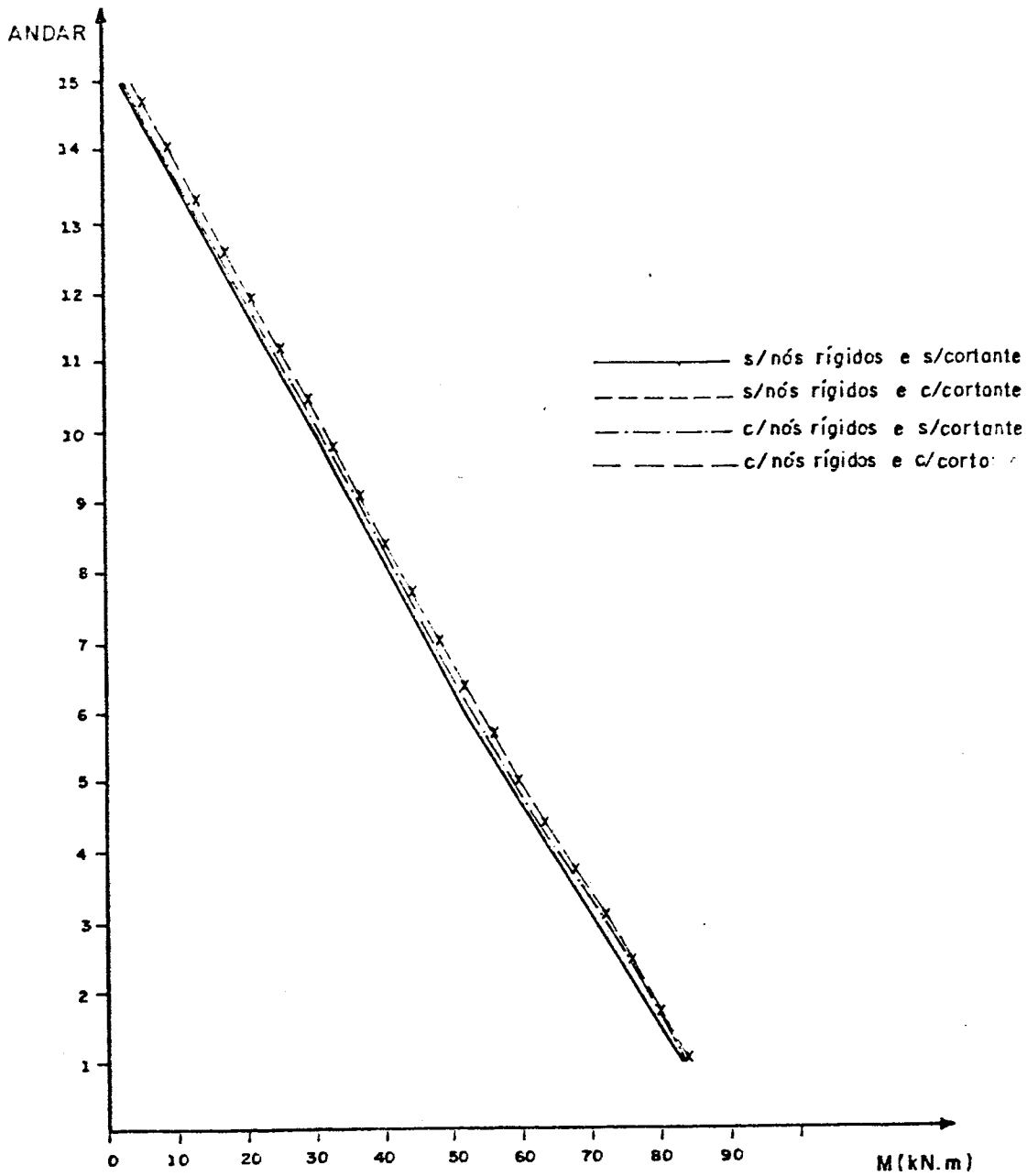
Forças Normais no Pilar "5" do Painel



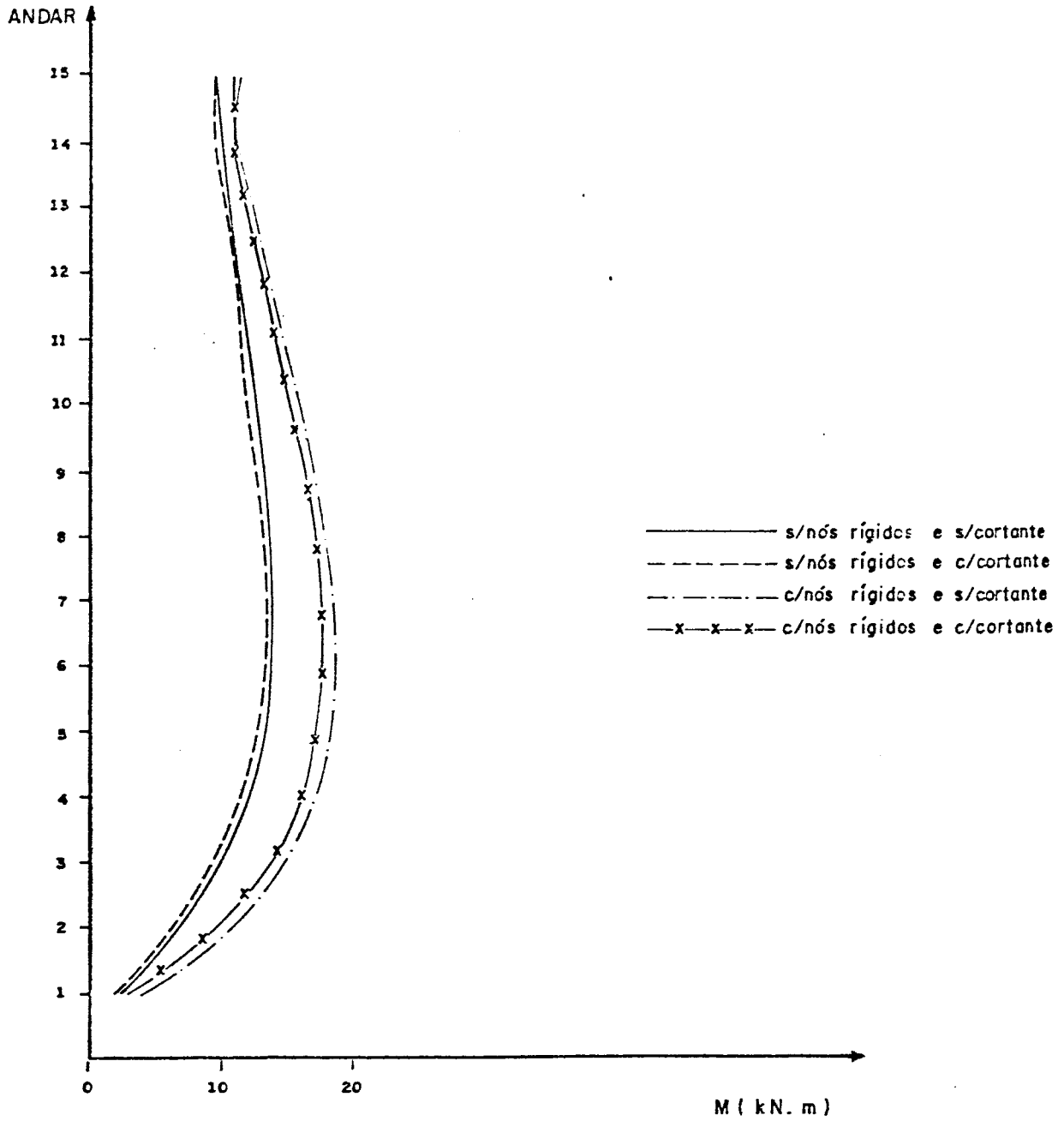
Forças Cortantes no 1º Tramo da Viga do Painel (4)



Forças Cortantes no 12º Tramo da Viga do Painel (1)



Momentos Fletores na Extremidade Inferior do Pilar "24" do Painei 4



Momentos Fletores na Extremidade Inferior do Pilar "5" do Painei 1

Analisando-se os deslocamentos laterais do edifício (tabela V-1), observa-se que a consideração das deformações das barras por força cortante reduz a rigidez da estrutura, aumentando conseqüentemente os deslocamentos. Esta redução de rigidez pode ser mostrada a partir do cálculo dos coeficientes F_{c2} , F_{c3} , F_{c4} que minoram os coeficientes de rigidez das barras quando as deformações por força cortante não são desprezadas (item 2.5.3.1).

Estes coeficientes de minoração dependem da forma da seção e do material; neste exemplo tem-se:

$$E = 20.000 \text{ MPa}$$

$$G = 8.000 \text{ MPa}$$

$$c = 0,8$$

$$I_{zv} = \frac{0,2 \times 0,6^3}{12} = 0,0036\text{m}^4$$

$$A_{xv} = 0,2 \times 0,6 = 0,12\text{m}^2$$

$$I_{zp} = \frac{0,3 \times 0,3^3}{12} = 0,000675\text{m}^4$$

$$A_{xp} = 0,3 \times 0,3 = 0,09\text{m}^2$$

- Para as vigas dos painéis (1) e (2) tem-se:

$$F_{c1} = \frac{6 \cdot E \cdot I_{zv}}{L_v^2 \cdot c \cdot G \cdot A_{xv}} = \frac{6 \times 20000 \times 0,0036}{1,5^2 \times 0,8 \times 8000 \times 0,12} = 0,25$$

$$F_{c2} = \frac{1}{1+2 \cdot F_{c1}} = \frac{1}{1+2 \times 0,25} = 0,67$$

$$F_{c3} = 1 - F_{c1} = 1 - 0,25 = 0,75$$

$$F_{c4} = 1 + \frac{F_{c1}}{2} = 1 + \frac{0,25}{2} = 1,13$$

então os coeficientes de minoração serão:

$$F_{C2} = 0,67 \text{ para os coeficientes de rigidez } \frac{6.E.I_{zv}}{L_v^2} \text{ e}$$

$$\frac{12.E.I_{zv}}{L_v^3}$$

$$F_{C2} \cdot F_{C4} = 0,76 \text{ para os coeficientes de rigidez } \frac{4.E.I_{zv}}{L_v}$$

$$F_{C2} \cdot F_{C3} = 0,50 \text{ para os coeficientes de rigidez } \frac{2.E.I_{zv}}{L_v}$$

-Para as vigas dos painéis (3) e (4) tem-se:

$$F_{C1} = \frac{6 \times 20.000 \times 0,0036}{1,4^2 \times 0,8 \times 8000 \times 0,12} = 0,29$$

$$F_{C2} = \frac{1}{1+2 \times 0,29} = 0,63$$

$$F_{C3} = 1 - 0,29 = 0,71$$

$$F_{C4} = 1 + \frac{0,29}{2} \cong 1,15$$

e os coeficientes de minoração serão:

$$F_{C2} = 0,63 \text{ para } \frac{6.E.I_{zv}}{L_v^2} \text{ e } \frac{12.E.I_{zv}}{L_v^3}$$

$$F_{C2} \cdot F_{C4} = 0,72 \text{ para } \frac{4.E.I_{zv}}{L_v}$$

$$F_{C2} \cdot F_{C3} = 0,45 \text{ para } \frac{2.E.I_{zv}}{L_v}$$

-Para os pilares tem-se:

$$F_{c1} = \frac{6 \times 20.000 \times 0,000675}{3^2 \times 0,8 \times 8000 \times 0,09} \cong 0,02$$

$$F_{c2} = \frac{1}{1 + 2 \times 0,02} = 0,96$$

$$F_{c3} = 1 - 0,02 = 0,98$$

$$F_{c4} = 1 + \frac{0,02}{2} = 1,01$$

e os coeficientes de minoração serão:

$$F_{c2} = 0,96 \quad \text{para} \quad \frac{6.E.I_{zp}}{L_p^2} \quad \text{e} \quad \frac{12.E.I_{zp}}{L_p^3}$$

$$F_{c2} \cdot F_{c4} = 0,97 \quad \text{para} \quad \frac{4.E.I_{zp}}{L_p}$$

$$F_{c2} \cdot F_{c3} = 0,94 \quad \text{para} \quad \frac{2.E.I_{zp}}{L_p}$$

Como se observa pelos valores dos coeficientes de minoração, a redução da rigidez é maior para as vigas do que para os pilares, visto que a relação entre a altura da seção transversal e o vão é bem maior nas vigas do que nos pilares.

É importante observar que a redução da rigidez da estrutura vai depender da influência da rigidez individual das vigas e dos pilares na rigidez da estrutura. Neste exemplo, embora a redução da rigidez das vigas tenha sido relativamente grande, a redução da rigidez da estrutura foi relativamente pequena, uma vez que a influência da rigidez das vigas na rigidez da estrutura é pequena se comparada com a dos pilares.

A redução da rigidez da estrutura devido, as deformações por força cortante, é maior quando se leva em consideração a influência dos nós rígidos de tamanho finito, uma vez que os trechos rígidos das vigas e pilares diminuem o vão livre, aumentando-se os valores de F_{c1} e consequentemente os coeficientes de minoração de rigidez. O consequente aumento dos deslocamentos laterais está mostrado na tabela V-1 (caso 4).

Pelos resultados obtidos no caso 3, fica evidenciada a importância da consideração dos nós rígidos de tamanho finito na análise de estruturas tubulares. Estes nós aumentam a rigidez da estrutura tubular, aproximando mais o seu comportamento ao do tubo ideal. Isto está evidenciado pela diminuição das forças normais nos pilares de canto e os respectivos aumentos nos pilares "5" e "24" (redução do chamado efeito "shear lag").

Neste exemplo pode-se observar ainda a importância da utilização de um modelo tridimensional, quando se trata de edifício alto sob carregamento lateral, visto que, com esta modelagem, tanto os painéis que estão na direção do carregamento quanto os ortogonais a ele contribuem na rigidez, aproximando mais o comportamento do modelo ao da estrutura real. Isto fica evidenciado pelos valores dos esforços nos painéis (1) e (2) (tabelas V-4, V-6 e V-8) que seriam nulos numa análise plana.

5.3 - EXEMPLO Nº 2

Trata-se de um edifício em estrutura metálica, com 20 andares, pé-direito de 3,6m, com painéis pórticos ao contorno e um núcleo formado de painéis treliçados (pórticos com diagonais), cuja planta é mostrada na fig.5.2, e as vistas dos painéis treliçados na fig.5.3.

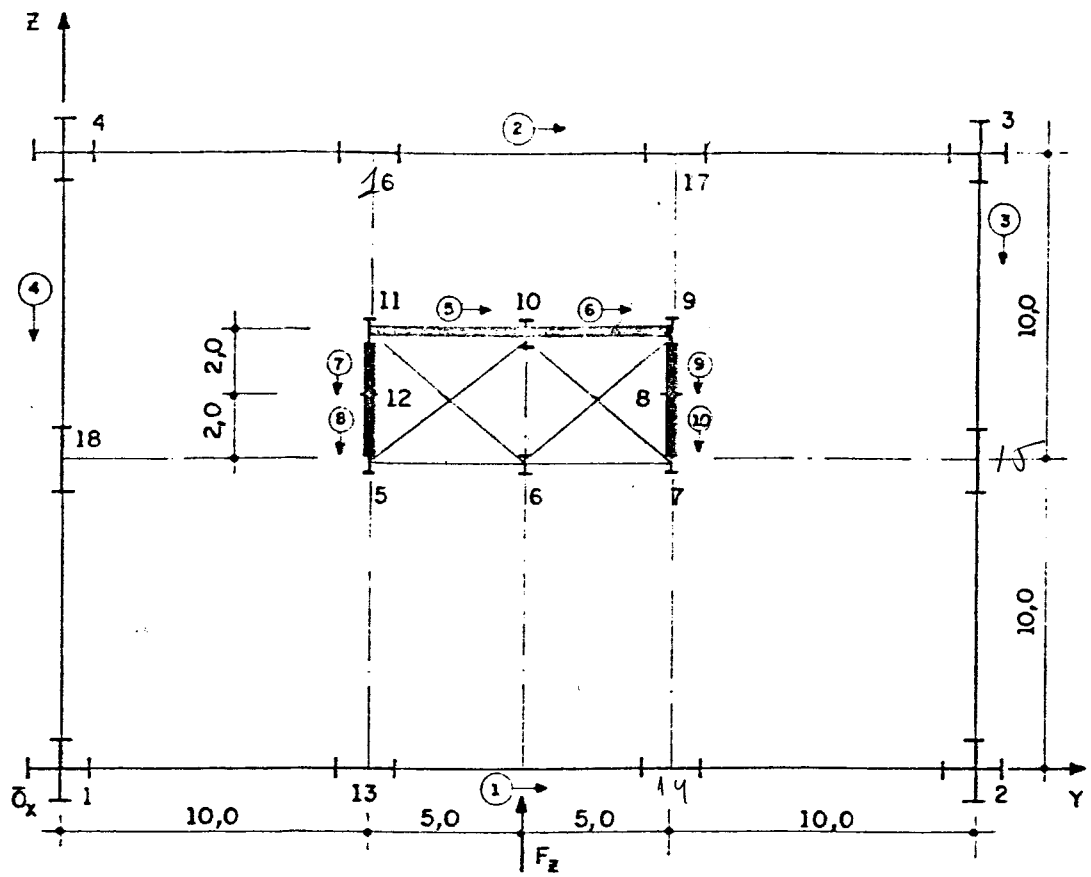


FIG. 5.2 - Edifício do Exemplo 2

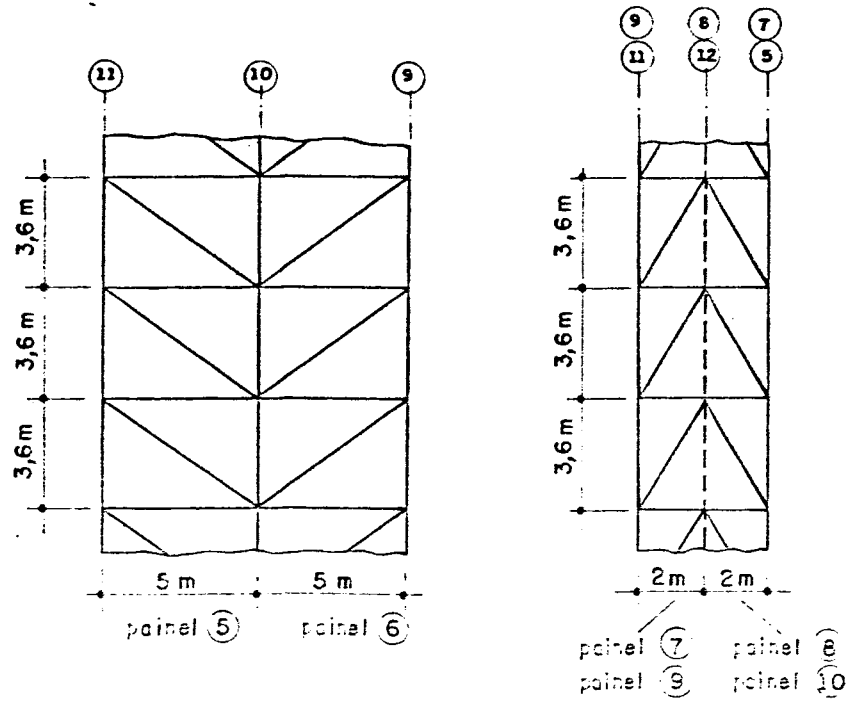


FIG. 5.3 - Vista dos Painéis Tralçados

As barras da estrutura apresentam as seguintes propriedades geométricas:

a) Painéis (1), (2), (3), (4)

a.1) Pilares

$$A_{xp} = 0,074m^2 \text{ (do 1º ao 10º andar)}$$

$$A_{xp} = 0,037m^2 \text{ (do 11º ao 20º andar)}$$

$$I_{zp} = 0,0275m^4 \text{ (do 1º ao 10º andar)}$$

$$I_{zp} = 0,0043m^4 \text{ (do 11º ao 20º andar)}$$

Obs.: Os pilares de canto são formados por dois perfis soldados em forma de cruz, conforme se vê em planta, e têm conseqüentemente área igual a $2.A_{xp}$.

a.2) Vigas

$$I_{zv} = 0,00094m^4$$

b) Painéis (5), (6), (7), (8), (9), (10)

b.1) Pilares

$$A_{xp} = 0,07m^2 \text{ (do 1º ao 10º andar)}$$

$$A_{xp} = 0,04m^2 \text{ (do 11º ao 20º andar)}$$

$$I_{zp} = 0 \text{ (do 1º ao 20º andar)}$$

Obs.: Os pilares 8 e 12 são fictícios, portanto têm $A_{xp}=0$.

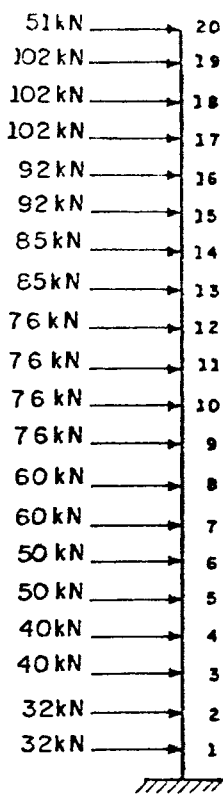
b.2) Vigas

$$I_{zv} = 0 \text{ (do 1º ao 20º andar)}$$

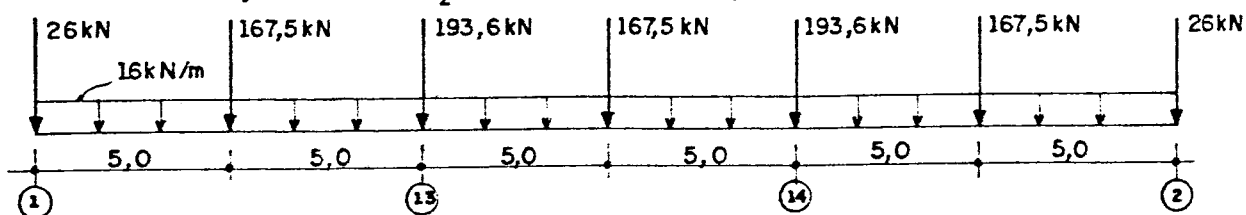
b.3) Diagonais

$$A_{xd} = 0,0043m^2 \text{ (do 1º ao 20º andar)}$$

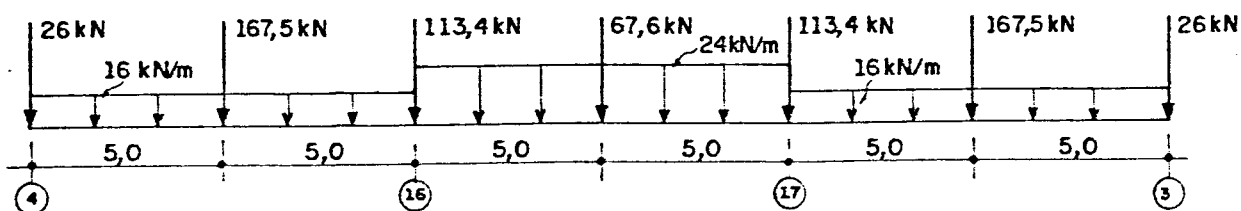
$$I_{zd} = 0$$



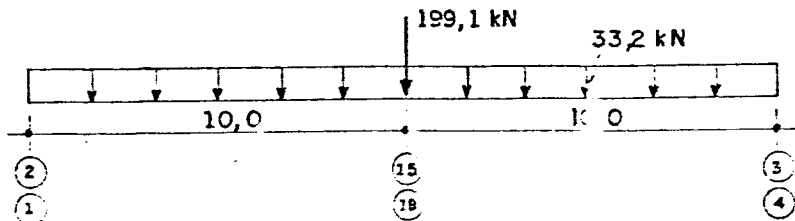
Cargas Laterais F_z aplicadas nas lajes, devidas ao vento



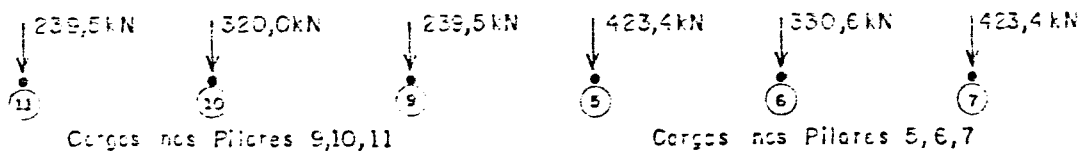
Cargas nas Vigas do Pórtico ①



Cargas nas Vigas do Pórtico ②



Cargas nas Vigas dos Pórticos ③ e ④



Cargas nos Pilares 9,10,11

Cargas nos Pilares 5,6,7

FIG. 5.4 — Carregamento na Estrutura

O carregamento constituído de cargas verticais e horizontais é mostrado na fig. 5.4.

Neste exemplo são mostrados, a aplicação do programa em estruturas tridimensionais com painéis treliçados e a consideração do efeito "P- Δ ". Foram desprezados a influência das deformações por força cortante e os nós rígidos de tamanho finito.

A seguir apresenta-se em tabelas (V-9 a V-14) e gráficos os resultados das análises em 1ª e 2ª ordem; é mostrado ainda (tabela V-15) a distribuição das cargas horizontais de vento entre os painéis pórticos do contorno e os treliçados do núcleo.

Translação Z da estrutura (cm)		
Andar	1ª Ordem	2ª Ordem
01	0,12	0,13
02	0,42	0,46
03	0,81	0,89
04	1,27	1,40
05	1,76	1,96
06	2,28	2,53
07	2,80	3,13
08	3,33	3,73
09	3,85	4,32
10	4,37	4,91
11	4,88	5,48
12	5,36	6,03
13	5,80	6,53
14	6,21	6,99
15	6,58	7,42
16	6,91	7,79
17	7,20	8,12
18	7,44	8,41
19	7,65	8,65
20	7,81	8,85

Tabela V-9

Forças cortantes no 1º tramo da viga do painel (4) (kN)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	183,5	184,8
02	194,8	197,1
03	202,4	205,5
04	208,0	211,7
05	212,1	216,2
06	215,3	219,6
07	217,7	222,1
08	219,5	223,9
09	220,8	225,2
10	221,5	225,8
11	220,0	224,0
12	220,9	224,6
13	220,9	224,3
14	220,5	223,6
15	219,6	222,5
16	218,4	220,9
17	216,8	219,2
18	214,8	217,0
19	213,8	215,8
20	208,1	209,8

Tabela V-10

Momentos fletores na extremidade inferior do pilar "4" do painel (4) (kN.m)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	1363,9	1453,8
02	934,0	1021,0
03	635,3	707,3
04	494,1	550,4
05	406,5	449,2
06	350,4	382,0
07	310,3	333,1
08	280,2	295,9
09	250,2	260,8
10	256,7	263,3
11	165,5	172,9
12	270,2	276,4
13	248,6	254,6
14	250,8	255,9
15	245,9	250,4
16	242,0	246,0
17	236,7	240,4
18	236,3	239,8
19	214,3	217,9
20	283,5	286,3

Tabela V-11

Momento fletores na extrem. esq. do 1º tramo da viga do painel (4) (kN.m)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	363,9	370,1
02	420,4	432,0
03	458,5	474,2
04	486,3	504,8
05	507,1	527,6
06	523,0	544,6
07	535,0	557,2
08	543,8	566,0
09	550,5	572,5
10	553,7	575,4
11	544,9	564,8
12	549,6	568,1
13	549,2	566,3
14	547,1	562,7
15	542,6	556,9
16	536,1	554,9
17	528,5	540,4
18	517,7	528,7
19	514,0	524,2
20	480,5	488,8

Tabela V-12

Forças normais na diagonal do painel (7) (kN)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	173,6	187,3
02	325,4	350,9
03	385,2	418,7
04	400,5	438,0
05	394,1	432,8
06	377,8	415,4
07	356,7	392,0
08	333,8	366,0
09	310,9	339,7
10	290,1	315,7
11	279,9	303,7
12	238,9	256,0
13	208,8	220,7
14	179,3	186,7
15	149,4	152,7
16	118,2	118,0
17	85,6	82,3
18	50,5	44,7
19	24,9	5,5
20	-13,7	-37,0

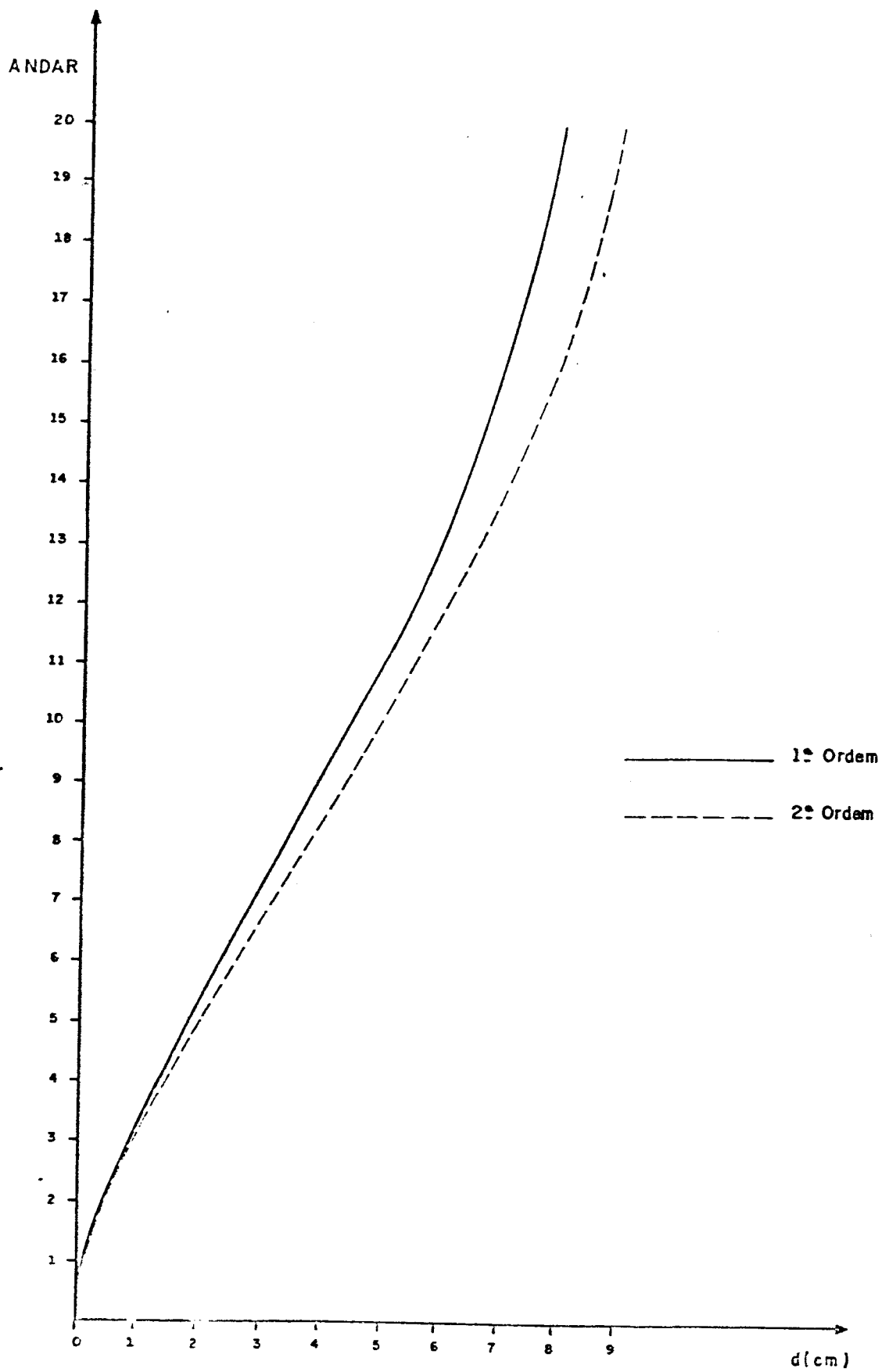
Tabela V-13

Forças normais no pilar "4" (kN)		
Andar	1ª ordem	2ª Ordem
01	8391,9	8453,8
02	8016,6	8077,3
03	7627,9	7686,3
04	7229,7	7285,0
05	6824,0	6875,7
06	6412,5	6460,1
07	5996,1	6039,5
08	5575,8	5614,9
09	5152,4	5187,2
10	4726,4	4756,8
11	4298,7	4324,9
12	3872,0	3894,4
13	3442,2	3461,0
14	3010,8	3026,5
15	2578,5	2591,2
16	2145,8	2155,8
17	1713,4	1720,9
18	1281,6	1286,9
19	851,5	854,9
20	421,0	422,5

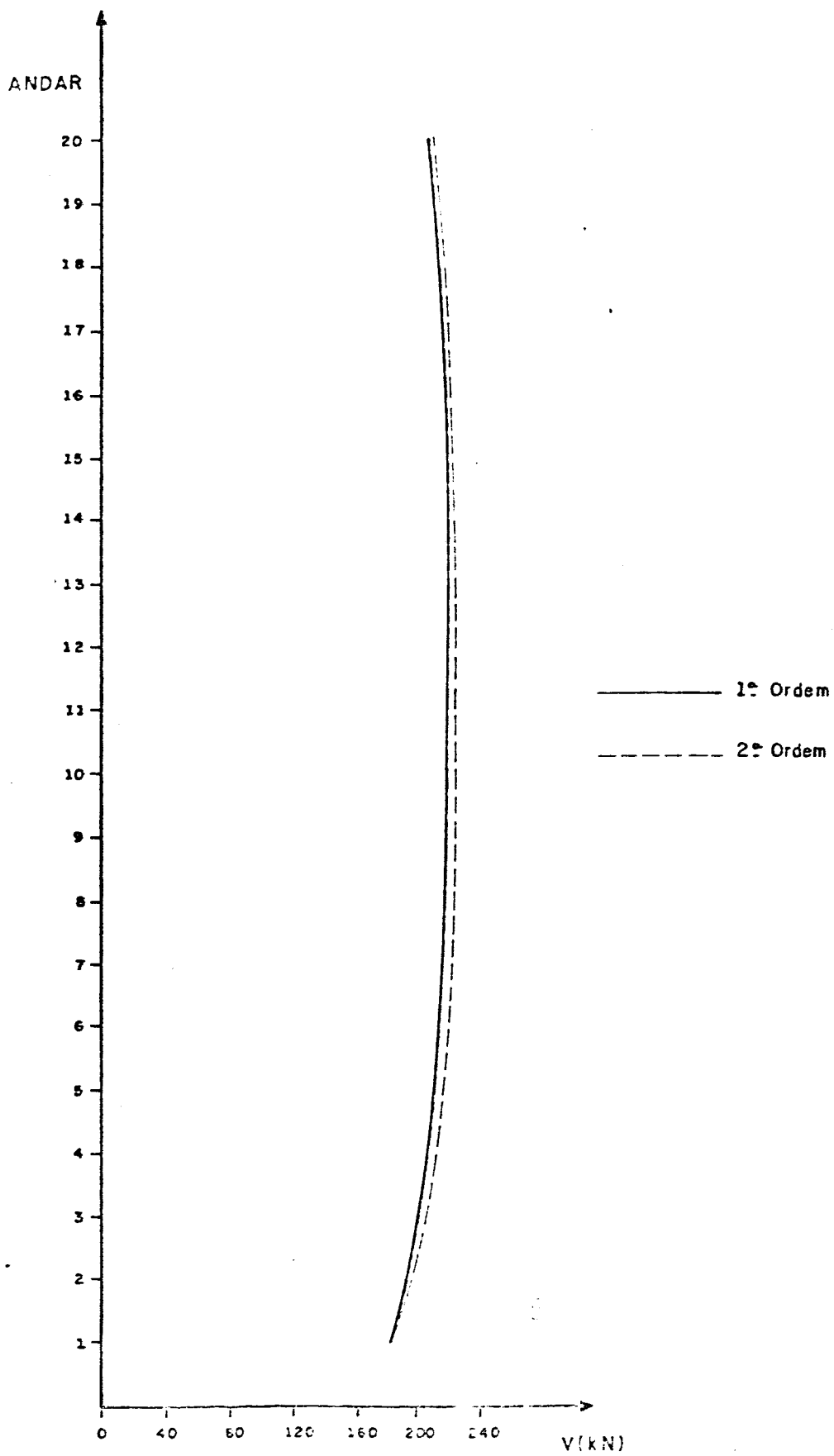
Tabela V-14

Forças cortantes nos painéis (kN)		
Andar	Painel (4)	Painel (7)+ Painel (8)
01	520,7	168,4
02	355,2	315,6
03	280,6	373,6
04	245,8	388,5
05	231,8	382,3
06	222,9	366,5
07	218,5	346,0
08	210,9	323,8
09	203,2	301,6
10	185,4	281,4
11	157,8	271,5
12	159,4	231,7
13	151,2	202,5
14	137,5	173,9
15	124,4	144,9
16	108,9	114,7
17	94,5	83,0
18	78,0	50,0
19	63,2	13,3
20	49,8	-24,3

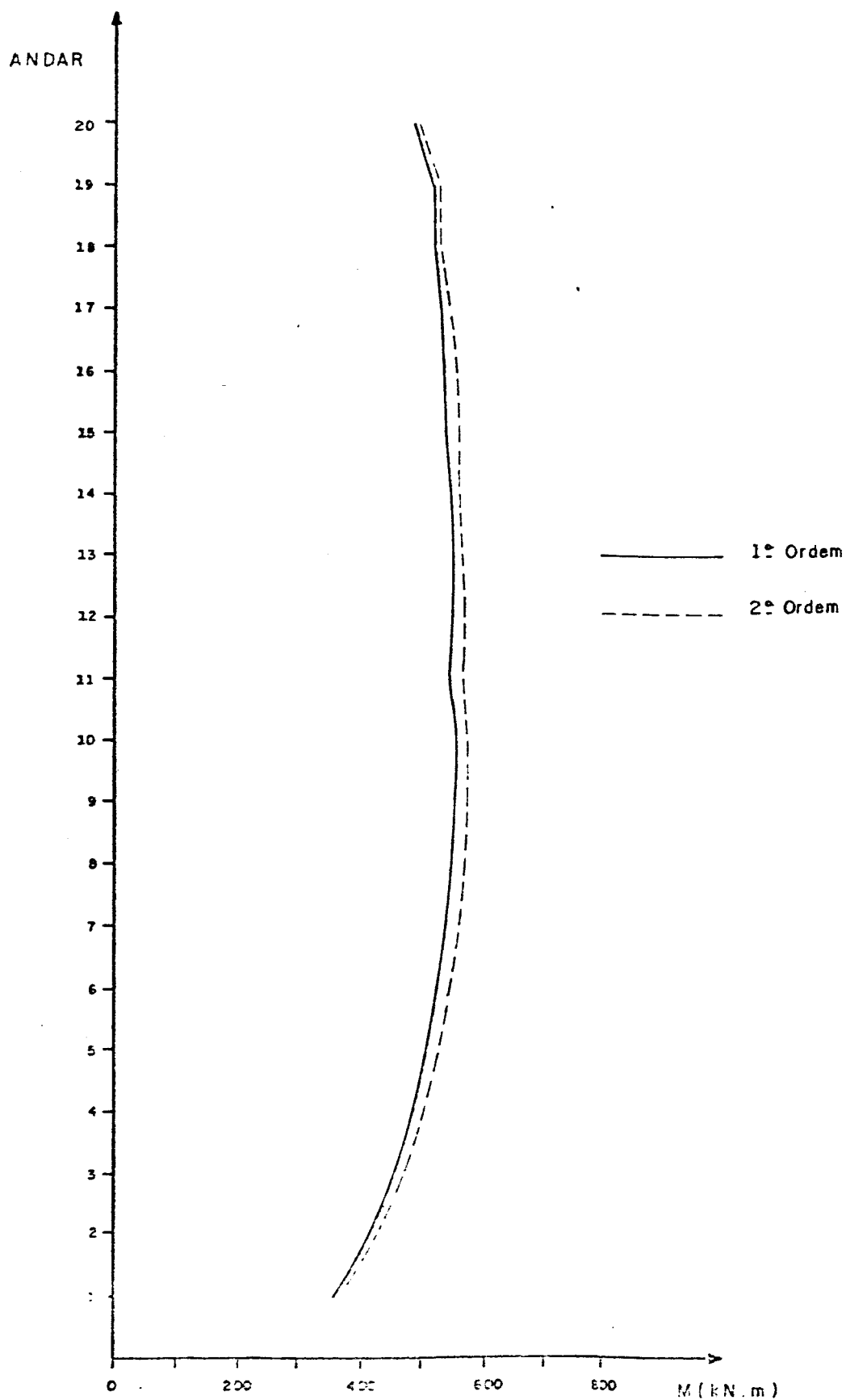
Tabela V-15



Translação Z da estrutura

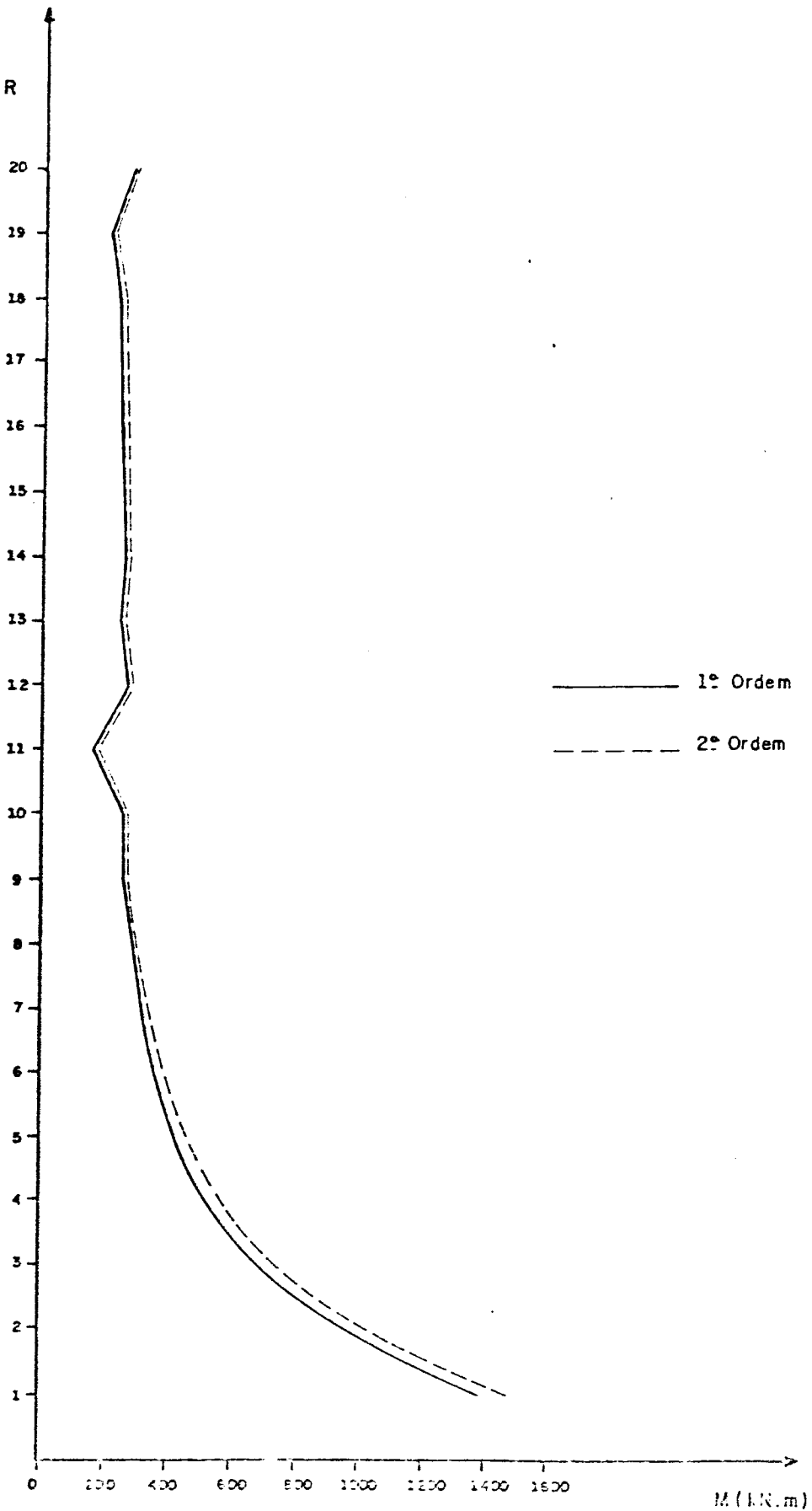


Forças Cortantes na Extrem. Esq. do Viga do Painei (4)

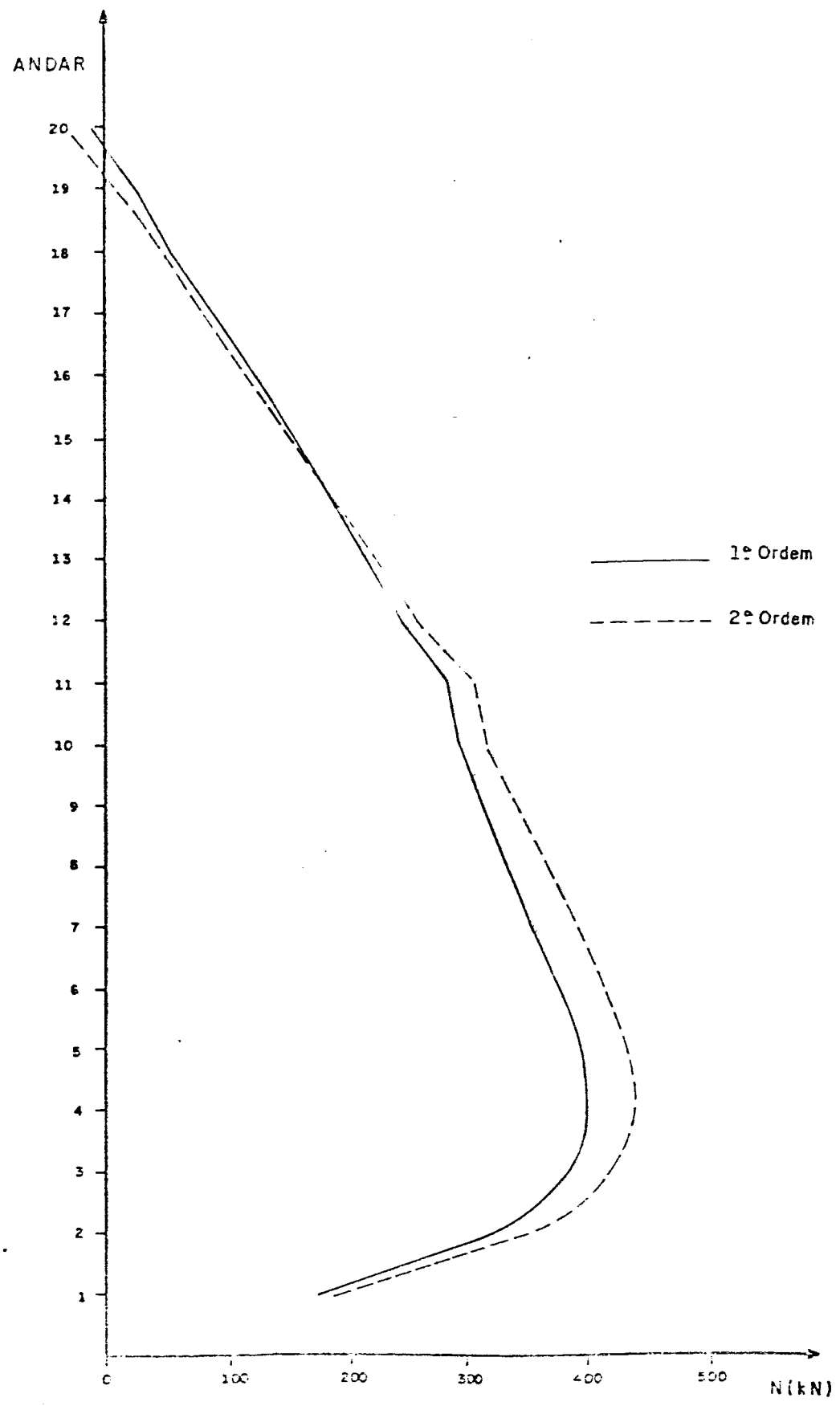


Momentos Flectores na Extrem. Esq. do 1º Tramo da Viga do Painel ④

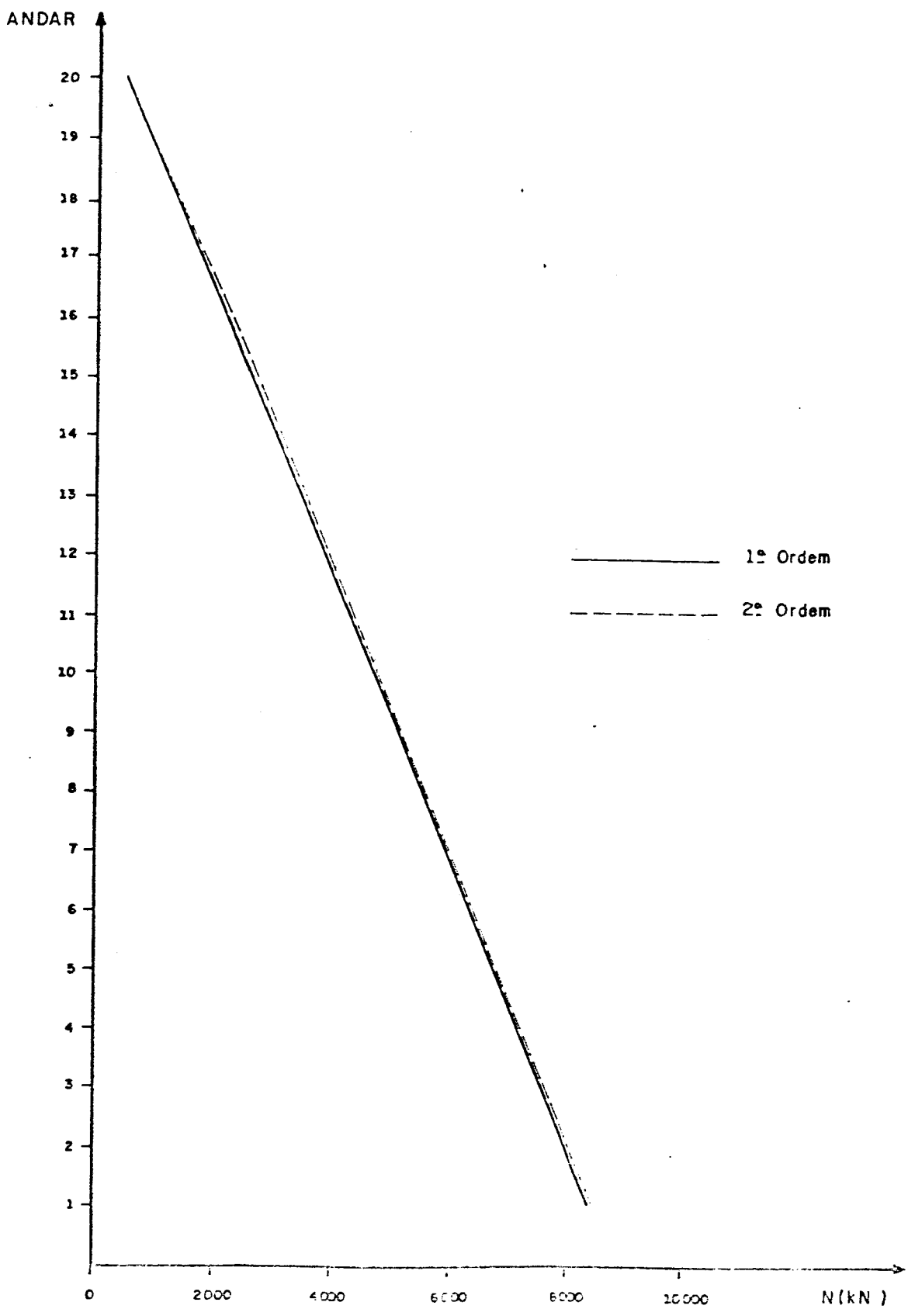
ANDAR



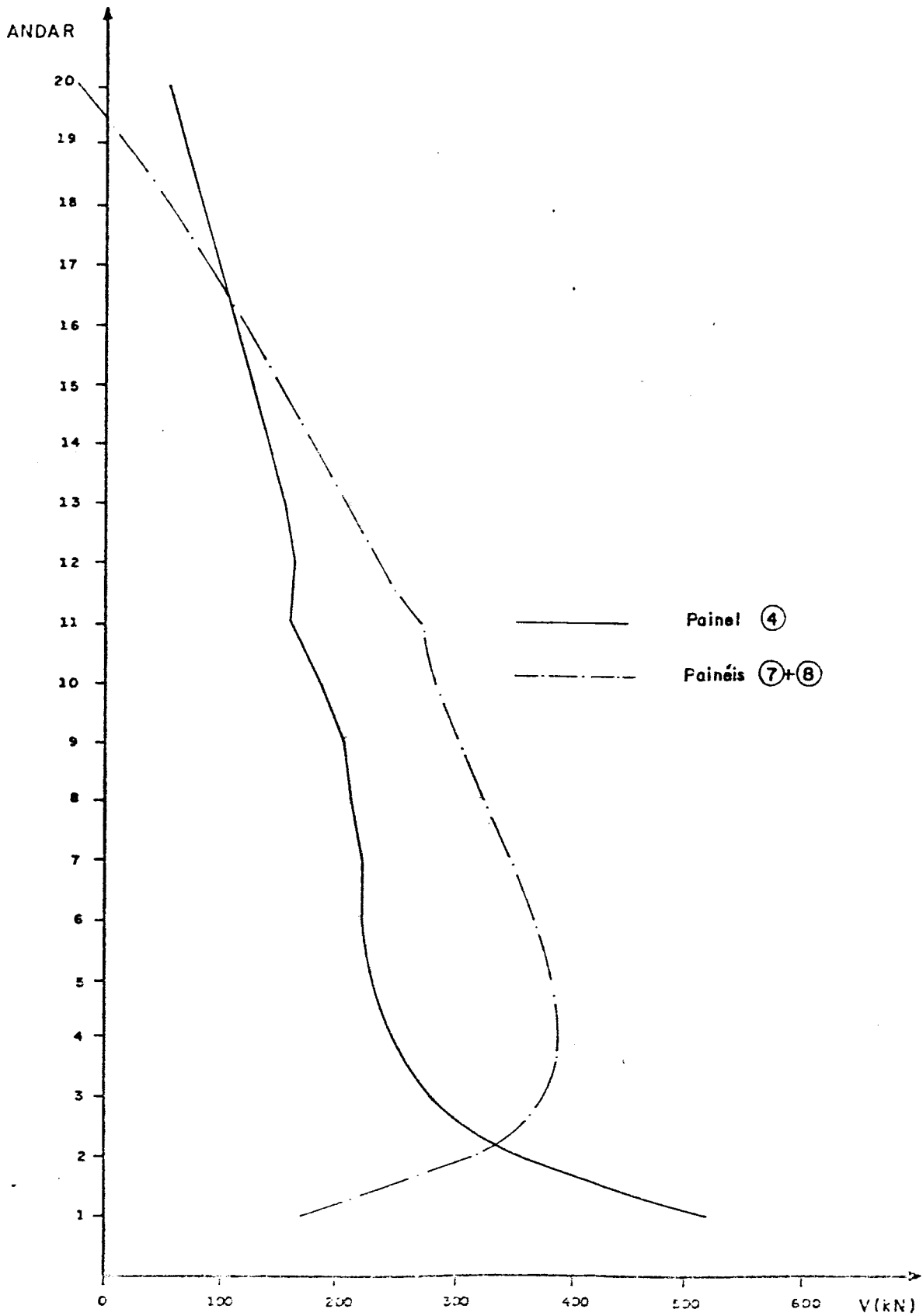
Momentos Fltores na Extrem. Inferior do Pilar "4" do Painel ④



Forças Normais na Diagonal do Pórtico ⑦



Forças Normais no Pilar 4 (kN)



Forças Cortantes nos Painéis Paralelos à Carga de Vento

5.4 - EXEMPLO Nº 3

Trata-se de um edifício em concreto armado, com 18 andares, pé-direito de 4,0m, cuja estrutura é composta de pórticos planos e um núcleo. A planta do andar tipo é mostrada na fig.5.5.

As vigas e pilares apresentam seção transversal retangular constante, iguais a (20 x 60)cm e (25 x 50)cm, respectivamente. O núcleo é formado por uma parede de seção aberta com 15cm de espessura.

As deformações por força cortante serão consideradas apenas nas paredes e adota-se $c = 0,8$ (seção retangular de concreto); não será levada em conta a influência dos nós rígidos de tamanho finito. Adotou-se ainda $E = 20.000\text{MPa}$ e $G = 8.000\text{MPa}$.

A estrutura tridimensional está submetida a um carregamento constituído de forças verticais e horizontais assim distribuídas:

- ⊖ Cargas verticais uniformemente distribuídas de 10kN/m nas vigas do forro,
- ⊖ Cargas verticais uniformemente distribuídas de 20kN/m nas vigas dos demais andares,
- ⊖ Cargas verticais de 35kN nos nós extremidades das paredes (6) e (7) no nível do forro,
- ⊖ Cargas verticais de 70kN nos nós extremidades das paredes (6) e (7) nos demais níveis,
- ⊖ Cargas verticais de 90kN nos nós extremidades da parede (5) no nível do forro,
- ⊖ Cargas verticais de 180kN nos nós extremidades da parede (5) nos demais níveis,
- ⊖ Força lateral de vento $F_y = 25,5\text{kN}$ aplicada na laje do forro,
- ⊖ Forças laterais de vento $F_y = 51\text{kN}$ aplicadas nas lajes nos demais níveis.

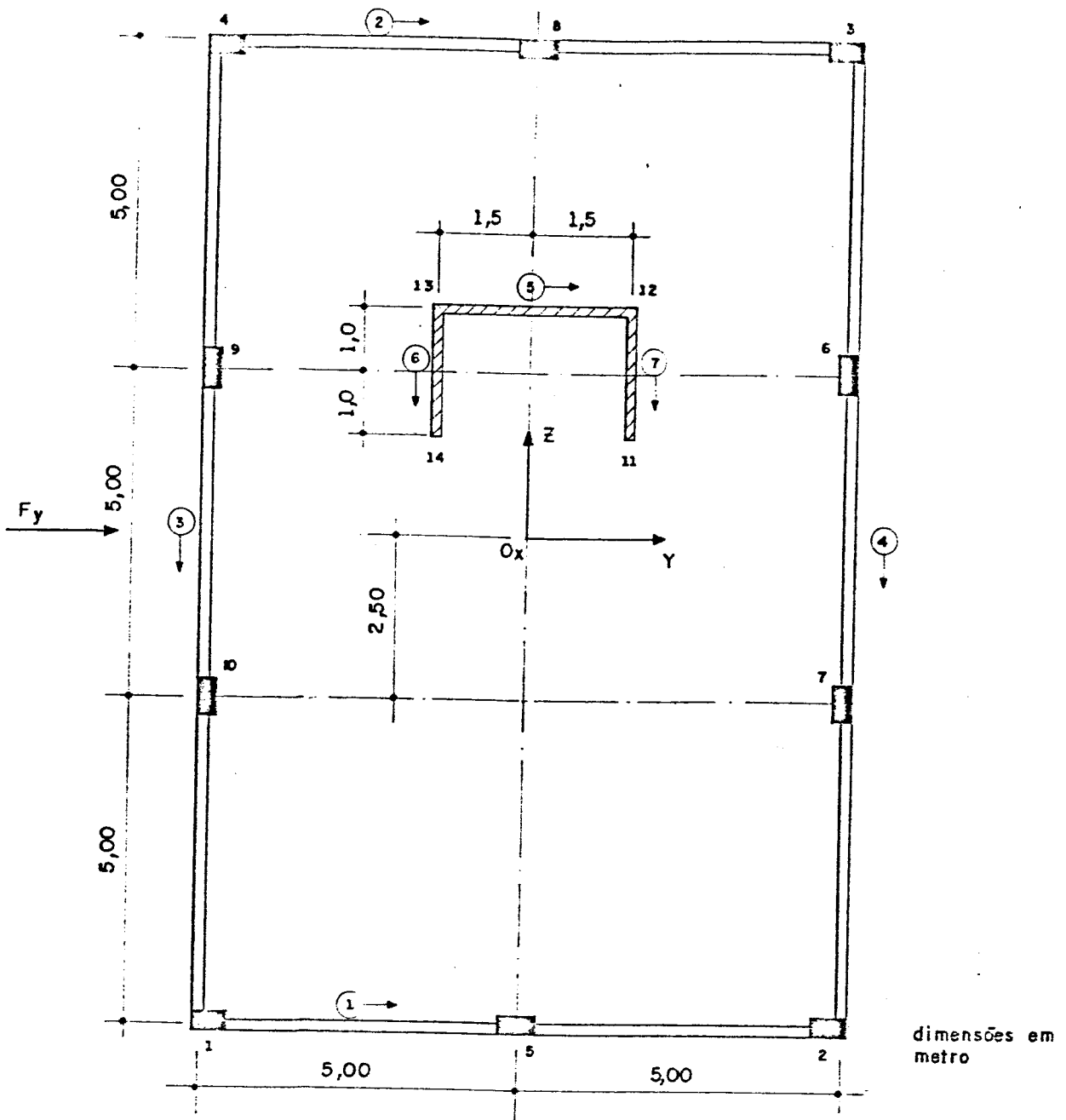


FIG. 5.5 - Edifício do Exemplo 3

Neste exemplo mostra-se a interação tridimensional entre pórticos e paredes de seção aberta e a consideração do efeito "P- Δ ".

A seguir são apresentados em tabelas (V-16 a V-22) e gráficos, os resultados das análises em 1ª e 2ª ordem, e a distribuição das forças laterais de vento entre os painéis-pórtico e as paredes (Tabelas V-23).

Deslocamentos laterais do pórtico (l) (cm)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	1,08	1,18
02	2,80	3,08
03	4,65	5,14
04	6,52	7,23
05	8,37	9,28
06	10,17	11,28
07	11,90	13,19
08	13,55	15,00
09	15,09	16,68
10	16,52	18,24
11	17,82	19,66
12	19,01	20,94
13	20,06	22,08
14	20,99	23,09
15	21,82	23,99

Tabela V-16

Rotação das lajes (rad x 10 ⁻³)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	0,65	0,72
02	1,54	1,73
03	2,33	2,64
04	2,99	3,40
05	3,54	4,03
06	3,98	4,54
07	4,33	4,95
08	4,61	5,26
09	4,81	5,48
10	4,94	5,62
11	5,01	5,70
12	5,01	5,70
13	4,95	5,62
14	4,81	5,47
15	4,62	5,26

Tabela V-17

Momentos fletores M _z na extrem.inferior do pilar (l) (kN.m)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	135,8	147,6
02	96,1	109,9
03	94,1	107,3
04	88,7	101,0
05	83,0	94,3
06	76,2	86,3
07	68,7	77,6
08	60,6	68,2
09	52,0	58,5
10	43,2	48,6
11	34,4	38,7
12	25,5	29,0
13	17,0	19,7
14	8,4	10,4
15	4,5	6,4

Tabela V-18

Momentos fletores na extrem.inferior da parede (5) (kN.m)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	-3191,9	-3384,1
02	-2170,7	-2338,4
03	-1629,3	-1768,3
04	-1228,6	-1342,0
05	-901,8	-990,3
06	631,6	-696,1
07	-407,9	-450,4
08	-223,8	-247,0
09	-73,8	-80,7
10	46,7	52,5
11	140,8	156,1
12	211,2	232,8
13	259,7	284,8
14	283,8	309,6
15	316,9	344,5

Tabela V-19

Forças normais na parede (5) (kN)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	3113,8	3129,1
02	2897,4	2905,5
03	2681,6	2683,9
04	2466,4	2465,2
05	2251,5	2248,6
06	2036,8	2033,3
07	1822,2	1818,8
08	1607,7	1604,7
09	1393,3	1390,8
10	1178,9	1176,9
11	964,5	963,0
12	750,1	749,0
13	535,7	535,0
14	321,3	320,9
15	107,0	106,9

Tabela V-20

Momentos fletores na extre- midade esq.do 1º tramo da viga do painel (1) (kN.m)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	156,0	174,7
02	178,7	203,2
03	178,3	203,3
04	170,5	194,2
05	159,7	181,4
06	146,7	166,2
07	132,0	149,2
08	116,2	131,0
09	99,6	112,1
10	82,4	92,7
11	65,1	73,4
12	47,9	54,5
13	30,9	36,1
14	17,4	21,6
15	12,6	15,1

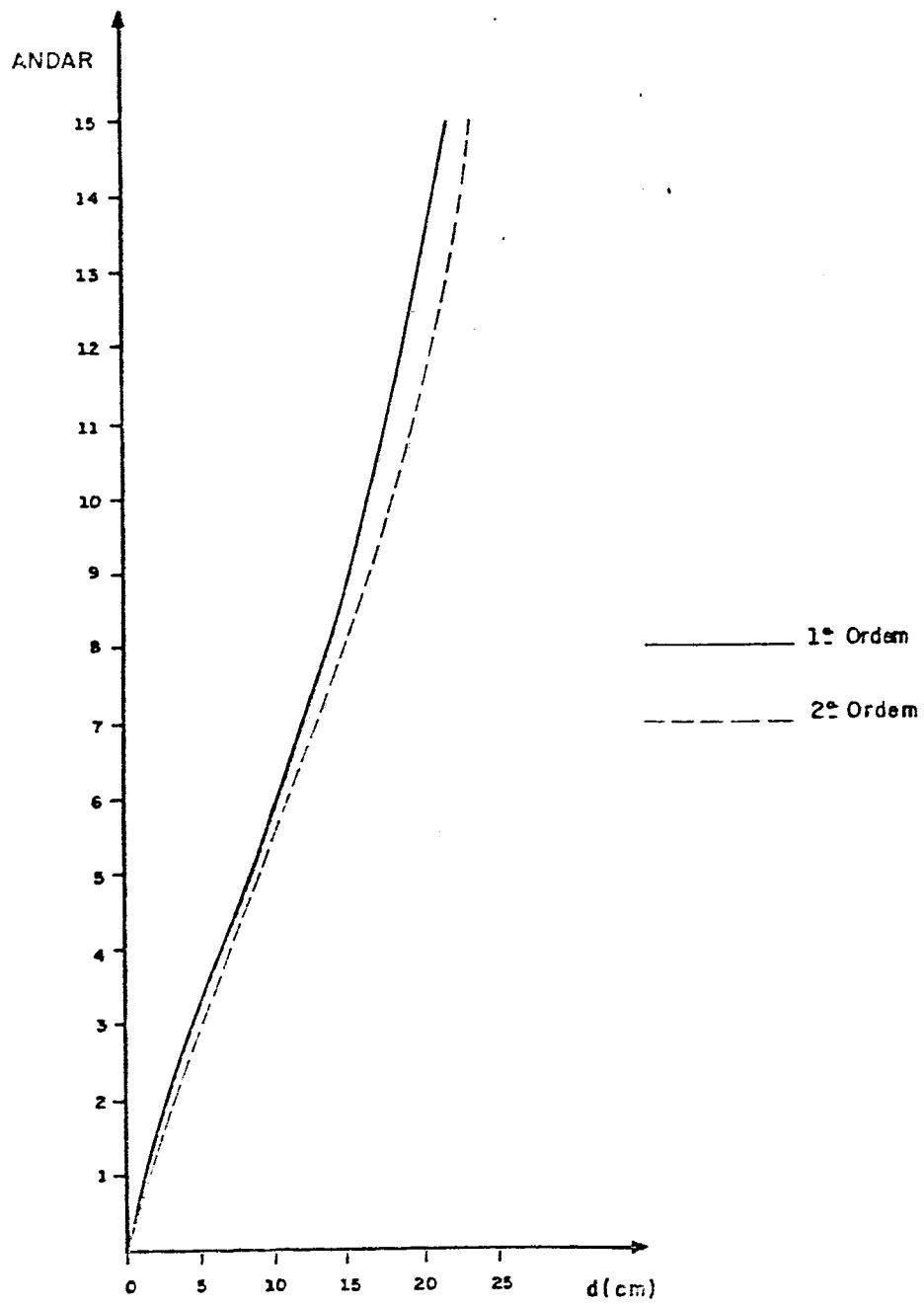
Tabela V-21

Forças cortantes na extrem. direita do 1º tramo da vi- ga do painel (1) (kN)		
Andar	1ª ordem	2ª ordem
01	122,0	128,9
02	131,2	140,3
03	130,9	140,2
04	128,0	136,8
05	123,9	132,0
06	119,0	126,3
07	113,5	119,9
08	107,6	113,1
09	101,4	106,0
10	95,0	98,8
11	88,5	91,6
12	82,1	84,5
13	75,7	77,7
14	70,7	72,3
15	35,7	36,6

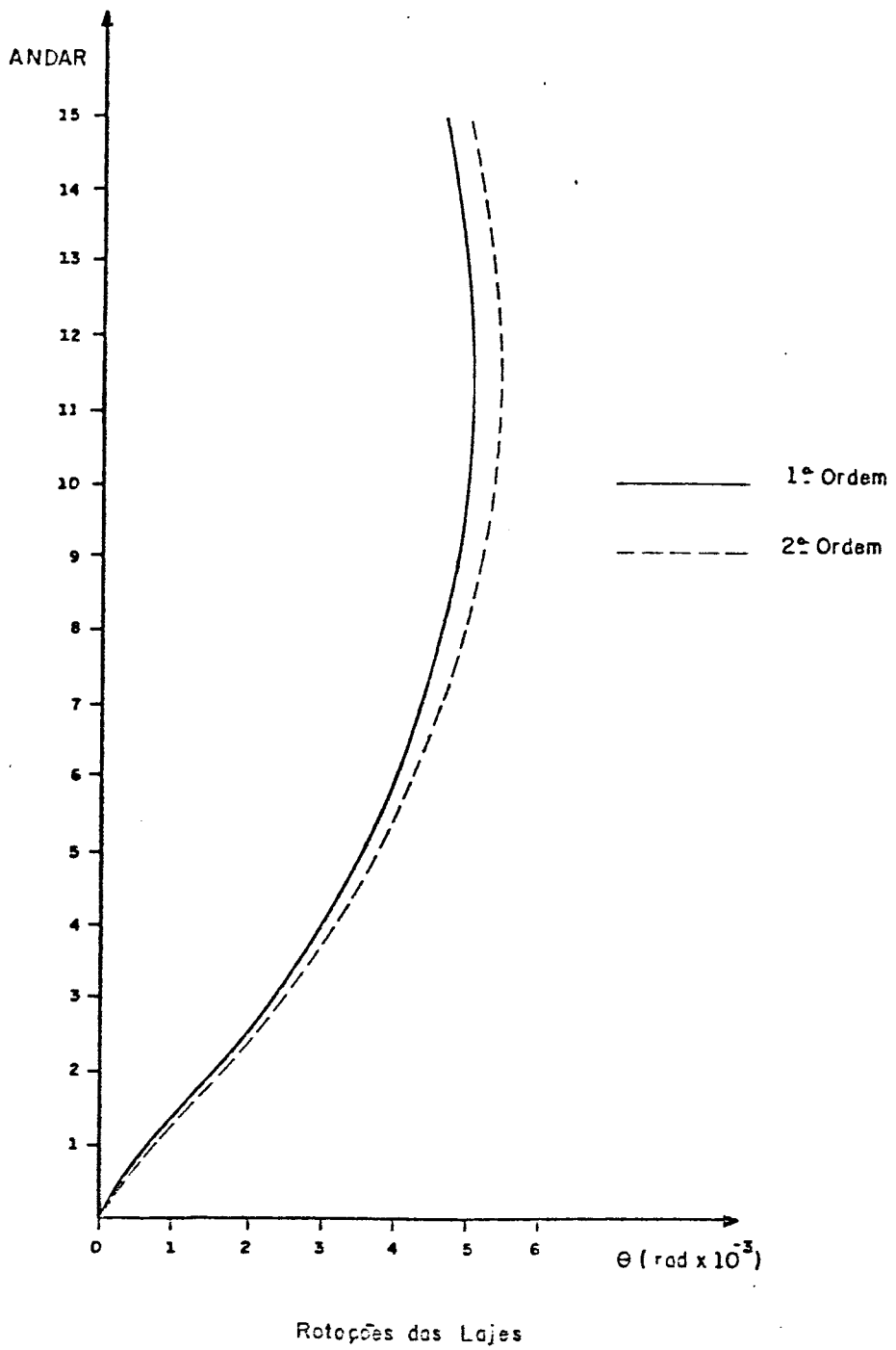
Tabela V-22

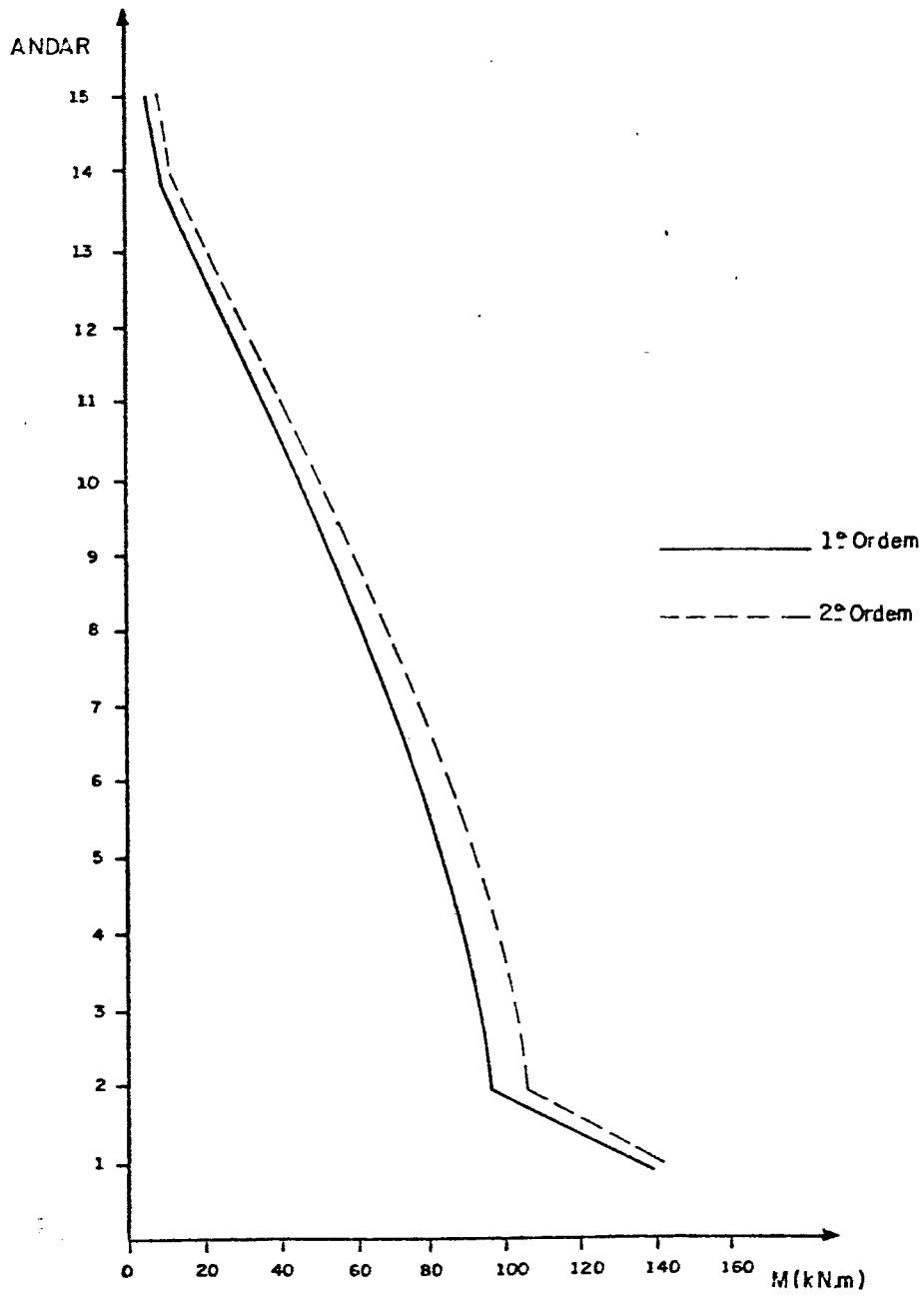
Forças cortantes nos pai- néis paralelos às forças do vento (kN)			
Andar	Painel (1)	Painel (2)	Painel (5)
01	180,1	6,0	553,4
02	200,5	36,0	452,0
03	200,2	64,1	371,4
04	196,8	83,7	305,9
05	188,6	96,7	250,3
06	177,8	104,2	202,4
07	165,2	107,6	160,6
08	151,4	107,7	123,5
09	136,5	105,3	89,7
10	120,8	101,6	58,1
11	104,8	96,8	27,9
12	88,7	91,8	-2,1
13	73,0	87,7	-33,4
14	56,5	82,3	-62,4
15	50,8	98,8	-124,0

Tabela V-23

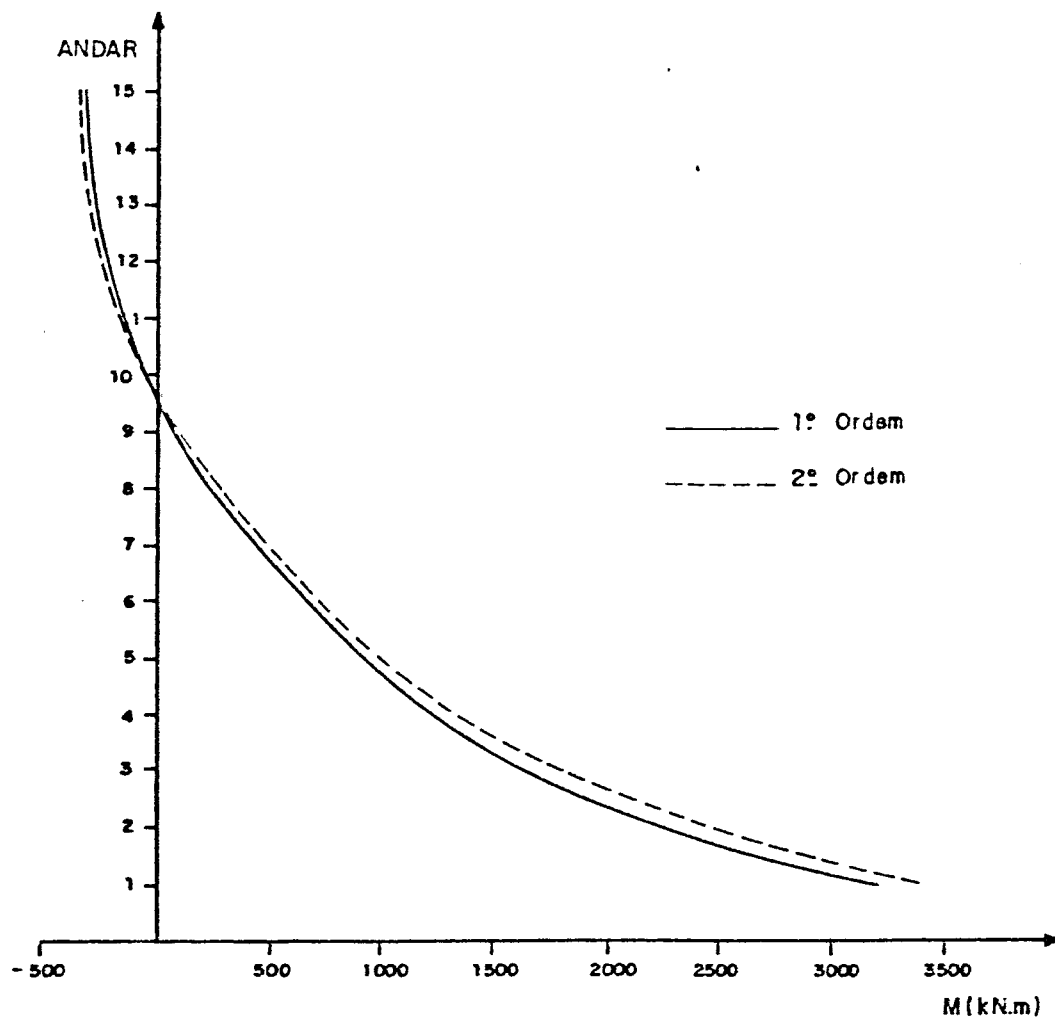


Deslocamentos Laterais do Painel Pórtico ①

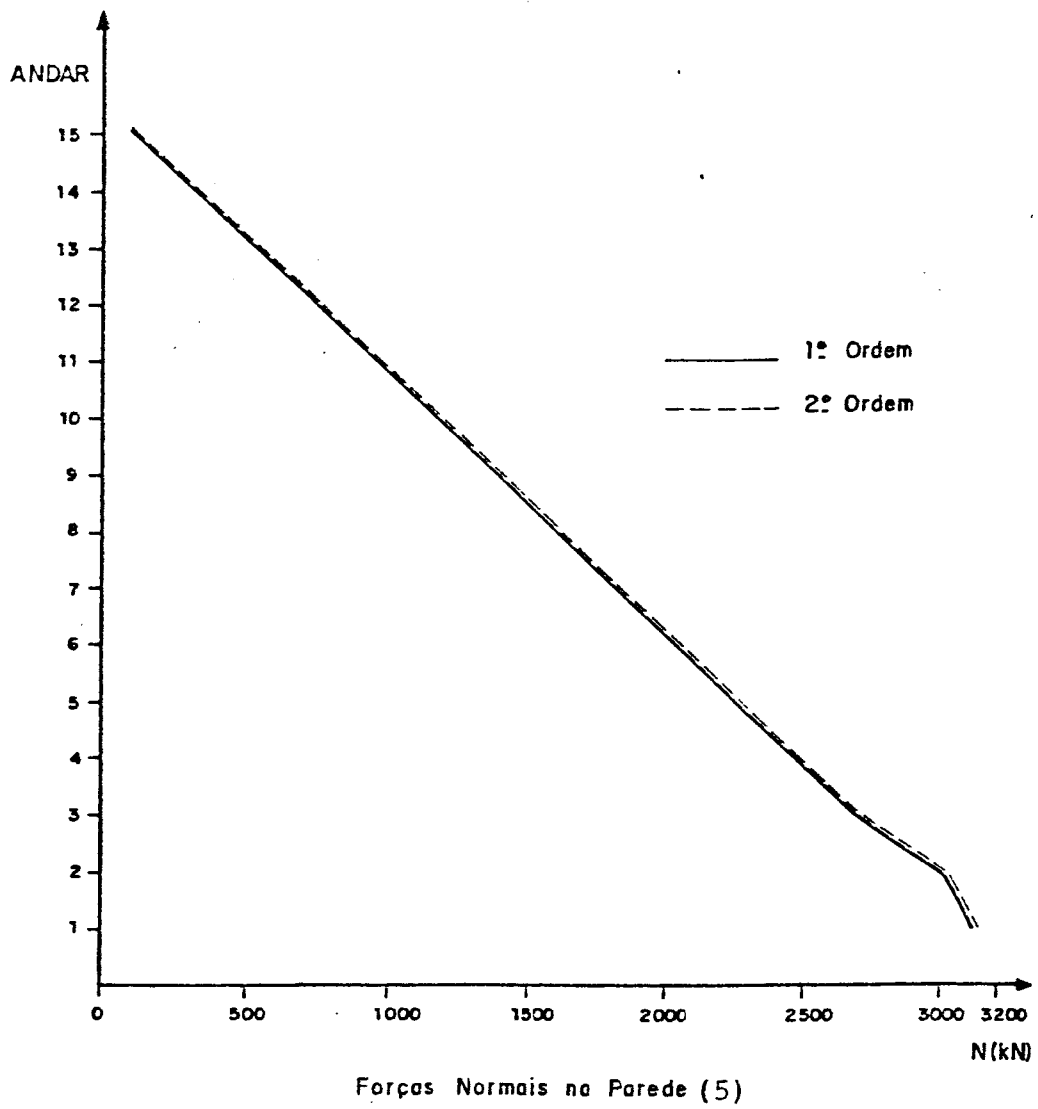


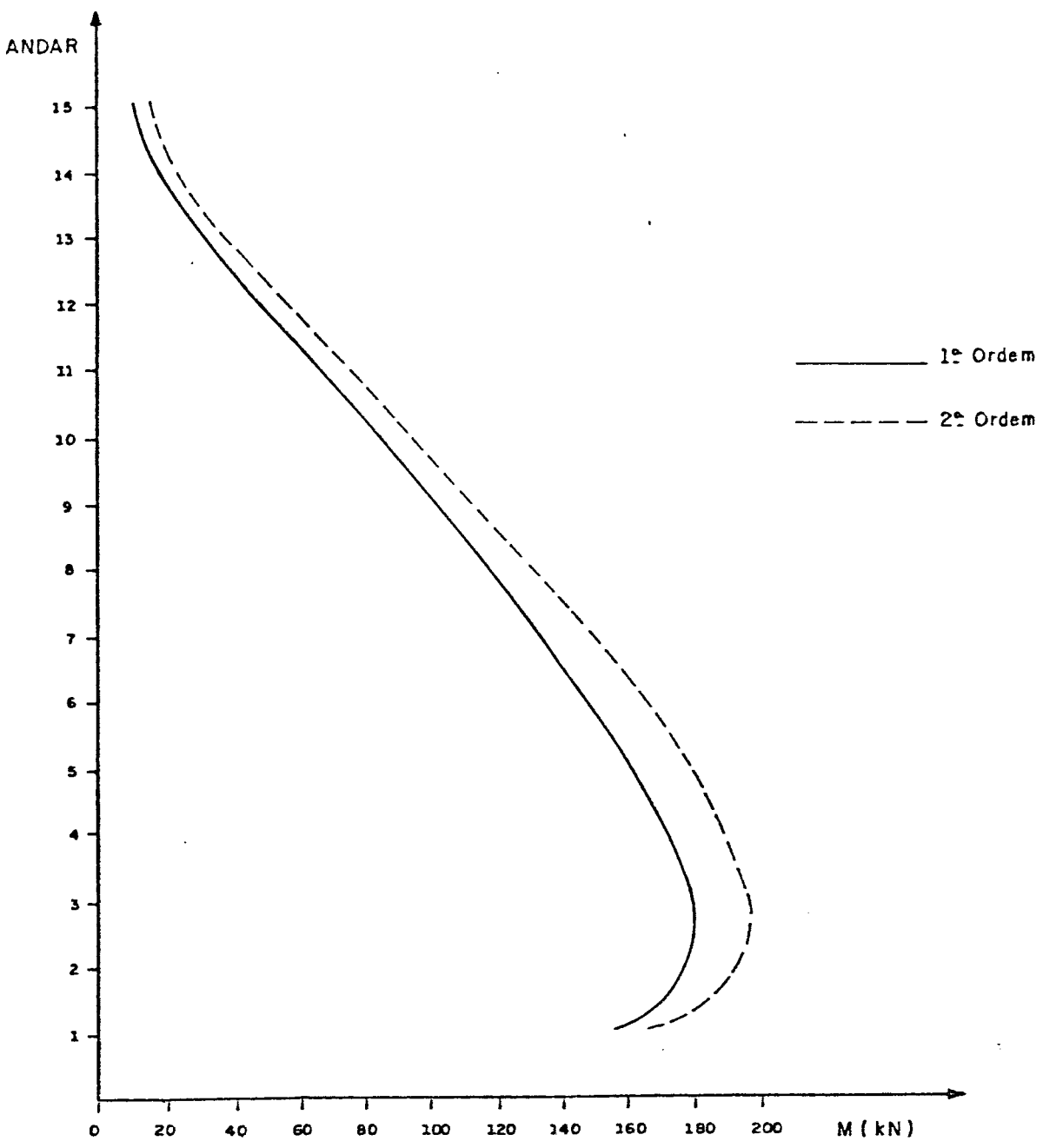


Momentos Fletores M_z no Extrem. Inferior do Pilar ①

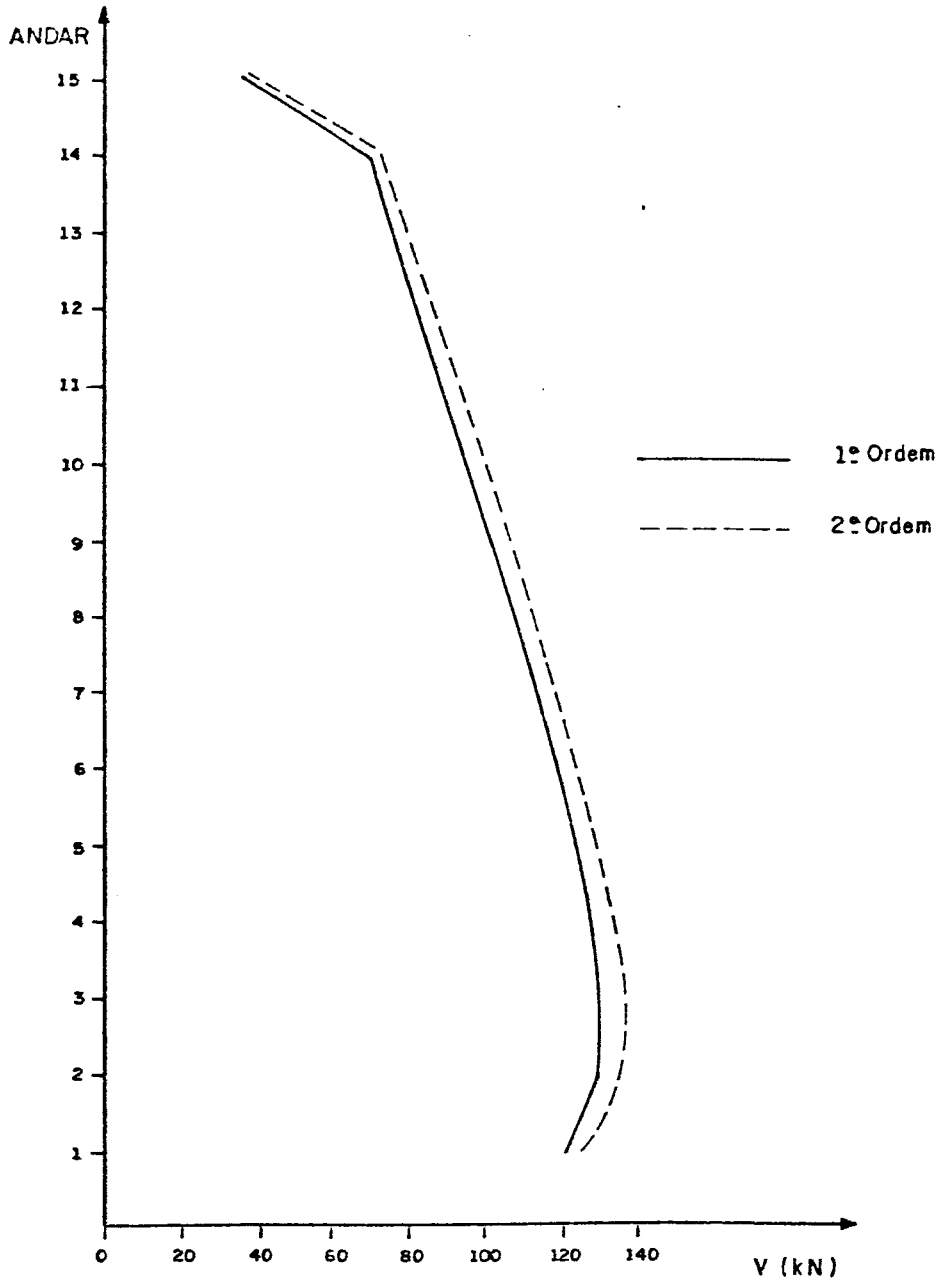


Momentos Fletores na Extrem.Inferior da Parede (5)

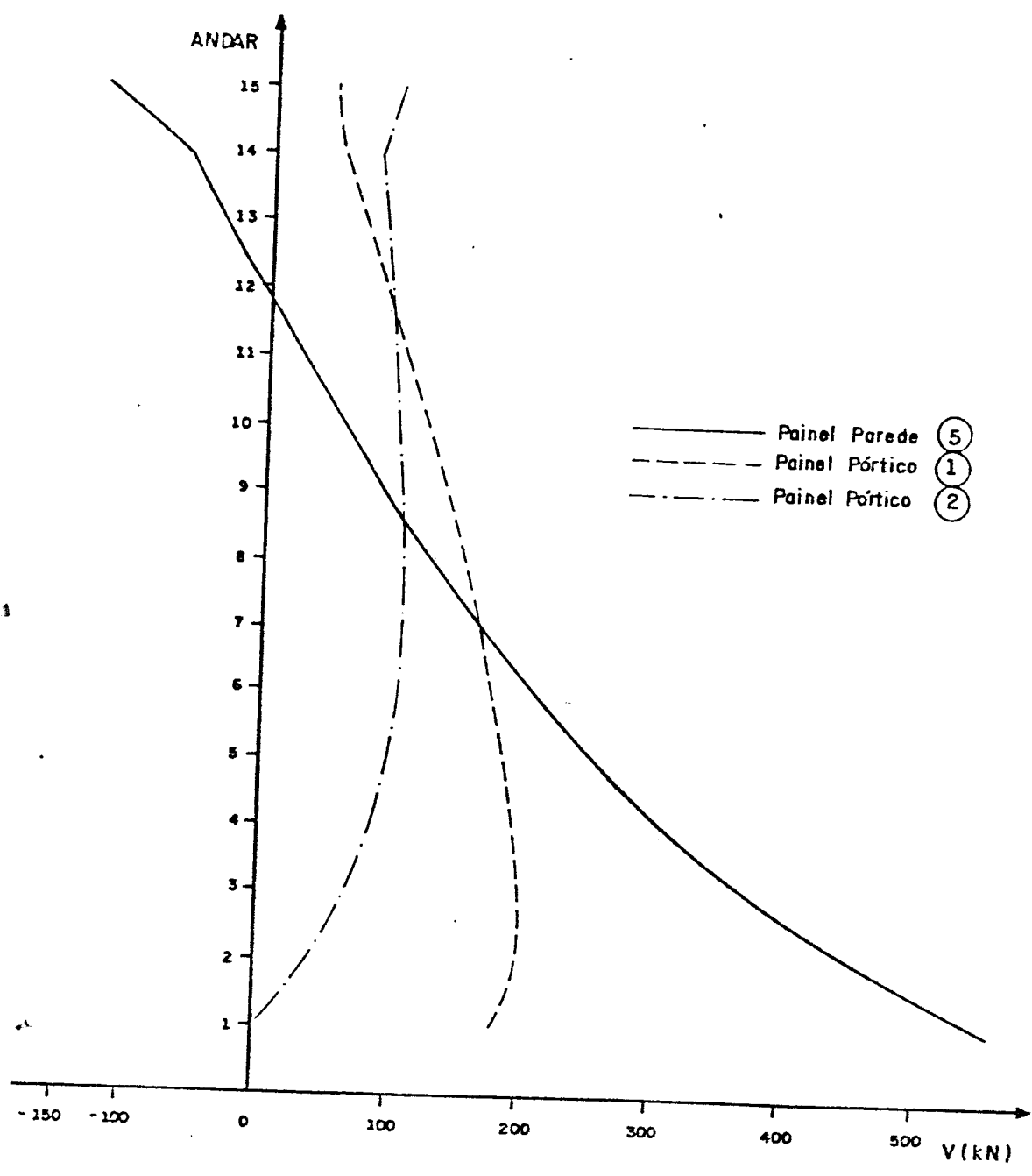




Momentos Fletores na Extremidade Esquerda da Viga do Painei 1



Forças Cortantes no 1º Tramo da Viga do Painel ①



Forças Cortantes nos Painéis Paralelos à Força de Vento

5.5 - EXEMPLO Nº 4

A figura 5.6 mostra a planta de uma estrutura de 15 andares, 12,5ft de pé direito, composta por uma parede de seção aberta uniforme ao longo de toda a altura. A espessura da parede é constante e igual a 1,0 ft, o módulo de elasticidade longitudinal vale $5,7 \times 10^8$ lb/ft², o coeficiente de Poisson 0,15 e $c=0,8$. As unidades inglesas serão utilizadas para permitir a comparação direta dos resultados obtidos por BARBOSA [8], que utiliza a teoria de flexo-torção.

A estrutura está submetida a um momento de torção uniformemente distribuído de 24922,50 lb.ft/ft, que será substituído por esforços equivalentes aplicados nas lajes.

As tensões longitudinais (normais à seção transversal) foram calculadas na altura média dos andares e as tensões na base da estrutura foram calculadas por extrapolação, considerando os valores determinados nos três primeiros andares e admitindo-se a distribuição parabólica.

A seguir são mostrados tabelas e gráficos onde os resultados são comparados. É usada a seguinte nomenclatura:

- a) F_t - processo que utiliza a teoria de flexo-torção,
- b) T_{y1} - processo que utiliza a subdivisão da estrutura em paredes planas, considerando as deformações por força cortante, desenvolvido neste trabalho,
- c) T_{y2} - processo que utiliza a subdivisão da estrutura em paredes planas, sem considerar as deformações por força cortante.

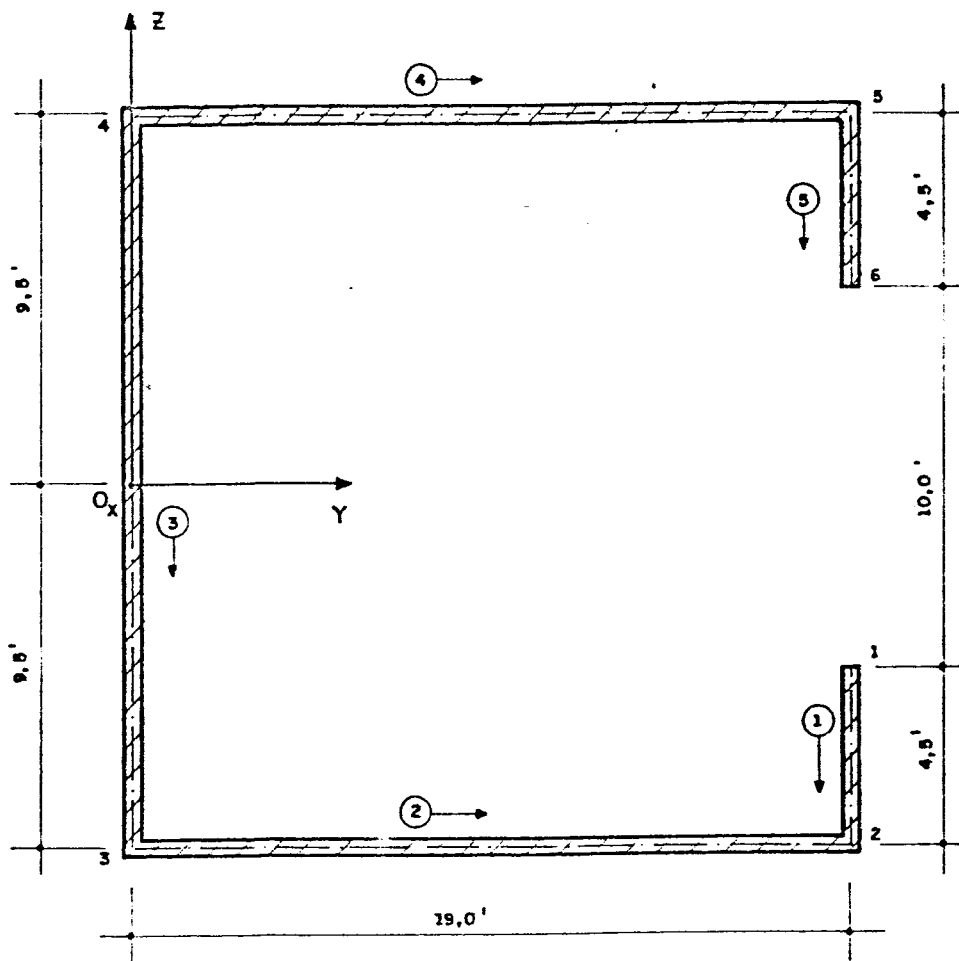


FIG. 5.6 — Estrutura do Exemplo 4

Rotações das lajes (10^{-2} x rd)			
Andar	T _{y1}	T _{y2}	F _t
01	0,019	0,013	0,013
02	0,060	0,049	0,047
03	0,119	0,104	0,100
04	0,193	0,174	0,169
05	0,278	0,256	0,250
06	0,373	0,347	0,341
07	0,474	0,447	0,440
08	0,581	0,551	0,544
09	0,691	0,660	0,651
10	0,803	0,770	0,762
11	0,915	0,882	0,874
12	1,028	0,995	0,986
13	1,140	1,107	1,098
14	1,252	1,219	1,209
15	1,362	1,331	1,320

Tabela V-24

Tensões normais no nó 1 da parede (1) (10^5 x lb/ft ²)			
Andar	T _{y1}	T _{y2}	F _t
Base	-2,114	-1,975	-2,068
01	-1,923	-1,863	-1,753
02	-1,594	-1,619	-1,466
03	-1,337	-1,349	-1,207
04	-1,086	-1,099	-0,975
05	-0,865	-0,872	-0,769
06	-0,683	-0,688	-0,587
07	-0,507	-0,512	-0,431
08	-0,370	-0,379	-0,300
09	-0,240	-0,245	-0,188
10	-0,152	-0,157	-0,101
11	-0,064	-0,070	-0,037
12	-0,019	-0,025	0,005
13	0,022	0,017	0,026
14	0,023	0,019	0,024
15	0,022	0,012	0,000

Tabela V-25

Tensões normais na base da estrutura ($10^5 \times \text{lb}/\text{ft}^2$)			
NÓ	T_{y1}	T_{y2}	F_t
1	-2,114	-1,975	-2,068
2	-0,770	-0,838	-0,787
3	0,947	0,993	0,959
4	-0,947	-0,993	-0,959
5	0,770	0,838	0,787
6	2,114	1,975	2,068

Tabela V-26

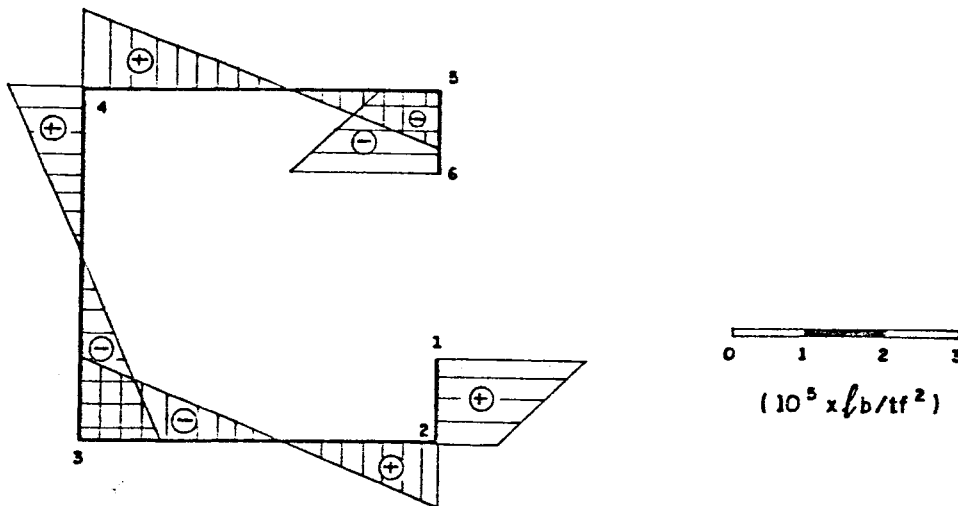
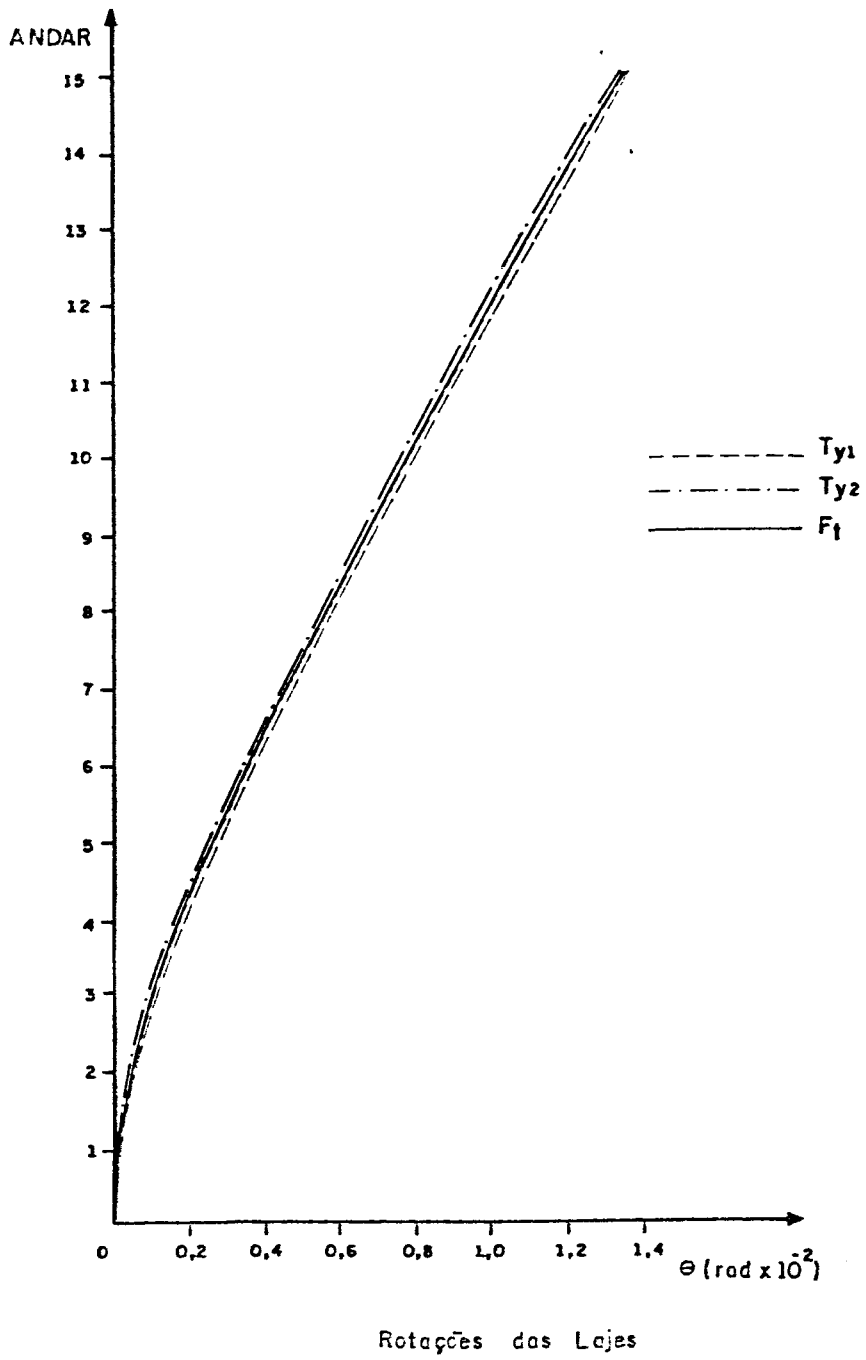
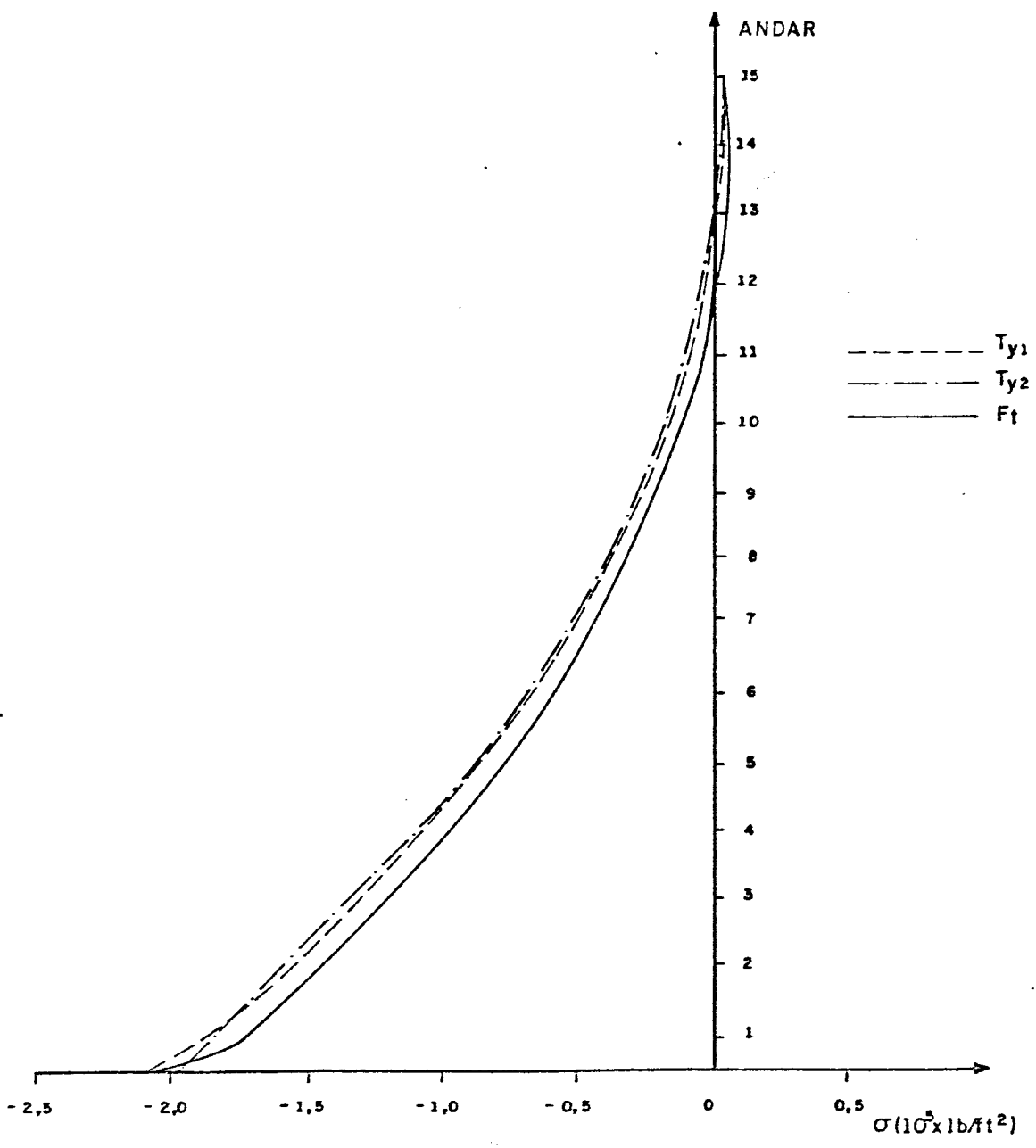


FIG. 5.7 — Tensões Normais na Base





Tensões Normais no No 1

Nota-se, em geral, muito boa concordância dos valores obtidos por BARBOSA, que utiliza a teoria de VLASSOV, com aqueles obtidos pelo processo desenvolvido neste trabalho. Algumas diferenças resultam do tratamento discreto das paredes, onde as forças cisalhantes, distribuídas ao longo das intersecções das paredes, são substituídas por forças concentradas aos níveis das lajes.

Analisando-se as rotações das lajes mostradas na tabela V-24, observa-se que os valores obtidos quando não se considera as deformações por cortante das paredes aproximam-se mais das obtidas pela teoria de VLASSOV, uma vez que as matrizes de rigidez do tramo de parede de seção aberta, obtidas por BARBOSA, não consideram estas deformações.

5.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho, como já se salientou, teve por objetivo analisar estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes sujeitas a cargas verticais e horizontais, considerando o efeito $P-\Delta$. Neste sentido, foi apresentado um programa para utilização em microcomputadores, onde podem ser consideradas as deformações por força cortante nas vigas, pilares e paredes, assim como a influência dos nós rígidos de tamanho finito.

As paredes de seção aberta foram analisadas como associações tridimensionais de paredes planas, discretizando-se as interações delas ao nível das lajes, o que mostrou uma boa aproximação em comparação com os resultados obtidos quando se utiliza a teoria de flexo-torção de VLASSOV [8], conforme ficou evidenciado no exemplo 4.

Na estrutura tubular do exemplo 1, ficou evidenciada a importância da consideração das deformações, por força cortante, nas vigas e pilares, que apresentam grande altura da seção transversal quando comparada com os vãos.

Observa-se ainda, neste exemplo, a influência significativa dos nós rígidos de tamanho finito, além da importância da modelagem tridimensional das estruturas de edifícios altos sob carregamento lateral.

Como contribuição adicional deste trabalho destaca-se a consideração do efeito P- Δ na estrutura tridimensional, visto que, este efeito tem sido considerado apenas em painéis planos.

A análise em 2ª ordem só é feita quando se faz necessária, a partir do valor do parâmetro de instabilidade. É verificada ainda a necessidade da consideração do efeito da força normal na rigidez a flexão dos pilares através do valor de $\sqrt{N.L^2/E.I}$, recomendando-se uma análise mais precisa em 2ª ordem, quando este efeito for importante.

Sobre as condições de vinculação foi imposta a nulidade de todos os deslocamentos na base da estrutura; a consideração de recalques de apoios e vínculos elásticos pode ser facilmente introduzida através de alterações na matriz de rigidez e vetor dos esforços da subestrutura da base, nas posições referentes às coordenadas associadas aos deslocamentos prescritos diferentes de zero, conforme mostrado por PRUDENTE [3].

Como era de se esperar, utilizando-se a técnica das subestruturas e da eliminação em série, a capacidade de execução tornou-se expressivamente maior do que para programas que não a usem, possibilitando assim a análise de estruturas de grande porte em microcomputadores.

É conveniente ressaltar no entanto que, o fato de se trabalhar com memória auxiliar, fez com que o tempo de execução fosse relativamente maior do que para os programas que não a usem, mas as vantagens obtidas com a possibilidade de se fazer a análise da estrutura utilizando-se microcomputadores, parece compensar este relativo aumento no tempo de processamento. Com relação a este tempo, pode-se dizer que no exemplo 3, com o programa compilado

com o FORTRAN OPTIMIZING COMPILER da MICROSOFT, utilizando um microcomputador IBM PC AT com coprocessador aritmético 80287, o tempo total de execução foi 30 minutos, sendo necessárias 3 iterações para a convergência.

Quanto à análise em 2ª ordem, conforme orientação obtida na bibliografia consultada, os resultados obtidos através do processo utilizado neste trabalho são satisfatórios quando o parâmetro de instabilidade está dentro do limite utilizado ($Q \leq 0,22$), o que ocorre para a maioria dos edifícios projetados utilizando-se as limitações de deslocamentos laterais recomendadas pelas normas. É oportuno salientar que nesta análise não foram considerados problemas de instabilidade da estrutura.

Com relação à convergência do processo iterativo pode-se dizer que, em todos os exemplos processados, ela ocorreu com no máximo 3 iterações.

O programa apresentado no Capítulo IV é de fácil utilização, através da folha de entrada de dados e das observações adicionais quanto ao seu modo de usar.

O autor acredita ter conseguido reunir neste trabalho os aspectos práticos mais significativos que importam na análise estática das estruturas usuais de edifícios altos.

Como sugestões que podem ser de grande utilidade para se prosseguir no desenvolvimento do estudo de estruturas de edifícios altos, pode-se destacar a consideração de carregamentos dinâmicos e da não linearidade física, contribuições estas que tornariam o programa desenvolvido neste trabalho mais geral ainda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) FAKURY, R.H. Comportamento das estruturas tubulares de edifícios altos sob carregamento lateral. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1986. 231p. (Dissertação de Mestrado).
- 2) RIBEIRO, S.R.S. Associação tridimensional de pórticos e paredes de seção aberta em estruturas de edifícios altos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1987. 224p. (Dissertação de Mestrado).
- 3) PRUDENTE, M. Análise de estruturas tridimensionais usuais de edifícios altos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1983. 153p. (Dissertação de Mestrado).
- 4) FERREIRA, L.F.O. Associação plana de pórticos com pilares paredes. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1975. 94p. (Dissertação de Mestrado).
- 5) VLASSOV, B.Z. Pièces longues em voiles minces. Paris, Eyrolles, 1962. 655p.
- 6) SWIFT, R.D. & HEIDEBRECHT, A.C. Behaviour of coupled shear-wall building. Ontário, Dept. of Civ. Engrs. and Engrs. Mech., Jul. 1970. (Report 70-5).
- 7) TARANATH, B.S. & STAFFORD-SMITH, B. The analysis of tall core-supported structures subject to torsion. Proc. Instn. Civ. Engrs., 53: 173-187, Sept. 1972.
- 8) BARBOSA, J.A. Edifícios com paredes de seção aberta contraventadas por lintéis, sob carga lateral. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1977. 373p. (Dissertação de Mestrado).

- 9) YAGUI, T. Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1971. 137p. (Tese de Doutorado).
- 10) BECK, H. & KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford, 1966 - Proc. p.513-536.
- 11) MACGREGOR, J.G. & HAGE, S.E. Stability analysis and design of concrete frames. Journal of Structural Division, ASCE, 103(10): 1953-1970, Oct. 1977.
- 12) FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. Trabalho apresentado ao Collóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, IBRACON, São Paulo, Julho, 1985.
- 13) WOOD, B.R.; BEAULIEU, D.; ADAMS, P.F. Further aspects of design by p-delta method. Journal of Structural Division, ASCE, 102(3): 487-500, March, 1976.
- 14) GALAMBOS, T.V. Structural members and frames. Englewood Cliffs, N.J., Prentice Hall, 1968. 373p.
- 15) PRZMINIECKI, J.S. Theory of matrix structural analysis. New York, McGraw-Hill, 1968. 467p.
- 16) WEAVER JR., W. Computer programs for structural analysis. Princenton, N.J., D. Van Nostrand, 1967. 300p.
- 17) BORGES, J.F. & RAVARA, A. Estudo do comportamento de estruturas de edifícios elevados sob ação de forças horizontais. Trabalho apresentado às II Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro - São Paulo, Agosto, 1967. 30p.

- 18) RUBINSTEIN, M.F. & ROSEN, R. Substructure analysis matrix decomposition. Journal of Structural Division, ASCE, 96(3): 663-670, March, 1970.
- 19) AMARAL, O.C. Estruturas isostáticas. Belo Horizonte, 1974. 267p.

BIBLIOGRAFIA

- 1) AMARAL, O.C. Estruturas isostáticas. Belo Horizonte, 1974. 267p.
- 2) ANTUNES, H.M.C.C. Carregamento crítico de instabilidade geral para estruturas tridimensionais de edifícios altos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1978. 160p. (Tese de Doutorado)
- 3) BARBOSA, J.A. Edifícios com paredes de seção aberta contraventadas por lintéis, sob carga lateral. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1977 373p. (Dissertação de Mestrado).
- 4) BECK, H. & KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford, 1966 - Proc. p.513-536.
- 5) BORGES, J.F. & RAVARA, A. Estudo do comportamento de estruturas de edifícios elevados sob ação de forças horizontais. Trabalho apresentado às II Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro São Paulo, Agosto, 1967. 30p.
- 6) FAKURY, R.H. Comportamento das estruturas tubulares de edifícios altos sob carregamento lateral. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1986. 231p. (Dissertação de Mestrado).
- 7) FERREIRA, L.F.O. Associação plana de pórticos com pilares paredes. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1975. 94p. (Dissertação de Mestrado).
- 8) FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. Trabalho apresentado ao Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, IBRACON, São Paulo, Julho, 1985.

- 208-
- 9) GALAMBOS, T.V. Structural members and frames. Englewood Cliffs, N.J., Prentice Hall, 1968 373p.
 - 10) MACGREGOR, J.G. & HAGE, S.E. Stability analysis and design of concrete frames. Journal of Structural Division, ASCE, 103(10): 1953-1970, Oct. 1977.
 - 11) MOREIRA, D.F. Análise matricial das estruturas. São Paulo, Editora da USP, 1977. 404p.
 - 12) PRUDENTE, M. Análise de estruturas tridimensionais usuais de edifícios altos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1983. 153p. (Dissertação de Mestrado).
 - 13) PRZMINIECKI, J.S. Theory of matrix structural analysis. New York, McGraw-Hill, 1968. 467p.
 - 14) RIBEIRO, S.R.S. Associação tridimensional de pórticos e paredes de seção aberta em estruturas de edifícios altos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1987. 224p. (Dissertação de Mestrado).
 - 15) RUBINSTEIN, M.F. & ROSEN, R. Substructure analysis by matrix decomposition. Journal of Structural Division, ASCE, 96(3): 663-670, March, 1970.
 - 16) SILVA, J.L. Análise aproximada de edifícios altos em microcomputadores. Rio de Janeiro, COPPE - UFRJ, 1986. 91p. (Dissertação de Mestrado).
 - 17) SWIFT, R.D. & HEIDEBRECHT, A.C. Behaviour of coupled shear-wall building. Ontário, Dept. of Civ. Engrg. and Engrg. Mech., Jul. 1970. (Report 70-5).
 - 18) TARANATH, B.S. & STAFFORD-SMITH, B. The analysis of tall core-supported structures subject to torsion. Proc. Instn. Civ. Engrs., 53: 173-187, Sept. 1972.

- 19) VENÂNCIO FILHO, F. Análise matricial de estruturas.
Rio de Janeiro, Almeida Neves Editora, 1975. 256p.
- 20) VLASSOV, B.Z. Pièces longues em voiles minces. Pa-
ris, Eyrolles, 1962. 655p.
- 21) WEAVER JR., W. Computer programs for structural ana-
lysis. Princenton, N.J., D. Van Nostrand, 1967.
300p.
- 22) WOOD, B.R. BEAULIEU, D. ; ADAMS, P.F. Further aspects
of design by p-delta method. Journal of Structural
Division, ASCE, 102(3): 487-500, March, 1976.
- 23) YAGUI, T. Estruturas constituídas de paredes delgadas
com diafragmas transversais. São Carlos, Escola de
Engenharia de São Carlos-USP, 1971. 137p. (Tese
de Doutorado).