

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO ENTRE
NÚCLEOS ESTRUTURAIS E LAJES EM
EDIFÍCIOS ALTOS**

Edgard Sousa Junior

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADORA: Profa. Dra. Helena Maria Cunha do Carmo Antunes

São Carlos
2001

S725a

Sousa Junior, Edgard

Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos / Edgard Sousa Junior. -- São Carlos, 2001.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2001.

Área: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof^a. Dr^a Helena Maria Cunha do Carmo Antunes.

1. Núcleos estruturais. 2. Lajes. 3. Bimomento.
4. Empenamento. 5. Elementos finitos. 6. Flexo-torção.
I. Título.


FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **EDGARD SOUSA JUNIOR**


Tese defendida e julgada em 02-07-2001 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Dra. **HELENA MARIA C. C. ANTUNES (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



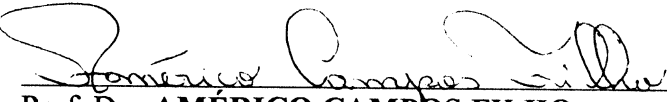
Prof. Assoc. **HUMBERTO BREVES CODA**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado




Prof. Tit. **JOSÉ ELIAS LAIER**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



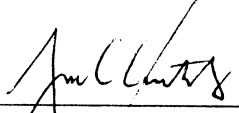
Prof. Dr. **ALOÍSIO ERNESTO ASSAN**
(Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP) Aprovado



Prof. Dr. **AMÉRICO CAMPOS FILHO**
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS) Aprovado



Prof.ª. Doutora **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

AGRADECIMENTOS

Duas áreas do conhecimento me fascinam: engenharia de estruturas e informática. Com esta tese tive a oportunidade de contribuir para a comunidade com um trabalho em que eu pude juntar estas duas ciências. Usei a engenharia de estruturas como fonte para as idéias e usei a informática para concretizar essas idéias. Por isso, agradeço a Deus por permitir concluir mais uma tarefa em minha vida. Uma tarefa árdua para mim. Mas estas são as melhores tarefas a serem cumpridas, porque quanto mais difícil a tarefa, mais felicidade e aprendizado adquirimos ao concluí-la.

Expresso minha gratidão à Professora Dra. Helena M. C. do Carmo Antunes, minha orientadora, pela revisão, comentários e contribuições que foram de indiscutível importância para a conclusão desta tese.

Agradeço à Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudo concedida, e à Universidade Federal do Maranhão (UFMA) por ter concedido afastamento para realização deste doutorado.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Estruturas da EESC/USP eu também agradeço. Alguns destes tiveram papel muito importante no desenvolvimento desta tese. Apesar de eu não querer citar nomes para que não fique a impressão de preferência ou importância, é inevitável que eu cite alguns. Espero que os meus outros colegas não se sintam menosprezados, pois no momento eu falo apenas da tese e não dos muitos e bons amigos que conquistei durante este período. Agradeço a Carlos Humberto Martins e a Roberto Kunihiro Iwamoto pelas horas de discussão sobre o tema.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	V
LISTA DE FIGURAS	VII
RESUMO	XI
<i>ABSTRACT</i>	XII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Sistemas estruturais de edifícios altos	2
1.2 Processos de cálculo	7
1.3 Modelo estrutural adotado	9
1.4 Objetivo	12
1.5 Justificativa	13
1.6 O céu é o limite	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 Obras encontradas fora do Departamento de Estruturas da EESC-USP	20
2.2 Trabalhos realizados no Departamento de Estruturas da EESC-USP	35
3 EXPOSIÇÃO DA TEORIA ADOTADA	42
3.1 Montagem da matriz de rigidez global do edifício	43
3.2 Implementando o processo de cálculo	63
4 DISCRETIZAÇÃO DO PAVIMENTO EM ELEMENTOS FINITOS	65
4.1 Técnicas de geração de malha	65
4.2 Geração da malha de um edifício	68
4.3 Verificação dos dados gerados	72
5 EXEMPLOS	81
5.1 Núcleo isolado 1	81
5.2 Núcleo isolado 2	85
5.3 Núcleo com lajes 1	87
5.4 Núcleo com lajes 2	92
5.5 Exemplo SILVA	95
5.6 Exemplo TORRES	107

SUMÁRIO (continuação)

6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	BIBLIOGRAFIA	129

LISTA DE SÍMBOLOS

δ_{xn}	deslocamento na direção x do ponto nodal n
δ_{yn}	deslocamento na direção y do ponto nodal n
δ_{zn}	deslocamento na direção z do ponto nodal n
ϕ_{xn}	rotação do ponto nodal n referente ao eixo x
ϕ_{yn}	rotação do ponto nodal n referente ao eixo y
ϕ_{zn}	rotação do ponto nodal n referente ao eixo z
ϕ'_{xn}	empenamento na direção x do ponto nodal n
ξ_i	distância y do i-ésimo nó do perfil de um núcleo referente ao centro de torção deste núcleo
ζ_i	distância z do i-ésimo nó do perfil de um núcleo referente ao centro de torção deste núcleo
ω_i	Valor da área setorial no i-ésimo nó do perfil de um núcleo referente ao centro de torção deste núcleo
$\{\delta\}$	vetor deslocamentos
$\{D_E\}$	vetor dos deslocamentos, somente os termos referentes aos pontos nodais externos
$\{D_E^*\}$	vetor dos deslocamentos, somente os termos referentes aos pontos nodais externos condensados
$\{D_I\}$	vetor dos deslocamentos, somente os termos referentes aos pontos nodais internos
$\{D_I^*\}$	vetor dos deslocamentos, somente os termos referentes aos pontos nodais internos condensados
$\{F_E\}$	vetor das forças, somente os termos referentes aos pontos nodais externos
$\{F_E^*\}$	vetor das forças, somente os termos referentes aos pontos nodais externos condensados
$\{F_I\}$	vetor das forças, somente os termos referentes aos pontos nodais internos

LISTA DE SÍMBOLOS (continuação)

$\{F_I^*\}$	vetor das forças, somente os termos referentes aos pontos nodais internos condensados
[0]	matriz nula, todos os elementos da matriz são iguais a zero
[β]	matriz de incidência cinemática
[D]	matriz diagonal, os elementos da diagonal são diferentes de zero, os demais são zeros
[I]	matriz identidade, os elementos da diagonal principal são iguais a 1, os demais são zeros
[L]	matriz triangular inferior com termos unitários na diagonal principal
[N]	matriz retangular
[r] _i	matriz de rigidez local do elemento finito i
[R [*]]	matriz de rigidez global simétrica condensada no estágio A
[R ^{**}]	matriz de rigidez global simétrica condensada no estágio B
[R _{EE}]	matriz de rigidez global, somente os termos referentes aos pontos nodais externos
[R _{IE}]	matriz de rigidez global, termos referentes aos pontos nodais internos e externos
[R _{II}]	matriz de rigidez global, somente os termos referentes aos pontos nodais internos

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura de edifícios enrijecidas com barras diagonais	3
Figura 2 - Duas vistas do Hotel de las Artes em Barcelona – Espanha	3
Figura 3 - Duas vistas do John Hancock Center Chicago, IL-EUA	4
Figura 4 - Foto e detalhe estrutural do Overseas Union Bank Center	4
Figura 5 - Disposição dos pilares em um edifício tubular	5
Figura 6 - Duas fotos dos edifícios The World Trade Center e The World Financial Center	5
Figura 7 - Exemplos de núcleos estruturais	6
Figura 8 - Miglin-Beitler Tower - Chicago, EUA	7
Figura 9 - Elementos estruturais	11
Figura 10 - Esquema representativo de um edifício	12
Figura 11 - Altura máxima para as estruturas	15
Figura 12 - Empire State Building	16
Figura 13 - Jin Mao Building	16
Figura 14 - Duas fotos do Sears Tower	16
Figura 15 - Petronas Tower 1 e 2	17
Figura 16 - Comparação da altura do Sears Tower com o Petronas Tower	18
Figura 17 - Os mais altos amanhã	18
Figura 18 - Núcleo estrutural e laje	22
Figura 19 - Deformação da laje devido ao empenamento do núcleo	22
Figura 20 - Núcleo estrutural simétrico	23
Figura 21 - Vista de corte de paredes planas não simétricas	24
Figura 22 - Estruturas discretas equivalentes: a) à parede ; b) ao núcleo	26
Figura 23 - Paredes paralelas não colineares	27
Figura 24 - Analogia com colunas largas	28
Figura 25 - Analogia com colunas largas e tirantes	29
Figura 26 - Analogia com pórtico e tirantes	29
Figura 27 - Variação da seção transversal	30
Figura 28 - Modelo simplificado pórtico e núcleo	32

LISTA DE FIGURAS (continuação)

Figura 29 - Analogia do modelo contínuo de pórtico e núcleo	32
Figura 30 - Modelo simplificado pórtico e núcleo interrompido	33
Figura 31 - Exemplo de um núcleo calculado em KWAN (1991)	34
Figura 32 - Grau de liberdade rotacional entre viga e parede, KWAN(1992b)	34
Figura 33 - Elemento de parede: a) usado por YAGUI ; b) usado por SERRA.....	39
Figura 34 - Graus de liberdade de um nó	45
Figura 35 - Elementos estruturais	47
Figura 36 - Condensação estática dos elementos de placa e de viga	48
Figura 37 - Transformação efetuada para a introdução da Barra de Núcleo	52
Figura 38 - Identificação dos termos ξ_1 e ζ_1 para o ponto 1 de um perfil de núcleo	56
Figura 39 - Exemplo de gráficos de (ω_i) e $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial s}\right)$ de um perfil de núcleo	56
Figura 40 - Esquema representativo da matriz $[R^*]$ para um exemplo hipotético	59
Figura 41 - Esquema representativo da matriz $[\beta]$ para um exemplo hipotético ...	60
Figura 42 - Esquema representativo da matriz $[R^{**}]$ para um exemplo hipotético	61
Figura 43 - Exemplo de malha estruturada	66
Figura 44 - Exemplo de malha não estruturada formada por elementos quadrilaterais e triangulares	67
Figura 45 - Exemplo de malha não estruturada formada por elementos triangulares	68
Figura 46 - Interface do gerador de malha de SOUSA JUNIOR (1996)	71
Figura 47 - Exemplo da caixa de diálogo do sistema de relatórios	71
Figura 48 - Vista de um pavimento deformado	73
Figura 49 - Vista de um pavimento girando em torno do eixo horizontal X	74
Figura 50 - Valores representados pelos espectros de cores	75
Figura 51 - Detalhes do menu do programa desenvolvido	76

LISTA DE FIGURAS (continuação)

Figura 52 - Elementos desenhados com as faces	77
Figura 53 - Elementos desenhados sem as faces	77
Figura 54 - Exemplo de um arquivo de entrada da dados do programa gráfico	79
Figura 55 - Objeto definido no arquivo de dados mostrado na Figura 54	80
Figura 56 - Seção transversal da estrutura do Exemplo 1	82
Figura 57 - Exemplo 1 discretizado no Ansys	83
Figura 58 - Pontos onde foram medidos os deslocamentos da análise 1	84
Figura 59 - Pontos onde foram medidos os deslocamentos da análise 2	85
Figura 60 - Exemplo 3 discretizado no Ansys	87
Figura 61 - Laje do Exemplo 3 discretizada em SOUSA JUNIOR	89
Figura 62 - Dimensões de uma laje da estrutura do Exemplo 3	89
Figura 63 - Estrutura do Exemplo 3 deformada obtida do programa SOUSA JUNIOR	91
Figura 64 - Dimensões de uma laje da estrutura do Exemplo 4	93
Figura 65 - Estrutura do Exemplo 4 deformada obtida do programa SOUSA JUNIOR	94
Figura 66 - Planta baixa da estrutura do Exemplo SILVA	95
Figura 67 - Elemento SHELL63 do Ansys	98
Figura 68 - Elemento BEAM4 do Ansys	99
Figura 69 - Vista de cima da malha usada no Ansys para o Exemplo 5	100
Figura 70 - Vista geral da malha usada no Ansys para o Exemplo 5	100
Figura 71 - Detalhes do carregamento aplicado no Exemplo 5 no Ansys	101
Figura 72 - Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 5 no Ansys	102
Figura 73 - Malha usada em SOUSA JUNIOR para o Exemplo 5	103
Figura 74 - Vista de cima do Exemplo 5 obtida de SOUSA JUNIOR	104
Figura 75 - Visão lateral do Exemplo 5 obtida de SOUSA JUNIOR	105
Figura 76 - Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 5 em SOUSA JUNIOR	106

LISTA DE FIGURAS (continuação)

Figura 77 - Planta baixa do pavimento tipo do Exemplo 6	108
Figura 78 - Visão lateral do Exemplo 6, SOUSA JUNIOR	109
Figura 79 - Malha de elementos finitos usada em SOUSA JUNIOR no Exemplo 6	112
Figura 80 - Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 6 em SOUSA JUNIOR	112
Figura 81 - Visão lateral do Exemplo 6 deformado, SOUSA JUNIOR	113
Figura 82 - Visão de cima do Exemplo 6 deformado, SOUSA JUNIOR	114
Figura 83 - Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 6 em Ansys	116
Figura 84 - Visão de cima do Exemplo 6, Ansys	116
Figura 85 - Visão lateral do Exemplo 6, Ansys	117
Figura 86 - Visão lateral do Exemplo 6 em detalhe, Ansys	117
Figura 87 - Visão lateral do Exemplo 6, elementos de casca, Ansys	118
Figura 88 - Visão lateral do Exemplo 6, elementos de barra, Ansys	118

RESUMO

SOUSA JUNIOR, E. (2001). *Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos*. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

É apresentado um estudo sobre a análise de edifícios altos enrijecidos com núcleos estruturais utilizando-se processos discretos. A ligação do núcleo estrutural com as lajes do pavimento do edifício é o ponto principal deste estudo. As vigas, pilares e lajes são analisados utilizando-se o Método dos Elementos Finitos. Os núcleos estruturais, que no presente estudo podem ser de seção aberta ou semifechada, são analisados pela teoria da flexo-torção em que é levada em conta a análise em 1ª ordem. Na teoria de flexo-torção é levado em consideração o empenamento do elemento de núcleo, dessa forma aparece o esforço denominado bimomento. O empenamento do núcleo estrutural é transferido para as lajes, ocorrendo alteração em sua distribuição de esforços. Para o cálculo da estrutura do edifício como um todo é utilizada a técnica de subestruturação em que o edifício é dividido em subestruturas formadas por um determinado número de andares. Os resultados da forma de cálculo pesquisada são comparados com modelos já desenvolvidos por outros autores.

Palavras-chave: núcleos estruturais; lajes; bimomento; empenamento; elementos finitos, flexo-torção.

ABSTRACT

SOUSA JUNIOR, E. (2001). *Analysis of the interaction between shear/core walls and slab in high buildings* . Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This is a study about the analysis of tall buildings with shear/core walls using discrete processes. The joining of shear/core with slabs in tall buildings is the main subject of this work. The beams, columns and slabs are analyzed using the Finite Element Method. The building analysis is in 1st order. The shear/core walls, in this study, can present open or semi-closed cross section; they are analyzed by the theory of warping of beams of solid sections. In this theory we consider the warping of the core element, accounting for the bimoment. The warping of the core is transferred to the slabs, and the efforts in the slabs are altered. In order to calculate the building structure we are using the sub-structure technique, the building is divided in sub-structures created by a certain number of floors. The results of this research are compared with models developed by other authors.

Keywords: core wall; shear wall; slabs; bimoment; warping ; finite elements.

1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se uma contribuição para considerar a interação entre placas e barras delgadas de seção aberta usando-se o método dos elementos finitos. A técnica pode ser estendida para outros tipos de estruturas nas quais existam ligações de placas com este tipo de barra. A disposição dos elementos deve ser tal que uma ou mais barras devam estar finalizando em uma placa ou passando por ela, ou seja, perfurando a placa, mas existindo uma perfeita ligação entre a placa e a seção transversal da barra. Este arranjo estrutural pode ser encontrado em várias estruturas metálicas como satélites, aeronaves ou navios. Porém, este trabalho foi desenvolvido com o intuito de se analisar estruturas de edifícios altos considerando-se concomitantemente a contribuição de cada elemento que compõe o sistema estrutural. As placas são as lajes do edifício e as barras de seção delgada, os poços de elevadores. Além destes elementos estruturais estão presentes neste tipo de edificação analisada elementos de viga e de pilar. Por ter este enfoque, no decorrer deste trabalho são encontradas apenas referências a estruturas de edifícios altos. Adiante são mostrados alguns sistemas estruturais usados em edifícios altos, bem como os respectivos processos de cálculos. Ainda neste capítulo, é apresentada uma breve introdução do modelo estrutural usado. Finalizando o capítulo de introdução, são mostrados alguns exemplos de edifícios altos.

1.1 Sistemas estruturais de edifícios altos

Os edifícios altos e os muito esbeltos precisam de uma estrutura especial de enrijecimento para que possam resistir às ações horizontais. Ou seja, eles não podem ser formados por apenas elementos estruturais usuais como pilares, vigas e lajes.

Essas estruturas especiais podem ser barras diagonais dispostas de tal forma que venham a enrijecer o pórtico tridimensional. Porém, esta técnica é mais simples de ser aplicada quando a estrutura do edifício é formada por perfis metálicos. Para os edifícios de concreto armado, o detalhamento das ferragens nos nós que recebem vigas, pilares e barras diagonais, torna-se complexo tanto na fase de projeto como na execução, o que pode induzir a uma estrutura antieconômica. A Figura 1 mostra alguns arranjos para estas barras diagonais.

Como exemplo de edifícios já construídos que utilizaram a técnica de barras diagonais, pode-se citar: Hotel de las Artes em Barcelona – Espanha que foi concluído em 1992, tem 43 andares e 137 m de altura (Figura 2); John Hancock Center Chicago, IL-EUA concluído em 1969, 100 andares, 344 m de altura (Figura 3); Overseas Union Bank Center – Singapura, concluído em 1986, 63 andares, 280 m de altura (Figura 4). Um grande inconveniente desta técnica é que as barras diagonais normalmente atrapalham as aberturas das janelas. É possível encontrar soluções como a usada no edifício Overseas Union Bank Center (Figura 4)

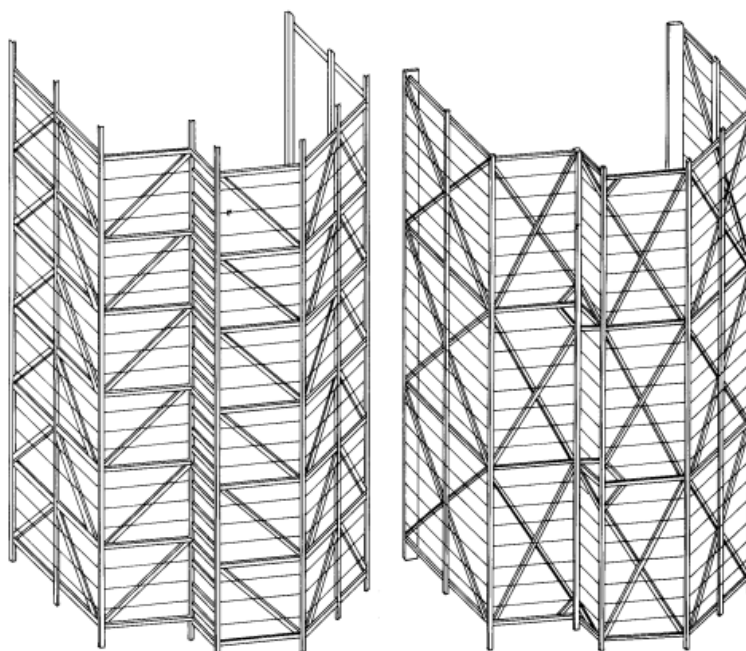


Figura 1 - Estrutura de edifícios enrijecidas com barras diagonais, TARANATH (1988)

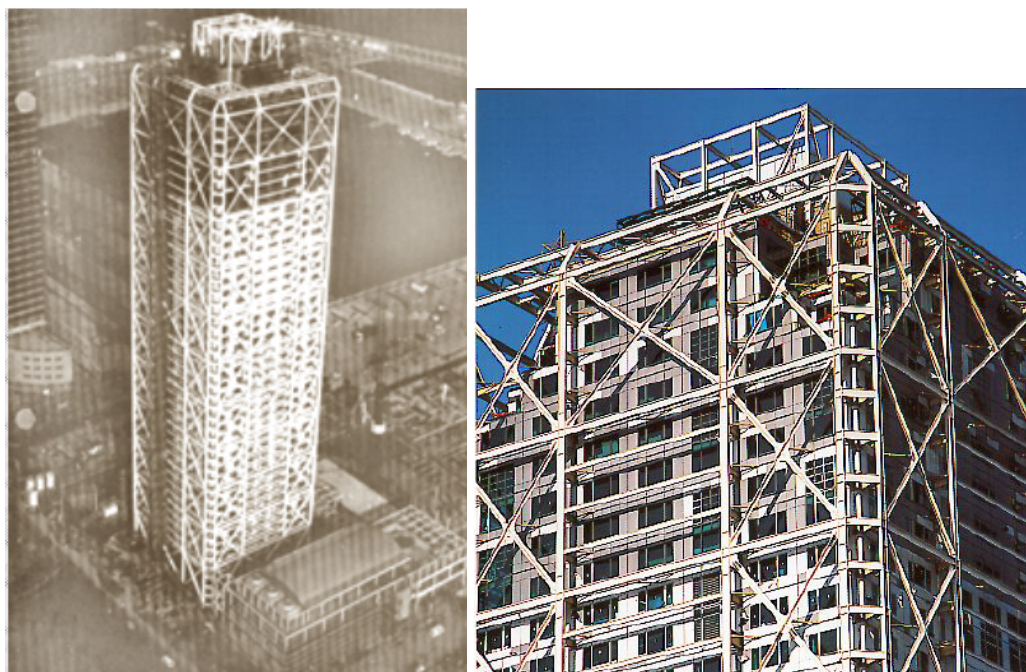


Figura 2 – Duas vistas do Hotel de las Artes em Barcelona – Espanha, BENNETTS (1995) [esquerda], IYENGAR (1992) [direita]

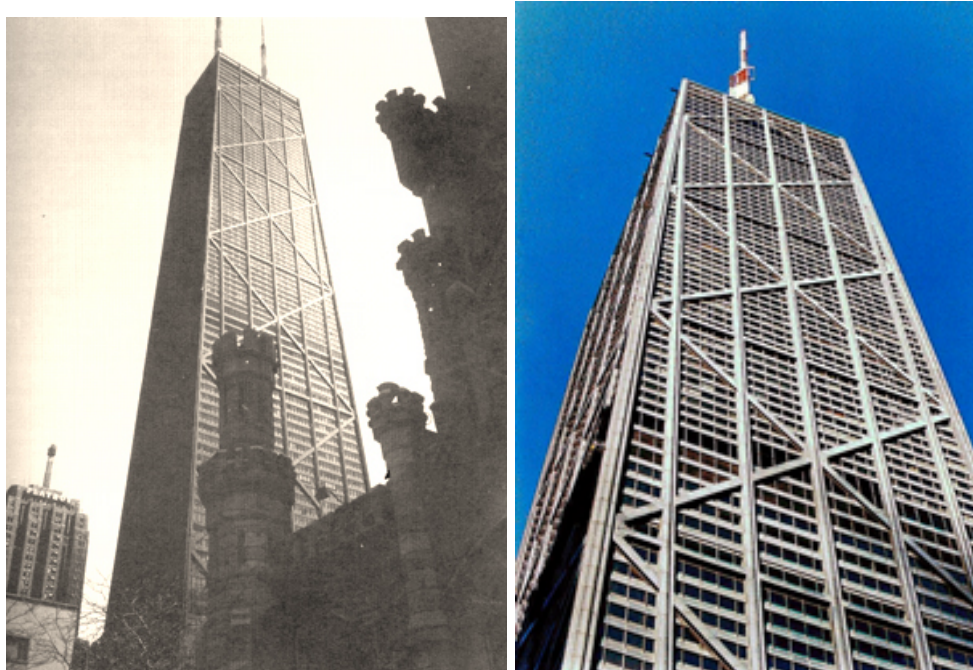


Figura 3 - Duas vistas do John Hancock Center Chicago, IL-EUA, BENNETTS (1995) [esquerda], HERZER (2001) [direita]

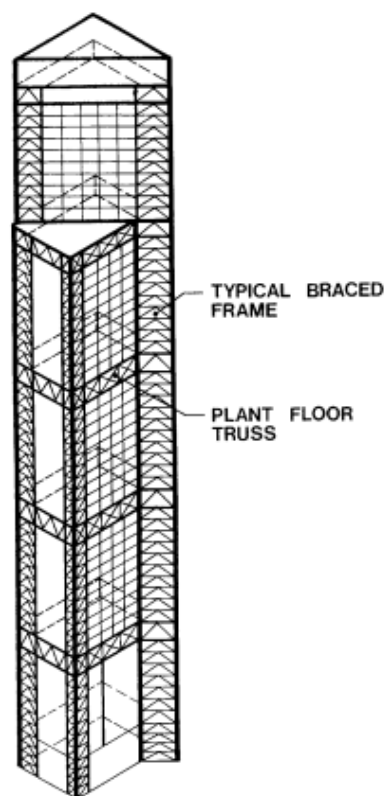


Figura 4 - Foto e detalhe estrutural do Overseas Union Bank Center, BENNETTS (1995)

Um outro arranjo estrutural usado para enrijecer edifícios altos são as estruturas tubulares. Os pilares periféricos são pouco espaçados, conectados rigidamente ao nível dos pisos por lintéis, que são vigas de grande altura em relação ao vão. Pode-se fazer uma analogia a um tubo oco com grande número de orifícios em sua superfície. O inconveniente desta técnica é que a planta do edifício não pode ser muito complexa, de preferência deve ser retangular, limitando o projeto arquitetônico. A Figura 5 mostra um croqui de uma planta baixa de um edifício que usa essa técnica. Exemplos clássicos de edifícios altos que usam essa técnica são os edifícios The World Trade Center com 417 m de altura e The World Financial Center com 415 m de altura, localizados em Nova Iorque, EUA (Figura 6). Foram concluídos em 1972 e 1973, respectivamente, com 110 andares cada um.

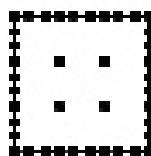


Figura 5 - Disposição dos pilares em um edifício tubular

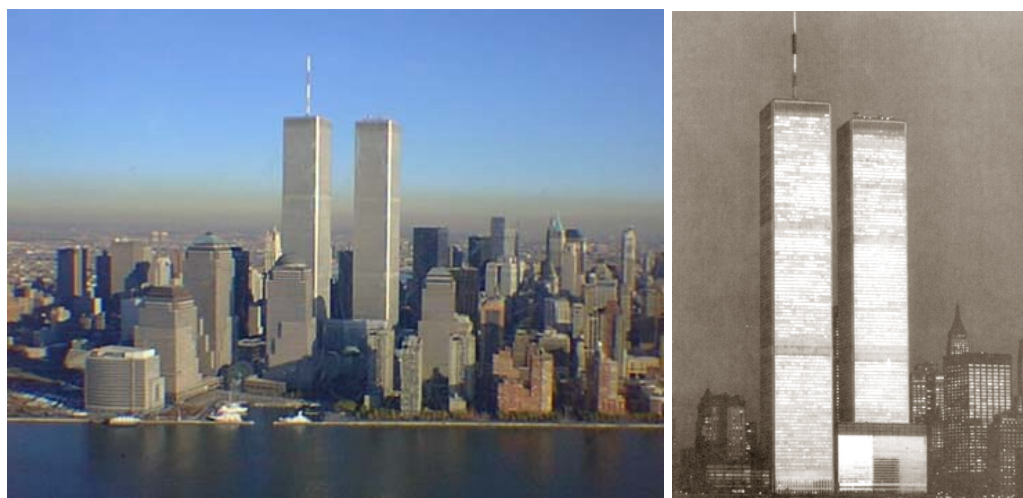


Figura 6 - Duas fotos dos edifícios The World Trade Center e The World Financial Center, HERZER (2001) [esquerda], BENNETTS (1995) [direita]

Uma terceira técnica muito utilizada nos projetos estruturais para enrijecer as estruturas dos edifícios altos é a utilização de núcleos estruturais de concreto armado. Estes são formados por uma combinação tridimensional de pilares-parede formando uma seção transversal aberta ou semifechada (Figura 7). Com esta técnica os projetos arquitetônicos ficam mais livres, já que os núcleos podem ser localizados nos poços dos elevadores ou das escadas. Frequentemente, a posição do núcleo estrutural causa assimetria à estrutura do edifício e com isso, quando o edifício recebe o carregamento horizontal, surgem efeitos de flexão e torção que devem ser considerados no cálculo dos núcleos estruturais.

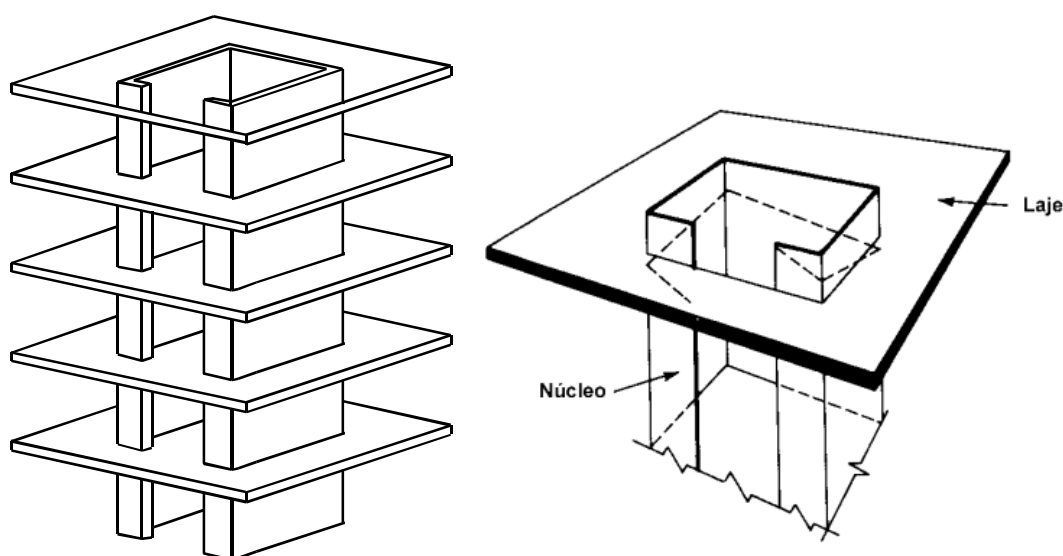


Figura 7 - Exemplos de núcleos estruturais, PEREIRA (2000) [esquerda], TARANATH (1988) [direita]

Um exemplo de um projeto de edifício que utiliza esta técnica é o Miglin-Beitler Tower - Chicago, EUA, 141 andares, 610 m de altura. Projetado por Cesar Pelli e proposto em 1989. O início da construção seria em 1990, e previsão para

término em 1994. Seria o edifício mais alto do mundo se tivesse sido construído, porém, devido a Guerra do Golfo em 1991 o projeto foi cancelado (Figura 8).

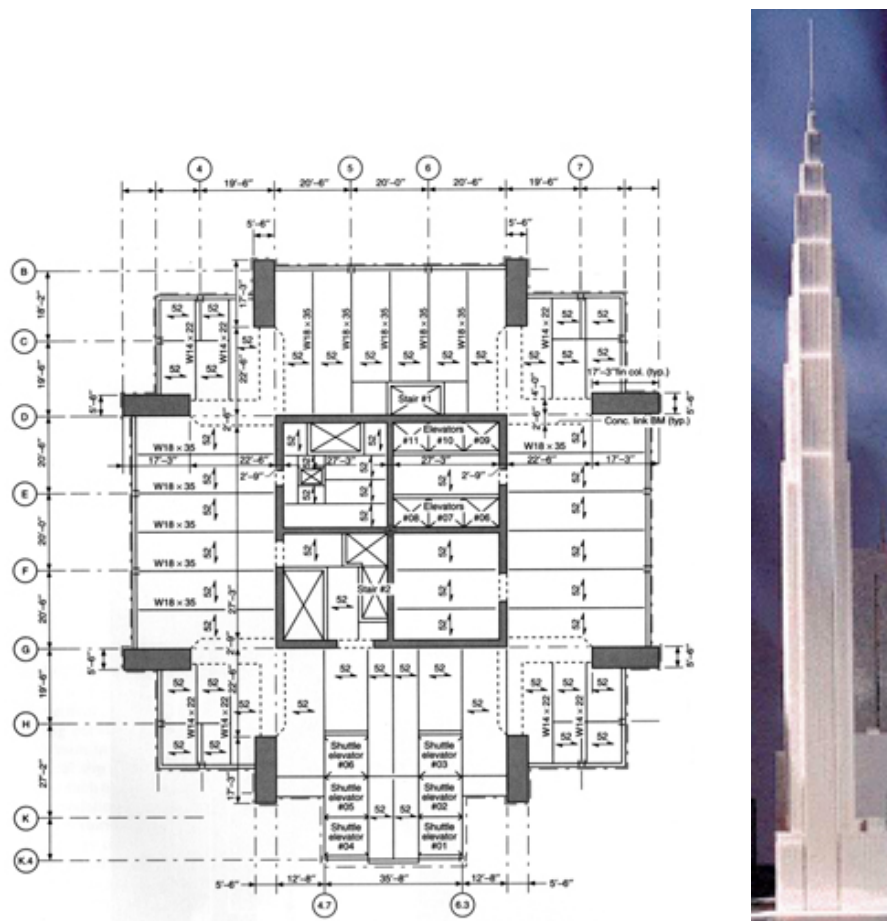


Figura 8 - Miglin-Beitler Tower - Chicago, EUA, BENNETTS (1995) [esquerda], HERZER (2001) [direita]

1.2 Processos de cálculo

O cálculo da estrutura de edifícios altos pode ser feita utilizando-se a Técnica do Meio Contínuo ou processos discretos como o Método dos Elementos Finitos.

A Técnica do Meio Contínuo tem como vantagem o número reduzido de parâmetros de entrada de dados. Para um edifício que apresenta características elásticas e geométricas constantes ao longo da altura, pode-se dispensar o uso de

computadores. Nesta técnica, a estrutura é substituída por um meio contínuo equivalente, uniformemente distribuído ao longo de toda a altura. As lajes do edifício são consideradas como diafragmas rígidos para compatibilizar os deslocamentos horizontais. O comportamento do modelo estrutural é expresso por meio de uma equação diferencial ou por um sistema de equações diferenciais, que podem ser resolvidos por integração direta ou por processos numéricos. Uma das desvantagens que a Técnica do Meio Contínuo apresenta para o cálculo de edifícios altos é a definição de um modelo arquitetônico que seja o mais uniforme possível, pois para cada variação da arquitetura é preciso definir uma equação diferencial. Outra desvantagem desta técnica é que a variação do carregamento ao longo da altura torna os cálculos mais complexos. Esta técnica introduz perturbações junto à base e ao topo que não podem ser desprezadas em edifícios com pouca altura, por isso, ela se aplica melhor em edifícios altos.

Os processos discretos consistem em subdividir a estrutura em elementos mais simples interligados entre si através dos nós. A matriz de rigidez de cada elemento tem que ser conhecida, e assim, é possível montar a matriz de rigidez global da estrutura. Com este procedimento, os processos discretos possibilitam o cálculo de estruturas com variadas disposições arquitetônicas e de carregamentos e, ainda, tornam-se mais simples o desenvolvimento de algoritmos para implementar programas de computador que calculam estruturas. A grande desvantagem dos processos discretos está no grande número de parâmetros de entrada de dados. Mas, com o avanço da computação gráfica, já foram desenvolvidos sistemas CAD (desenho assistido por computador) e técnicas de geração de malhas que minimizam

a possibilidade de erros de entrada de dados e agilizam o processo de discretização de uma estrutura.

1.3 Modelo estrutural adotado

Neste trabalho é utilizado o processo discreto para analisar um edifício alto composto por núcleos estruturais, lajes, pilares e vigas. O pórtico espacial que representa o edifício é discretizado em elementos de viga, elementos de pilar e elementos de núcleo que são barra de seção delgada que levam em conta em sua formulação o efeito do empenamento. As lajes são discretizadas em elementos de placa triangulares e/ou quadriláteros.

Os elementos de barra – vigas, pilares e núcleos estruturais – exprimem o comportamento do trecho da estrutura que estão representando. Por este motivo, é usado apenas um elemento para representar uma seção de pilar ou de núcleo estrutural entre uma laje e outra. Já os elementos de placa não exprimem fielmente o comportamento do trecho da estrutura que estão representando. Suas rigidezes são deduzidas através de funções aproximadoras. Se os elementos finitos de placa exprimirem com boa aproximação a parte do domínio que estiverem representando, quanto maior for o número destes elementos, os resultados obtidos serão mais próximo dos resultados de um cálculo exato.

Os elementos de viga possuem três graus de liberdade: duas rotações referentes aos eixos horizontais e uma translação referente ao eixo vertical. Os elementos de pilar também têm os mesmos três graus de liberdade dos elementos de viga e, além desses, têm duas translações coincidentes com os eixos horizontais e

uma rotação coincidente com o eixo vertical. As lajes são discretizadas por elementos de placa triangulares e/ou quadriláteros. Estes elementos de placa têm os mesmos graus de liberdade dos elementos de viga. E por último, os núcleos estruturais são discretizados por elementos especiais de barra, denominados de elementos de núcleo. Estes elementos possuem sete graus de liberdade, ou seja, são elementos que consideram três deslocamentos e três rotações referentes aos três eixos cartesianos mais o sétimo grau de liberdade que é a consideração do esforço bimomento. A consideração do bimomento tem como efeito um deslocamento no elemento de núcleo denominado empenamento.

Tratar os núcleos estruturais discretizados com elementos de casca, com seis graus de liberdade nodal, aumentaria muito a dimensão da matriz de rigidez global da estrutura, visto que as lajes também teriam que ser discretizadas com elementos de casca para compatibilizar os deslocamentos e não com elementos de placa, com apenas três graus de liberdade nodal. Na prática, muitos programas estruturais de elementos finitos alcançam seu limite de armazenamento de dados com estruturas relativamente pequenas quando são utilizados na discretização de toda a estrutura elementos finitos com muitos graus de liberdade nodal. O tempo de processamento também é um fator relevante. Dependendo de como uma estrutura é modelada, um sistema de computador pode resolvê-la em questão de minutos ou levar várias horas e obter resultados praticamente iguais.

Para o cálculo da estrutura do edifício como um todo é utilizada a técnica de subestruturação em que o edifício é dividido em subestruturas formadas por um determinado número de andares. Na Figura 9, formada por figuras obtidas de MATIAS JUNIOR(1997) e de MARTINS (2000), tem-se a representação geométrica

de cada um dos elementos citados acima e na Figura 10 tem-se a representação de um edifício formado por estes elementos.

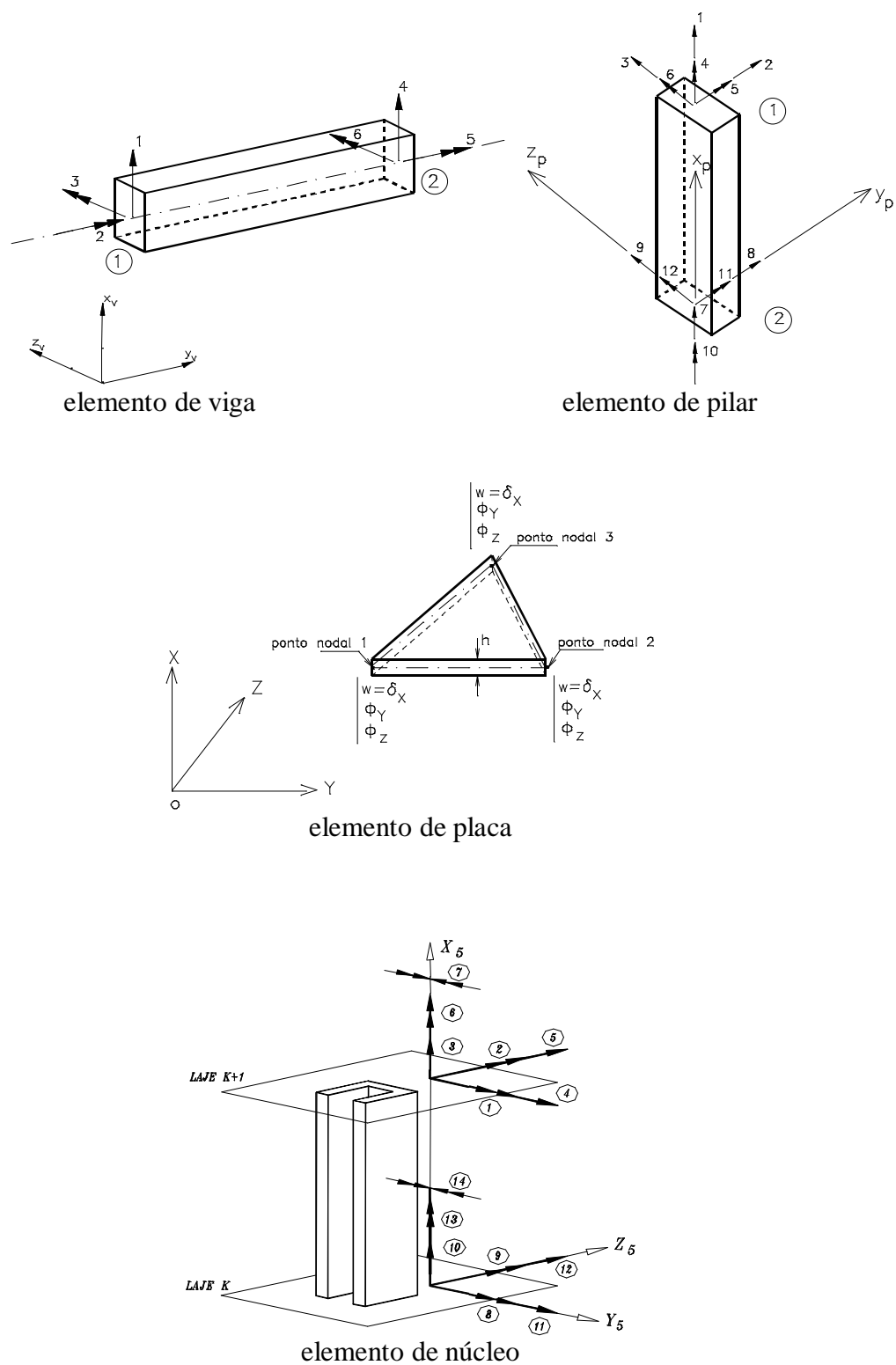


Figura 9 - Elementos estruturais

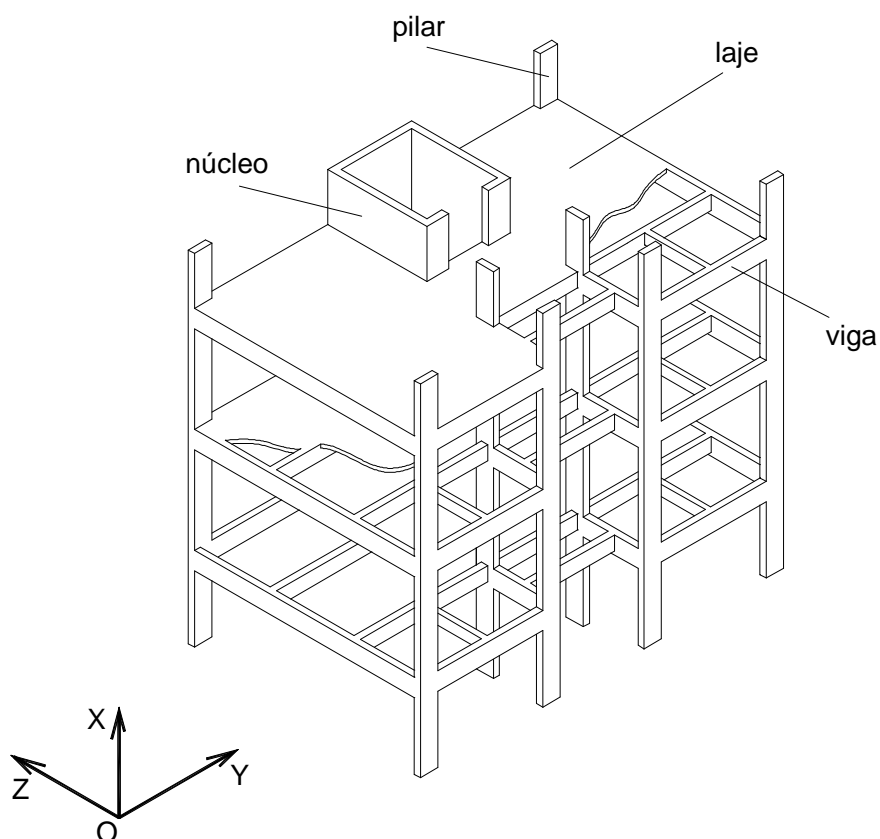


Figura 10 - Esquema representativo de um edifício, MARTINS (2000)

1.4 Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo um estudo da análise de edifícios altos enrijecidos com núcleos estruturais utilizando-se processos discretos, tendo como ponto principal do estudo a ligação do núcleo estrutural com as lajes do pavimento do edifício. O objetivo final deste trabalho será desenvolver um modelo teórico que seja o mais próximo possível do modelo real de um edifício alto enrijecido por núcleo estrutural, poupando o máximo possível de recursos computacionais e utilizando uma técnica que seja simples de ser programada e bem flexível referente à

arquitetura da estrutura. Os resultados da técnica de cálculo proposta serão comparados com modelos mais simplificados já desenvolvidos por outros autores.

1.5 Justificativa

Até o momento, grande parte dos projetos estruturais de edifícios altos não considera o cálculo do núcleo estrutural, quando ele existe, juntamente com o dos outros elementos estruturais. Normalmente, o núcleo estrutural é calculado separadamente, ou seja, isolado dos outros elementos estruturais, como as lajes, vigas e pilares, com o objetivo de apenas verificar se a estrutura, núcleo, resiste às ações horizontais. Caso o núcleo resista a estas ações, os outros elementos estruturais, ou seja, o edifício, são calculados todos ao mesmo tempo, considerando-se a interação entre eles, com o objetivo de analisar se a estrutura resiste às demais ações e carregamentos.

Este tipo de procedimento de cálculo, descrito acima, é comum no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Com o passar dos tempos, tem-se tornado confiável, pois os edifícios calculados desta forma têm-se comportado muito bem, sem apresentarem patologias oriundas de erros de projetos estruturais. É comum calcular as lajes separadamente como se elas fossem apoiadas nas vigas. É de praxe calcular as vigas como se fossem vigas contínuas isoladas e apenas apoiadas em outras vigas e nos pilares. Pressupondo-se que as ligações reais entre estes elementos vão ser construídas de tal forma que obedeçam as hipóteses de cálculo, isto é, apoios e não engastes, não há inconsistência neste tipo de cálculo.

Na presente pesquisa é feita uma contribuição na análise de edifícios altos formados por elementos de núcleo, vigas, pilares e lajes em que estes elementos estruturais são calculados considerando-se a interação entre eles. Espera-se contribuir para um melhor entendimento do comportamento desse tipo de estrutura, pois, até então, os trabalhos existentes consideram a interação do núcleo estrutural apenas com um pórtico espacial, não se levando em consideração a existência das lajes, ou apenas a interação dos núcleos estruturais com as lajes, não se levando em consideração a existência de um pórtico formado por pilares e vigas.

1.6 O céu é o limite

FALCONER & BEEDLE (1984) apresentaram um estudo no qual foi verificada a maior altura que um edifício poderia ter dependendo de sua concepção estrutural. O limite para a altura de um edifício para cada tipo de estrutura foi baseado na observação das edificações já existentes na época em que a pesquisa foi feita (Figura 11). Hoje existem novos modelos estruturais que atingem alturas maiores do que as registradas no estudo acima. Como exemplo temos o Miglin-Beitler Tower, citado anteriormente e mostrado na Figura 8, em que a estrutura principal é formada por núcleos estruturais.

A seguir tem-se uma relação dos edifícios mais altos já construídos. Depois, nas figuras 6, 12, 13, 14 e 15 mostram-se as fotos deles.

Tabela 1 – Os edifícios mais altos

Edifício	ano	altura	Andares	local
Petronas Tower 1	1996	452m	88	Kuala Lumpur, Malaysia
Petronas Tower 2	1996	452m	88	Kuala Lumpur, Malaysia
Sears Tower	1973	442m	110	Chicago, USA
Jin Mao Building	1997	420m	88	Shanghai, China
One World Trade Center	1972	417m	110	New York, USA
Two World Trade Center	1973	415m	110	New York, USA
Empire State Building	1931	381m	102	New York, USA

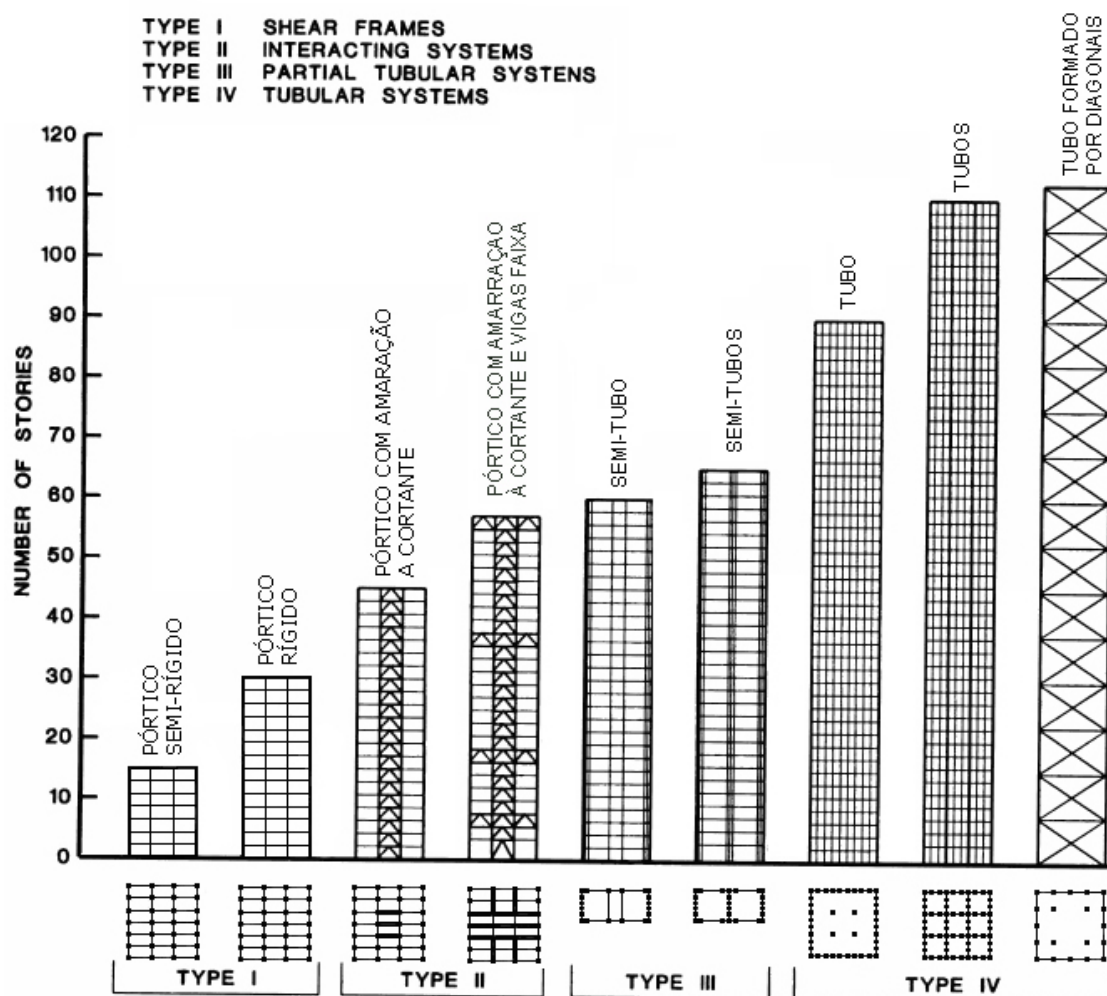


Figura 11 - Altura máxima para as estruturas, CTBUH (1980)



Figura 12 - Empire State Building



Figura 13 - Jin Mao Building



Figura 14 - Duas fotos do Sears Tower



Figura 15 - Petronas Tower 1 e 2, HERZER (2001)

Porém, ainda existe uma polêmica a respeito do edifício mais alto do mundo. Até 1973 o Sears Tower era considerado o mais alto. O Petronas Tower que foi construído depois, em 1996, tinha como objetivo ser o mais alto do mundo. Mas, para que o Petronas Tower fosse considerado mais alto do que o Sears Tower foi preciso colocar no topo do edifício cones ornamentais. As antenas de rádio e televisão não fazem parte da estrutura do edifício nem de sua arquitetura, então não são levadas em conta quando se mede a altura de um edifício. Porém, os cones do Petronas Tower são elementos da arquitetura do edifício e fazem parte integrante do mesmo. Veja na Figura 16 a diferença de altura entre os dois edifícios. Os números na Figura 16 representam a altura em pés. Estes dados foram obtidos de HERZER (2001).

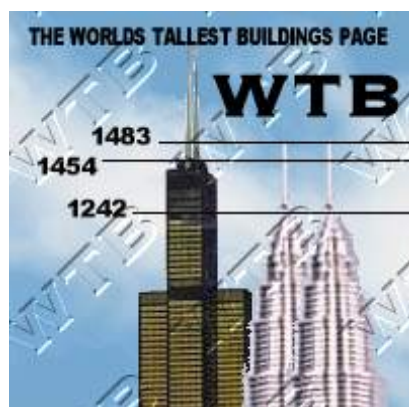


Figura 16 - Comparação da altura do Sears Tower, mais escuro, com o Petronas Tower, mais claro, HERZER (2001)

Já existem previsões para construção de edifícios mais altos do que estes até agora citados. Na Figura 17 tem-se a comparação de altura entre alguns deles.

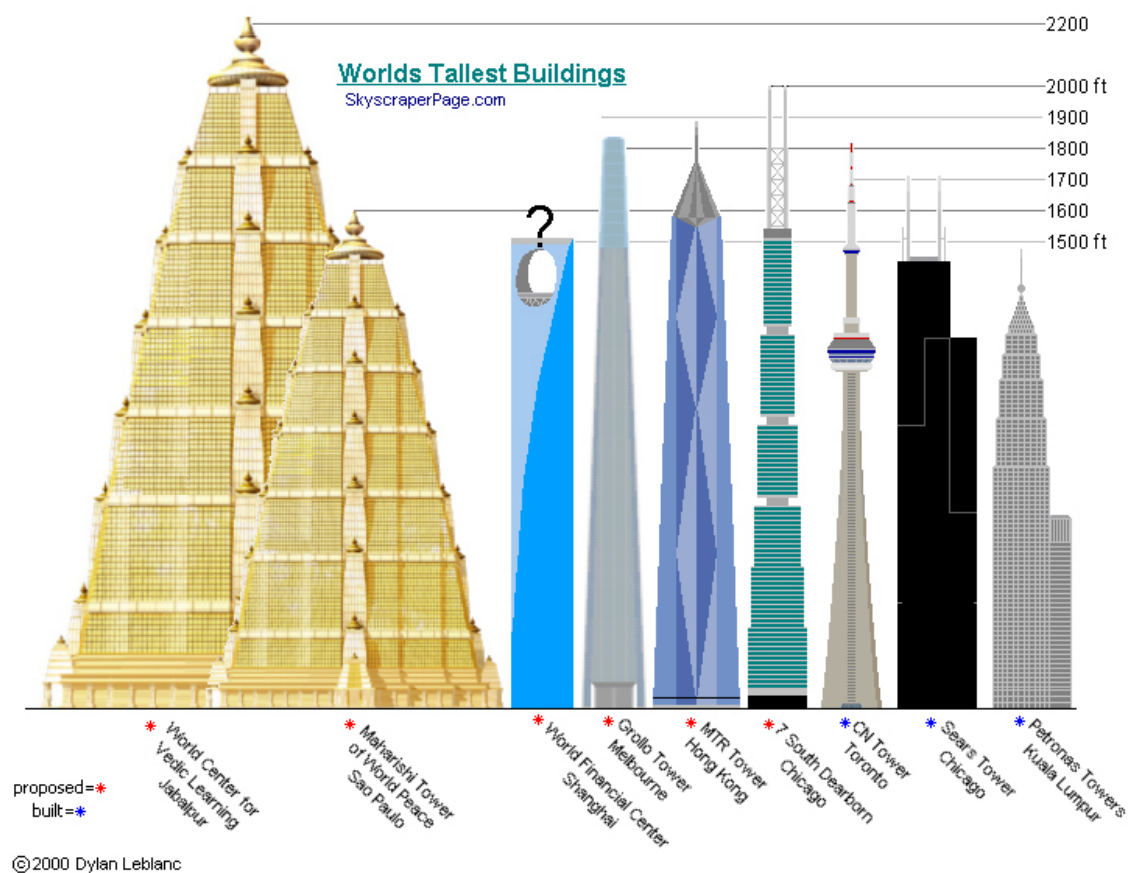


Figura 17 - Os mais altos amanhã, HERZER (2001)

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em função da bibliografia pesquisada pode-se classificar três técnicas que usualmente são utilizadas na análise de núcleos estruturais: técnica do meio contínuo, discretização do núcleo em elementos mais simples como barras, placas e cascas e, por último, a discretização do núcleo estrutural em elementos de núcleo, deduzidos pela teoria de flexo-torção, na qual considera-se o bimomento calculado pela Teoria de Vlasov.

Entre a década e sessenta e setenta, como não se dispunham de recursos computacionais suficientes para o cálculo de edifício alto, a técnica mais usada era a do Meio Contínuo, e permitia-se recorrer a algumas simplificações. Segundo TSO (1973), a análise de um edifício alto sujeito a carregamento lateral como vento ou abalo sísmico normalmente se resume à análise do núcleo estrutural. Segundo ROSMAN (1969), o código SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) requer que a estrutura responsável pela resistência vertical deve ser capaz de resistir a um carregamento torçor equivalente ao carregamento lateral multiplicado por 5% da máxima dimensão do edifício. Hoje, não há a necessidade de se fazer tais considerações. O mais coerente é calcular um edifício alto por método discreto considerando a contribuição de todos os elementos estruturais que o compõe. E, como alguns autores fizeram, comparar os resultados obtidos com o

método discreto com o cálculo de uma estrutura mais simples, calculada pelo meio contínuo. A Técnica do Meio Contínuo já é aceita e confiável. PURI (1967) apud ROSMAN (1969) obteve bons resultados com pesquisas experimentais e teóricas usando a técnica do meio contínuo. Um outro exemplo é MANCINI (1993), que apresenta uma análise de núcleo estrutural com treliça no topo usando a Técnica do Meio Contínuo.

2.1 Obras encontradas fora do Departamento de Estruturas da EESC-USP

VLASOV (1961) desenvolveu uma teoria para barras de seção delgada e seção transversal aberta, na qual é apresentada a definição de bimomento, que é o esforço, e empenamento, que é o deslocamento. Porém, este assunto não iniciou em 1961, foram encontradas publicações, referentes à teoria, com datas anteriores a esta, como em VLASOV (1940) apud FERRAZ (1988).

Com o objetivo de reduzir drasticamente o volume de dados de entrada, para o caso específico de núcleos de rigidez, TARANATH (1968) formulou um elemento elástico de barra que possui sete graus de liberdade por nó, considerando, assim, o empenamento. Este elemento foi baseado na teoria de flexo-torção, desenvolvida por VLASOV (1961). Ao usar este elemento na discretização de um edifício, pode-se modelar tramos de núcleo compreendidos entre lajes adjacentes simplesmente com um único elemento. Neste processo, que também foi estudado por HEIDEBRECHT & SWIFT (1971) e TARANATH (1975), há a necessidade da determinação do centro de cisalhamento e de coordenadas setoriais. Em TARANATH (1968, 1975,

1988), encontra-se um estudo da interação do núcleo estrutural com as lajes de um edifício. A estrutura estudada por TARANATH é composta apenas por barras de núcleos e lajes, não existindo elementos de viga. A consideração das lajes ligadas ao núcleo estrutural resulta em dois efeitos distintos e favoráveis: o primeiro é que as lajes mantêm a seção transversal do núcleo constante enquanto ocorre o empenamento, tornando, assim, válidas as hipóteses usadas na teoria de flexo-torção; e, o outro efeito decorrente desta consideração é que as lajes impedem a deformação longitudinal do núcleo estrutural devida à flexo-torção. Para que isto ocorra, as lajes têm que ter uma espessura suficientemente grande para que surja um efeito apreciável no núcleo. Deve ser feito um estudo para encontrar a espessura ideal das lajes levando-se em conta a relação custo benefício. Se as lajes forem consideradas finas, elas podem ser consideradas como um diafragma rígido, infinitamente rígidas no plano e muito flexível fora do plano, ou seja, sem resistência à flexão. Na Figura 18, obtida de TARANATH (1968), pode-se observar o empenamento de um núcleo. E na Figura 19 vê-se a deformação da laje devida ao empenamento do núcleo. Em TARANATH (1968) foram feitos vários ensaios em laboratório com núcleos isolados e com núcleos com número variado de lajes. A teoria foi comprovada com o programa de computador apresentado em TARANATH (1968), com o qual foram obtidos ótimos resultados comparando-se com os resultados dos protótipos ensaiados em laboratório. No programa de TARANATH (1968), as lajes são calculadas por elementos finitos e os núcleos, por elementos de núcleo.

A matriz de rigidez do elemento de núcleo já foi deduzida por outros autores também. Em FRIBERG (1985) é apresentada a matriz de rigidez e de massa do elemento de núcleo, inclusive o autor incluiu neste artigo a listagem do programa em

FORTTRAN. Em ONU (1990) também é apresentada a matriz de rigidez e de massa para o elemento de núcleo. BECKER (1989) apresenta a matriz de rigidez em teoria de primeira ordem e MORI (1992) em teoria de segunda ordem. MATIAS JUNIOR (1997) apresenta a matriz de rigidez do elemento de núcleo acrescida dos termos para se levar em conta a fundação em base elástica. TORRES (1999) apresenta a matriz de rigidez de núcleo levando-se em conta a deformação por esforço cortante.

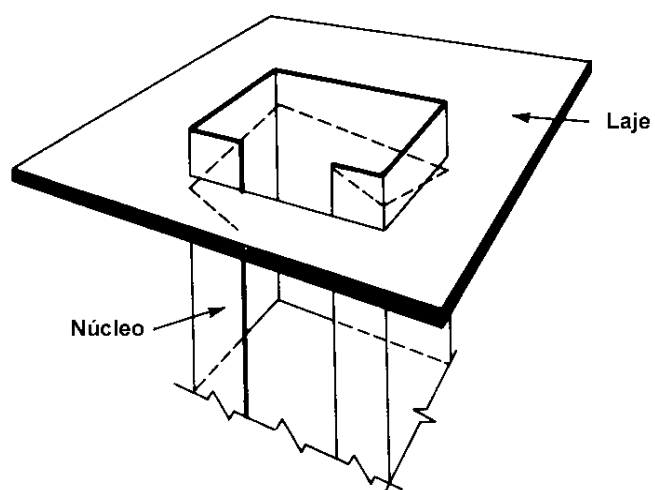


Figura 18 - Núcleo estrutural e laje, TARANATH (1968)

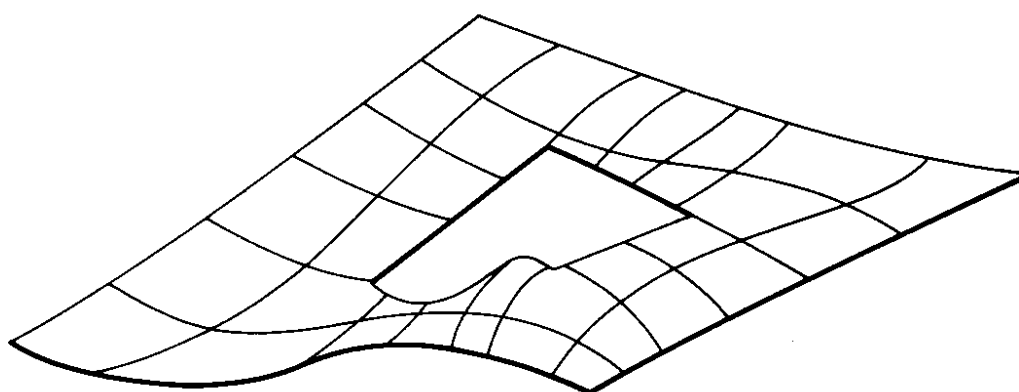


Figura 19 - Deformação da laje devido ao empenamento do núcleo, TARANATH (1968)

ROSMAN (1969) combinou a Teoria de Vlasov, barras de seção transversal aberta e paredes finas, com o meio contínuo. Foi considerada também neste trabalho a torção proveniente de vibrações. Ele apresentou um método simples de análise para carregamento torçor em eixos perfurados ou tubos (Figura 20) em um esquema para ser usado em escritórios de cálculos estruturais. Este método recai no uso de um parâmetro adimensional. As desvantagens deste método é que ele exige uma configuração estrutural específica e faz uso de um carregamento também específico.

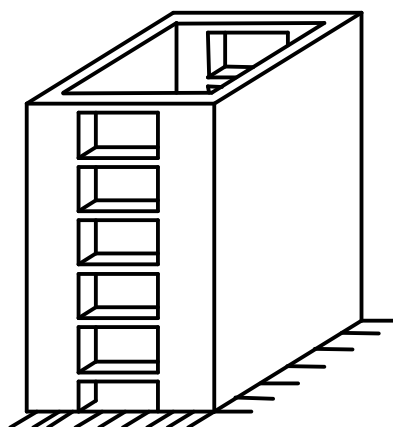


Figura 20 - Núcleo estrutural simétrico

HEIDEBRECHT & SWIFT (1971) apresentaram a matriz de rigidez de núcleo estrutural tendo como base a Teoria de Vlasov, como apresentado por TARANATH (1968), e um roteiro em análise matricial para ser usado em um programa para cálculo de edifícios altos.

Foram encontrados artigos que analisam o núcleo estrutural pelo método dos elementos finitos. ZIENKIEWICS et al. (1971) fez um estudo comparativo entre elementos de casca e elementos de membrana para discretização dos núcleos estruturais. Em DIOGO et al. (1993) é apresentado um roteiro para o cálculo de

perfis de seção delgada, considerando a flexo-torção e não linearidade geométrica, utilizando o método dos elementos finitos e elementos de casca cilíndrica. Em BADIE et al. (1997) é apresentada uma análise de núcleos estruturais sobre fundação elástica. Tanto o núcleo quanto o solo são analisados pelo método dos elementos finitos. Foi observado que quando o núcleo é calculado sem ter a interação com o solo, os efeitos no núcleo estão sendo subestimados.

TSO (1973) apresentou uma teoria geral para analisar paredes planas resistentes à cortante, acopladas tridimensionalmente, sem estarem no mesmo plano, como mostrado na Figura 21, baseado na teoria do meio contínuo. Para a situação que tanto o carregamento quanto a estrutura apresentam um alto grau de simetria, a teoria recai para o caso de análise de paredes planas resistentes à cortante, acopladas como mostrado na Figura 20. Neste estudo foi feita uma comparação com cálculos baseados em uma teoria que despreza a deformação axial dos pilares, e foi concluído que o erro introduzido por não considerar a deformação axial é significativo.

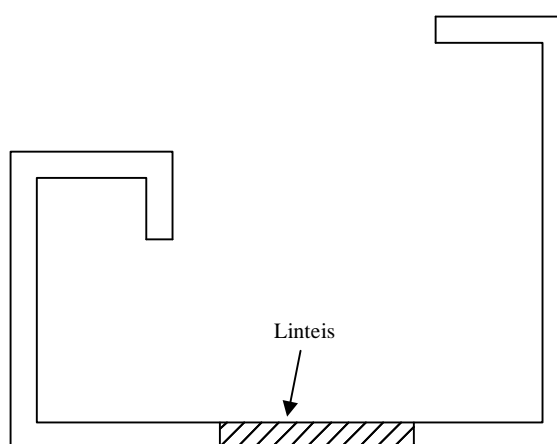


Figura 21 - Vista de corte de paredes planas não simétricas

TSO & BISWAS (1973) apresentaram uma teoria aproximada, baseada no meio contínuo, para analisar deformação torcional de núcleos estruturais simétricos (Figura 20) sujeitos a esforços torçor. Neste estudo, o núcleo é considerado como uma viga elástica de paredes finas e seção aberta, ou seja, o empenamento é considerado segundo a Teoria de Vlasov. Porém, a deformação à cortante é desprezada.

RUTEMBERG & TSO (1975) apresentaram um artigo com uma análise similar à apresentada por TSO & BISWAS (1973), porém, mais refinada. Foi considerada a deformação à cortante. Foi concluído que, com a teoria de RUTEMBERG & TSO (1975), obtêm-se resultados mais precisos do que com a teoria apresentada por TSO & BISWAS (1973). Porém, a teoria de RUTEMBERG & TSO (1975) não é indicada para núcleos estruturais fechados por lintéis muito rígidos.

Outro procedimento utilizado para consideração da rigidez dos núcleos é discretizar as paredes dos núcleos como pórticos constituídos por um pilar engastado entre duas vigas rígidas de comprimentos iguais aos das paredes localizadas ao nível dos pavimentos. O pilar deve ter as mesmas características elástico-geométricas da parede substituída. A junção destes pórticos é que reproduz o caráter tridimensional do núcleo (Figura 22). Este processo, já utilizado por MacLEOD & HOSNY (1977), foi aperfeiçoado por YAGUI (1978), em seu estudo sobre o carregamento crítico de instabilidade geral para estruturas com núcleos de rigidez. Este assunto também foi apresentado em YAGUI (1990).

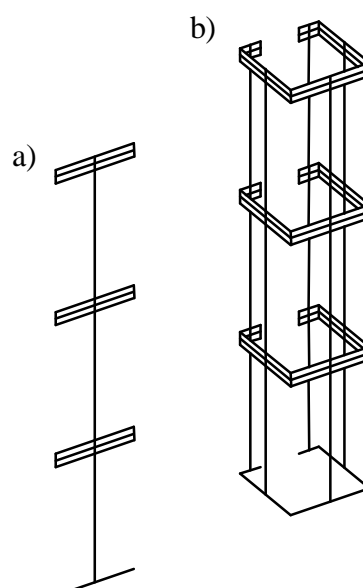


Figura 22 - Estruturas discretas equivalentes: a) à parede ; b) ao núcleo

TSO (1983) apresentou um estudo em que pretendia aumentar a rigidez lateral de uma estrutura de um edifício com o uso de duas paredes paralelas, mas não colineares, ou seja, desalinhadas, acopladas por outra parede, denominada de parede de ligação, como mostrado na Figura 23. Nesta análise foram desprezados dois aspectos. Primeiro, a parede de ligação é submetida a um carregamento de cortante que foi desprezado. Fissuras na parede de ligação provenientes deste carregamento podem diminuir o efeito da ligação, isto é, da transferência de esforços entre as paredes paralelas. Segundo, a influência do efeito de cortante transferido pelas lajes do pavimento também foi desprezada. Como as lajes têm considerável rigidez em seu plano, isto ajuda no acoplamento das duas paredes paralelas. Este efeito, a favor, pode compensar o surgimento de fissuras na parede de ligação. O grau de acoplamento entre as paredes paralelas é medido por um parâmetro adimensional que é proporcional à medida da altura com a espessura da parede de ligação.

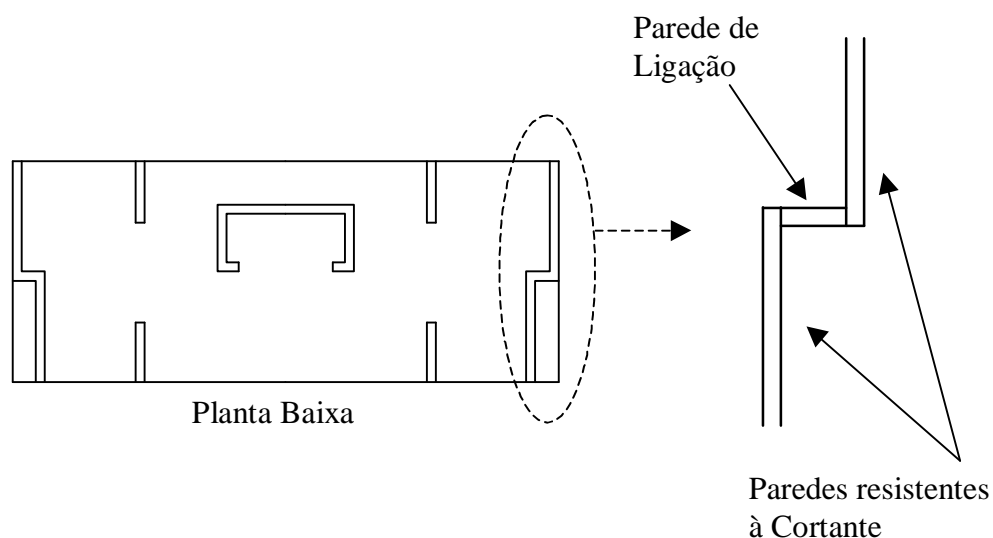


Figura 23 - Paredes paralelas não colineares

STAFFORD SMITH & GIRGIS (1984) apresentaram dois modelos de discretização de paredes resistentes à cortante utilizando somente elementos de barra como vigas, colunas e tirantes. Estes modelos podem também, segundo os autores, ser utilizados na análise de núcleos estruturais. Para testar os modelos foi utilizado um programa simples de pórtico e os resultados foram comparados com um modelo discretizado por elementos finitos de casca. Os resultados obtidos foram muito satisfatórios. Um dos modelos praticamente obteve resultados iguais ao modelo de elementos finitos de casca. Com o outro modelo de pórtico obteve-se resultados bem próximos aos do modelo de elementos de casca. Os autores enfatizaram que os modelos de pórtico possuem as vantagens de serem mais simples de serem discretizados e de exigirem menos esforço computacional, comparando-se com o modelo de elementos finitos de casca. Inicialmente, os autores concluíram que o modelo básico de pórtico, mostrado na Figura 24, oferece resultados insatisfatórios, principalmente na análise de núcleos estruturais. Neste modelo, a parede é

substituída por uma coluna larga e ao nível dos pavimentos são colocadas vigas rígidas.

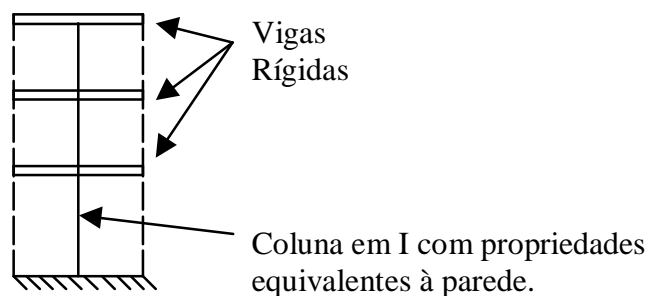


Figura 24 - Analogia com colunas largas

STAFFORD SMITH (1981) no artigo "*Analogous frames for the analysis of tall shear wall structures*" apud STAFFORD SMITH & GIRGIS (1984) e STAFFORD SMITH & ABATE (1981) no artigo "*Analysis of non planar shear wall assemblies by analogous frames*" apud STAFFORD SMITH & GIRGIS (1984) apresentaram anteriormente modelos de pórticos mais complexos com o intuito de remediar as deficiências do modelo simplificado de Analogia com Colunas Largas da Figura 24, porém os resultados obtidos ainda não foram satisfatórios comparando-se com o modelo de elementos finitos. É bom salientar que um modelo de elementos finitos, como o adotado pelos autores deste artigo, não é um modelo exato para um cálculo. Os resultados da análise por elementos finitos dependem, também, de vários fatores como: densidade da discretização, tipos de elementos finitos empregados, condições de contorno adequadamente assumidas, etc.

O primeiro dos dois modelos de pórticos apresentados por STAFFORD SMITH & GIRGIS (1984) é o mostrado na Figura 25. A parede é substituída por um

modelo de colunas largas adicionado de dois tirantes para simular o comportamento da parede. Com este modelo obteve-se os piores resultados.

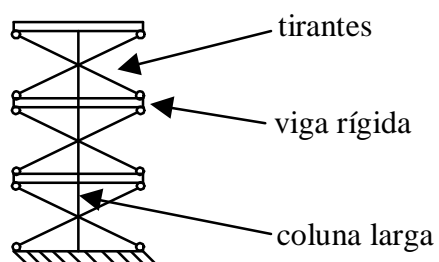


Figura 25 - Analogia com colunas largas e tirantes

O segundo modelo de pórtico é o apresentado na Figura 26. Com este modelo obtiveram-se resultados praticamente iguais aos obtidos por elementos finitos na análise de núcleos estruturais e paredes. Este modelo foi chamado de analogia com pórtico e tirante.

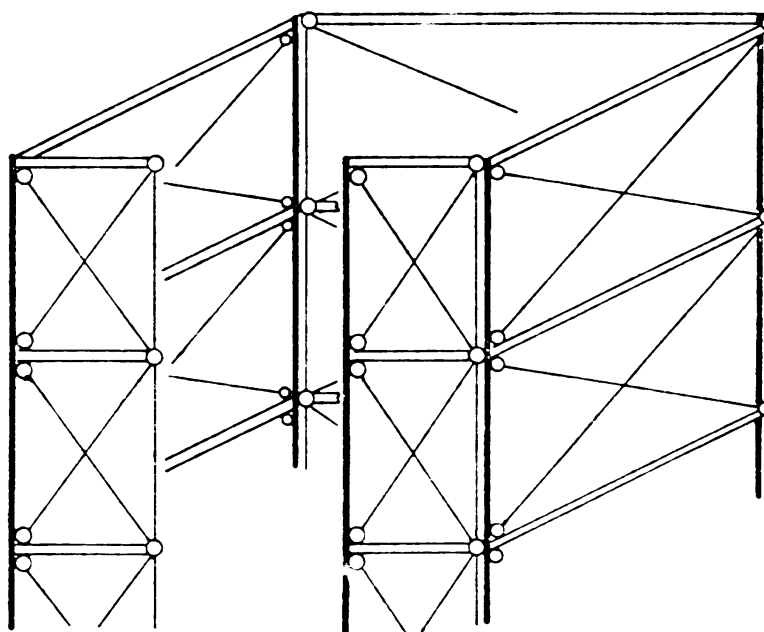


Figura 26 - Analogia com pórtico e tirantes

VASQUEZ & RIDDELL (1984) apresentaram a dedução da matriz de rigidez de um elemento de núcleo, baseado na Teoria de Vlasov, na qual foi acrescentada a contribuição do esforço cortante proveniente do empenamento. Para conferir os resultados, foram apresentados dois exemplos de núcleos isolados.

HJELMSTAD (1987) apresentou uma formulação geral para a solução de vigas de paredes finas que leva em conta o efeito do empenamento devido à cortante transversal, adotando a filosofia que a teoria apresentada recai na solução para os problemas de Saint Venant. O artigo não trata de empenamento devido à torção como o apresentado por VLASOV (1961), mas algumas analogias podem ser encontradas. No problema de empenamento transversal apresentado em HJELMSTAD (1987), há a consideração da bicortante e do bimomento, e no problema de empenamento devido a flexo-torção (Teoria de Vlasov), há a consideração apenas do bimomento. Quando é considerado apenas a existência do esforço bimomento, as seções transversais da barra permanecem as mesmas após o empenamento. Quando é considerado o bimomento e a bicortante, ocorre variação da seção transversal, veja Figura 27.

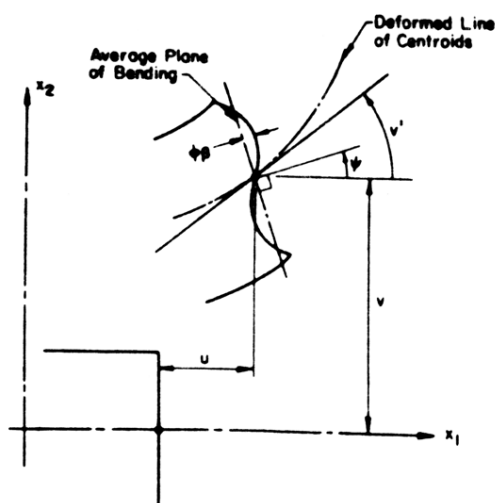


Figura 27 - Variação da seção transversal, HJELMSTAD (1987)

SWADDIWUDHIPONG et al. (1988) apresentaram um modelo para cálculo de edifícios altos no qual as lajes eram consideradas como diafragma rígido, e os núcleos estruturais eram definidos, no pórtico espacial, como sendo vários pilares parede.

NOLLET & STAFFORD SMITH (1993) apresentaram um estudo da análise de edifícios altos em que a parte estrutural é composta por pórtico e núcleo estrutural. O pórtico resistente a momento, junto com o núcleo estrutural resistente a cortante, formam uma estrutura que resiste tanto a forças gravitacionais como a carregamentos horizontais. É comum neste tipo de combinação estrutural, usada no cálculo de edifícios altos, eliminar ou diminuir o número de núcleos estruturais na parte mais alta da estrutura onde menos poços de elevadores são exigidos. Mostrou-se, no estudo de NOLLET & STAFFORD SMITH (1993), que a eliminação ou redução da parte mais alta dos núcleos estruturais não é necessariamente prejudicial ao resultado final dos deslocamentos da estrutura. Quando este corte no núcleo é feito a uma certa altura, que depende da rigidez relativa do núcleo e do pórtico, ocorrem alterações insignificantes nos deslocamentos e nas forças do topo do edifício. Para uma estrutura formada por pórtico e núcleo, e com planta baixa simétrica referente ao carregamento, de tal forma que não há o surgimento de efeitos de torção na estrutura, os deslocamentos do núcleo e do pórtico são idênticos. Por simplificação, estas estruturas podem ser representadas por um pilar robusto conectado a um pórtico plano através de lintéis com rigidez infinita. Aquele representa o núcleo estrutural com as mesmas propriedades físicas e características geométricas equivalentes, e este representa o pórtico espacial, como ilustrado na Figura 28. Para resolver este modelo os autores usaram um modelo contínuo como mostrado na Figura 29. Um exemplo

de modelo analisado neste estudo, em que o núcleo não chega ao topo do edifício, é mostrado na Figura 30

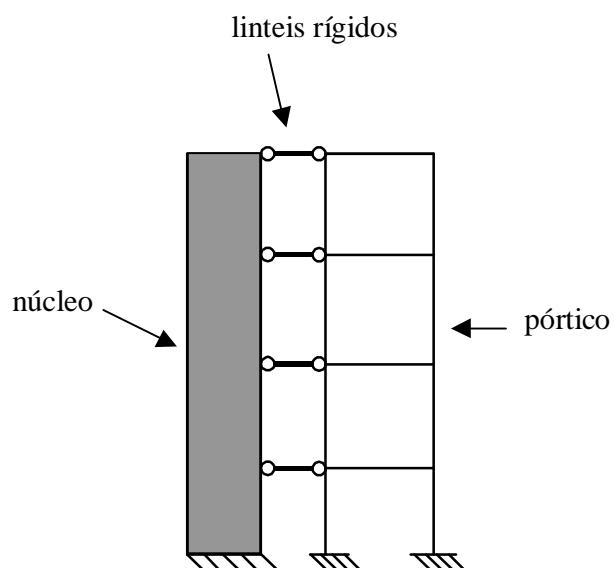


Figura 28 - Modelo simplificado pórtico e núcleo

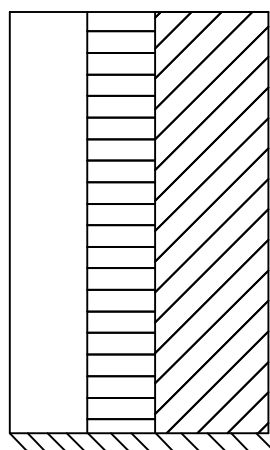


Figura 29 - Analogia do modelo contínuo de pórtico e núcleo

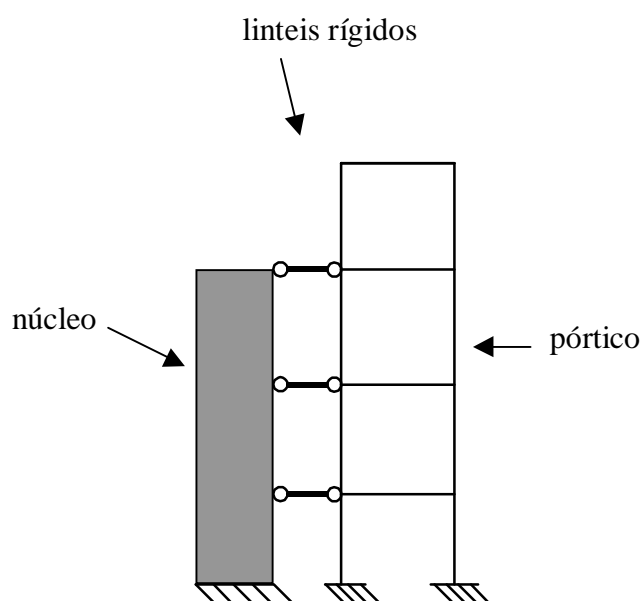
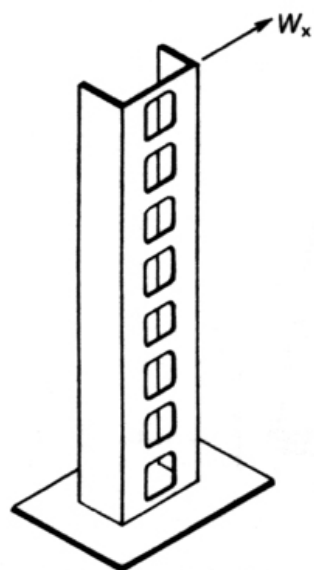
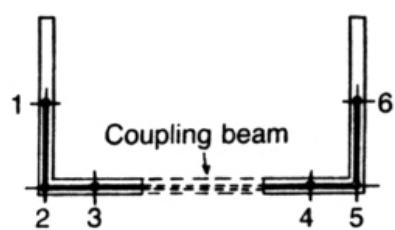


Figura 30 - Modelo simplificado pórtico e núcleo interrompido

KWAN (1991, 1992a, 1992b, 1993a, 1993b, 1995) apresenta um modelo de pórtico para a análise de núcleos estruturais. Este modelo pode ser usado para núcleos de seção aberta (Figura 31), semifechada ou fechada. As paredes do núcleo são substituídas por um pórtico formado por pilares e vigas. Para resolver o problema de muita flexibilidade encontrada no modelo de pórtico, foi introduzida uma compatibilidade na ligação das vigas com os pilares (Figura 32a e 32b).



(a)

Figura 31 - Exemplo de um núcleo calculado em KWAN (1991)

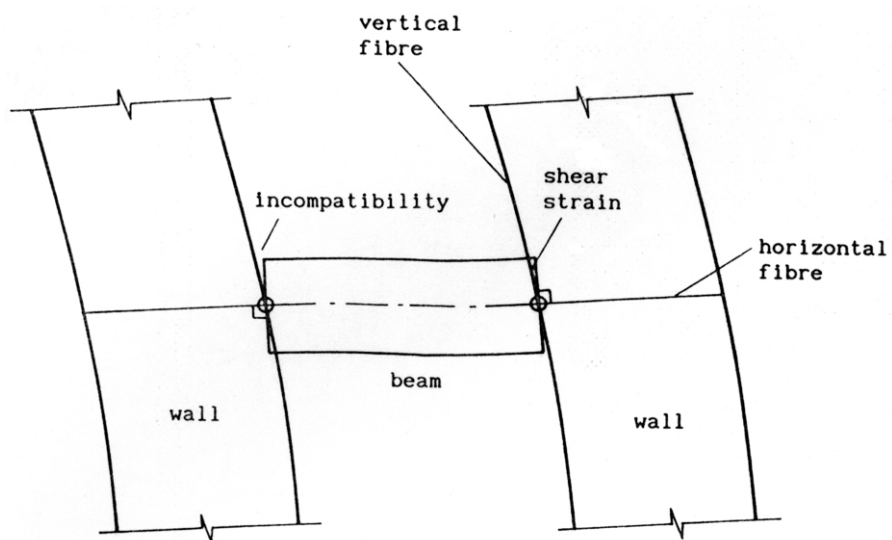


Figura 32a - Grau de liberdade rotacional entre viga e parede, KWAN(1992b)

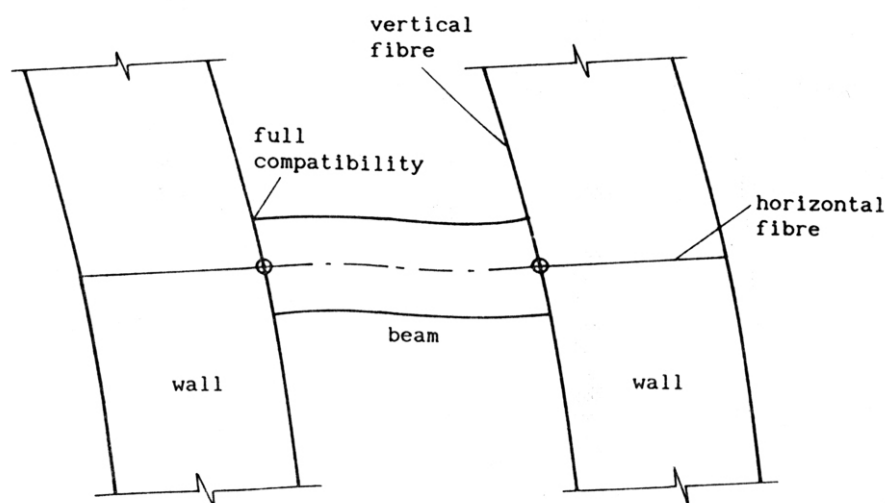


Figura 32b – Grau de liberdade rotacional entre viga e parede, KWAN(1992b)

2.2 Trabalhos realizados no Departamento de Estruturas da EESC-USP

Na tese de doutorado de ANTUNES (1978) foi desenvolvido um programa, na linguagem FORTRAN, para análise em segunda ordem de estruturas tridimensionais de edifícios altos. Neste programa não foram incluídos os elementos de pilares parede e os elementos de núcleo estrutural. O programa considera a existência de painéis de contraventamento, formados pela ligação de pilares e vigas. Estes painéis, que formam a estrutura tridimensional, podem ter qualquer tipo de interconexões entre eles, ou seja, não há restrições entre os ângulos formados entre os painéis. Para o caso da existência de lajes, estas foram consideradas como diafragmas completamente flexíveis transversalmente, porém, perfeitamente rígidos em seu plano.

PRUDENTE (1984), em sua dissertação de mestrado, usou o programa de ANTUNES (1978) para analisar vários edifícios altos.

Utilizando a Técnica do Meio Contínuo, ROCHA (1985) apresentou um estudo de núcleos estruturais sujeitos a torção. Neste estudo, o núcleo estrutural é formado por dois pilares de concreto armado unidos por lintéis ao nível dos andares e considerado engastado em sua base em uma fundação rígida, como ilustra a Figura 20. Para poder utilizar a Técnica do Meio Contínuo, os lintéis e lajes que unem os dois pilares que formam o núcleo são substituídos por um meio contínuo uniformemente distribuído ao longo da altura do edifício, com propriedades de rigidez equivalente. São feitas três análises, a primeira, baseada em TSO & BISWAS (1973), supõe que a distribuição de tensão axial de empenamento é dada pela Teoria de Vlasov, ou seja, o mesmo comportamento de vigas de seção aberta de paredes finas. A segunda análise, baseada em RUTENBERG & TSO (1975), também utiliza a Teoria da Flexo-Torção, e considera ainda a deformação das paredes do núcleo devida à força cortante. Esta análise fornece a solução da seção fechada, dada por ODEN (1967), quando os comprimentos dos lintéis tendem a zero. A terceira análise, baseada em ROSMAN (1969), resolve o problema combinando a Teoria de Vlasov com o Método da Energia.

SILVA (1989) desenvolveu um estudo para a análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes considerando o efeito $P-\Delta$. Neste estudo foi utilizado o mesmo modelo de discretização do núcleo proposto por YAGUI (1978). SILVA (1989) fez o acoplamento do núcleo a outros sistemas estruturais.

BECKER (1989) analisou a associação tridimensional de pórticos planos, pilares isolados e núcleos estruturais calculados pela Teoria de Vlasov, para serem usados em análise de edifício alto. O programa desenvolvido por BECKER (1989)

foi baseado em ANTUNES (1978). BECKER (1989) acrescentou ao programa inicial o elemento de núcleo estrutural. O programa ficou mais adequado à análise de um edifício sujeito a ações do vento. Porém, até então, a análise de edifícios com elementos de núcleos era feita em teoria de primeira ordem.

MORI (1992), baseado em BECKER (1989), estudou os núcleos estruturais de seção aberta e a não-linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos. Para a análise em segunda ordem ele desenvolveu uma formulação adaptando as equações diferenciais usuais para a análise de pilares, permitindo a inclusão de termos adicionais originados da flexo-torção, obtendo delas as convenientes matrizes de rigidez que viabilizam a análise levando em conta a influência das deformações no equilíbrio. Em um exemplo mostrado em sua tese, MORI (1992) comparou os resultados de SILVA (1989) com os seus e verificou que, para pequena não-linearidade geométrica, os resultados foram bastante próximos, mesmo com hipóteses de cálculo bastante diferentes. Este assunto também foi exposto em MORI et al. (1992), MORI et al. (1993) e em ANTUNES et al. (1995). A grande vantagem no modelo utilizado por MORI (1992), em relação ao modelo de YAGUI (1978), é que ele possibilita a análise de núcleos com variadas formas arquitetônicas, inclusive curvas; já o modelo de YAGUI (1978) está limitado a núcleos formados por associações de paredes retas.

SERRA (1994) apresentou uma tese em que estudou um novo modelo de discretização de núcleos estruturais. Este estudo acrescentou modificações no processo YAGUI (1978) e é apresentado pelo autor como Processo Yagui Modificado. Na Figura 33a tem-se o elemento de parede utilizado por YAGUI (1978) que possui 8 graus de liberdade nodais, na Figura 33b tem-se o apresentado

por SERRA (1994) com 10 graus de liberdade nodais. Segundo o autor os núcleos estruturais resistentes formam um conjunto de paredes delgadas, em geral de seções parcialmente fechadas por lintéis, sujeitos a vários tipos de esforços, que devido à presença destas vigas, produz um substancial fluxo de tensões de cisalhamento ao redor do núcleo. Desta forma as deformações por cisalhamento são importantes e no modelo YAGUI (1978) consideradas através da coluna central. No modelo de SERRA (1994) a deformação por força cortante do seguimento de parede passa a ser considerada nas vigas ao invés de nas colunas. Desta forma as rotações estariam relacionadas com as fibras verticais das paredes, permitindo considerar a deformação por força cortante dos lintéis sem problemas de compatibilidade nos pontos de ligação parede/lintel. SERRA (1994) propões mais duas modificações no modelo YAGUI (1978): considerar o fator de forma na coluna igual a 1, pois ele afirma ser mais conveniente no caso dos núcleos estruturais; e por último, considerar com maior rigor a rigidez à torção das paredes utilizando o coeficiente sugerido por TIMOSHENKO para o cálculo da constante de torção J_t . Nos vários exemplos calculados na tese de SERRA (1994) o autor pôde concluir que os modelos que utilizam a teoria de VLASOV (1961) superestimam a rigidez do núcleo, em alguns casos o núcleo apresentou rigidez maior do que a obtida em resultados experimentais. Os modelos matemáticos mais sofisticados que usam elementos finitos chegam em geral a resultados maiores para os deslocamentos que os obtidos por processos contínuos. O modelo apresentado pelo autor sempre obteve resultados dos deslocamentos maiores do que os outros modelos comparados.

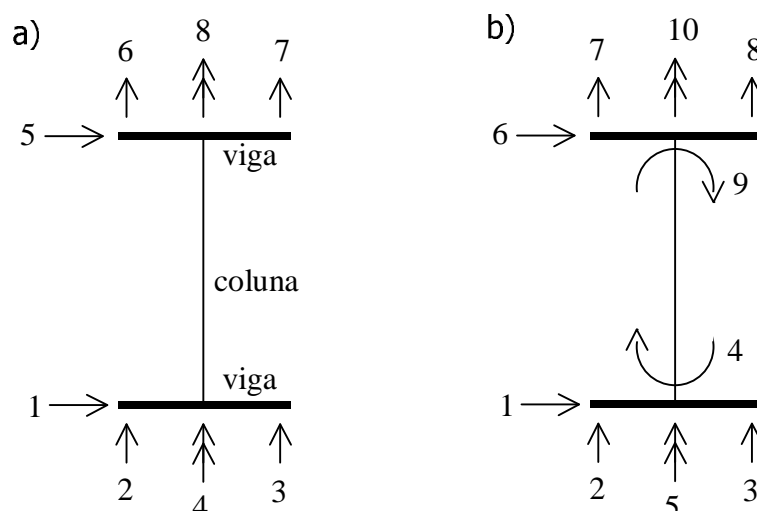


Figura 33 - Elemento de parede: a) usado por YAGUI ; b) usado por SERRA

BEZERRA (1995), em sua dissertação de mestrado, acrescentou em ANTUNES (1978) a possibilidade de calcular as lajes de um edifício pelo método dos elementos finitos usando elementos de placa associado ao pórtico espacial, calculado pelo processo dos deslocamentos. Neste trabalho, é utilizado a técnica de subestruturação, a análise é feita somente em teoria de primeira ordem e não foi introduzido elemento de núcleo.

PEREIRA et al. (1997) apresentaram um estudo no qual foi feita uma comparação entre o processo apresentado em TARANATH (1968) e o processo proposto por YAGUI (1978). Foram analisados quatro núcleos estruturais distintos e isolados e por último foi analisado um edifício completo. Entre as várias modelagens apresentadas, foi encontrado uma diferença nos resultados que não ultrapassava 7%, sendo que, o modelo YAGUI (1978) era mais flexível do que o modelo TARANATH (1968).

MATIAS JUNIOR (1997), em sua dissertação de mestrado, acrescentou ao programa desenvolvido por MORI (1992) procedimentos para considerar as fundações do edifício sobre base elástica. Além disso, ele atualizou o programa para o FORTRAN 90 e passou a utilizar recursos de alocação dinâmica de memória, tornando o programa mais eficiente referente à quantidade de dados que pode trabalhar. O programa aceita dividir a estrutura em subestruturas. Com o uso desta técnica, aliada à utilização de alocação dinâmica de memória, o tamanho máximo da estrutura que o programa consegue calcular está associado apenas à quantidade de espaço livre no disco rígido do computador. O programa de MATIAS JUNIOR (1997) trabalha somente com elementos reticulados. Para efeito de cálculo, a laje do edifício é considerada como um diafragma rígido sem resistência à flexão. O programa não possui um elemento para discretizar as lajes. Os esforços oriundos das lajes são inseridos diretamente nas extremidades superiores dos elementos verticais ou nas extremidades dos elementos horizontais, ou seja, estes esforços têm que ser previamente conhecidos. Em MATIAS JUNIOR (1997) encontra-se a dedução da matriz de rigidez de todos os elementos reticulados pelo método da energia. Para cada elemento foram deduzidas as expressões da energia de deformação pelo princípio da energia potencial total mínima. Primeiramente, o procedimento de cálculo usado em MATIAS JUNIOR (1997) faz uma análise da estrutura em teoria de primeira ordem. Depois, após a verificação dos parâmetros de instabilidade, é constatada a necessidade de ser feita uma análise em teoria de segunda ordem. No caso da necessidade desta análise, partindo dos resultados obtidos da análise em teoria de primeira ordem, é feito um processo iterativo em que a estrutura é calculada repetidas vezes levando-se em conta os deslocamentos e esforços obtidos em uma

etapa anterior. Ocorre, assim, uma degenerescência gradativa da rigidez da estrutura, aumentando conseqüentemente os deslocamentos dos seus nós.

MARTINS (1998), em sua dissertação de mestrado, desenvolveu um programa de computador baseado em BEZERRA (1995), em que é considerada a rigidez transversal à flexão das lajes, em teoria de segunda ordem. Porém, neste trabalho, não é levada em conta a existência dos elementos de núcleo.

TORRES (1999), em sua dissertação de mestrado, apresentou a análise de edifícios altos compostos por vigas, pilares e núcleos estruturais, sendo que, nestes dois últimos elementos foi levando em consideração a deformação pelo esforço cortante. Para isso, o comportamento a flexão dos elementos de núcleo passou a ser regido pela teoria de barras de Timoshenko e não pela de Euler-Bernoulli como era feito em MATIAS JUNIOR (1997), dissertação que serviu como base para TORRES (1999).

3. EXPOSIÇÃO DA TEORIA ADOTADA

No presente trabalho é apresentada a análise discreta em teoria de primeira ordem de edifícios altos formados por elementos de núcleo, viga, pilar e placa. Os elementos de núcleo são calculados pela Teoria de Vlasov. A estrutura é calculada como sendo um único sistema em que a contribuição de cada elementos é levada em consideração. Esta análise usufrui das vantagens do uso da técnica de subestruturação.

A principal contribuição deste trabalho é a ligação dos elementos de placa com os elementos de núcleo, pois, eles têm graus de liberdades distintos, sem deixar de tratar a estrutura como um único sistema que é composto também por elementos de pilar e de viga. Esta visão da estrutura de um edifício ser tratada como um único sistema é moderna e tira proveito dos atuais avanços tecnológicos relacionados aos computadores que atualmente conseguem armazenar e processar um volume dados grande o suficiente para se fazer análises como esta mostrada aqui. Este tipo de ligação, barra de seção delgada e placa, pode ocorrer, como já foi dito anteriormente no Capítulo 1, em vários tipos de estruturas como aeronaves, navios e satélites. Mas neste trabalho esta análise foi implementada em um programa para cálculo de edifícios altos. Adiante será mostrado como é feito o acoplamento do elemento de núcleo com uma placa levando-se em consideração a existência de outros tipos de elementos como vigas e pilares e será mostrado também como esta técnica foi

implementada em um programa de elementos finitos feito especialmente para o cálculo de edifícios altos. No item 3.2 será mostrado com mais detalhe a implementação desta análise no programa que calcula edifícios altos como, por exemplo, os dados de entrada e a organização das sub-rotinas. No Capítulo 5 são mostrados alguns exemplos de estruturas calculadas por este programa e por outros e os resultados são comparados.

A matriz de rigidez do elemento de núcleo usado aqui é deduzida da equação da elástica de uma barra delgada de seção aberta - esta equação é mostrada em MATIAS JUNIOR (1998). Teoricamente, se uma estrutura a ser analisada obedecer às hipóteses de cálculo, ou seja, o núcleo ser de paredes finas e de seção aberta ou semifechada e a placa ter espessura suficiente para ser considerada como tal, não sendo muito fina para não se comportar como uma casca, este procedimento de cálculo oferece bons resultados. Além disso, este processo economiza bastantes recursos computacionais e tempo de processamento porque um núcleo estrutural pode ser representado por apenas um elemento de barra de núcleo. Isto é comprovado no Capítulo 5 em que um edifício composto por núcleo é calculado usando-se esta análise e também, discretizando-se o núcleo em elementos de casca. Na primeira situação obteve-se um modelo formado por pouco mais de dois mil elementos e o tempo de processamento não chegou a dois minutos. Na segunda situação, quando o núcleo foi discretizado em elementos de casca, obteve-se um modelo com mais de vinte mil elementos e o tempo de processamento chegou a pouco mais de vinte minutos.

3.1. Montagem da matriz de rigidez global do edifício

Não serão descritas todas as etapas que devem ser efetuadas para que o cálculo de uma estrutura possa ser feito, este não é o nosso objetivo. As explicações a seguir vão se resumir à montagem da matriz de rigidez global de um edifício. Nem as deduções das matrizes de rigidez dos elementos que compõem a estrutura serão expostas aqui, estas podem ser encontradas em vários outros trabalhos, como em TARANATH (1968,1988), FRIBERG (1985), BECKER (1989), ONU (1990), STAFFORD SMITH & ALEX (1991), MORI (1992), MATIAS JUNIOR (1997) e TORRES (1999). Tendo-se a matriz de rigidez de uma estrutura, a entrada do vetor de cargas e a obtenção dos esforços podem seguir um roteiro padrão de um programa de elementos finitos.

A estrutura do edifício alto é, nesta análise, definida pela composição de vários elementos estruturais. Estes elementos são estruturas mais simples com as respectivas matrizes de rigidezes conhecidas. Na tabela 2 estão relacionadas as matrizes destes elementos:

Tabela 2 – Matriz de rigidez dos elementos

Elemento	Matriz de rigidez local	Dimensão	Grau de liberdade por nó
Viga	$[r]_{\text{viga}}$	6x6	3
Placa (laje)	$[r]_{\text{laje}}$	9x9 ou 12x12	3
Pilar	$[r]_{\text{pila}}$	12x12	6
Núcleo	$[r]_{\text{nucleo}}$	14x14	7

As lajes podem ser discretizadas por elementos finitos de placa quadrilaterais ou triangulares. A matriz de rigidez dos elementos quadrilaterais possui dimensão 12×12 e, a dos elementos triangulares, 9×9 . Os graus de liberdade para cada nó de um elemento de placa são os mesmos para os nós de um elemento de viga: duas rotações nos eixos Y e Z, e uma translação no eixo X, sendo X o eixo vertical. Os nós de um elemento de pilar têm três rotações e três translações. E, por último, os nós de um elemento de núcleo têm os mesmos graus de liberdade dos nós de um elemento de pilar acrescidos do grau de liberdade referente ao deslocamento empenamento. Como os pontos nodais de cada elemento não têm os mesmos graus de liberdade, foi feito o acoplamento, de forma conveniente, entre estes elementos. Os possíveis graus de liberdade de um nó são mostrados na Figura 34.

A matriz de rigidez do edifício é formada pela contribuição da matriz de rigidez de cada elemento. As rigidezes dos elementos de pilar e dos elementos de núcleo são subdivididas, para efeito didático, em tipos diferentes de rigidezes.

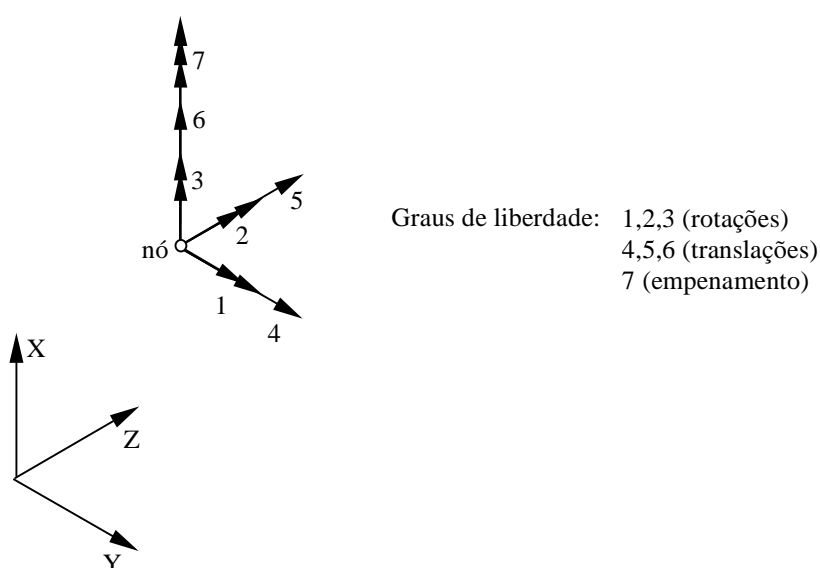


Figura 34 - Graus de liberdade de um nó

Os graus de liberdade dos pilares que coincidem com os graus de liberdade das vigas são classificados como graus de liberdade independentes, pois, os seus deslocamentos não dependem do movimento de corpo rígido da laje. Os demais são graus de liberdade dependentes. Uma parte da contribuição da rigidez dos pilares está associada aos graus de liberdade independentes, a outra, refere-se aos movimentos de corpo rígido das lajes.

O núcleo estrutural é dividido em duas partes: uma parte chamada de Perfil de Núcleo e a outra de Barra de Núcleo. O Perfil de Núcleo é constituído pelos nós dos elementos de placa que coincidem com o esqueleto da linha que define a seção transversal do núcleo. A Barra de Núcleo é uma barra definida por dois pontos nodais, um superior e o outro inferior. O nó superior coincide com o centro de torção da seção transversal definida pelo Perfil de Núcleo formado pelos nós da laje superior. O nó inferior coincide com o centro de torção da seção transversal definida pelo Perfil de Núcleo formado pelos nós da laje inferior. As rigidezes dos elementos Barra de Núcleo são tratadas da mesma forma como as rigidezes dos elementos de Pilar. Os graus de liberdade das Barras de Núcleo que coincidem com os graus de liberdade das vigas, mais o grau de liberdade referente ao empenamento, são classificados como Graus de Liberdade Independentes. Os demais são Graus de Liberdade Dependentes. Na Figura 35 estão representados todos estes elementos.

Para a entrada dos dados das propriedades geométricas de um núcleo, o usuário precisa apenas definir quais são os nós que definem o perfil superior e os nós que definem o perfil inferior do núcleo. Deve ser informada a espessura da seção transversal do núcleo em cada um destes nós. As coordenadas dos nós que definem a

barra de núcleo são calculadas automaticamente, pois estas são os centros de torção das seções definidas pelos perfis do núcleo.

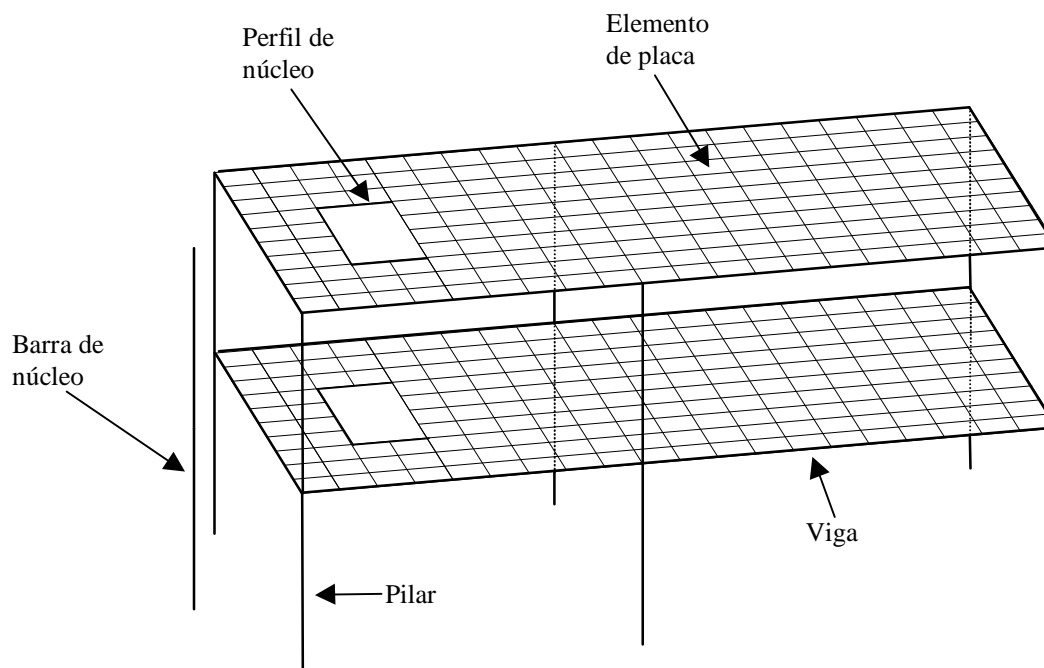


Figura 35 - Elementos estruturais

As cargas verticais podem ser aplicadas distribuídas sobre os elementos de placa ou sobre os elementos de viga. As resultantes destas cargas são calculadas automaticamente e aplicadas nos pontos nodais dos referentes elementos. E, também, o carregamento vertical pode ser aplicado diretamente nos pontos nodais pertencentes aos elementos de viga, placa, pilar e/ou perfil de núcleo. Os momentos no plano YZ, ou seja, no plano da laje, também são aplicados da mesma forma que o carregamento vertical. O carregamento horizontal e o momento em torno do eixo global X, são aplicados diretamente no ponto zero (n,0,0) de cada pavimento, onde a contribuição referente ao Corpo Rígido de cada pavimento é aplicada.

Os pontos nodais de um pavimento são classificados em dois tipos: externos e internos. Os pontos nodais externos são aqueles pertencentes aos elementos de pilar e aqueles pertencentes a um perfil de núcleo. Os demais pontos nodais são considerados internos. É feita uma condensação estática e os elementos de viga e de placa são eliminados e as suas respectivas rigidezes são distribuídas nos pontos nodais externos. O método de condensação estática utilizado é o método Choleski Decomposition. O objetivo é obter-se a matriz de rigidez condensada de um pavimento, $[R^*]$. Veja Figura 36.

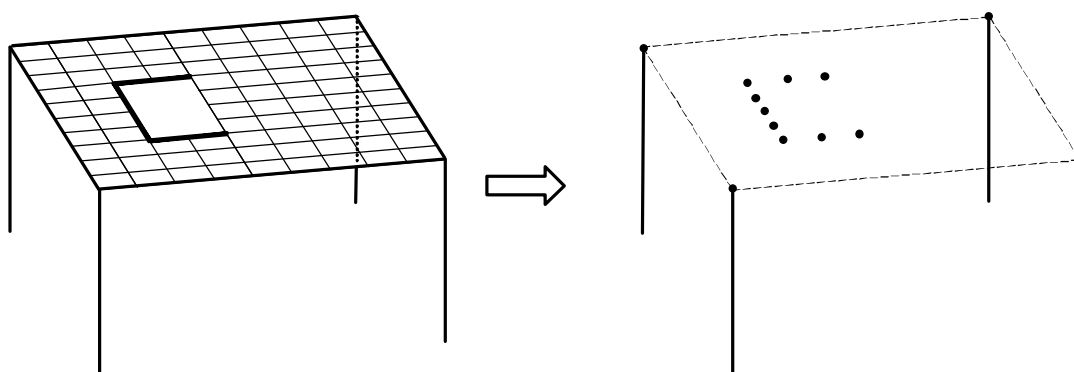


Figura 36 – Condensação estática dos elementos de placa e de viga

A equação matricial de equilíbrio do pavimento composto por placas, vigas, pilares e perfis de núcleo fica definida da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} [R_{II}] & [R_{IE}] \\ [R_{EI}] & [R_{EE}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_I\} \\ \{D_E\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_I\} \\ \{F_E\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

onde os termos R representam rigidez, D representam deslocamento e F representam forças. Os índices I indicam os parâmetros internos e os índices E indicam os parâmetros externos.

O método Choleski Decomposition pode ser formulado a partir da decomposição da matriz de rigidez em um triplo produto matricial:

$$\begin{bmatrix} [R_{II}] & [R_{IE}] \\ [R_{EI}] & [R_{EE}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [N] & [I] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [R^*] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [L^T] & [N^T] \\ [0] & [I] \end{bmatrix} \quad (2)$$

onde:

[L] = uma matriz triangular inferior com termos unitários na diagonal principal;

[N] = uma matriz retangular;

[0] = uma matriz nula;

[I] = uma matriz identidade;

[D] = uma matriz diagonal;

[R*] = a matriz simétrica condensada.

Relacionando-se a equação (1) com a equação (2) obtém-se o seguinte sistema de equações desacoplado:

$$\begin{bmatrix} [D] & [0] \\ [0] & [R^*] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_I^*\} \\ \{D_E^*\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_I^*\} \\ \{F_E^*\} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

onde:

$$\begin{Bmatrix} \{D_I^*\} \\ \{D_E^*\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [L^T] & [N^T] \\ [0] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_I\} \\ \{D_E\} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{Bmatrix} \{F_I\} \\ \{F_E\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [L] & [0] \\ [N] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{F_I^*\} \\ \{F_E^*\} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

de (4) deduz-se que

$$\{D_E^*\} = \{D_E\} \quad (6)$$

e de (5) deduz-se que

$$\{F_I\} = [L]\{F_I^*\} \quad (7)$$

$$\{F_E\} = [N]\{F_I^*\} + \{F_E^*\} \quad (8)$$

$$\{F_E^*\} = \{F_E\} - [N]\{F_I^*\} \quad (9)$$

Analisando-se a equação (2) obtém-se as seguintes expressões:

$$[R_{II}] = [L][D][L]^T \quad (10)$$

$$[R_{EI}] = [R_{IE}]^T = [N][D][L]^T \quad (11)$$

$$[R_{EE}] = [R^*] + [N][D][N]^T \quad (12)$$

Isolando-se $[N]$ na equação (11) e $[R^*]$ na equação (12) tem-se:

$$[N] = [R_{EI}][[D][L]^T]^{-1} \quad (13)$$

$$[R^*] = [R_{EE}] - [N][D][N]^T \quad (14)$$

A equações (13) e (14) determinam as expressões genéricas dos termos das matrizes

$[N]$ e $[R^*]$:

$$RT_{i,j} = \frac{1}{D_{j,j}} R_{i+NI,j} - \sum_{k=1}^{j-1} N_{i,k} \cdot L_{j,k} \cdot D_{k,k} \quad (15)$$

$$R_{i,j}^* = R_{i+NI,j+NI} - \sum_{k=1}^{NI} L_{i,k}^2 \cdot D_{k,k} \quad (16)$$

onde:

$R_{i,j}$ = termo da matriz de rigidez original

NI = número de coordenadas internas

Analisando as equações (15) e (16) conclui-se que $[R^*]$ pode ser determinada a partir da triangularização de Gauss até a coluna referente à última coordenada interna:

$$\begin{bmatrix} [R_{II}] & [R_{IE}] \\ [R_{EI}] & [R_{EE}] \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{Triangularização de Gauss}} \begin{bmatrix} [L]^T & [N] \\ [0] & [R^*] \end{bmatrix} \quad (17)$$

Sendo assim, a partir da equação (1), efetua-se a operação da equação (17) e acha-se $\{F_E^*\}$ que está definido na equação (9). Note que a matriz $[L]$ não precisa ser invertida para se obter o vetor $\{F_I^*\}$. É necessária apenas uma operação de retrosubstituição, pois a matriz $[L]$ é uma matriz triangular inferior com termos unitários na diagonal principal. Os deslocamentos externos são diretamente obtidos a partir da equação abaixo, extraída das equações (3) e (6):

$$[R^*] \{D_E\} = \{F_E^*\} \quad (18)$$

A matriz $[R^*]$ da equação (18) é a matriz de rigidez da estrutura condensada, porém, ainda não foi introduzida em $[R^*]$ a contribuição dos elementos Barra de Núcleo. Para que isso ocorra, devem ser efetuadas algumas transformações em $[R^*]$. As rigidezes dos perfis de núcleo devem ser transformadas em uma rigidez de Barra de Núcleo. E, depois, as contribuições das Barras de Núcleos são acrescentadas.

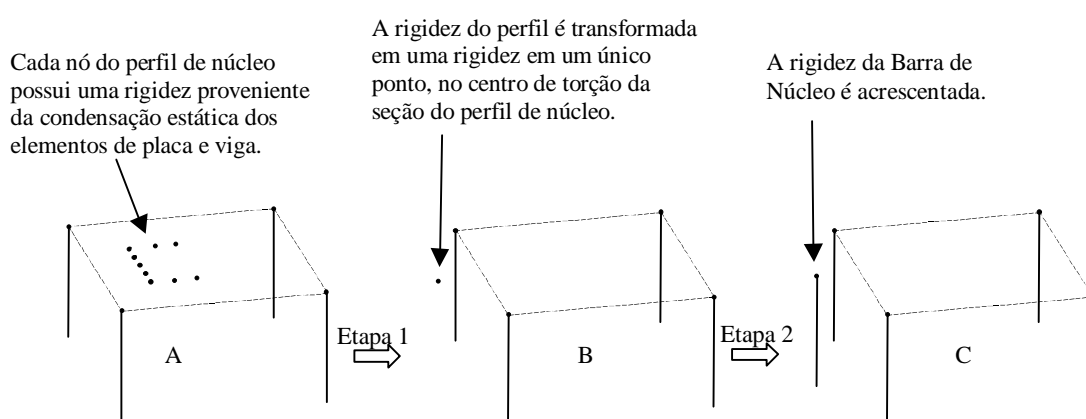


Figura 37 – Transformação efetuada para a introdução da Barra de Núcleo

Para melhor explicar a montagem da matriz $[R^*]$, as operações matriciais necessárias serão demonstradas a partir de uma estrutura hipotética, que representa um pavimento, formada por três núcleos estruturais, quatro pilares e uma laje. Cada núcleo terá um perfil de núcleo definido por 5 pontos nodais.

Uma matriz de incidência cinemática $[\beta]$ tem que existir para ocorrer a etapa 1, identificada na Figura 37. A estrutura do estágio A será transformada em uma estrutura no estágio B. Note que a estrutura desenhada na Figura 37 não representa a estrutura hipotética, mas as etapas e os tipos de elementos que compõe a estrutura

hipotética podem ser identificados e imaginados através da Figura 37. A estrutura no estágio A é composta por elementos de pilar, perfis de núcleos e as rigidezes da condensação estática dos elementos de placa e viga. A estrutura no estágio B já não possui perfis de núcleos. E a estrutura no estágio C, é a mesma do estágio B acrescida dos elementos de barra de núcleo. A equação (19) representa a transformação do vetor deslocamento da estrutura no estágio A para a estrutura no estágio B.

$$\{\delta_A\} = [\beta] \cdot \{\delta_B\} \quad (19)$$

ou seja,

$$\begin{Bmatrix} \{\delta_{\text{pilares}}\} \\ \{\delta_{\text{perfis de núcleo}}\} \\ \{\delta_{\text{corpo rígido}}\} \end{Bmatrix}_{K \times 1} = \begin{bmatrix} [\beta_{\text{pilares}}] \\ [\beta_{\text{núcleos}}] \\ [\beta_{\text{corpo rígido}}] \end{bmatrix}_{K \times L} \cdot \begin{Bmatrix} \{\delta_{\text{pilares}}\} \\ \{\delta_{\text{nós de núcleo}}\} \\ \{\delta_{\text{corpo rígido}}\} \end{Bmatrix}_{L \times 1} \quad (20)$$

sendo que:

NE = número de nós externos = 4 (4 pilares);

NP = número de nós de perfis = $3 \times 5 = 15$ (3 núcleos, cada um com 5 nós por perfil);

NN = número de nós de núcleo = 3 (3 núcleos).

$$K = 3 \cdot NE + 3 \cdot NP + 3 = 60$$

$$L = 3 \cdot NE + 4 \cdot NN + 3 = 27$$

$$\{\delta_{\text{pilares}}\} = \begin{Bmatrix} \delta_{x1} \\ \phi_{y1} \\ \phi_{z1} \\ \vdots \\ \delta_{x\text{NE}} \\ \phi_{y\text{NE}} \\ \phi_{z\text{NE}} \end{Bmatrix}_{(3\text{-NE}) \times 1} \quad \{\delta_{\text{perfis de núcleos}}\} = \begin{Bmatrix} \delta_{x1} \\ \phi_{y1} \\ \phi_{z1} \\ \vdots \\ \delta_{x\text{NP}} \\ \phi_{y\text{NP}} \\ \phi_{z\text{NP}} \end{Bmatrix}_{(3\text{-NP}) \times 1} \quad (21)$$

$$\{\delta_{\text{nós de núcleos}}\} = \begin{Bmatrix} \delta_{x1} \\ \phi_{y1} \\ \phi_{z1} \\ \phi'_{x1} \\ \vdots \\ \delta_{x\text{NN}} \\ \phi_{y\text{NN}} \\ \phi_{z\text{NN}} \\ \phi'_{x\text{NN}} \end{Bmatrix}_{(4\text{-NN}) \times 1} \quad \{\delta_{\text{corpo rígido}}\} = \begin{Bmatrix} \delta_y \\ \delta_z \\ \phi_x \end{Bmatrix}_{3 \times 1}$$

$$[\beta_{\text{pilares}}] = \begin{bmatrix} [I]_{(3\text{-NE}) \times (3\text{-NE})} & [0]_{(3\text{-NE}) \times (L-3\text{-NE})} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [I]_{12 \times 12} & [0]_{12 \times 15} \end{bmatrix} \quad (22)$$

$$[\beta_{\text{núcleos}}] = \begin{bmatrix} [0]_{(\text{NP-3}) \times (L-3-4)} & [T]_{(\text{NP-3}) \times 4} & [0]_{(\text{NP-3}) \times 3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [0]_{45 \times 20} & [T]_{45 \times 4} & [0]_{45 \times 3} \end{bmatrix}$$

$$[\beta_{\text{corpo rígido}}] = \begin{bmatrix} [0]_{3 \times (L-3)} & [I]_{3 \times 3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [0]_{3 \times 24} & [I]_{3 \times 3} \end{bmatrix}$$

As matrizes [I] são matrizes identidade e as matrizes [0] são matrizes com todos os elementos iguais a zero. A matriz [T] é a matriz de transformação obtida de TARANATH (1968) que transforma os deslocamentos de um perfil de núcleo para um nó de núcleo, equações (23) e (24).

$$\{\delta\}_{\text{perfil de núcleo}} = [T] \cdot \{\delta\}_{\text{no de núcleo}} \quad (23)$$

$$\begin{bmatrix} \delta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \\ \delta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ \theta_{z2} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta_{xn} \\ \theta_{yn} \\ \theta_{zn} \end{bmatrix}_{\text{perfil de núcleo}} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_1 & -\zeta_1 & \omega_1 \\ 0 & 1 & 0 & \frac{\partial \omega_1}{\partial z} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{\partial \omega_1}{\partial y} \\ 1 & \xi_2 & -\zeta_2 & \omega_2 \\ 0 & 1 & 0 & \frac{\partial \omega_2}{\partial z} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{\partial \omega_2}{\partial y} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 1 & \xi_n & -\zeta_n & \omega_n \\ 0 & 1 & 0 & \frac{\partial \omega_n}{\partial z} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{\partial \omega_n}{\partial y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \\ \theta'_x \end{bmatrix}_{\text{nó de núcleo}} \quad (24)$$

Onde:

- ξ_i, ζ_i - São as distâncias y e z do i-ésimo nó do perfil de núcleo referentes ao centro de torção do núcleo (Figura 38). Note que todas as rigidezes da matriz de rigidez do elemento de barra de núcleo devem ser deduzidas referentes ao centro de torção.
- ω_i - Valor da área setorial no i-ésimo nó do perfil de núcleo referente ao centro de torção do núcleo. A Figura 39 e a tabela 3 representam o gráfico e os valores da área setorial de um núcleo hipotético.
- $\frac{\partial \omega_i}{\partial y}, \frac{\partial \omega_i}{\partial z}$ - São as taxas de variação da área setorial no i-ésimo nó do perfil de núcleo nas direções y e z respectivamente, (Figura 39 e a Tabela 3).
- δ_{xi} - É o deslocamento vertical no i-ésimo nó do perfil de núcleo.
- θ_{yi}, θ_{zi} - São as rotações do i-ésimo nó do perfil de núcleo referentes aos eixos y e z respectivamente.
- δ_x - É o deslocamento vertical no nó do núcleo.
- θ_y, θ_z - São as rotações do nó do núcleo referentes aos eixos y e z respectivamente.

θ'_x - É o empenamento do núcleo referente ao centro de torção do núcleo.

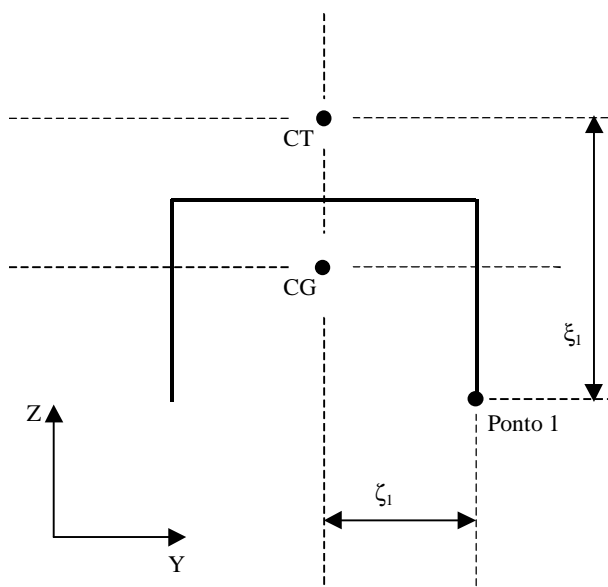


Figura 38 – Identificação dos termos ξ_1 e ζ_1 para o ponto 1 de um perfil de núcleo

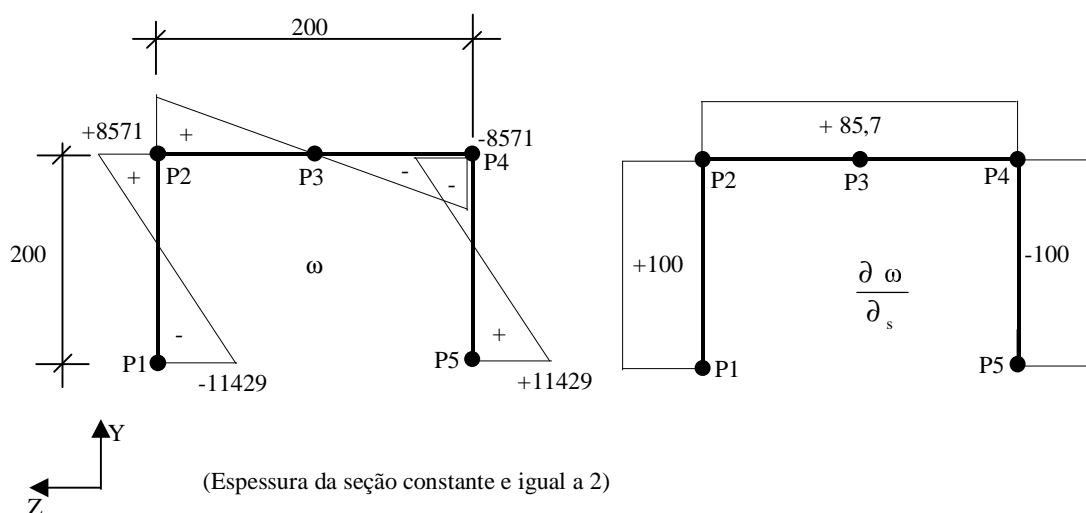


Figura 39 – Exemplo de gráficos de (ω) e $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial s}\right)$ de um perfil de núcleo

Tabela 3 – Valores de (ω_i) , $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial y}\right)$ e $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial z}\right)$ referentes à Figura 38

Ponto do perfil	Área setorial (ω_i)	Varição da área setorial em y $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial y}\right)$	Varição da área setorial em z $\left(\frac{\partial \omega_i}{\partial z}\right)$
P1	-11429	+100	0
P2	+8571	+100	+85,7
P3	0	0	+85,7
P4	-8571	-100	+85,7
P5	+11429	-100	0

Tendo definida a matriz de transformação $[\beta]$ do vetor deslocamento da estrutura no estágio A para a estrutura no estágio B, a equação (25) representa a operação necessária para transformar a matriz de rigidez condensada $[R^*]$ de tal forma que possa receber as barras de núcleos.

$$[R^{**}] = [\beta]^T \cdot [R^*] \cdot [\beta] \quad (25)$$

sendo:

$[R^*]$ = matriz de rigidez condensada da estrutura no estágio A

$[R^{**}]$ = matriz de rigidez condensada da estrutura no estágio B, pronta para receber a contribuição dos elementos Barra de Núcleo.

As dimensões da matriz $[R^{**}]$ são menores do que as da matriz $[R^*]$. Será mostrado mais adiante um croqui da matriz $[R^*]$ no qual os termos que a compõe

serão identificados. Em seguida, as operações matriciais da equação (25) serão explicitadas, obtendo-se como resultado a matriz $[R^{**}]$, com seus termos identificados. Depois, serão acrescentadas à matriz $[R^{**}]$ as contribuições dos elementos Barra de Núcleo. Enquanto a matriz $[R^{**}]$ é montada, o vetor de forças associado a $[R^*]$ precisa ser transformado de maneira adequada para se tornar o vetor de forças da matriz $[R^{**}]$, veja equação (26). A essa altura, o sistema de equações definido pela expressão (27) poderá ser resolvido. Os deslocamentos externos são obtidos pela expressão (28).

$$\{F_E^{**}\} = [\beta]^T \cdot \{F_E^*\} \quad (26)$$

$$[R^{**}]\{D_E^{**}\} = \{F_E^{**}\} \quad (27)$$

$$\{D_E\} = [\beta]\{D_E^{**}\} \quad (28)$$

O vetor $\{F_I^*\}$ é obtido da equação (7). Da equação (3) deduz-se a equação (29). Os deslocamentos internos são obtidos por um processo de retrosubstituição definido pela equação (30) que foi extraída da equação (4).

$$[D]\{D_I^*\} = \{F_I^*\} \quad (29)$$

$$\{D_I\} = [[L]^T]^{-1} (\{D_I^*\} - [N]^T \{D_E\}) \quad (30)$$

Segue abaixo (Figura 40 e 41) o croqui das matrizes $[R^*]$ e $[\beta]$ para o exemplo hipotético composto por quatro pilares, três perfis de núcleo, uma laje formada por elementos de placa e de viga:

	Pilares 12 colunas				Perfis de núcleo 45 colunas			Corpo rígido 3 colunas
12 linhas	[K ₁₁]+[P ₁₁]	[K ₁₂]	[K ₁₃]	[K ₁₄]	[L ₁₅]	[L ₁₆]	[L ₁₇]	[P ₁₈]
		[K ₂₂]+[P ₂₂]	[K ₂₃]	[K ₂₄]	[L ₂₅]	[L ₂₆]	[L ₂₇]	[P ₂₈]
			[K ₃₃]+[P ₃₃]	[K ₃₄]	[L ₃₅]	[L ₃₆]	[L ₃₇]	[P ₃₈]
				[K ₄₄]+[P ₄₄]	[L ₄₅]	[L ₄₆]	[L ₄₇]	[P ₄₈]
45 linhas	Simétrica				[M ₅₅]	[M ₅₆]	[M ₅₇]	[0 ₅₈]
						[M ₆₆]	[M ₆₇]	[0 ₆₈]
							[M ₇₇]	[0 ₇₈]
3 lin.								[CR]

Figura 40 – Esquema representativo da matriz $[K^*]$ para um exemplo hipotético

Onde:

- $[K_{ij}]$, $[L_{ij}]$ e $[M_{ij}]$ representam a contribuição da rigidez dos elementos de placa e de viga, condensada pelo método Choleski Decomposition. $[K_{ij}]$ são matrizes de dimensões 3x3, $[L_{ij}]$ são matrizes de dimensões 3x15 e $[M_{ij}]$ são matrizes de dimensões 15x15
- $[0_{ij}]$ são matrizes de dimensões 15x3 e com todos os elementos iguais a zero.
- $[P_{11}]$, $[P_{22}]$, $[P_{33}]$ e $[P_{44}]$ representam a contribuição da rigidez dos elementos de pilar, são matrizes de dimensões 3x3.
- $[P_{18}]$, $[P_{28}]$, $[P_{38}]$ e $[P_{48}]$ representam a contribuição da rigidez proveniente dos elementos de pilar que contribuem tanto para os pilares como para o corpo rígido, são matrizes de dimensões 3x3.
- $[CR]$ é uma matriz de dimensões 3x3 que recebe a contribuição das rigidezes referente somente ao corpo rígido de todos os elementos de pilar.

	Pilares 12 colunas				Perfis de núcleo 45 colunas			Corpo rígido 3 colunas
12 linhas	[I ₁₁]	[0 ₁₂]	[0 ₁₃]	[0 ₁₄]	[0 ₁₅]	[0 ₁₆]	[0 ₁₇]	[0 ₁₈]
		[I ₂₂]	[0 ₂₃]	[0 ₂₄]	[0 ₂₅]	[0 ₂₆]	[0 ₂₇]	[0 ₂₈]
			[I ₃₃]	[0 ₃₄]	[0 ₃₅]	[0 ₃₆]	[0 ₃₇]	[0 ₃₈]
				[I ₄₄]	[0 ₄₅]	[0 ₄₆]	[0 ₄₇]	[0 ₄₈]
45 linhas	Simétrica				[T ₅₅]	[0 ₅₆]	[0 ₅₇]	[0 ₅₈]
						[T ₆₆]	[0 ₆₇]	[0 ₆₈]
							[T ₇₇]	[0 ₇₈]
3 lin.								[I ₈₈]

Figura 41 – Esquema representativo da matriz $[\beta]$ para um exemplo hipotético

Onde:

- $[I_{ij}]$ são matrizes identidade de dimensões 3×3
- $[T_{55}]$, $[T_{66}]$ e $[T_{77}]$ são as matrizes de transformação que transformam os deslocamentos de um perfil de núcleo para um nó de núcleo
- $[0_{ij}]$ são matrizes com todos os elementos iguais a zero.

A Figura 42 é o croqui da matriz $[R^{**}]$ para o mesmo exemplo hipotético citado acima. Nesta representação da matriz $[R^{**}]$, já foram incluídas as contribuições das rigidezes dos elementos Barra de Núcleo.

<p style="text-align: center;">Pilares 12 colunas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 colunas</p>	<p style="text-align: center;">3 col.</p>
<p style="text-align: center;">Pilares 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Corpo rígido 3 col.</p>
<p style="text-align: center;">Pilares 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Corpo rígido 3 col.</p>
<p style="text-align: center;">Pilares 12 colunas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 colunas</p>	<p style="text-align: center;">3 col.</p>
<p style="text-align: center;">Pilares 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Corpo rígido 3 col.</p>
<p style="text-align: center;">Pilares 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Núcleos 12 linhas</p>	<p style="text-align: center;">Corpo rígido 3 col.</p>

Figura 42 – Esquema representativo da matriz $[R^{**}]$ para um exemplo hipotético

Onde:

- $[K_{ij}]$, $[L_{ij}]$ e $[M_{ij}]$ representam a contribuição da rigidez dos elementos de placa e de viga, condensada pelo método Choleski Decomposition. $[K_{ij}]$ são matrizes de dimensão 3×3 , $[L_{ij}]$ são matrizes de dimensão 3×15 e $[M_{ij}]$ são matrizes de dimensão 15×15
- $[T_1]$, $[T_2]$ e $[T_3]$, são matrizes de transformação de dimensões 15×4 referentes aos perfis de núcleo 1, 2 e 3 respectivamente.
- $[P_{11}]$, $[P_{22}]$, $[P_{33}]$ e $[P_{44}]$ representam a contribuição da rigidez dos elementos de pilar, são matrizes de dimensões 3×3 .
- $[P_{18}]$, $[P_{28}]$, $[P_{38}]$ e $[P_{48}]$ representam a contribuição da rigidez proveniente dos elementos de pilar que contribuem tanto para os pilares como para o corpo rígido, são matrizes de dimensões 3×3 .
- $[N_{55}]$, $[N_{66}]$ e $[N_{77}]$ representam a contribuição da rigidez dos elementos de barra de núcleo, são matrizes de dimensões 4×4 .
- $[N_{58}]$, $[N_{68}]$ e $[N_{78}]$ representam a contribuição da rigidez proveniente dos elementos de barra de núcleo que contribuem tanto para as barras de núcleo como para o corpo rígido, são matrizes de dimensões 4×3 .
- $[CR]$ é uma matriz de dimensão 3×3 que recebe a contribuição das rigidezes referente somente ao corpo rígido de todos os elementos de pilar e de todos os elementos de barra de núcleo.

3.2. Implementando o processo de cálculo

Foi desenvolvido um programa na linguagem FORTRAN para implementar o processo de cálculo exposto neste trabalho. Teve-se como base o programa de BEZERRA (1995). Neste, já estavam implementados os elementos de vigas, de pilares e de placas. Foram acrescentadas ao programa as sub-rotinas necessárias para implementar o elemento de barra de núcleo e foram feitas modificações nas sub-rotinas já existentes para possibilitar a interação dos elementos previamente implementados com o elemento de barra de núcleo.

Os graus de liberdade nodal do elemento de viga são duas rotações em torno dos eixos horizontais e uma translação no eixo vertical. O elemento de placa triangular que já estava implementado é o elemento finito DKT que possui os mesmos graus de liberdade nodal que o elemento de viga. O elemento de placa quadrangular usado é obtido a partir da condensação estática de quatro elementos triangulares DKT. Os elementos de pilares são elementos de barra com seis graus de liberdade nodal, três rotações e três translações. O elemento de barra de núcleo é o mesmo apresentado em MORI (1992) e MATIAS JUNIOR (1997), com sete graus de liberdade nodal, seis iguais aos dos pilares mais o empenamento.

As sub-rotinas acrescentadas referentes aos elementos de barra de núcleo foram:

- a) Leitura dos dados de entrada dos elementos de barra de núcleo (nós que definem o perfil do núcleo, módulo de elasticidade longitudinal e transversal e altura da barra de núcleo).

b) Cálculo das propriedades geométricas (área da seção transversal, determinação das coordenadas do centro de gravidade, momentos principais de inércia, determinação das coordenadas do centro de torção, determinação da área setorial em relação ao centro de torção, momento de inércia a torção, momento de inércia setorial).

c) Impressão dos dados calculados para conferência.

d) Cálculo da matriz de rigidez do elemento barra de núcleo.

e) Cálculo da matriz de transformação dos deslocamentos de um perfil de núcleo para um nó de núcleo (equação 24).

f) Cálculo dos esforços nos elementos barra de núcleo.

As sub-rotinas modificadas foram aquelas referentes à montagem da matriz de rigidez global da estrutura. Elas passaram a seguir o roteiro de cálculo apresentado no item 3.1. As outras sub-rotinas modificadas foram aquelas referentes à impressão dos dados finais da estrutura já calculada: impressão dos deslocamentos e esforços.

4. DISCRETIZAÇÃO DO PAVIMENTO EM ELEMENTOS FINITOS

O processo de discretização de uma estrutura pelo Método dos Elementos Finitos consiste em subdividir a estrutura em elementos com propriedades geométricas e estruturais previamente conhecidas. Pode-se classificar estes elementos como sendo elementos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Como exemplo de um elemento unidimensional tem-se o elemento de barra, um elemento em que apenas uma das dimensões prevalece sobre as outras. Os elementos bidimensionais são usados para discretizar chapas, placas e cascas. Normalmente estes elementos possuem formato triangular ou quadrilateral. Os elementos tridimensionais são usados para discretizar regiões sólidas e normalmente estes elementos são sólidos cúbicos ou piramidais. As estruturas analisadas neste trabalho são constituídas por elementos unidimensionais e elementos bidimensionais. Como o número de elementos bidimensionais pode ser elevado, é recomendado o uso de um gerador de malha para auxiliar a discretização de um pavimento em elementos finitos.

4.1. Técnicas de geração de malha

Para se discretizar um domínio bidimensional e tridimensional pode-se utilizar técnicas de geração automática de malhas. As gerações automáticas de

malhas podem ser classificadas em dois grupos: geração de malha estruturada e geração de malha não estruturada.

Basicamente, uma malha é classificada como sendo estruturada quando cada nó da malha está ligado ao mesmo número de elementos e os elementos têm praticamente o mesmo tamanho. Encontra-se também na bibliografia referência a malhas estruturadas como grades estruturadas (*structured grid*). Os algoritmos empregados nesta técnica de geração de malha geralmente usam processos iterativos de suavização que pretendem alinhar os elementos com o contorno do domínio. Para contornos não triviais estes algoritmos têm que subdividir o domínio em blocos com domínios mais simples como triângulos e retângulos. A Figura 43 é um exemplo de malha estruturada.

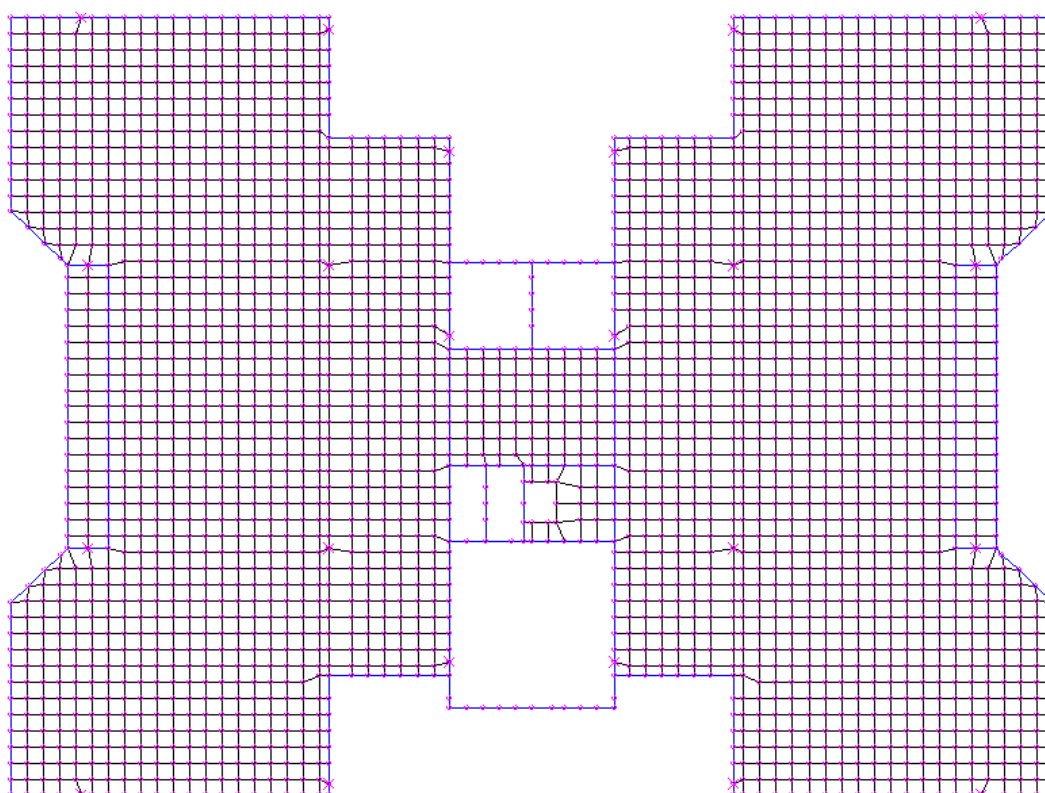


Figura 43 – Exemplo de malha estruturada

Malhas geradas pelo processo não estruturado podem ter um número variado de elementos encontrando-se em um mesmo nó e apresentarem grandes variações do tamanho e formato dos elementos. Normalmente malhas não estruturadas são formadas por triângulos ou elementos piramidais. Mas, também é possível que se faça uma malha não estruturada com elementos quadrilaterais ou cúbicos. Porém, em alguns casos, a combinação de elementos quadrilaterais e triangulares (ou para o caso tridimensional: cúbicos e piramidais) é necessária. O algoritmo que gera malhas não estruturadas precisa ser um pouco mais complexo, pois no domínio a ser discretizado é preciso definir a densidade dos elementos porque em algumas regiões terão maior concentração de elementos do que em outras. As figuras 44 e 45 são exemplos de malhas não estruturadas.

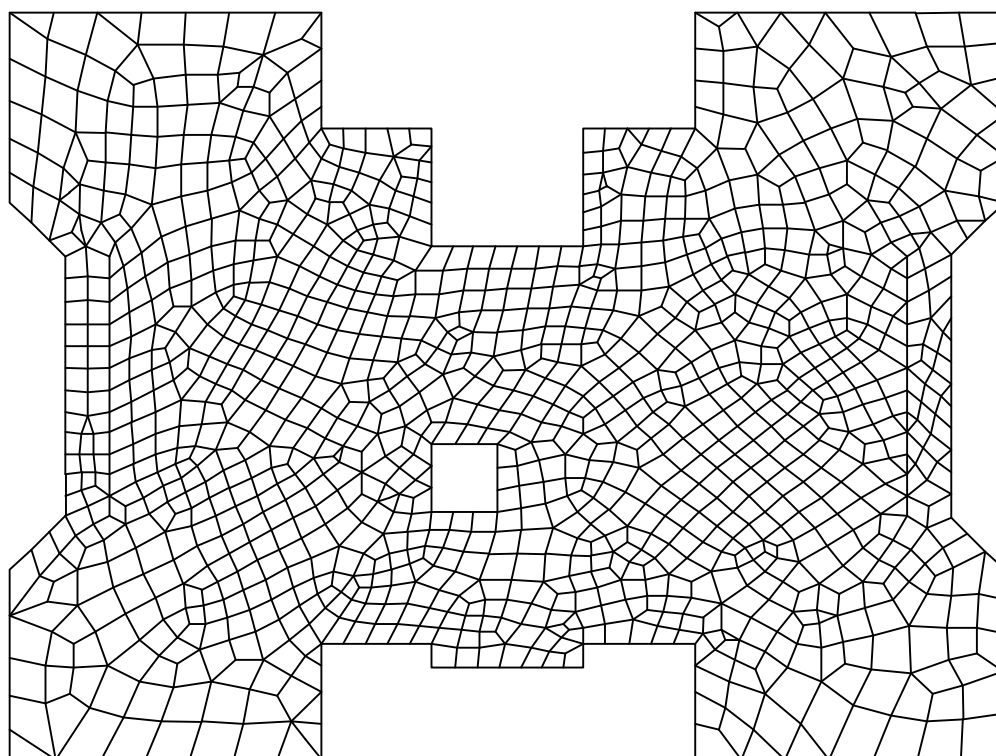


Figura 44 – Exemplo de malha não estruturada formada por elementos quadrilaterais e triangulares

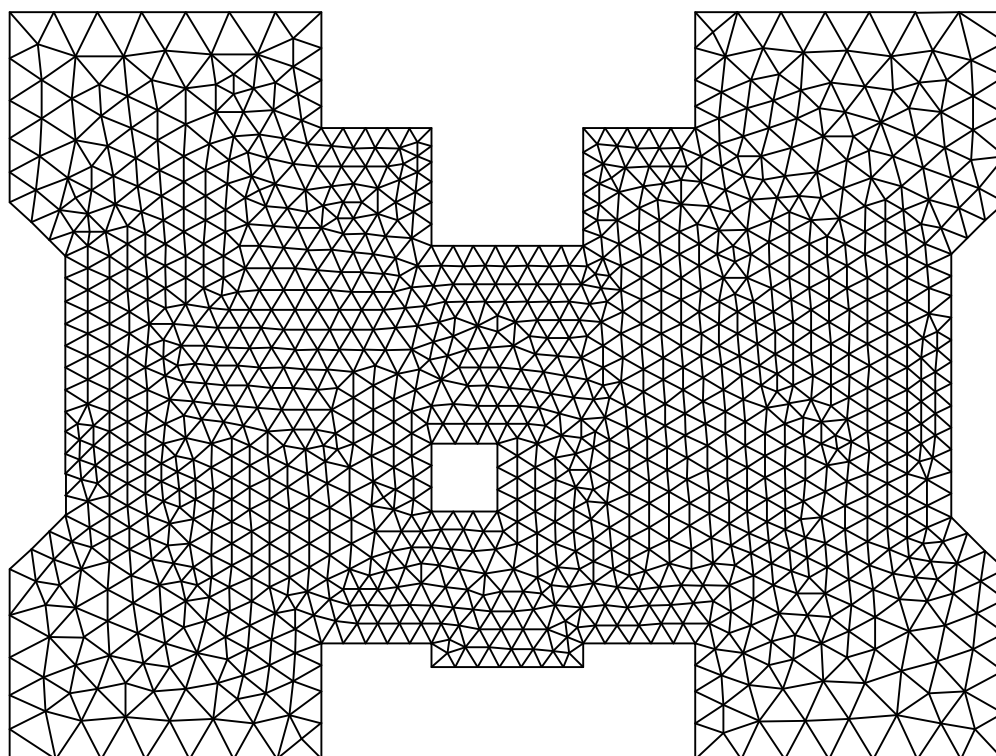


Figura 45 – Exemplo de malha não estruturada formada por elementos triangulares

4.2. Geração da malha de um edifício

O procedimento utilizado, nesta tese, para discretizar um edifício consiste em gerar um arquivo de dados contendo as definições da malha para cada pavimento. Para os pavimentos que se repetem, é gerado apenas um arquivo de dados e é informado o número de vezes que ocorre a repetição do pavimento. Nestes arquivos, encontram-se as propriedades geométricas e físicas dos elementos de placa e de viga, bem como os dados do carregamento. Em outro arquivo de dados são definidas as propriedades dos pilares como seção, altura, módulo de elasticidade, etc. As barras de núcleos são definidas em um terceiro arquivo, no qual são informadas as suas propriedades físicas e os números dos nós que definem os perfis dos núcleos. As

coordenadas destes nós são definidas apenas nos arquivos de pavimento. Neste arquivo no qual as barras de núcleos são definidas, é informado o valor da espessura da seção delgada da barra de núcleo para cada nó que define um perfil de núcleo.

O arquivo de entrada de dados dos pilares e o dos núcleos são arquivos no formato texto e para a grande maioria dos edifícios são informados nesses arquivos poucos dados. Normalmente um edifício tem entre dez ou vinte pilares e um ou dois núcleos estruturais. Nestes arquivos não são informadas as coordenadas, são informados apenas os números dos nós do pavimento que coincidem com a posição dos pilares e perfis de núcleos. Não é estritamente necessário o uso de uma ferramenta computacional gráfica para ser utilizada na geração destes arquivos. Eles podem ser criados e editados facilmente com o uso de um editor de texto simples. A formatação e sintaxe destes dados tem que ser bem documentada e não pode seguir regras muito rígidas, já que é previsto a edição manual deste dados. Porém, a geração do arquivo contendo os dados dos elementos de placa e de viga tem que ser feita com o auxílio de uma ferramenta gráfica, porque a quantidade de dados a ser informada é muito grande e são informadas as coordenadas de elementos gráficos como retas e curvas e a disposição destes elementos como os ângulos formados entre eles. O mais cômodo é utilizar um gerador gráfico para desenhar a planta baixa ou de fôrma do pavimento e com estes dados, gerar um arquivo gráfico, por exemplo, no formato DXF que é o formato de arquivo gráfico utilizado pelo AutoCAD, um dos programas gráficos muito difundido no mercado. A partir desta planta, deve ser usado um gerador automático para discretizar o pavimento em elementos de placa e de viga.

Para a geração das malhas dos pavimentos foi utilizado o gerador de malha desenvolvido em SOUSA JUNIOR (1996). É um gerador de malhas estruturadas que

permite ao usuário definir o formato do arquivo de saída de dados. Ou seja, após uma malha ter sido gerada, contendo dados como carregamentos, vinculações, propriedades físicas e geométricas dos elementos, pode-se salvá-la em disco para poder usá-la mais tarde em um programa de cálculo. Este gerador de malhas possui um sistema de relatório que serve para imprimir ou salvar em disco os dados de uma malha previamente definida. Neste sistema de relatórios pode-se definir um formato usando uma linguagem própria. Para cada programa de cálculo pode-se definir um formato de relatório específico. O gerador de SOUSA JUNIOR (1996) permite que se abra um arquivo contendo os dados de uma malha para que se possa visualizá-la ou editá-la e, posteriormente, gerar automaticamente os arquivos de entrada de dados dos programas de cálculo que tiverem seu formato previamente definidos no sistema de relatórios. É uma ferramenta muito prática pois, uma mesma malha de elementos finitos pode ser utilizada por vários programas de cálculos. Pode-se também, criar um programa de cálculo baseado em elementos finitos, definir o seu formato de entrada de dados no sistema de relatórios do gerador de SOUSA JUNIOR (1996) e usar este gerador de malha como pré-processador do programa de cálculo específico. A Figura 46 mostra a interface do gerador de SOUSA JUNIOR(1996) com vários arquivos abertos: um arquivo texto nomeado de PADRAO.FMT contendo as definições de um formato de relatório, um arquivo texto nomeado PADRAO.TXT com os dados de uma malha que foram gerados usando-se o arquivo de formato PADRAO.FMT e dois arquivos gráficos mostrando exemplos de malhas. A Figura 47 mostra a janela do sistema de relatórios.

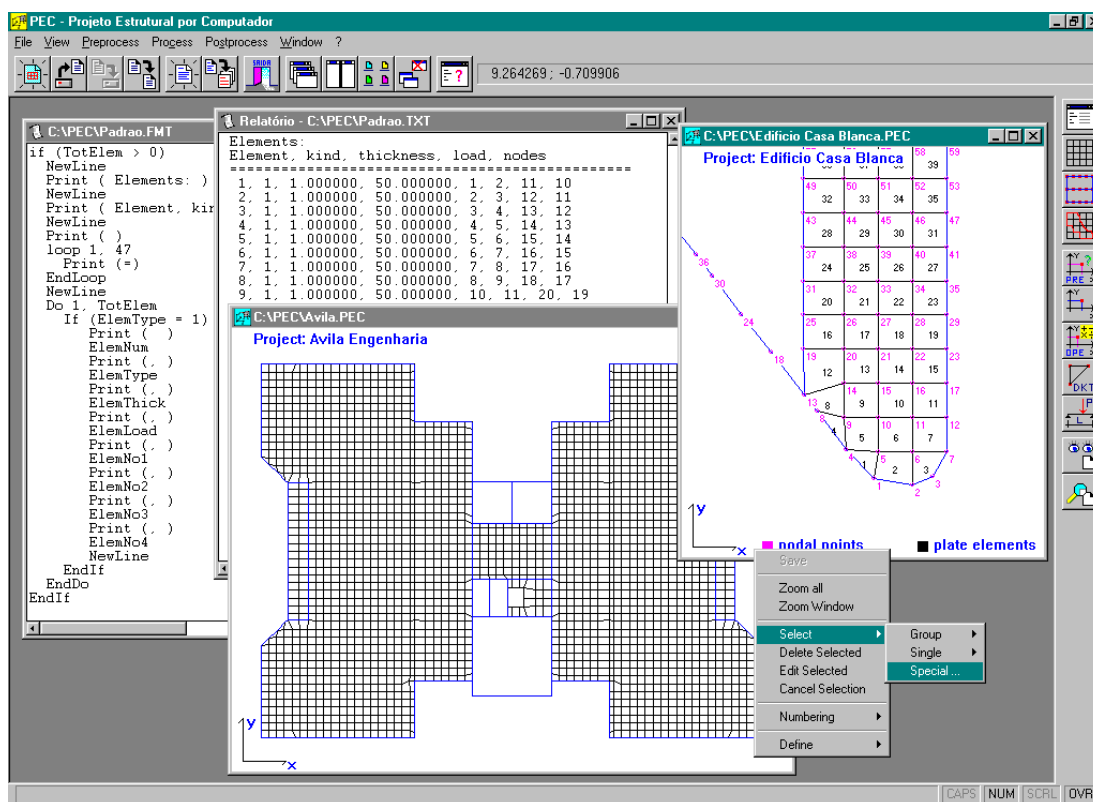


Figura 46 – Interface do gerador de malha de SOUSA JUNIOR (1996)

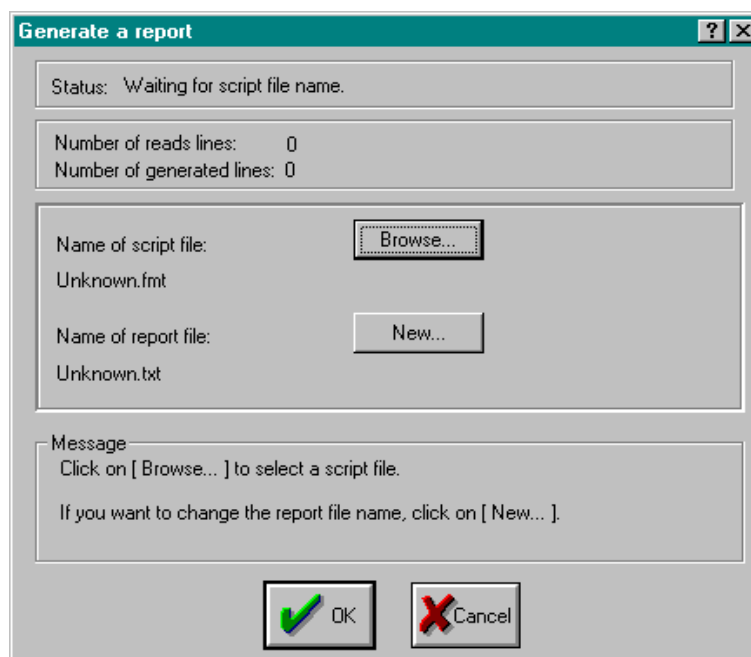


Figura 47 – Exemplo da caixa de diálogo do sistema de relatórios

4.3. Verificação dos dados gerados

Neste trabalho não foi desenvolvido um sistema integrado para a geração dos dados de entrada para o cálculo de uma estrutura. Foi utilizado um procedimento que diminui o total de dados a serem informados e tentou-se organizar a entrada de dados de tal forma que esta tarefa fosse efetuada de forma bem didática. Com o intuito de verificar os dados de entrada e também para conferir os resultados finais, como as deformações que ocorrem na estrutura, foi desenvolvido nesta tese um programa que trabalha em um ambiente gráfico tridimensional para visualizar uma estrutura em seu estado inicial e depois, no seu estado deformado.

No desenvolvimento deste programa foram utilizadas a linguagem C++ e a biblioteca de recursos gráficos OpenGL. A OpenGL é uma biblioteca de funções gráficas 3D desenvolvida pelo trabalho em conjunto da Microsoft com a Silicon Graphics. Esta biblioteca oferece funções gráficas avançadas que usufruem de recursos sofisticados oferecidos pelo Hardware do PC como as placas aceleradoras de vídeo. Programas que usam OpenGL conseguem elaborar gráficos em 3D com animação e movimentos similares aos movimentos de objetos manipulados por uma pessoa na vida real. Veja um exemplo de um pavimento sendo visualizado por este programa na Figura 48. Observe que com o auxílio dos botões localizados na parte superior do programa pode-se mover, girar, afastar ou aproximar o objeto desenhado na região gráfica obedecendo uma configuração de perspectiva do ambiente tridimensional oferecido pelo programa. Com este programa é possível observar um movimento suave e contínuo do objeto na tela como se ele estivesse flutuando em um espaço tridimensional. Para tentar mostrar a importância de uma ferramenta

gráfica como esta, mostra-se na figura 49 uma seqüência de figuras obtidas com este programa quando um pavimento, já analisada por um programa de elementos finitos, gira em torno de um dos eixos horizontais. Com a figura em movimento é bem mais fácil perceber-se o formato e as dimensões de uma estrutura. Além dos recursos de movimento do objeto no ambiente tridimensional, o programa dispõe de um sofisticado recurso de coloração em dégradé que serve para salientar a variação de esforços ou deformações no domínio. Isto pode ser observado nas figura 48 e 49. Na figura 50 é mostrada uma legenda, disponível também no programa.

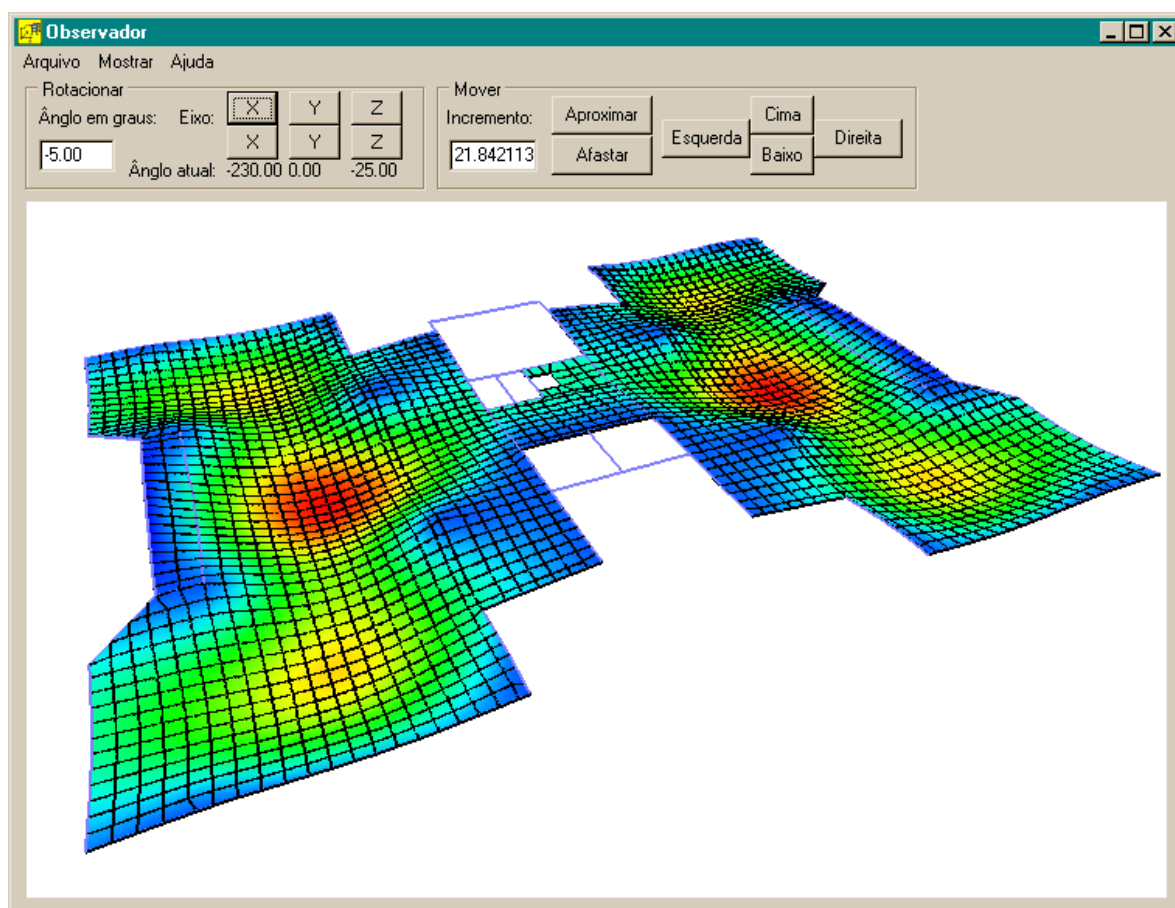


Figura 48 – Vista de um pavimento deformado.

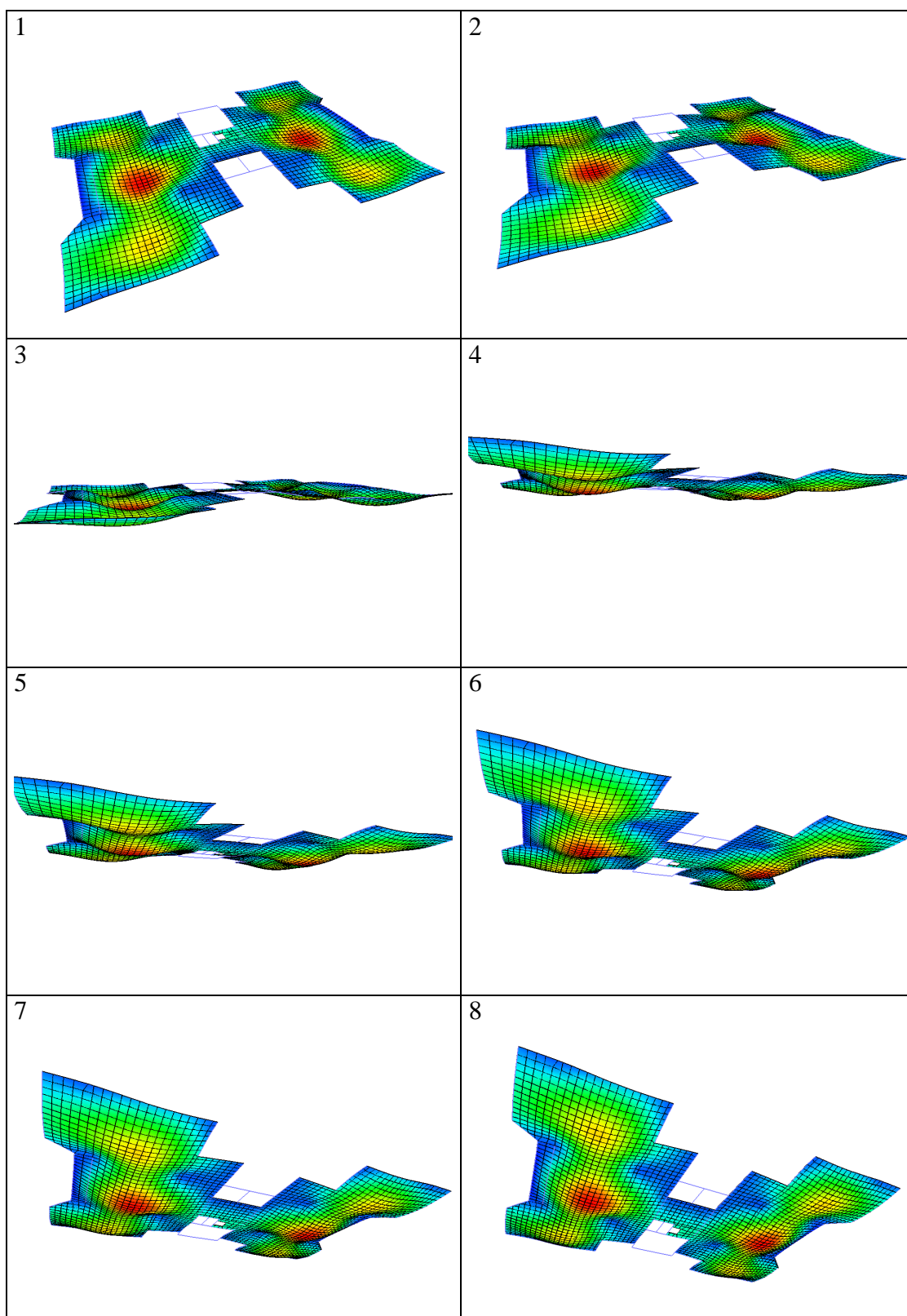


Figura 49 – Vista de um pavimento girando em torno do eixo horizontal X.

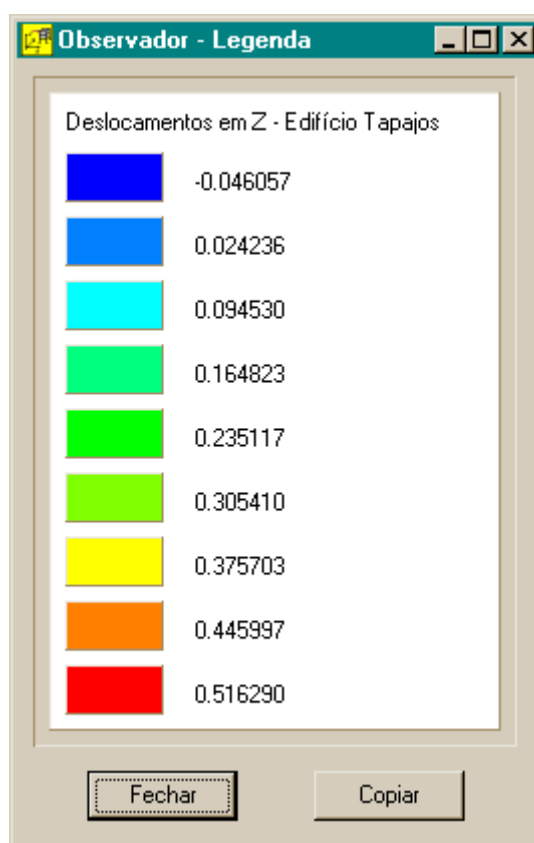


Figura 50 – Valores representados pelos espectros de cores.

Como o programa foi desenvolvido para o sistema operacional Windows, ele tem disponível comandos que usufruem dos recursos de troca de dados entre aplicativos que são padrão no ambiente Windows. Na figura 51 é mostrado parte do menu do programa que contém comandos para imprimir a tela e também para copiar o desenho da tela para a área de transferência. Após copiado o conteúdo da tela gráfica, este pode ser colado em um outro programa Windows, como por exemplo, o editor de texto Word.

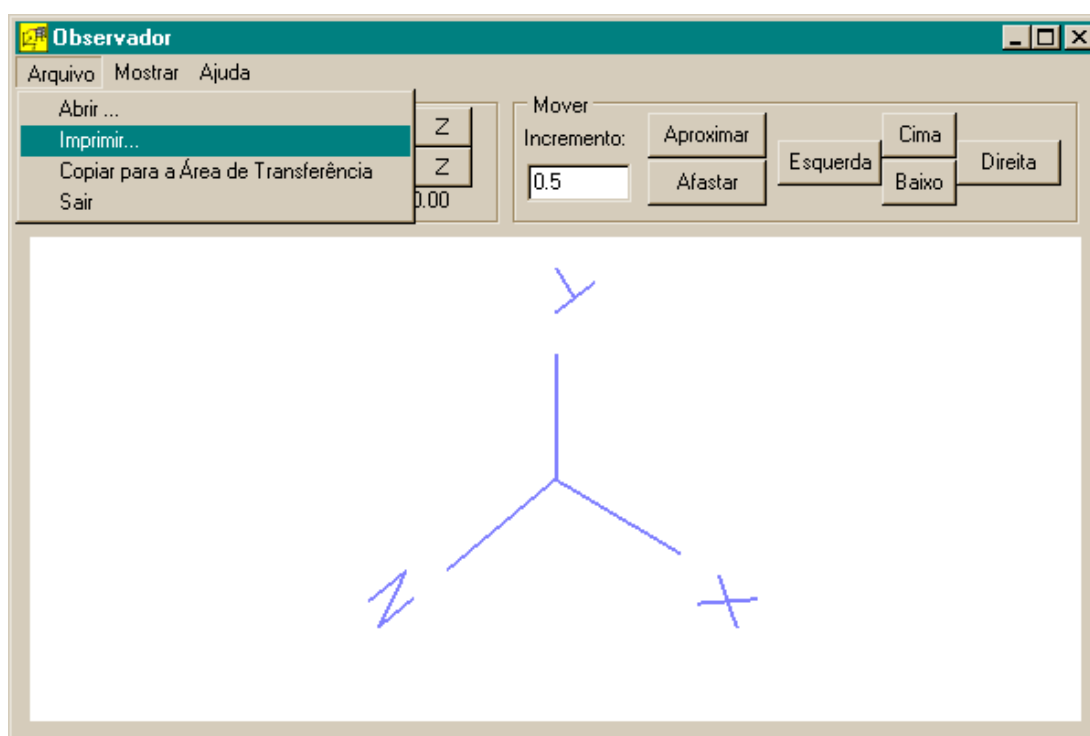


Figura 51 – Detalhes do menu do programa desenvolvido.

Outro recurso disponível neste programa é a capacidade de desenhar os elementos planos mostrando ou não suas faces. Para melhor ilustrar este recurso, é mostrado na Figura 52 a estrutura de um edifício em que os elementos de placa são desenhados com suas faces. Na Figura 53, a mesma estrutura é desenhada, mas as faces dos elementos não são desenhadas. É mostrado apenas o esqueleto da estrutura. Observe como é simples e imediato o uso deste recurso comparando os menus da Figura 52 com o da Figura 53. Em certos casos, desenhar ou não as faces dos elementos pode facilitar a percepção da estrutura no ambiente tridimensional.

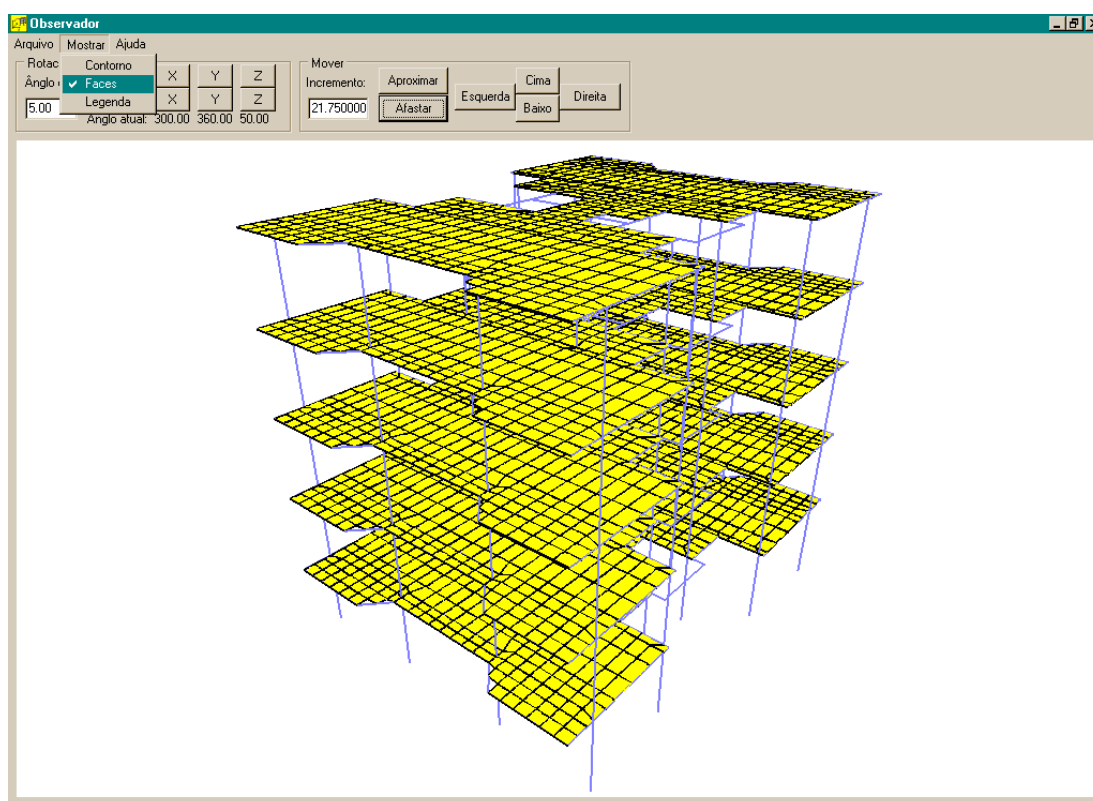


Figura 52 – Elementos desenhados com as faces

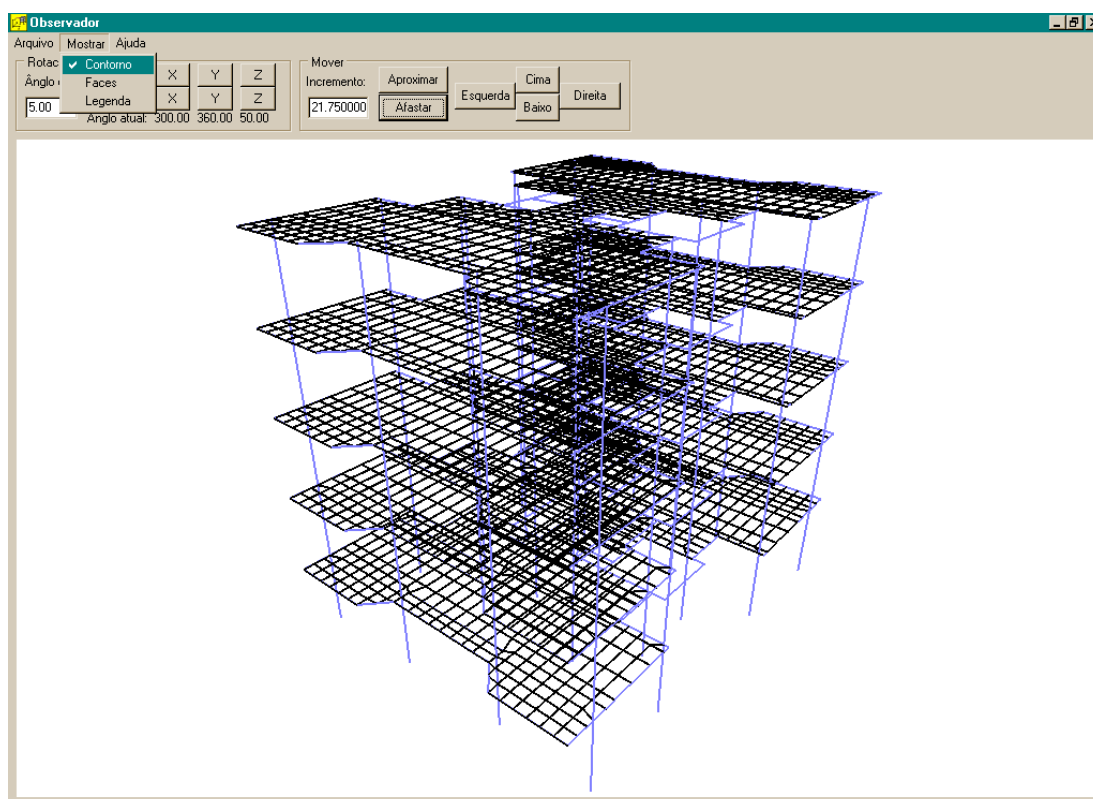


Figura 53 – Elementos desenhados sem as faces

A entrada de dados para este programa gráfico é feita através da leitura de um arquivo texto. Este arquivo texto pode ser gerado automaticamente pelo programa de cálculo. Para o caso das estruturas de edifícios que são geradas aqui em que os dados são divididos em vários arquivos como os arquivos de pavimento, arquivos de pilares e arquivos de núcleos, foi desenvolvido uma pequena sub-rotina que lê estes arquivos e gera automaticamente o arquivo de entrada de dados do programa gráfico contendo a estrutura do edifício. A Figura 54 mostra um exemplo de um arquivo de entrada de dados usado no programa gráfico. A primeira linha é considerada como comentário e pode-se usá-la para identificar a estrutura. Depois, são definidos blocos e cada bloco possui uma linha de cabeçalho contendo o nome do bloco e o total de linha que contém o bloco. Os nomes de blocos reconhecidos pelo programa são os blocos PONTOS, BARRAS, TRIANGULOS e QUADRILÁTEROS. O bloco PONTOS é composto por cinco colunas de números. A primeira coluna identifica o número de um ponto do objeto a ser desenhado. As três colunas seguintes são as coordenadas cartesianas do ponto. A última coluna do bloco PONTOS pode conter números reais. Com estes números o programa gráfico faz uma associação com os espectros de cores. O maior número da última coluna está associado à cor vermelha, o menor está associado à cor azul. Para os outros números que estão entre o maior e o menor são feitas associações com misturas de outras cores de tal forma que a mudança entre as cores seja feita de uma forma bem suave e cada cor represente um valor da última coluna do bloco PONTOS. Assim, é possível mostrar na estrutura desenhada, por exemplo, as variações de tensões ou deformações de uma estrutura. É necessário apenas colocar o valor da tensão ou deformação na última coluna do bloco PONTOS. O bloco BARRAS define linhas. Cada linha de texto do bloco BARRAS contém o

ponto inicial e final das linhas definidas neste bloco. O bloco TRIANGULOS define triângulos e cada linha deste bloco contém os pontos que definem os triângulos. O bloco QUADRILÁTERO define quadriláteros e cada linha deste bloco contém os pontos que definem esses quadriláteros. A Figura 55 mostra graficamente o conteúdo do arquivo mostrado na Figura 54.

```
Exemplo
PONTOS 10
1 10.0 10.0 0.0 -20.0
2 20.0 10.0 0.0 15.0
3 10.0 20.0 0.0 10.0
4 20.0 20.0 0.0 10.0
5 10.0 30.0 0.0 5.0
6 20.0 30.0 0.0 5.0
7 30.0 20.0 0.0 0.0
8 10.0 10.0 20.0 0.0
9 10.0 30.0 20.0 0.0
10 30.0 20.0 20.0 0.0
BARRAS 3
1 8
5 9
7 10
TRIANGULOS 2
2 7 4
4 7 6
QUADRILATEROS 2
1 2 4 3
3 4 6 5
```

Figura 54 – Exemplo de um arquivo de entrada da dados do programa gráfico

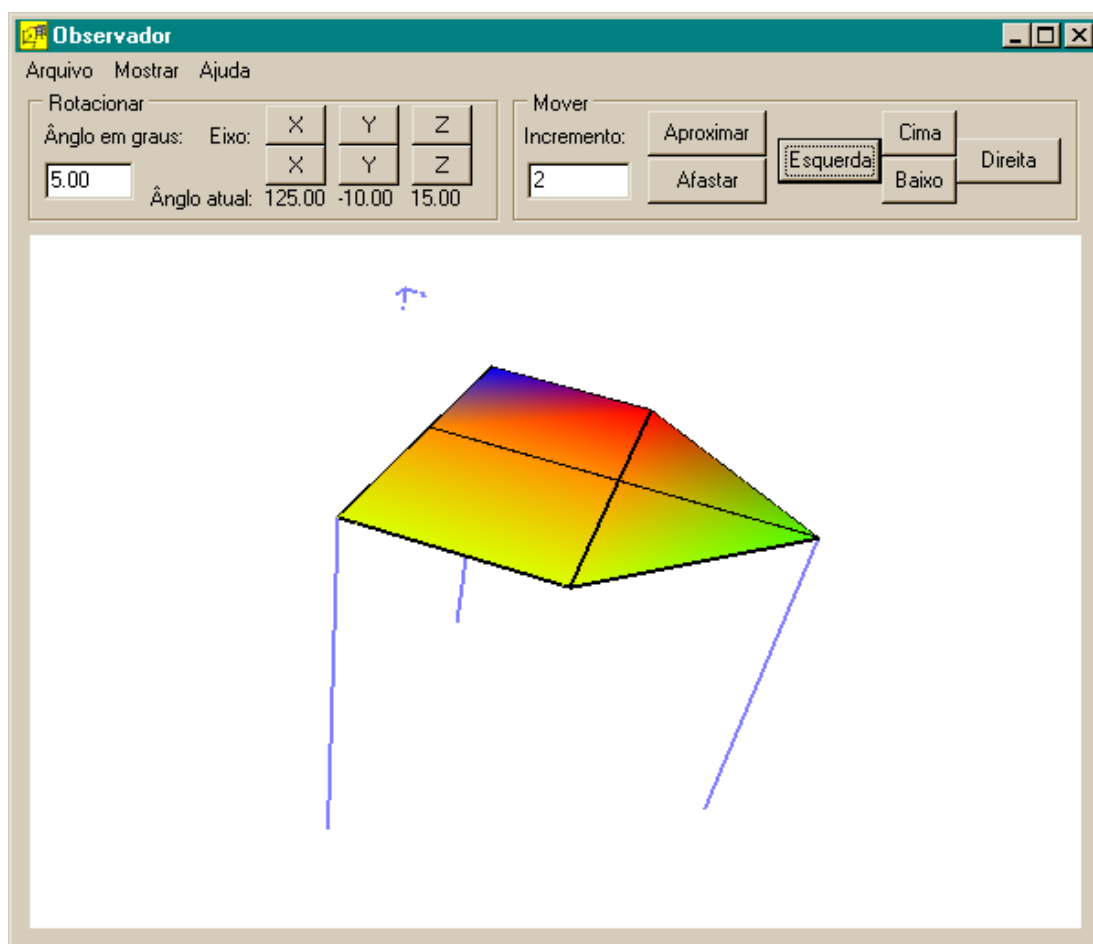


Figura 55 – Objeto definido no arquivo de dados mostrado na Figura 54

5. EXEMPLOS

Para comprovar a eficiência do processo de cálculo exposto aqui foram analisadas várias estruturas, utilizando-se este processo, e os resultados obtidos foram comparados com outros programas de cálculo.

5.1. Núcleo isolado 1

O primeiro exemplo analisado foi de uma estrutura formada por apenas um núcleo estrutural isolado. Esta estrutura foi analisada por três programas. O primeiro, foi o desenvolvido pelo autor deste trabalho e usa o procedimento de cálculo apresentado aqui. Não só nesta análise, mas também nas demais, este programa será referenciado como SOUSA JUNIOR. O segundo programa utilizado foi o apresentado em MATIAS JUNIOR (1997) que também modela um núcleo estrutural como sendo formado por barras de núcleos de seção delgada analisadas pela teoria de Vlasov. E o terceiro, foi o programa Ansys versão 5.4 que faz a análise pelo método dos elementos finitos.

Esta estrutura é como se fosse o poço de um elevador de um edifício de vinte andares. Tanto no programa SOUSA JUNIOR como no MATIAS JUNIOR (1997) a estrutura foi modelada por vinte barras de núcleo. No programa Ansys a estrutura foi discretizada por 5.200 elementos de casca classificados no Ansys como SHELL 63.

A Figura 56 mostra a seção transversal desta estrutura. A altura da estrutura é 60 metros, a espessura da parede é 15 cm. Foram adotados Coeficiente de Poisson igual a 0,25, Módulo de Elasticidade Longitudinal igual a 2.000 kN/cm^2 , e Módulo de Elasticidade Transversal igual a 800 kN/cm^2 . A estrutura foi considerada totalmente engastada na base. Foram aplicadas 20 cargas horizontais F de valor unitário (1 kN) exatamente no ponto indicado na Figura 56 e a cota variando de 3 em 3 metros de tal forma que a carga mais alta esta aplicada no topo da estrutura, 60 m.

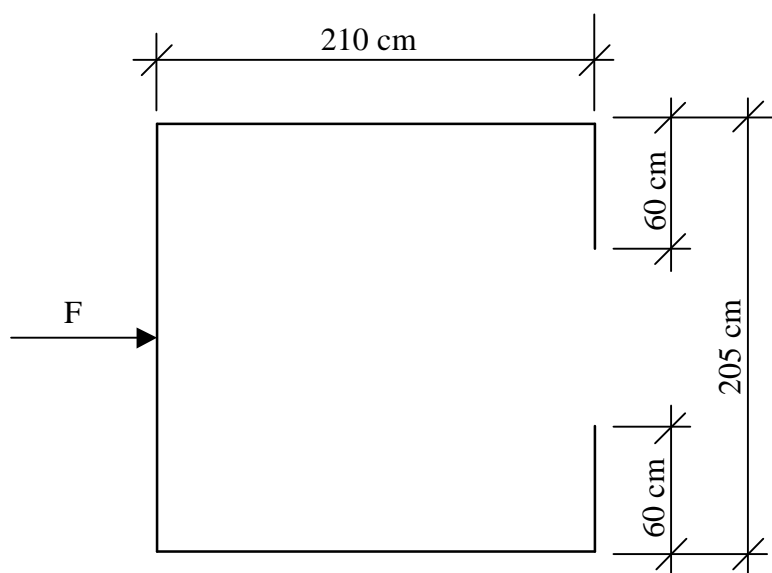


Figura 56 – Seção transversal da estrutura do Exemplo 1

Para a análise feita no Ansys, foram utilizadas as seguintes opções para o tipo de elemento adotado, SHELL63:

- Element stiffness (K1) = BNDING AND MEMBR
- Stress stiffening option (K2) = MAIN MATRIX
- Extra displacement shapes (K3) = INCLUDE & ALLMAN
- Extra stress output (K5) = NO EXTRA OUTPUT
- Pressure loading (K6) = REDUCED LOADING

- Mass matrix (K7) = CONSISTENT
- Stiffness matrix (K8) = CONSISTENT
- Element coord sys defined by (K9) = ELEM ORIENTATION

A Figura 57 mostra a estrutura discretizada no programa Ansys. A tabela 3 contém os resultados dos deslocamentos horizontais na direção do carregamento medidos no ponto 4 da Figura 58. A coluna pavimento da tabela 3 se refere à altura onde foram aplicadas as cargas. É como se a cada 3 metros de altura existisse um pavimento de um edifício de 20 andares. O pavimento 20 está se referindo a uma cota de 60 m. A tabela 4 mostra o resultado dos deslocamentos verticais do perfil do núcleo medidos no topo da estrutura e os pontos referenciados nesta tabela também são os indicados na Figura 58.

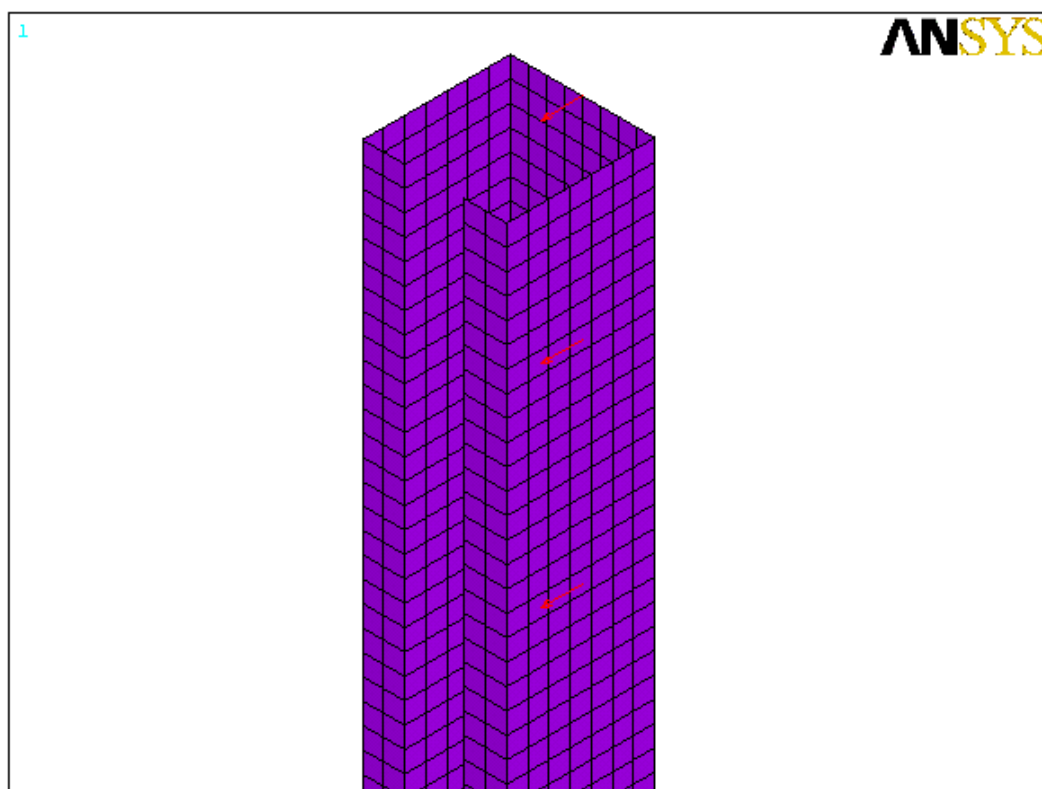


Figura 57 – Exemplo 1 discretizado no Ansys

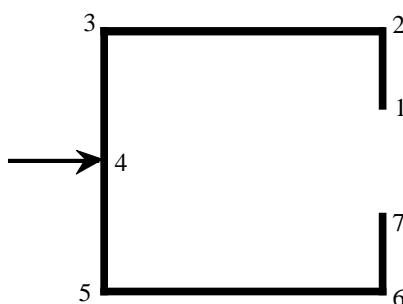


Figura 58 – Pontos onde foram medidos os deslocamentos da análise 1

Tabela 3 – Deslocamentos horizontais no ponto 4 da análise 1

Pavimento	SOUSA JUNIOR	MATIAS JUNIOR	Ansys
0	0,000	0,000	0,000
1	0,018	0,018	0,021
2	0,071	0,071	0,075
3	0,154	0,154	0,159
4	0,264	0,264	0,270
5	0,399	0,399	0,406
6	0,555	0,555	0,563
7	0,731	0,731	0,739
8	0,922	0,922	0,931
9	1,128	1,128	1,137
10	1,345	1,345	1,355
11	1,573	1,573	1,582
12	1,808	1,808	1,818
13	2,050	2,050	2,060
14	2,297	2,297	2,307
15	2,548	2,548	2,558
16	2,802	2,802	2,811
17	3,057	3,057	3,066
18	3,314	3,314	3,323
19	3,571	3,571	3,580
20	3,828	3,828	3,839

Tabela 4 – Deslocamentos verticais no topo da estrutura da análise 1

Ponto	SOUSA JUNIOR	Ansys
1	-0,1003	-0,1002
2	-0,1003	-0,1002
3	0,0798	0,0797
4	0,0798	0,0797
5	0,0798	0,0797
6	-0,1003	-0,1002
7	-0,1003	-0,1002

Pode ser observado que o resultado obtido em SOUSA JUNIOR e em MATIAS JUNIOR são iguais. Isto ocorre porque estes dois programas usam o mesmo procedimento de cálculo. Apesar da modelagem feita no programa Ansys ser bem diferente daquela feita nos outros dois programas, os resultados obtidos pelo Ansys também são praticamente iguais aos obtidos em SOUSA JUNIOR. O programa MATIAS JUNIOR não fornece os deslocamentos verticais no perfil do núcleo. Por isso que na tabela 4 consta somente os dados de SOUSA JUNIOR e do Ansys.

5.2. Núcleo isolado 2

Na segunda análise foi utilizada a mesma estrutura da análise anterior. A diferença entre esta análise e aquela é a direção do carregamento aplicado. Nesta segunda análise o carregamento foi aplicado como mostra a Figura 59. As tabelas 5 e 6 têm os deslocamentos medidos nos pontos indicados na Figura 59, sendo que, a tabela 5 se refere aos deslocamentos horizontais na direção do carregamento aplicado medidos no ponto 4 da Figura 59.

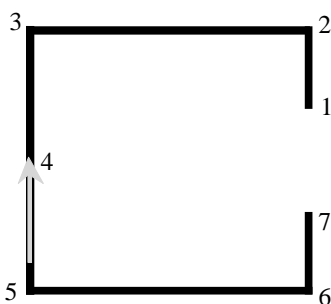


Figura 59 – Pontos onde foram medidos os deslocamentos da análise 2

Tabela 5 – Deslocamentos horizontais na direção do carregamento no ponto 4 da análise 2

Pavimento	SOUSA JUNIOR	MATIAS JUNIOR	Ansys
0	0,000	0,000	0,000
1	0,023	0,023	0,025
2	0,088	0,088	0,092
3	0,189	0,189	0,195
4	0,322	0,322	0,329
5	0,481	0,480	0,490
6	0,662	0,662	0,673
7	0,862	0,862	0,874
8	1,077	1,077	1,091
9	1,305	1,305	1,320
10	1,542	1,542	1,559
11	1,787	1,787	1,805
12	2,037	2,037	2,057
13	2,291	2,291	2,312
14	2,548	2,548	2,570
15	2,806	2,806	2,829
16	3,063	3,064	3,087
17	3,321	3,321	3,346
18	3,578	3,578	3,604
19	3,834	3,834	3,862
20	4,090	4,090	4,121

Tabela 6 – Deslocamentos verticais no topo da estrutura da análise 2

Ponto	SOUSA JUNIOR	Ansys
1	-0,0052	-0,0053
2	-0,0678	-0,0664
3	-0,0873	-0,0882
4	0,0000	0,0000
5	0,0873	0,0882
6	0,0678	0,0664
7	0,0052	0,0053

As diferenças encontradas nos resultados obtidos entre os programas nesta segunda análise foram da mesma ordem de grandeza daquelas encontradas na análise 1. Os programas SOUSA JUNIOR e MATIAS JUNIOR acusaram o valor do esforço bimomento igual a zero na análise 1, isto é, não ocorreu torção na estrutura. Já na análise 2, foi registrado um empenamento na estrutura, ou seja, ocorreu uma flexo-torção e foram registrados valores diferente de zero para o bimomento.

5.3. Núcleo com lajes 1

A estrutura analisada no terceiro exemplo é a mesma do Exemplo 1 acrescida de 20 lajes de espessura 15 cm e dispostas de 3 em 3 metros de altura como mostra a Figura 60. Nesta figura tem-se a discretização utilizada no Ansys. Foram utilizados 13.720 elementos de casca SHELL63 para esta discretização. Tanto as lajes quanto os núcleos estruturais foram discretizados no Ansys com o elemento de casca SHELL63. O carregamento aplicado neste exemplo foi o mesmo do Exemplo 1.

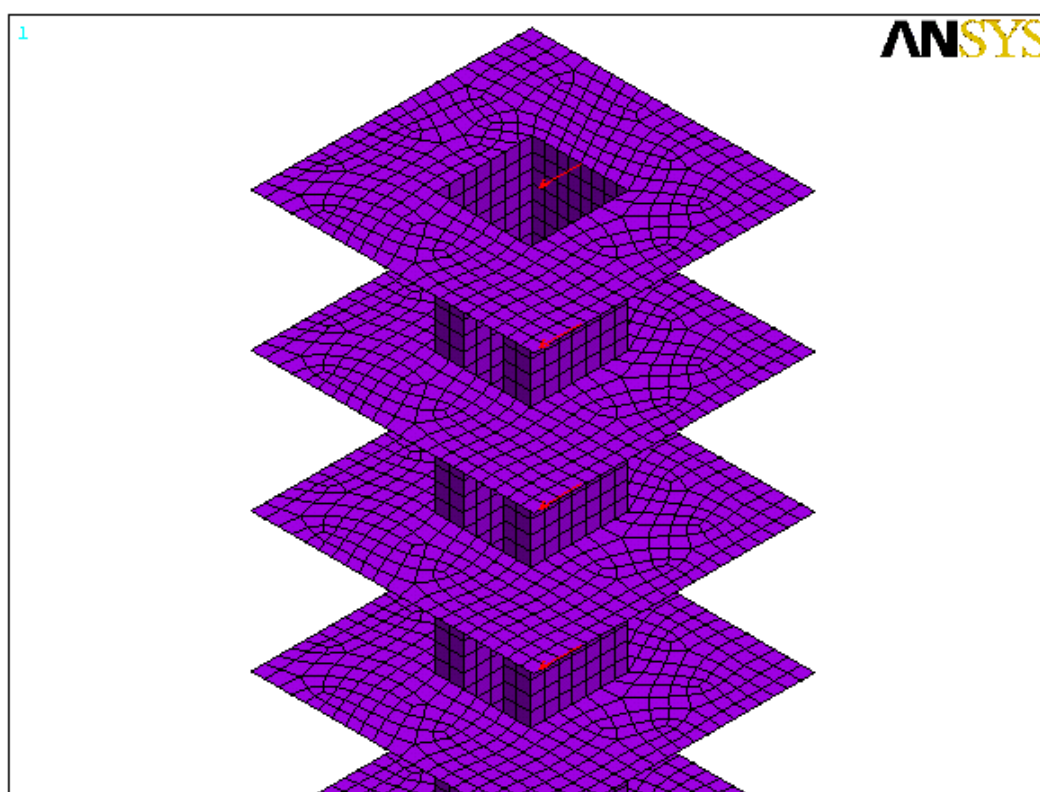


Figura 60 – Exemplo 3 discretizado no Ansys

A Figura 61 mostra a discretização da laje utilizada no programa SOUSA JUNIOR. Na discretização da estrutura em SOUSA JUNIOR foram utilizados 128 elementos de placa por laje resultando em 2.560 elementos de placa, mais 20 elementos de barra de núcleo. Comparando-se os modelos analisados entre os programas SOUSA JUNIOR e Ansys verifica-se que neste último foi utilizado um número bem maior de elementos. O número de graus de liberdade no modelo usado no Ansys também é bem maior do que o do modelo usado em SOUSA JUNIOR. No programa Ansys foram utilizados elementos de casca, enquanto no outro programa foram usados elementos de placa e de barra de núcleo. Como resultado disto, o tempo de processamento gasto pelo Ansys foi em torno de 10 minutos. Já o tempo de processamento gasto por SOUSA JUNIOR foi pouco mais do que um minuto. Os programas foram executados no mesmo computador. Esta diferença de tempo é devido ao número de operações realizadas pelos dois programas.

Este exemplo foi analisado apenas pelos dois programas citados acima. Não foi possível modelar este exemplo em MATIAS JUNIOR porque este programa sempre considera as lajes como diafragmas rígidos.

A Figura 62 mostra as medidas das lajes usadas no Exemplo 3. As tabelas 7 e 8 contêm os deslocamentos obtidos nesta análise. Os pontos referenciados nestas tabelas são os mesmos indicados no perfil de núcleo da Figura 58 da análise 1, isto é, os pontos onde foram feitas as medidas da análise 1 são os mesmos da análise 3. A Figura 63 mostra a estrutura 3 deformada obtida do programa SOUSA JUNIOR. Para melhor visualizar a estrutura deformada, a escala das deformações foi ajustada, ou seja, apenas para desenhar a estrutura suas deformações foram multiplicadas 500 vezes. Os valores da legenda de cores da Figura 63 não estão multiplicados por 500.

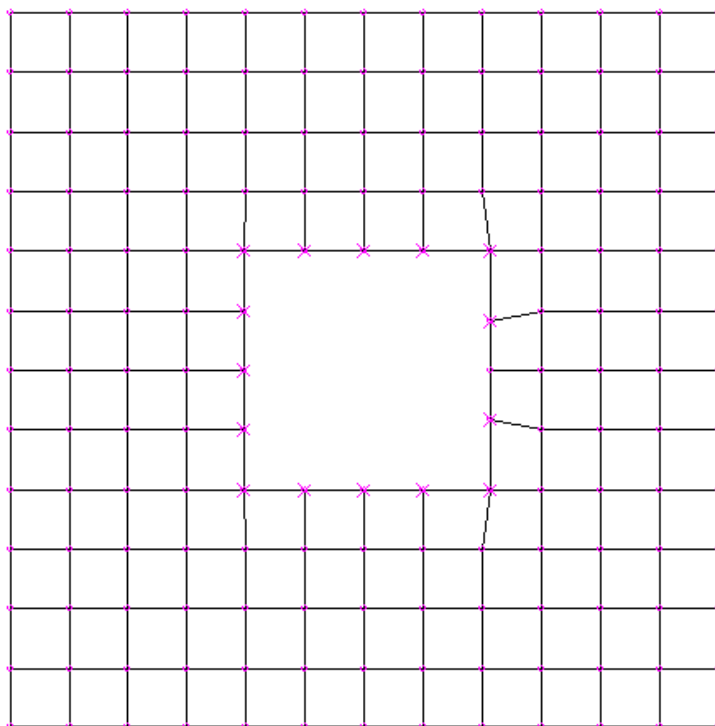


Figura 61 – Laje do Exemplo 3 discretizada em SOUSA JUNIOR

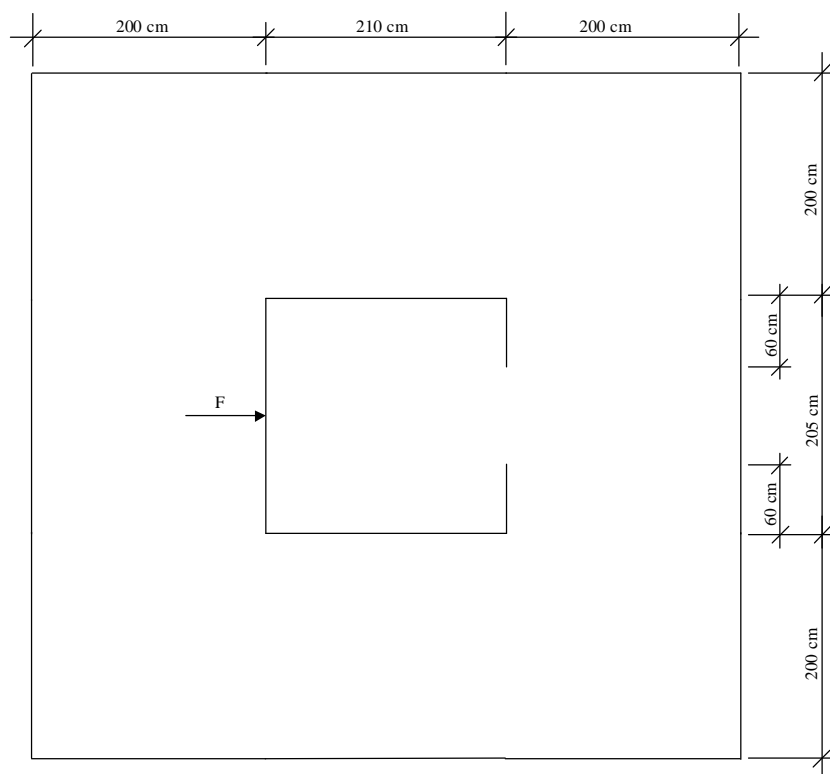


Figura 62 – Dimensões de uma laje da estrutura do Exemplo 3

Tabela 7 – Deslocamentos horizontais no ponto 4 da análise 3

Pavimento	SOUSA JUNIOR	Ansys
0	0,000	0,000
1	0,018	0,019
2	0,071	0,072
3	0,154	0,156
4	0,264	0,267
5	0,399	0,402
6	0,555	0,558
7	0,731	0,733
8	0,922	0,925
9	1,128	1,130
10	1,345	1,347
11	1,573	1,573
12	1,808	1,808
13	2,050	2,049
14	2,297	2,295
15	2,548	2,544
16	2,802	2,796
17	3,057	3,050
18	3,314	3,305
19	3,571	3,561
20	3,828	3,817

Tabela 8 – Deslocamentos verticais no topo da estrutura da análise 3

Ponto	SOUSA JUNIOR	Ansys
1	-0,1003	-0,0997
2	-0,1003	-0,0997
3	0,0798	0,0792
4	0,0798	0,0792
5	0,0798	0,0792
6	-0,1003	-0,0997
7	-0,1003	-0,0997

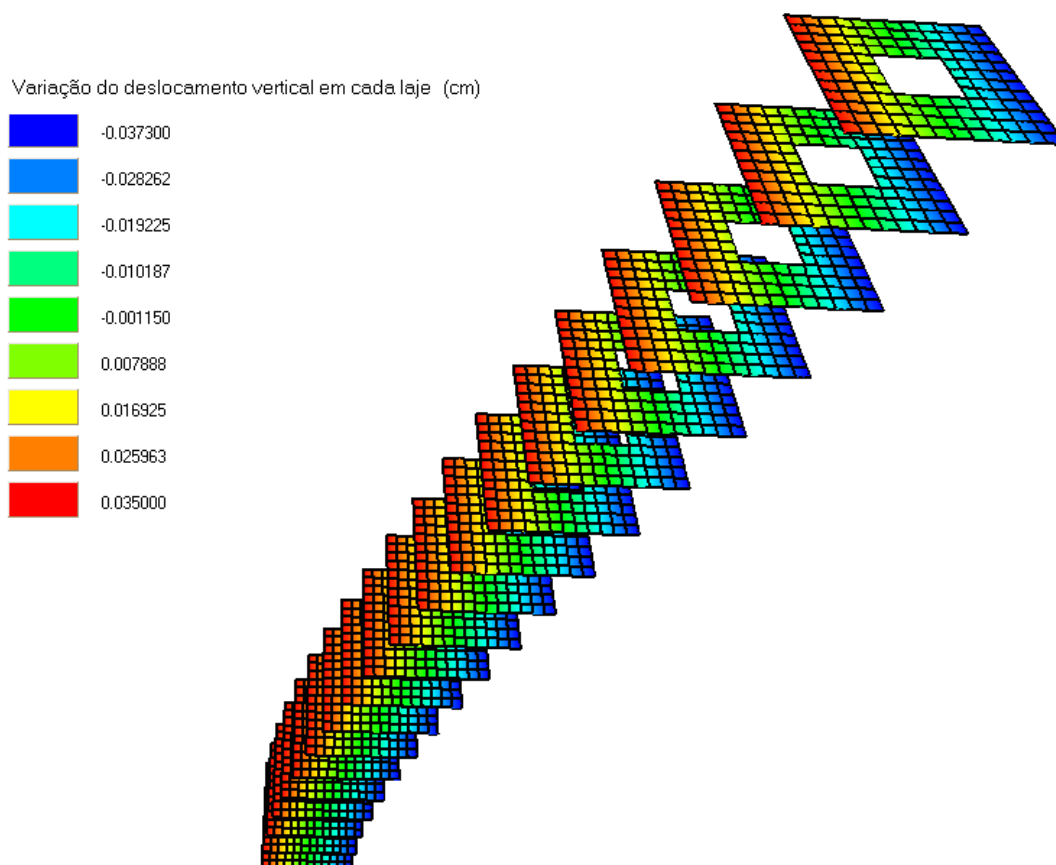


Figura 63 – Estrutura do Exemplo 3 deformada obtida do programa SOUSA JUNIOR

Novamente, os resultados obtidos dos programas, nesta análise, foram bem próximos entre si. Comparando-se a análise 1 com a análise 3 pode-se observar que as lajes praticamente não enrijeceram a estrutura. Isto se deve porque, com o carregamento aplicado, não houve flexo-torção. E, como veremos mais adiante na análise 4, o enrijecimento provocado pelas lajes são mais significativos quando ocorre flexo-torção.

5.4. Núcleo com lajes 2

No Exemplo 4, núcleo com lajes 2, foi analisada uma estrutura igual à analisada no Exemplo 3. A única diferença entre estas duas análises é o carregamento aplicado. Para a estrutura do Exemplo 4 o carregamento foi o mesmo aplicado na estrutura do Exemplo 2. E os pontos onde foram feitas as medidas também foram os mesmos do Exemplo 2. Na Figura 64 é possível observar o sentido e direção do carregamento aplicado no Exemplo 4. Na Figura 65 é mostrado a estrutura desta análise deformada, a deformação foi majorada 500 vezes. Observa-se que ocorreu uma torção no sentido anti-horário do eixo vertical. Este deslocamento aparenta ser coerente porque a seção aberta do núcleo está para o lado direito e o carregamento foi aplicado quase no centro de torção da seção transversal da estrutura. Ocorreu também um deslocamento horizontal considerável na direção do carregamento aplicado. As tabelas 9 e 10 mostram os deslocamentos obtidos nos programas Ansys e SOUSA JUNIOR para esta análise. Pode-se observar que, para este caso que ocorreu flexo-torção, a contribuição da laje no enrijecimento da estrutura foi bem mais significativa do que para o caso do Exemplo 3 que não ocorreu flexo-torção.

Tabela 9 – Deslocamentos verticais no topo da estrutura da análise 4

Ponto	SOUSA JUNIOR	Ansys
1	-0,0312	-0,0305
2	-0,0760	-0,0751
3	-0,0763	-0,0759
4	0,0000	0,0000
5	0,0763	0,0759
6	0,0760	0,0751
7	0,0312	0,0305

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais na direção do carregamento no ponto 4 da análise 4

Pavimento	SOUSA JUNIOR	Ansys
0	0,000	0,000
1	0,017	0,020
2	0,066	0,073
3	0,143	0,153
4	0,243	0,258
5	0,364	0,384
6	0,504	0,528
7	0,660	0,687
8	0,830	0,860
9	1,011	1,045
10	1,203	1,239
11	1,403	1,441
12	1,609	1,649
13	1,821	1,863
14	2,037	2,079
15	2,256	2,299
16	2,477	2,520
17	2,699	2,742
18	2,922	2,964
19	3,145	3,187
20	3,369	3,409

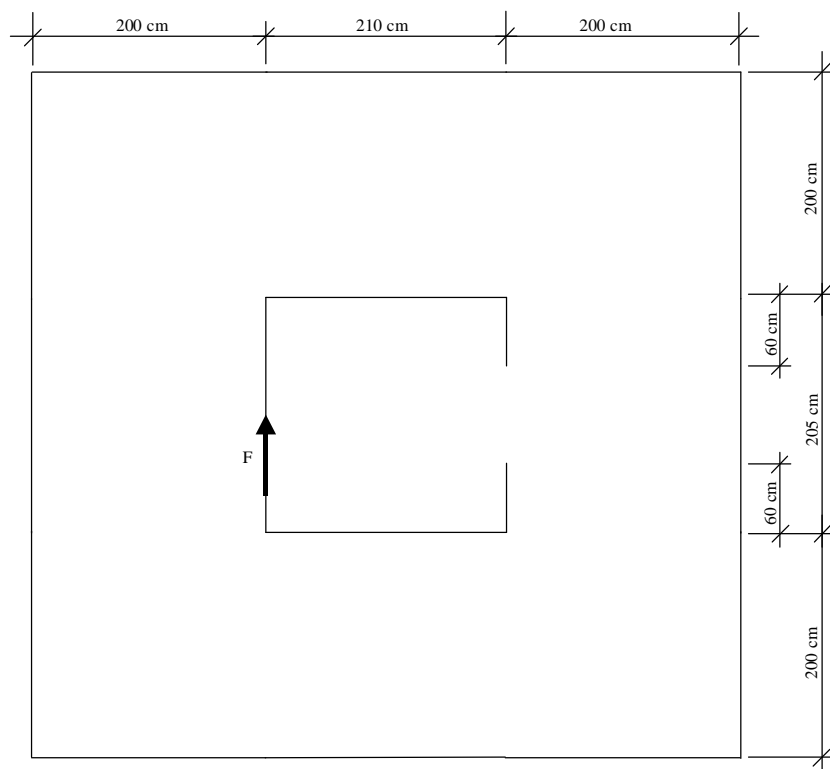


Figura 64 – Dimensões de uma laje da estrutura do Exemplo 4

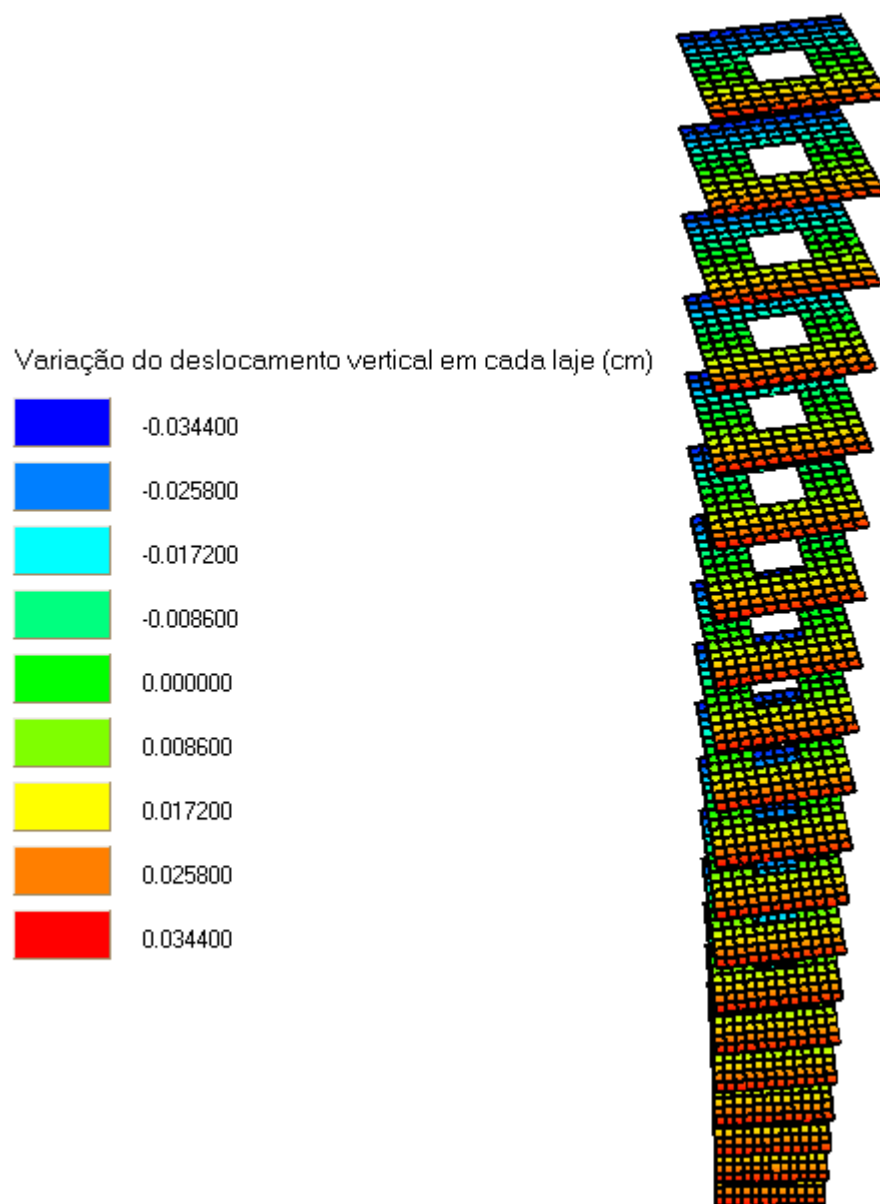


Figura 65 – Estrutura do Exemplo 4 deformada obtida do programa SOUSA JUNIOR

5.5. Exemplo SILVA

No Exemplo 5, também chamado aqui de Exemplo SILVA, foi analisado um edifício obtido de SILVA (1989). A estrutura é feita de concreto armado com 15 pavimentos e 4 m de pé direito. Possui dez pilares e um núcleo estrutural. As vigas e pilares possuem seção transversal de 20 cm x 60 cm e 25 cm x 50 cm respectivamente. O núcleo tem seção transversal em forma de U com paredes de 15 cm de espessura. Os módulos de elasticidade longitudinal e transversal são 2.000 kN/cm² e 800 kN/cm² respectivamente. A planta baixa do pavimento é mostrada na Figura 66 na qual se pode observar mais detalhes da disposição dos elementos estruturais.

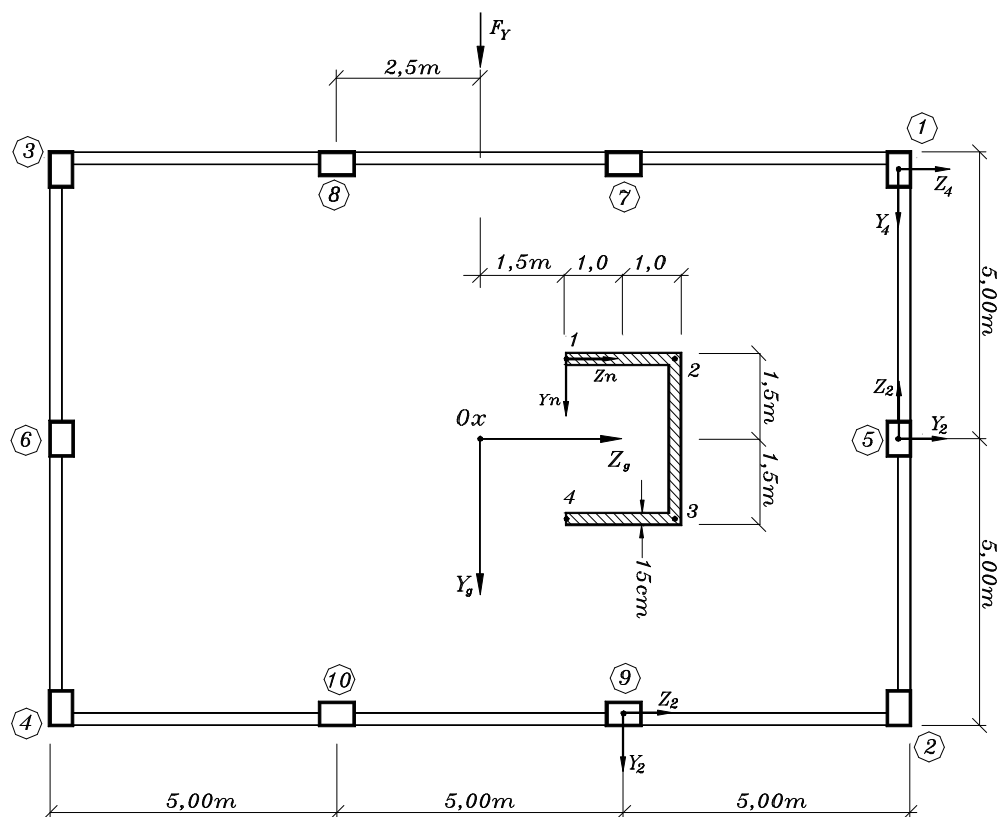


Figura 66 – Planta baixa da estrutura do Exemplo SILVA

O carregamento no edifício deste exemplo obedece as seguintes disposições:

Ações aplicadas no último pavimento.

- Cargas uniformemente distribuídas ao longo das vigas - 10 kN/m
- Cargas aplicadas nos pontos 1, 2, 3 e 4 situados na seção transversal do núcleo:
 - Ponto 1 - 35 kN
 - Ponto 2 - 90 kN
 - Ponto 3 - 90 kN
 - Ponto 4 - 35 kN
- Ação horizontal aplicada na direção e sentido do eixo Y_g - 25.5 kN

Ações aplicadas nos demais pavimentos:

- Cargas uniformemente distribuídas ao longo das vigas - 20 kN/m
- Cargas aplicadas nos pontos 1, 2, 3 e 4 situados na seção transversal do núcleo:
 - Ponto 1 - 70 kN
 - Ponto 2 - 180 kN
 - Ponto 3 - 180 kN
 - Ponto 4 - 70 kN
- Ações horizontais aplicadas na direção e sentido do eixo Y_g - 51 kN

O edifício foi analisado pelos programas Ansys, MATIAS JUNIOR e SOUSA JUNIOR. No programa MATIAS JUNIOR a estrutura foi analisada sem a

consideração da rigidez da laje, pois este programa considera a laje como um diafragma rígido. Nos programas Ansys e SOUSA JUNIOR foram feitas quatro análises do edifício, cada uma com uma espessura diferente para a laje. As espessuras adotadas foram 15 cm, 10 cm, 5 cm e 1 cm. A laje de 1 cm não tem significado prático, apesar de esta espessura estar dentro dos limites da teoria usada. Esta espessura foi adotada para se fazer uma comparação dos resultados dos programas Ansys e SOUSA JUNIOR com o programa MATIAS JUNIOR. Como será visto mais adiante, a laje de 1 cm praticamente não oferece resistência à flexão, comportando-se como se fosse um diafragma rígido. E, os resultados obtidos nos três programas foram bem próximos entre si.

Na modelagem feita no Ansys foi utilizado o elemento SHELL63 para discretizar tanto as lajes quanto o núcleo. Os pilares e vigas foram discretizados com o elemento de barra tridimensional BEAM4.

O elemento finito SHELL63 do Ansys é um elemento de casca retangular com quatro nós e seis graus de liberdade por nó, translações nas direções nodais x, y, z e rotações em torno dos eixos nodais x, y, z. Este elemento aceita carregamento normal ao seu plano e também no próprio plano. As posições nodais, geometria e sistema de coordenadas do elemento são mostrados na Figura 67. O eixo x do elemento pode ser rotacionado por um ângulo THETA em graus. O elemento aceita variação da espessura em seu domínio e a entrada do dado espessura é feita nos quatro nós. Os carregamentos podem ser aplicados nas seis faces do elemento. Na Figura 67 as faces são indicadas por números dentro de círculos. O elemento aceita ainda uma configuração triangular em que os dois últimos nós são coincidentes como mostrado na Figura 67.

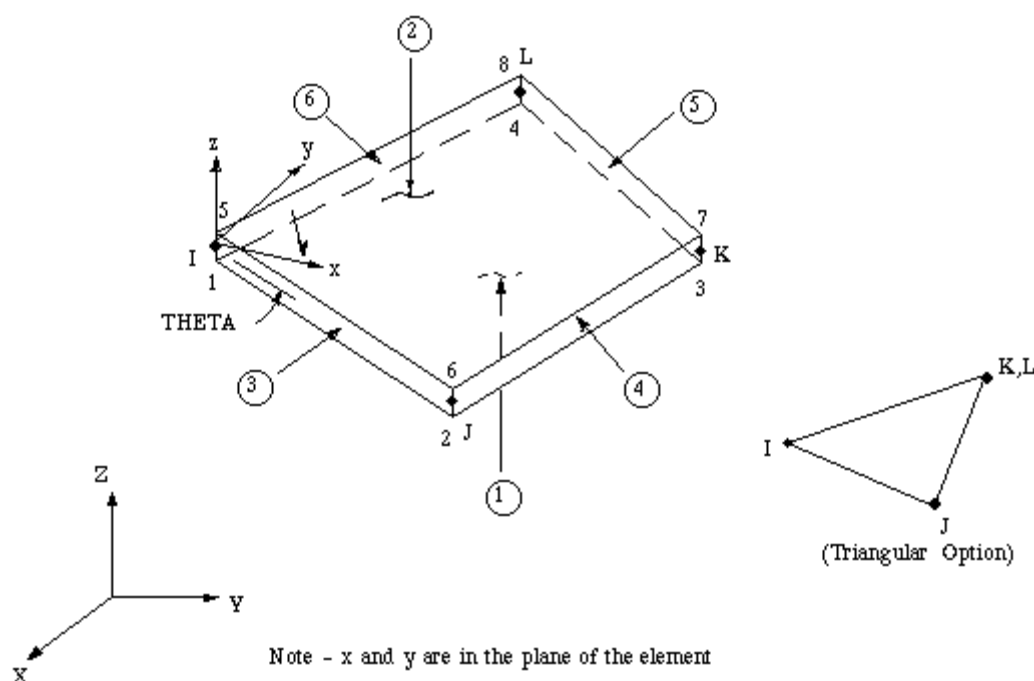


Figura 67 – Elemento SHELL63 do Ansys

O elemento BEAM4 do Ansys é um elemento de barra tridimensional, com seis graus de liberdade nodal. Estes graus de liberdade são coincidentes com os do elemento SHELL63 que foi descrito anteriormente. A Figura 68 mostra a geometria, as posições nodais e o sistema de coordenadas do elemento BEAM4. O elemento pode ser definido por dois nós: I, J ou por três: I, J, K; um ângulo θ de orientação sobre o eixo x do elemento; uma área de seção transversal; dois momentos de inércia: IYY, IZZ; um momento de inércia a torção IXX; duas espessuras: TKY, TKZ; e as propriedades do material. O eixo x do elemento é orientado do nó I ao nó J. Para o elemento definido por dois nós, o eixo y do elemento é definido como sendo paralelo ao plano x-y do sistema de coordenadas globais, ou seja, o ângulo θ é igual a zero. Para se definir a orientação do elemento sobre o eixo x local, usa-se o

ângulo θ ou o terceiro nó K. Se tanto o ângulo θ como o nó K forem definidos, a orientação obtida pelo nó K prevalece. O nó K define um plano, juntamente com os nós I e J, o qual contém os eixos x e z do elemento.

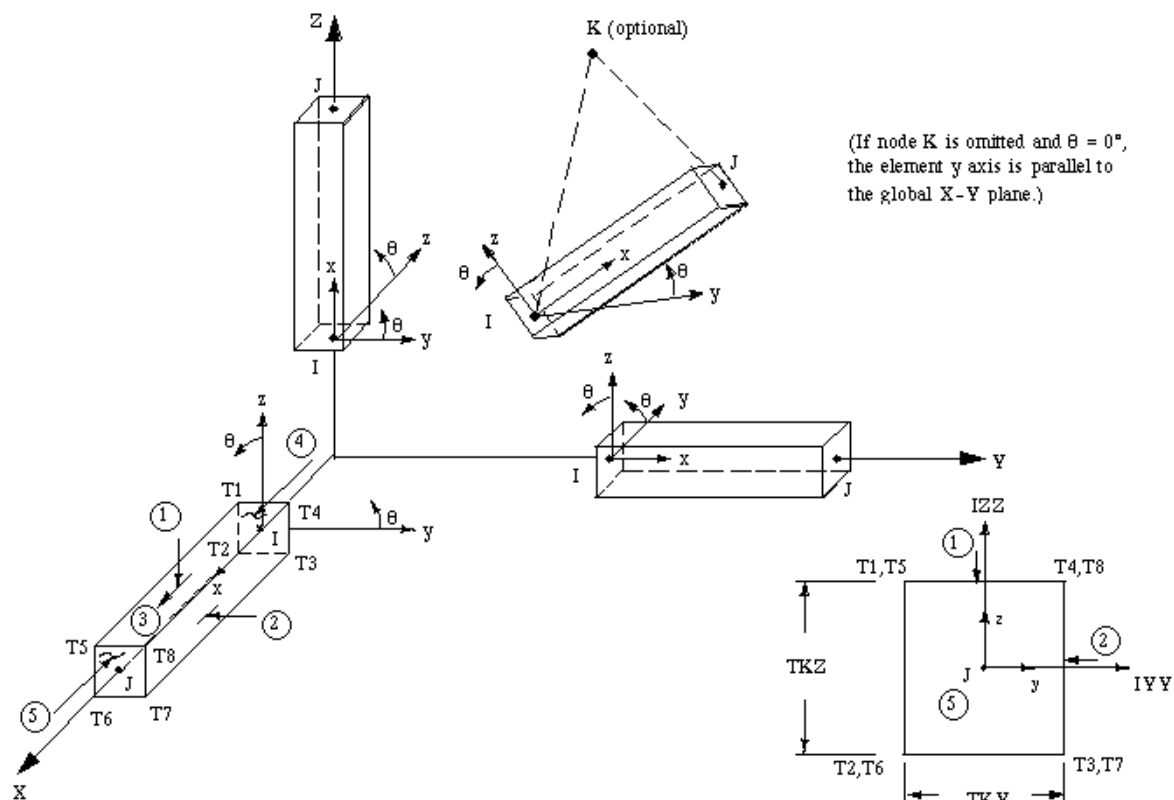


Figura 68 – Elemento BEAM4 do Ansys

O total de elementos finitos utilizados na discretização da estrutura no Ansys é de 12.947 juntamente com 12.305 pontos nodais. A malha dos elementos finitos que definem a estrutura é mostrada na Figura 69 com uma vista de cima, na Figura 70 com uma vista geral e na Figura 71 com detalhes do carregamento. A Tabela 11 contém o valor dos deslocamentos horizontais medidos no ponto zero de cada pavimento. Este ponto pode ser identificado na Figura 66 na posição onde estão indicados os eixos de coordenadas. A Figura 72 mostra graficamente estes resultados.

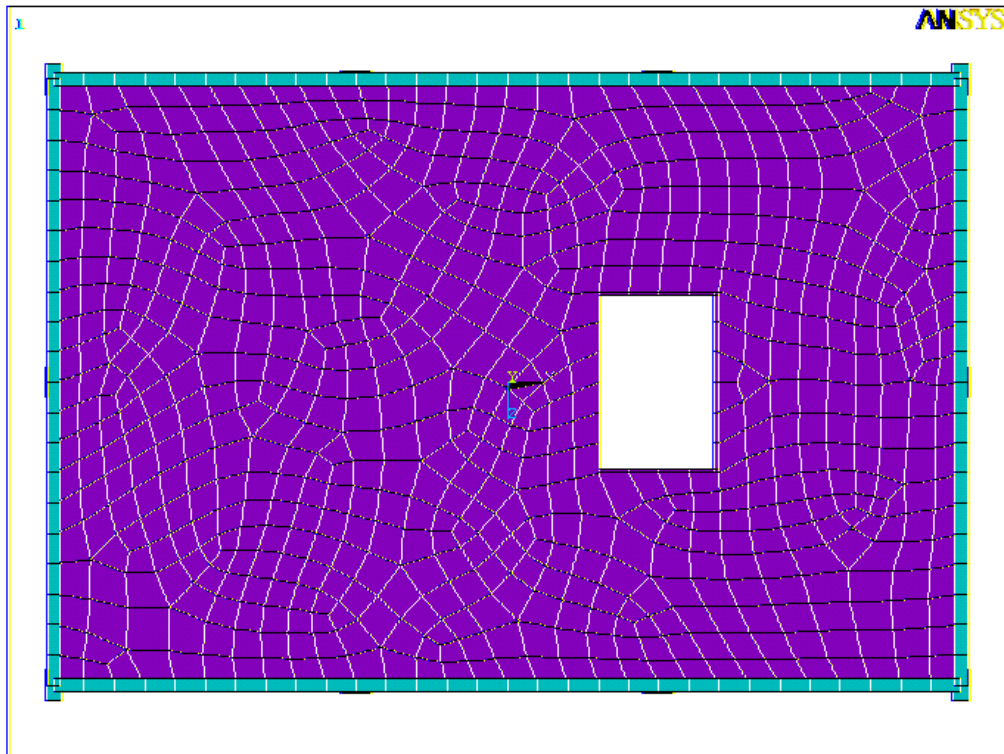


Figura 69 – Vista de cima da malha usada no Ansys para o Exemplo 5

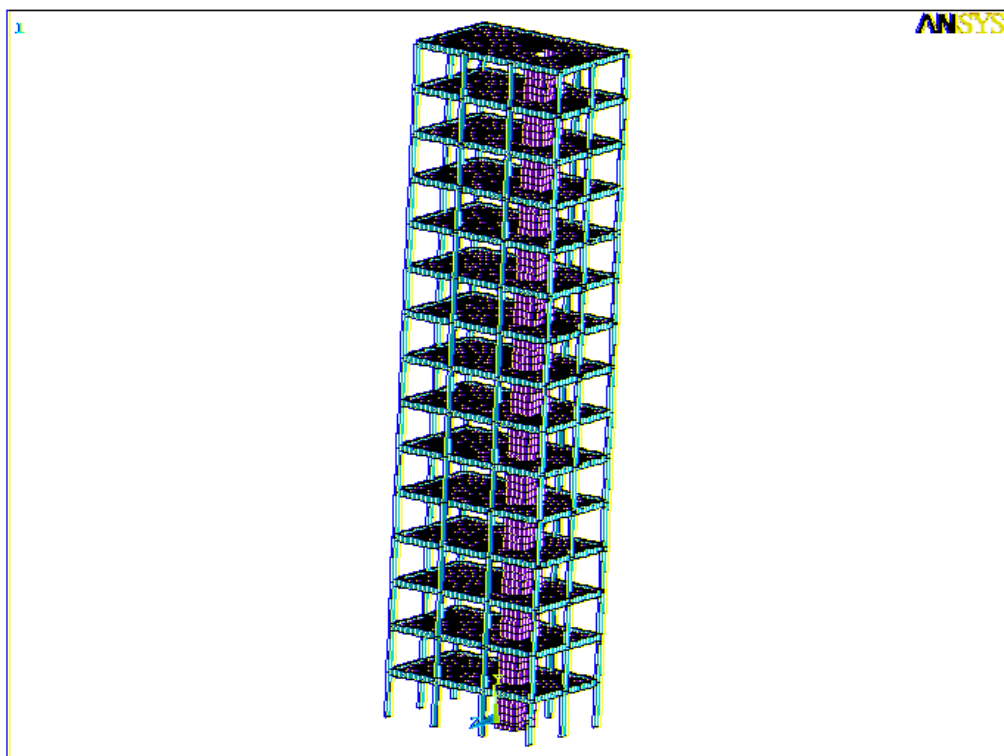


Figura 70 – Vista geral da malha usada no Ansys para o Exemplo 5

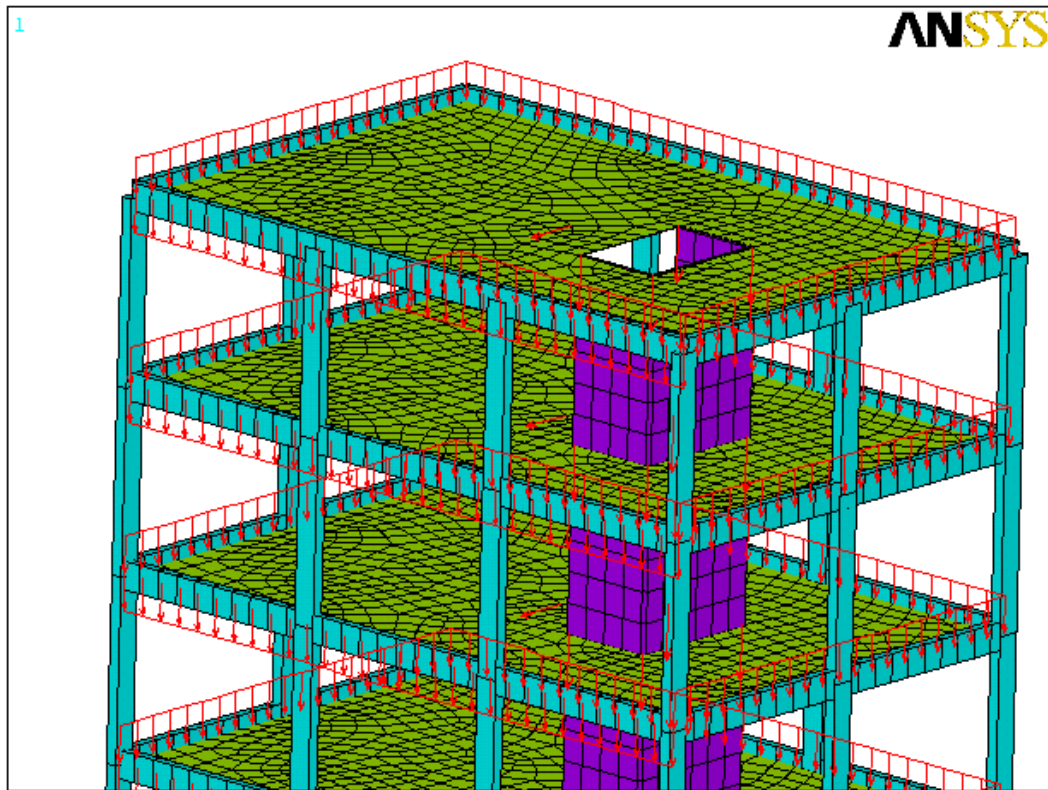


Figura 71 – Detalhes do carregamento aplicado no Exemplo 5 no Ansys

Tabela 11 – Deslocamentos horizontais da análise 5 obtidos no Ansys

Pavimento	Espessura da laje			
	1 cm	5 cm	10 cm	15 cm
0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,538	0,493	0,464	0,433
2	1,455	1,391	1,304	1,197
3	2,578	2,498	2,323	2,110
4	3,836	3,732	3,448	3,104
5	5,174	5,043	4,630	4,138
6	6,554	6,389	5,836	5,184
7	7,942	7,742	7,037	6,220
8	9,314	9,076	8,214	7,228
9	10,651	10,374	9,350	8,196
10	11,939	11,620	10,433	9,114
11	13,169	12,807	11,457	9,977
12	14,335	13,930	12,417	10,781
13	15,438	14,987	13,314	11,528
14	16,481	15,986	14,153	12,221
15	17,448	16,923	14,936	12,864

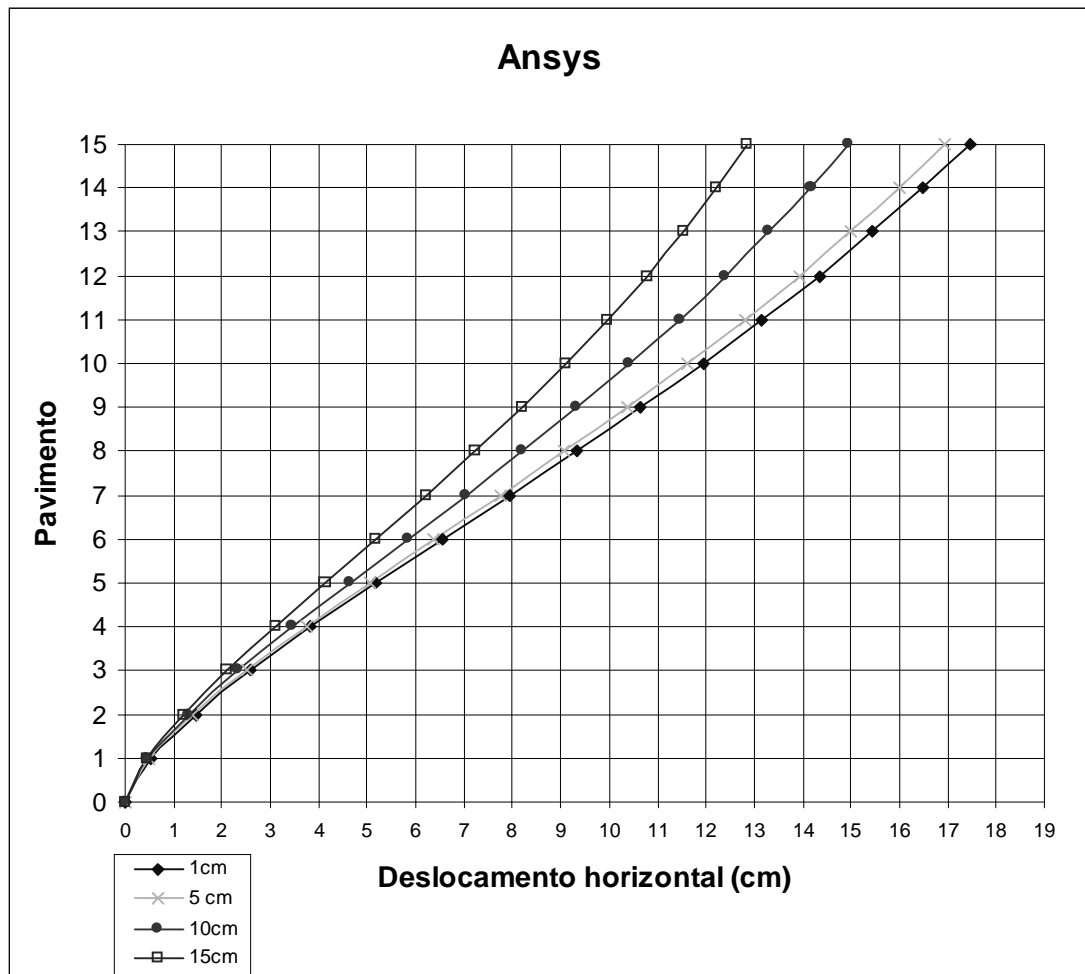


Figura 72 – Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 5 no Ansys

A Figura 73 mostra a malha do pavimento tipo do Exemplo 5 usada para o cálculo desta estrutura no programa SOUSA JUNIOR. O total de elementos finitos utilizados na discretização da estrutura em SOUSA JUNIOR é de 3.045 elementos, sendo que estes elementos estão classificados em 2130 elementos de placa, 15 elementos de núcleo, 150 elementos de pilar e 750 elementos de viga. Na Figura 74 tem-se a vista de cima da estrutura do Exemplo 5 deformada, obtida do programa SOUSA JUNIOR. A deformação foi majorada 100 vezes. Os dados da legenda de cores desta figura não estão majorados. Na Figura 75 tem-se uma visão lateral da

mesma estrutura, obtida de SOUSA JUNIOR, cujos deslocamentos também estão majorados 100 vezes. A tabela 12 contém o valor dos deslocamentos horizontais obtidos do programa SOUSA JUNIOR e medidos no mesmo ponto onde foram medidos os deslocamentos horizontais obtidos do programa Ansys para este exemplo, ou seja, as Tabelas 11 e 12 mostram os deslocamentos da mesma estrutura medidos nos mesmos pontos mas obtidos de programas diferentes. A Figura 76 representa graficamente os dados da tabela 12.

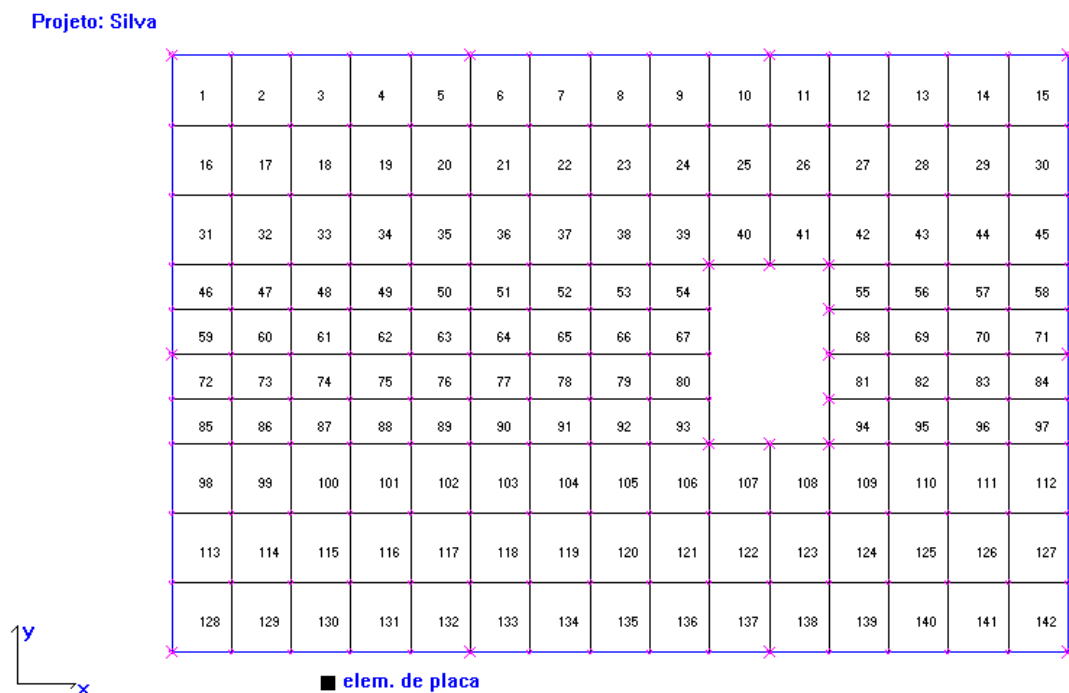


Figura 73 – Malha usada em SOUSA JUNIOR para o Exemplo 5

Variação do deslocamento vertical em cada laje (cm)

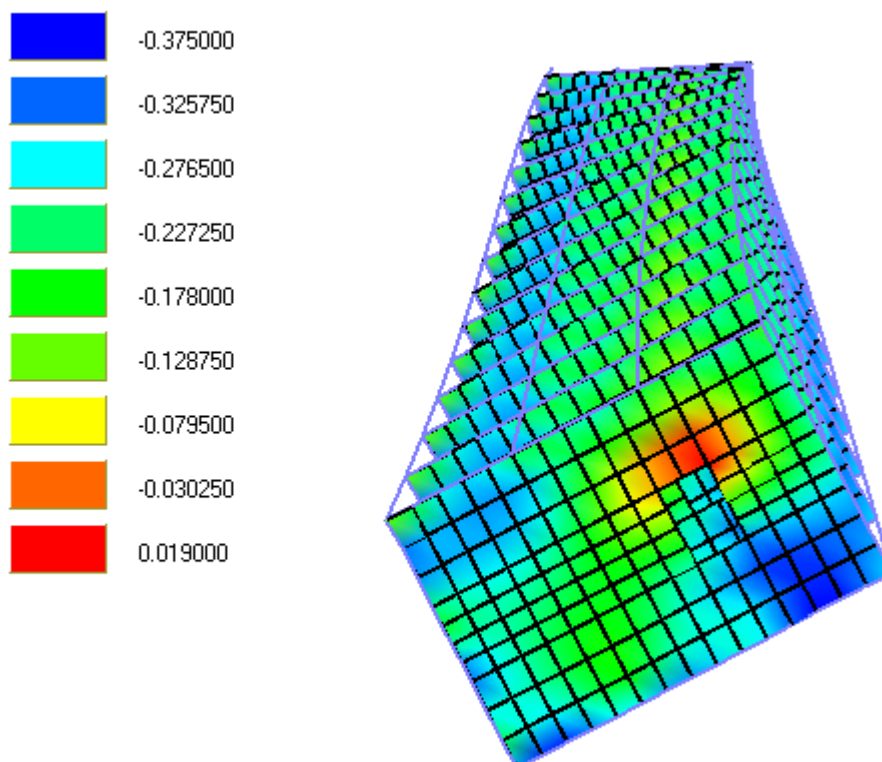


Figura 74 – Vista de cima do Exemplo 5 obtida de SOUSA JUNIOR

Tabela 12 – Deslocamentos horizontais da análise 5 obtidos em SOUSA JUNIOR

Pavimento	Espessura da laje			
	1 cm	5 cm	10 cm	15 cm
0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,495	0,492	0,474	0,443
2	1,448	1,436	1,368	1,256
3	2,619	2,594	2,453	2,221
4	3,929	3,887	3,652	3,272
5	5,323	5,261	4,916	4,365
6	6,760	6,675	6,205	5,468
7	8,203	8,093	7,489	6,555
8	9,626	9,490	8,744	7,608
9	11,010	10,840	9,951	8,611
10	12,330	12,140	11,100	9,555
11	13,590	13,370	12,180	10,430
12	14,780	14,530	13,180	11,240
13	15,900	15,620	14,120	11,990
14	16,950	16,640	14,990	12,670
15	17,950	17,610	15,800	13,300

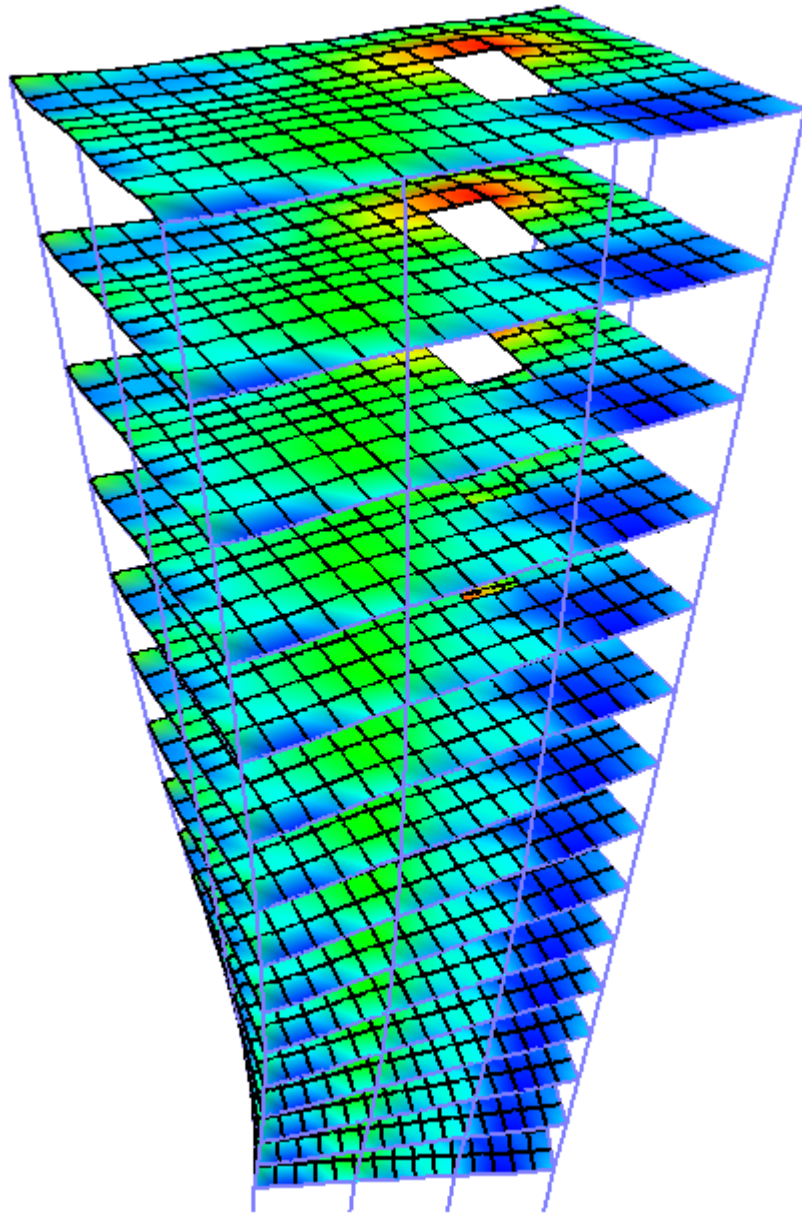


Figura 75 – Visão lateral do Exemplo 5 obtida de SOUSA JUNIOR

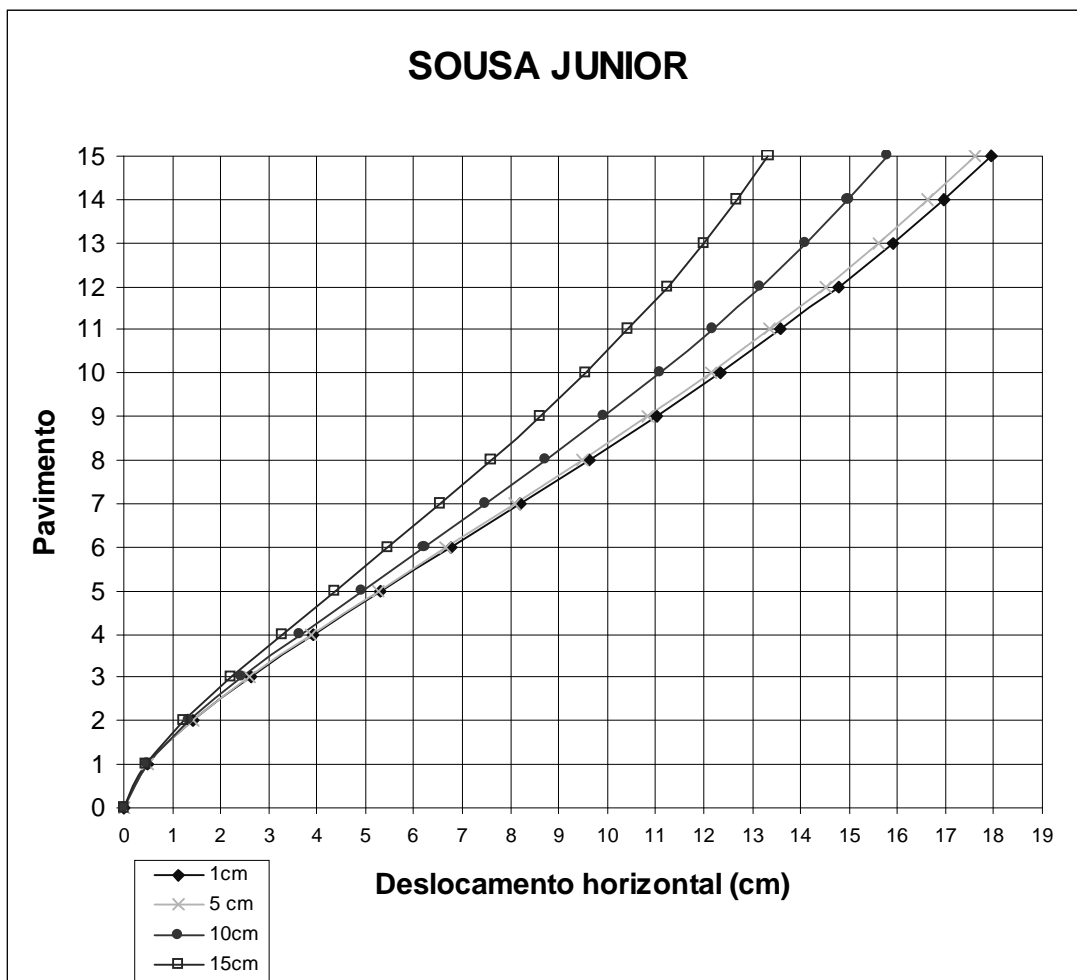


Figura 76 – Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 5 em SOUSA JUNIOR

A Tabela 13 contém os dados dos deslocamentos horizontais obtidos do programa MATIAS JUNIOR. Observa-se que estes dados conferem com a coluna de laje com 1 cm obtida de SOUSA JUNIOR na tabela 12

Tabela 13 – Deslocamentos horizontais da análise 5 obtidos em MATIAS JUNIOR

Pavimento	MATIAS JUNIOR(sem rig. da laje)
0	0,000
1	0,495
2	1,448
3	2,619
4	3,929
5	5,324
6	6,760
7	8,204
8	9,627
9	11,010
10	12,336
11	13,596
12	14,785
13	15,902
14	16,955
15	17,956

5.6. Exemplo TORRES

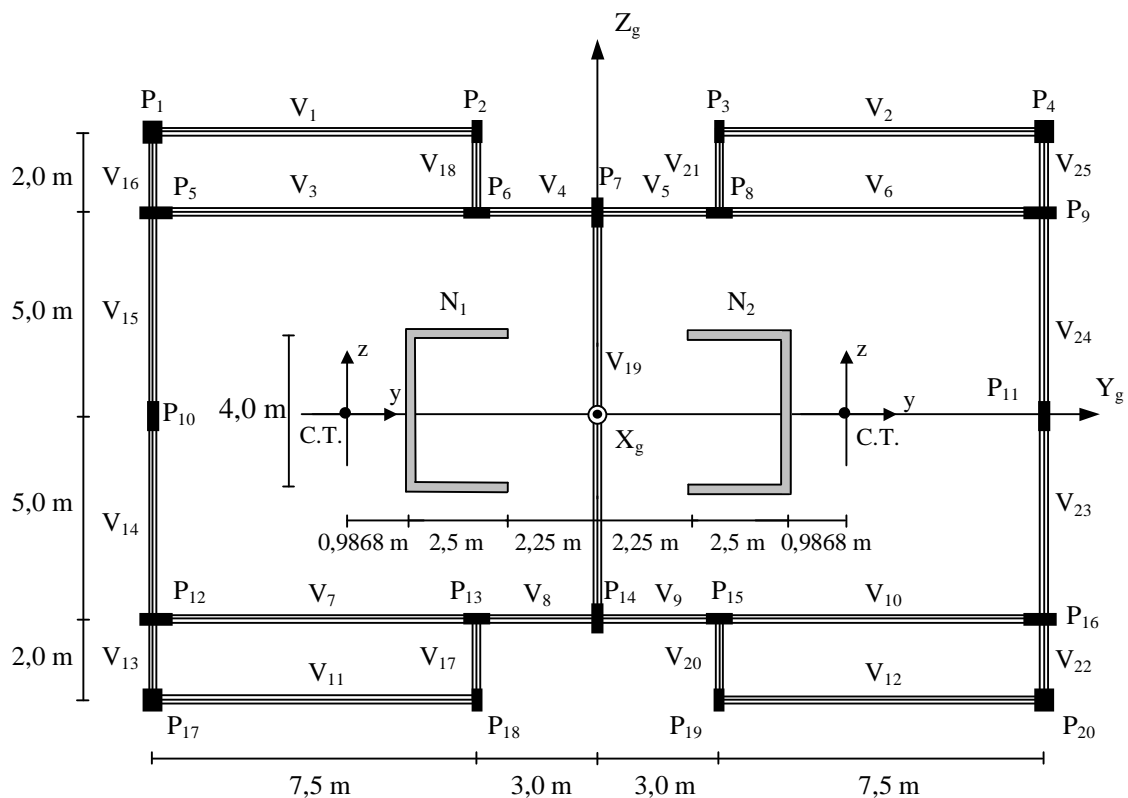
No Exemplo 6 foi analisado um edifício de 25 andares e pé-direito 2,80m apresentado em TORRES (1999). A Figura 77 mostra a planta baixa do pavimento-tipo desta edificação. Os módulos de elasticidade longitudinal e transversal adotados foram 2.800 kN/cm^2 e 1.120 kN/cm^2 , respectivamente. As propriedades geométricas das vigas e dos pilares são apresentadas nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14 – Dimensões das vigas do Exemplo 6

Vigas	Base x altura
1, 2, 11, 12	20 cm x 65 cm
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 17, 18, 20, 21	15 cm x 30 cm
13, 14, 15, 16, 22, 23, 24, 25	20 cm x 40 cm
19	20 cm x 50 cm

Tabela 15 – Dimensões dos pilares do Exemplo 6

Pilares	Dimensões
1, 4, 17, 20	50 cm x 60 cm
2, 3, 18, 19	20 cm x 60 cm
6, 8, 13, 15	25 cm x 70 cm
5, 9, 12, 16	30 cm x 90 cm
10, 11	20 cm x 80 cm
7, 14	25 cm x 80 cm

**Figura 77 – Planta baixa do pavimento tipo do Exemplo 6, TORRES (1999)**

Este edifício possui dois núcleos, ambos têm paredes de 25 cm de espessura. O carregamento adotado por TORRES (1999) para esta estrutura foi apenas as forças derivadas da ação do vento, calculadas conforme a NBR 6123, da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1987). Foram admitidos os seguintes itens:

- Ocorrência de ventos de baixa turbulência.
- Velocidade básica do vento de 45 m/s.
- Edificação situada no nível superior de um talude de 40m, a uma distância de 120m do início da declividade.
- Terreno classificado quanto à rugosidade como de categoria IV.
- Edificação é de classe C, devido às suas dimensões e classificada como do Grupo 2, quanto à sua utilização.
- Considera-se excentricidade da carga de vento de 7,5% da dimensão perpendicular à incidência do mesmo.

Foram aplicados no centro de cada pavimento forças horizontais na direção do eixo Z e momentos torçores em torno do eixo X, conforme mostrado na tabela 16. A Figura 78 mostra uma representação tridimensional desta estrutura obtida do programa SOUSA JUNIOR.

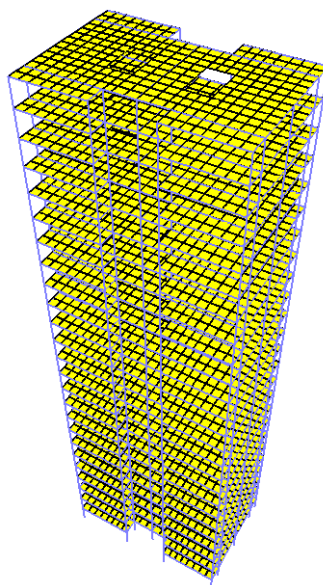


Figura 78 – Visão lateral do Exemplo 6, SOUSA JUNIOR

Tabela 16 – Carregamento aplicado no Exemplo 6

Pavimento	F_z (kN)	M_x (kN·cm)
1	80,70	13.315,49
2	88,95	14.677,28
3	93,91	15.494,71
4	97,40	16.070,86
5	100,05	16.507,48
6	102,13	16.852,08
7	103,82	17.130,94
8	105,21	17.360,25
9	106,37	17.550,71
10	107,33	17.709,83
11	108,14	17.843,06
12	108,82	17.954,52
13	109,38	18.047,37
14	109,84	18.124,13
15	110,22	18.186,83
16	110,53	18.237,12
17	110,77	18.276,38
18	110,94	18.305,76
19	111,07	18.326,24
20	111,14	18.338,66
21	111,17	18.343,75
22	111,16	18.342,13
23	111,12	18.334,37
24	111,04	18.320,95
25	55,46	9.151,15

Este edifício foi calculado em quatro programas: Ansys, TORRES (1999), MATIAS JUNIOR e SOUSA JUNIOR. Nos programas TORRES e MATIAS JUNIOR as lajes foram consideradas como diafragmas rígidos. A diferença do cálculo feito em TORRES e MATIAS JUNIOR é que em TORRES foi considerado o efeito da deformação por cortante nos elementos de barra de núcleo e em MATIAS JUNIOR não foi considerado este efeito. Nos programas Ansys e SOUSA JUNIOR, da mesma forma como foi feito no Exemplo 5, foram feitas quatro análises, em cada uma delas a laje foi considerada com uma espessura diferente. As espessuras adotadas para as lajes nestas análises foram 15cm, 10cm, 5cm e 1cm.

A Figura 79 mostra a malha de elementos finitos, para o pavimento tipo, usada no programa SOUSA JUNIOR. Na tabela 17 têm os deslocamentos horizontais, na direção das cargas horizontais, obtidos nos programas TORRES, MATIAS JUNIOR e SOUSA JUNIOR. Na Figura 80 são mostrados apenas os deslocamentos horizontais obtidos pelo programa SOUSA JUNIOR para as várias espessuras de lajes adotadas. Na Figura 81 tem-se uma visão lateral da estrutura deformada, obtida de SOUSA JUNIOR. E na Figura 82 tem-se uma visão de cima, também obtida de SOUSA JUNIOR. Nestas duas visões a deformação foi majorada 200 vezes.

Tabela 17 – Deslocamentos horizontais do Exemplo 6

Pavimento	SOUSA JUNIOR				MATIAS JUNIOR sem rig.laje	TORRES Def.por Corta.
	15 cm	10 cm	5 cm	1 cm		
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,047	0,056	0,065	0,067	0,067	0,103
2	0,179	0,213	0,248	0,258	0,258	0,329
3	0,383	0,457	0,537	0,559	0,559	0,661
4	0,646	0,776	0,916	0,957	0,957	1,086
5	0,959	1,158	1,376	1,438	1,439	1,593
6	1,311	1,594	1,903	1,993	1,993	2,171
7	1,696	2,073	2,489	2,610	2,611	2,809
8	2,106	2,587	3,124	3,280	3,281	3,498
9	2,534	3,130	3,800	3,994	3,996	4,230
10	2,975	3,693	4,508	4,745	4,747	4,997
11	3,426	4,272	5,242	5,525	5,528	5,791
12	3,880	4,862	5,995	6,328	6,331	6,607
13	4,336	5,457	6,763	7,149	7,152	7,439
14	4,789	6,053	7,541	7,981	7,985	8,281
15	5,238	6,648	8,323	8,821	8,825	9,130
16	5,681	7,239	9,107	9,664	9,669	9,982
17	6,115	7,823	9,890	10,51	10,514	10,833
18	6,541	8,399	10,67	11,35	11,357	11,680
19	6,956	8,966	11,44	12,19	12,196	12,523
20	7,362	9,523	12,21	13,02	13,029	13,359
21	7,757	10,07	12,97	13,85	13,857	14,188
22	8,144	10,61	13,72	14,67	14,678	15,009
23	8,523	11,14	14,47	15,48	15,493	15,822
24	8,896	11,66	15,21	16,29	16,303	16,630
25	9,264	12,18	15,95	17,10	17,110	17,431

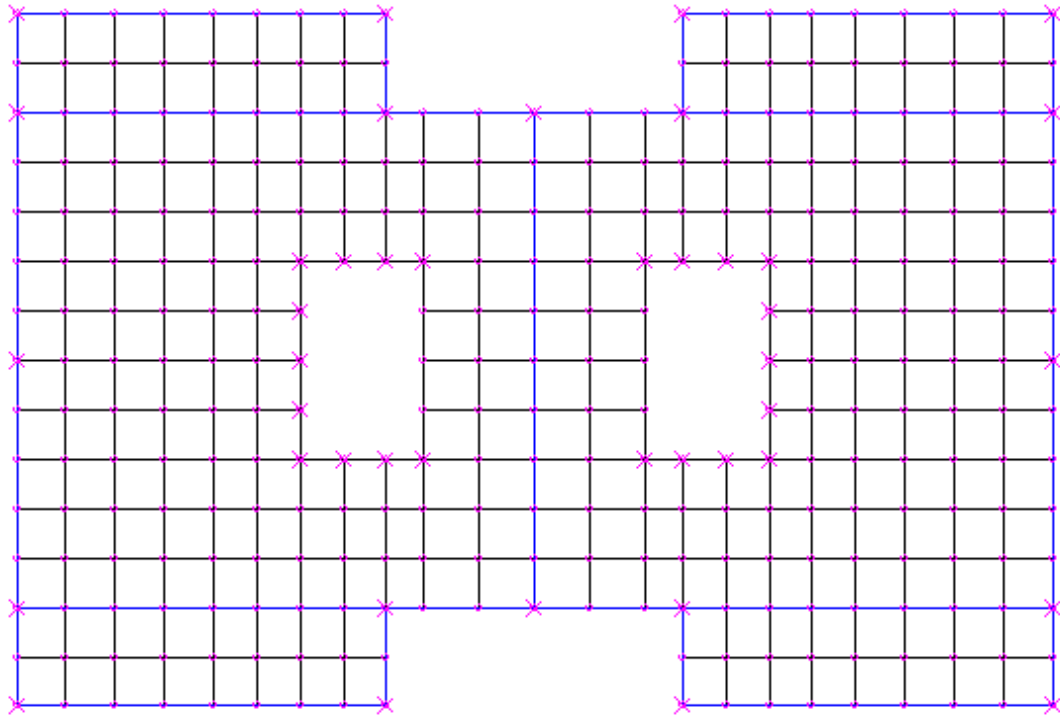


Figura 79 – Malha de elementos finitos usada em SOUSA JUNIOR no Exemplo 6

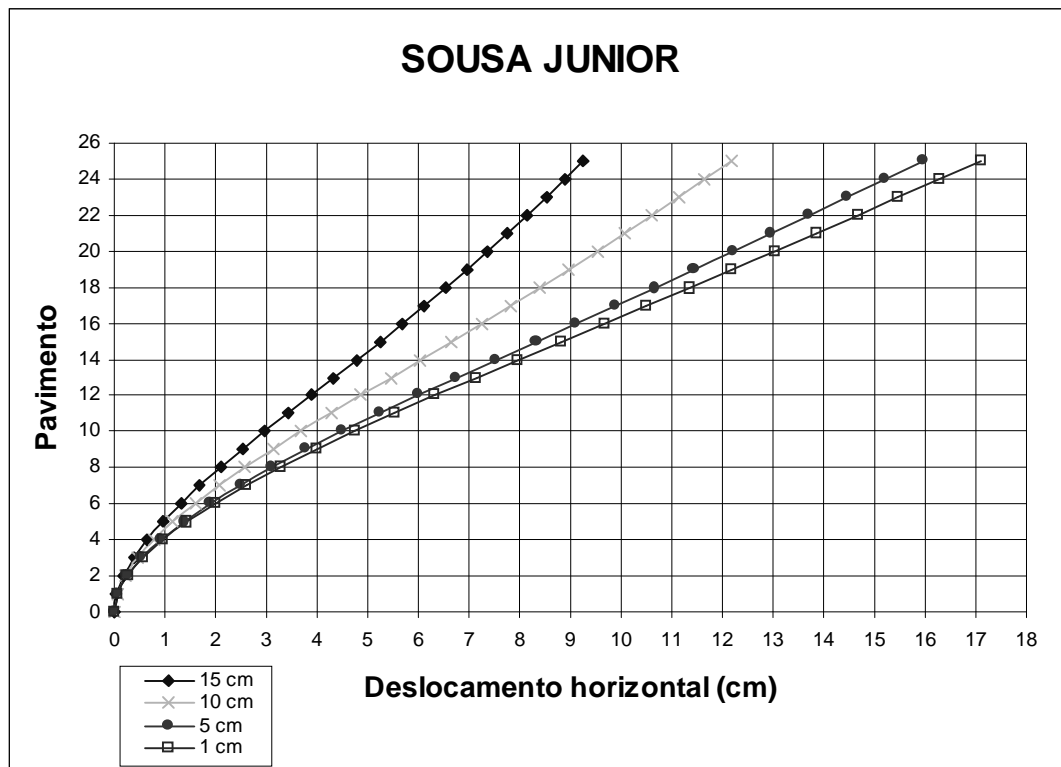


Figura 80 – Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 6 em SOUSA JUNIOR

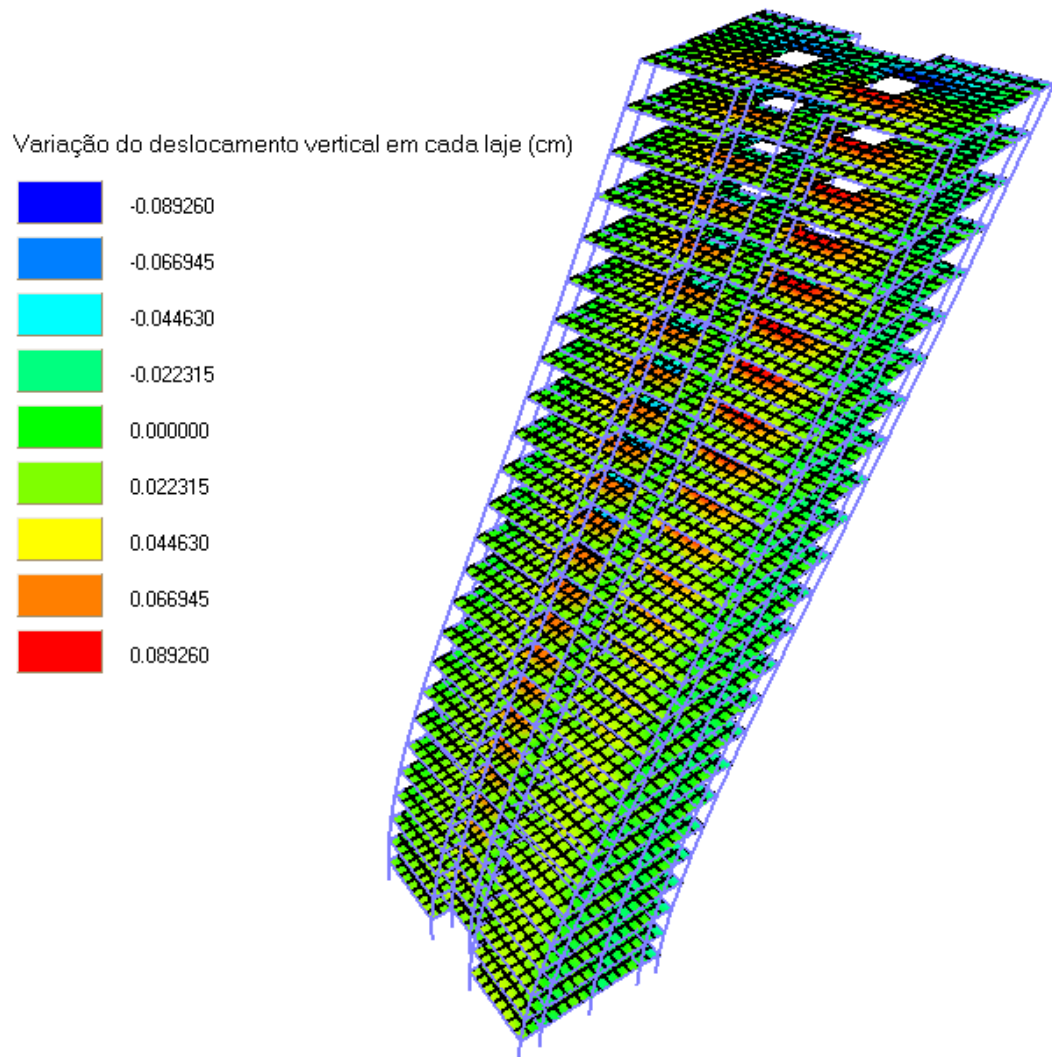


Figura 81 – Visão lateral do Exemplo 6 deformado, SOUSA JUNIOR

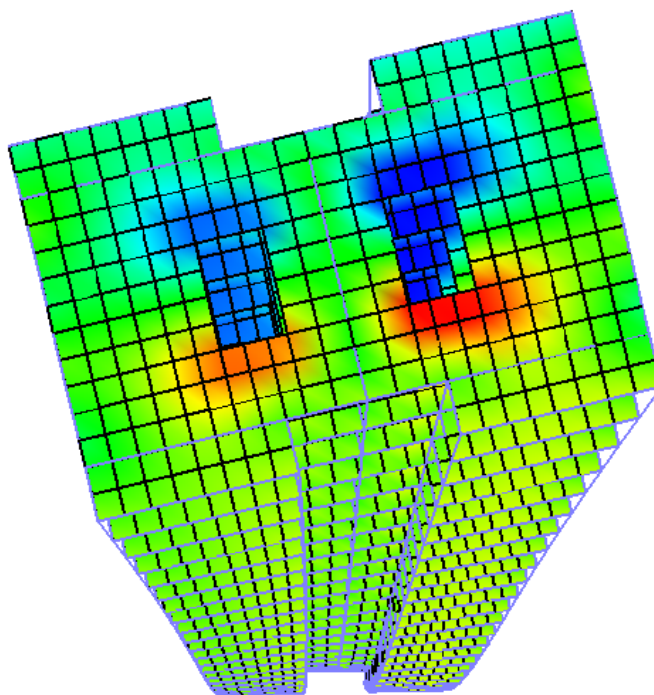


Figura 82 – Visão de cima do Exemplo 6 deformado, SOUSA JUNIOR

A Figura 84 mostra a malha de elementos finitos para o pavimento tipo do Exemplo 6, usada no programa Ansys. A Figura 85 é uma visão geral da estrutura deste exemplo modelado no Ansys. Foi utilizado, nesta modelagem feita no Ansys, um total de 25.800 elementos finitos, sendo: 5.300 elementos de barra tridimensional BEAM4 e 20.500 elementos de casca SHELL63. Deste total de elementos de casca, 4.000 foram usados para discretizar os núcleos e 16.500, para as lajes. Já, para o programa SOUSA JUNIOR foram utilizados um total de 8.080 elementos, sendo: 5.200 elementos de placa, 40 elementos de núcleo, 400 elementos de pilar e 2.440 elementos de viga. A Figura 86 mostra em detalhes a parte superior da estrutura. Para melhor visualizar a estrutura, a Figura 87 mostra apenas os elementos de casca e a Figura 88 mostra apenas os elementos de barra. A Tabela 18 contém os deslocamentos horizontais obtidos no Ansys para este exemplo com a espessura das

lajes variando entre 15cm, 10cm, 5cm e 1cm. Os pontos onde foram medidos estes deslocamentos foram os mesmos onde foram medidos os deslocamentos dos outros programas. Estes deslocamentos foram medidos no centro geométrico de cada pavimento, onde foram aplicados os carregamentos. A Figura 83 é a representação gráfica destes dados.

Tabela 18 – Deslocamentos horizontais do Exemplo 6, Ansys

Pavimento	ANSYS			
	15 cm	10 cm	5 cm	1 cm
0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,084	0,094	0,107	0,118
2	0,249	0,288	0,335	0,370
3	0,479	0,561	0,659	0,718
4	0,765	0,906	1,075	1,158
5	1,097	1,312	1,569	1,683
6	1,467	1,769	2,133	2,282
7	1,866	2,268	2,754	2,946
8	2,288	2,800	3,424	3,664
9	2,728	3,359	4,134	4,427
10	3,179	3,938	4,877	5,228
11	3,637	4,531	5,647	6,059
12	4,099	5,133	6,436	6,914
13	4,561	5,739	7,238	7,787
14	5,019	6,347	8,050	8,673
15	5,472	6,951	8,867	9,566
16	5,918	7,550	9,685	10,464
17	6,355	8,142	10,501	11,362
18	6,782	8,724	11,313	12,259
19	7,198	9,297	12,119	13,151
20	7,604	9,859	12,917	14,037
21	7,999	10,410	13,707	14,918
22	8,384	10,950	14,489	15,793
23	8,760	11,482	15,265	16,662
24	9,129	12,007	16,035	17,518
25	9,482	12,512	16,782	18,331

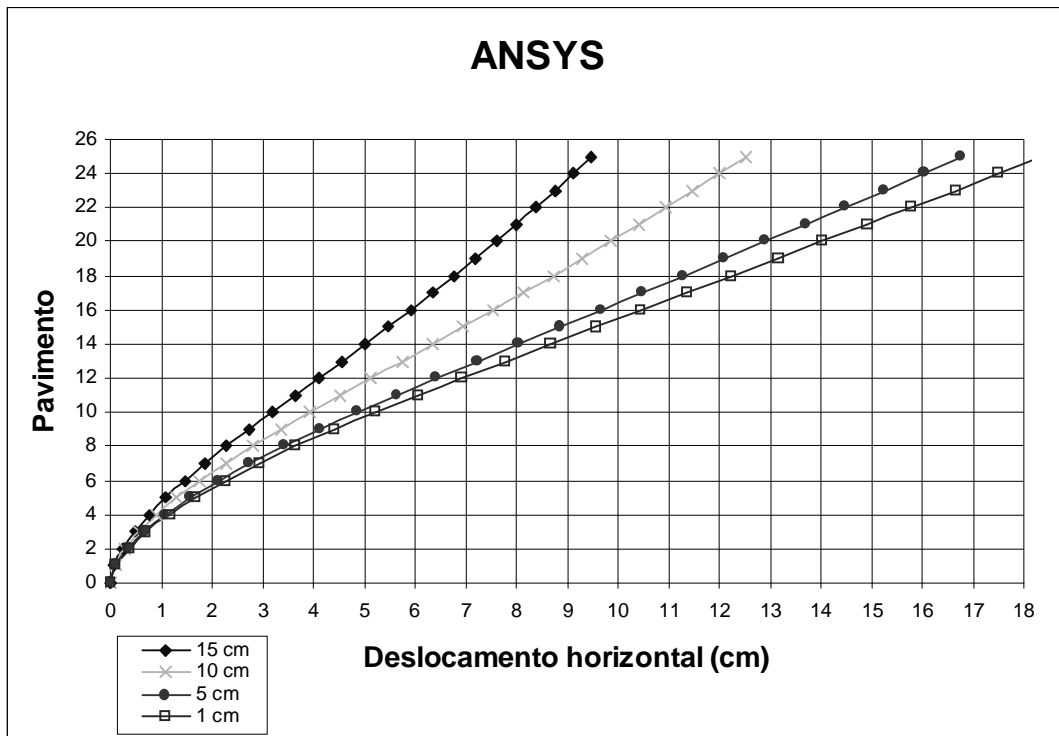


Figura 83 – Representação gráfica dos deslocamentos horizontais do Exemplo 6 em Ansys

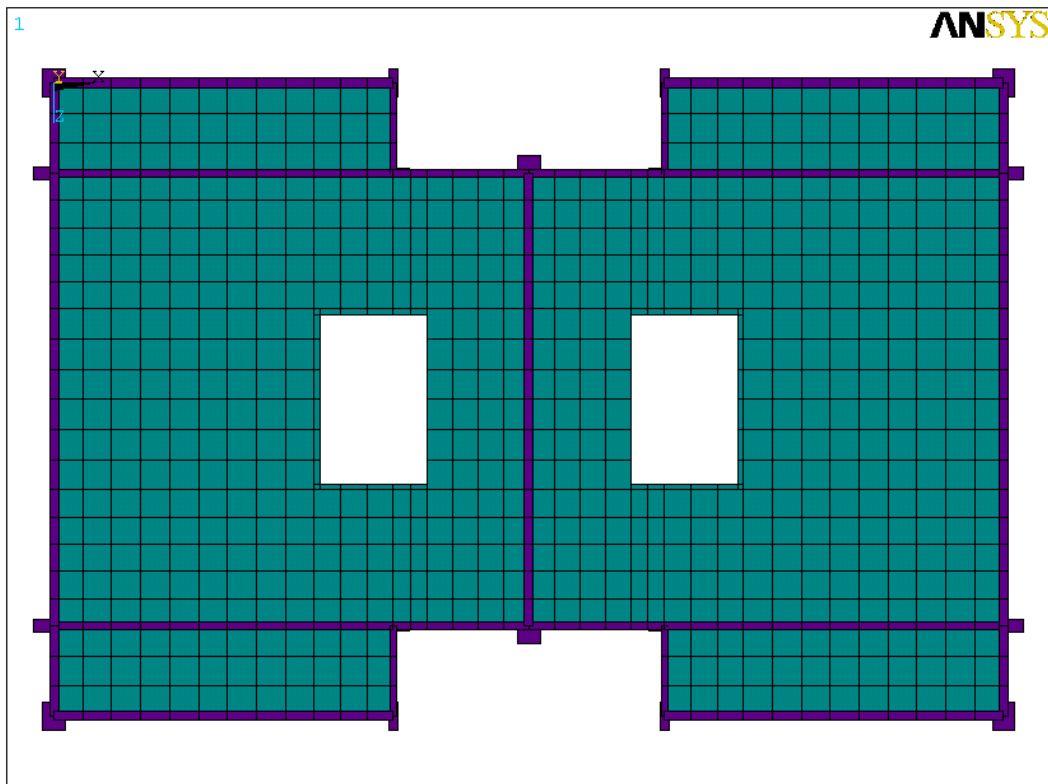


Figura 84 – Visão de cima do Exemplo 6, Ansys

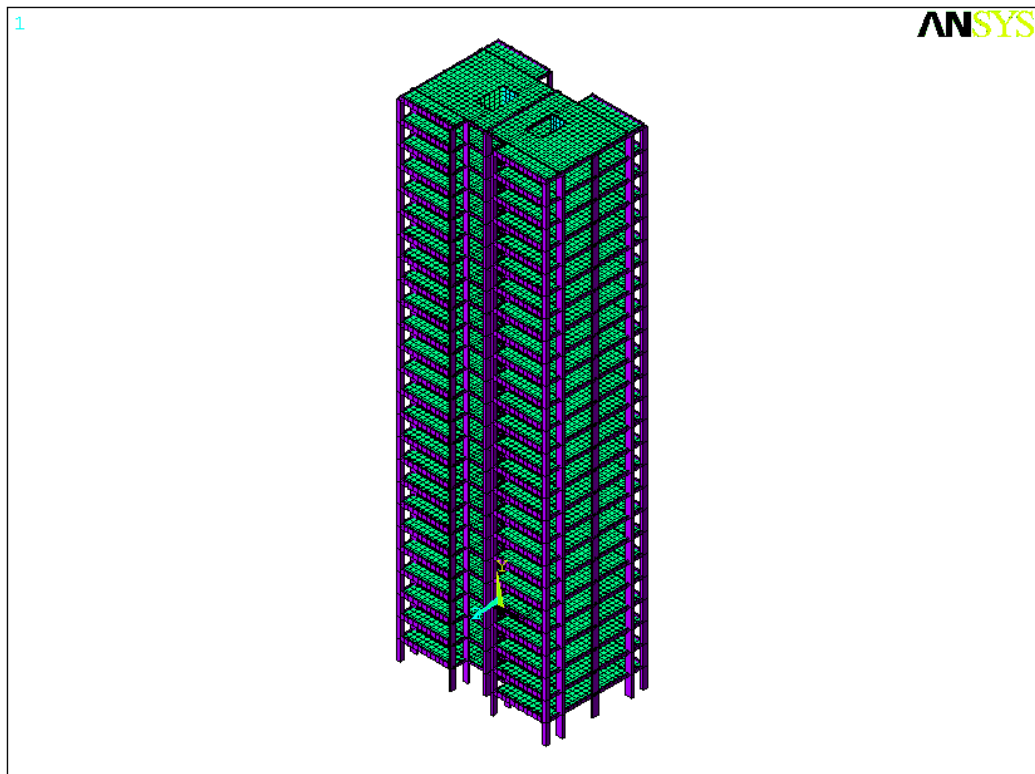


Figura 85 – Visão lateral do Exemplo 6, Ansys

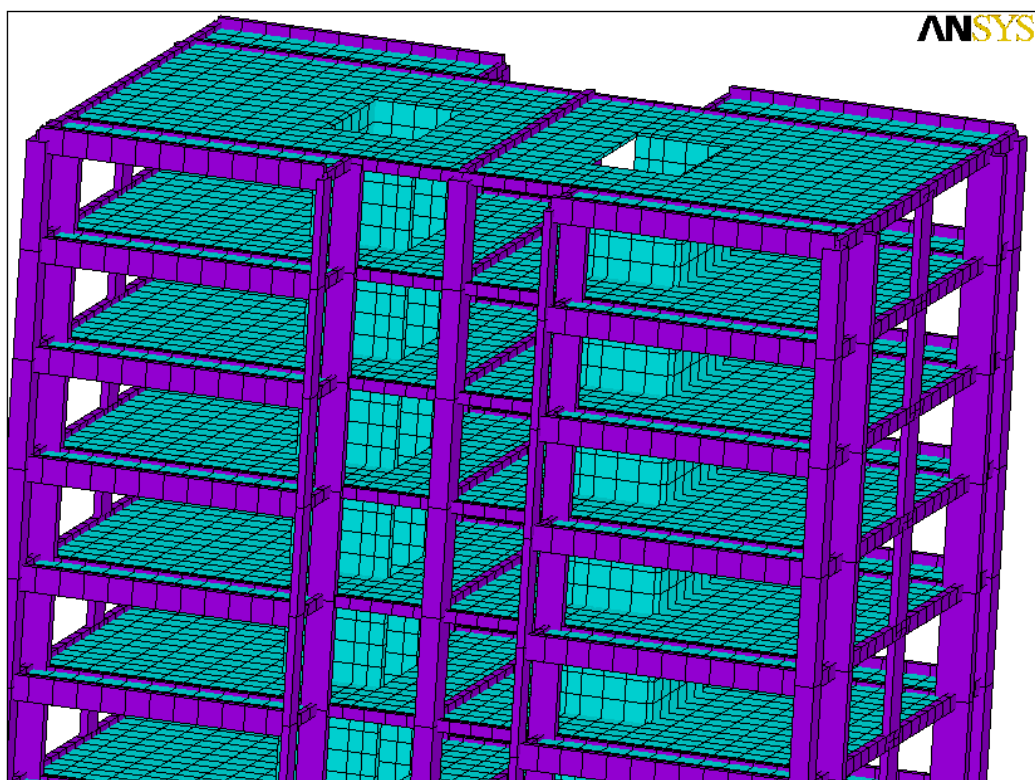


Figura 86 – Visão lateral do Exemplo 6 em detalhe, Ansys

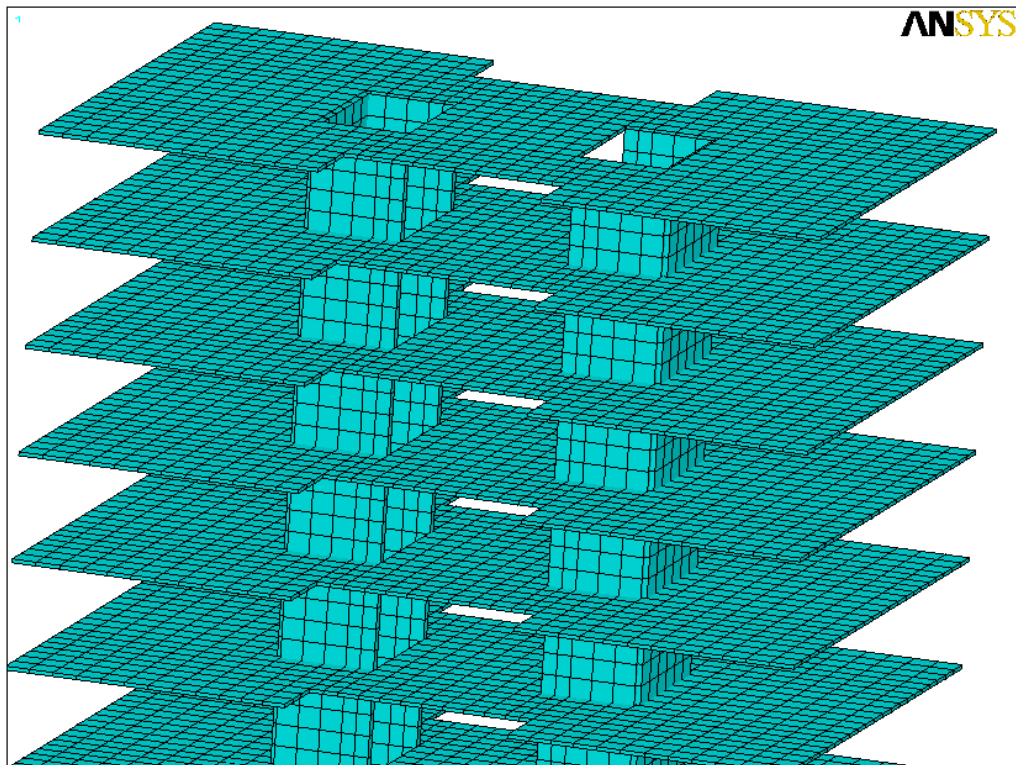


Figura 87 – Visão lateral do Exemplo 6, elementos de casca, Ansys

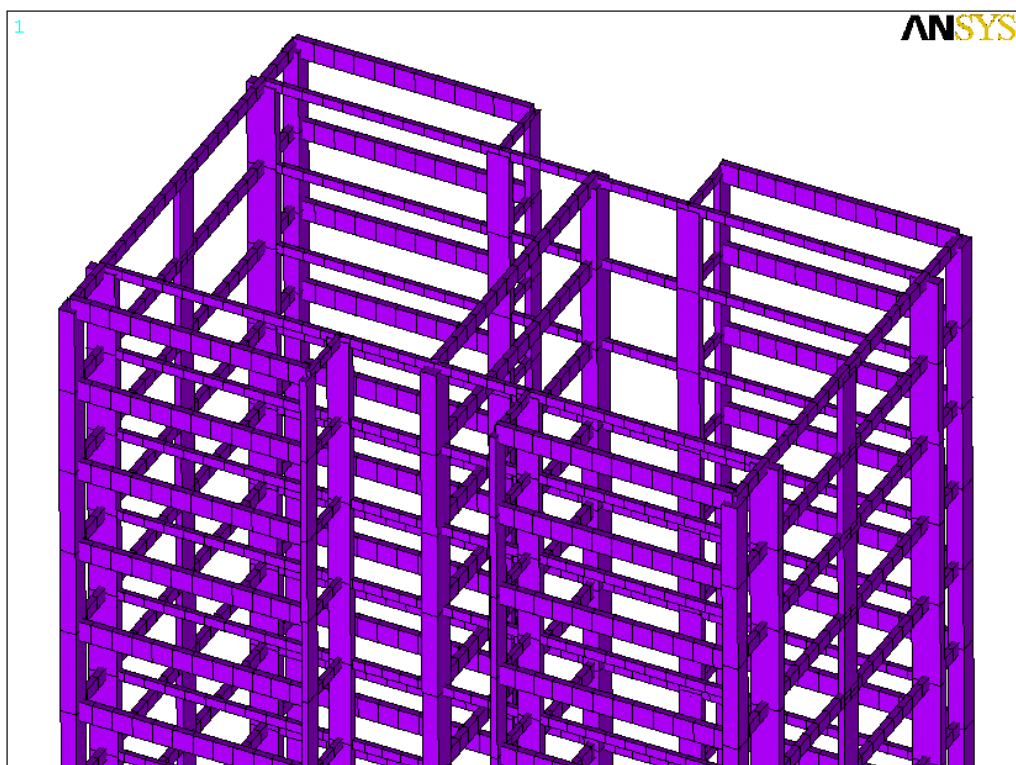


Figura 88 – Visão lateral do Exemplo 6, elementos de barra, Ansys

Comparando-se os resultados obtidos com o programa Ansys e o programa SOUSA JUNIOR, percebe-se que a divergência dos deslocamentos horizontais é menor quando a espessura da laje é 15 ou 10 cm, ou seja, quanto menor a espessura da laje maior a diferença dos resultados dos deslocamentos horizontais obtidos nos dois programas. Isso se deve, provavelmente, porque os modelos utilizados pelos programas são diferentes. O programa SOUSA JUNIOR modela as lajes com elementos de placa e considera que a laje é totalmente rígida em seu plano, compatibilizando os deslocamentos entre os elementos finitos verticais como se a laje fosse um corpo rígido. Já o Ansys modela as lajes com elementos de casca e não precisa considerar a hipótese do movimento de corpo rígido da laje. Para uma laje muito fina os deslocamentos horizontais dos elementos verticais no Ansys passam a ser independentes, obtido conforme a rigidez de cada elemento vertical. Sendo assim, alguns elementos verticais no Ansys irão deslocar mais do que o elemento equivalente em SOUSA JUNIOR, resultando em um modelo mais flexível. Como a laje de 1 cm não tem sentido prático, pode-se dizer, observando-se os resultados obtidos, que as hipóteses adotadas em SOUSA JUNIOR são viáveis.

TORRES (1999) observou que para as análises deste edifício que consideraram a laje como diafragma rígido, a maior deformação horizontal foi aproximadamente 17 cm. Este valor é cerca de 22% superior ao valor limite previsto pela NB-1 da ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994), texto base para revisão – que é de $H/500$, sendo H a altura do edifício. Para este caso, o valor máximo da deformação horizontal seria 14 cm. Porém, para as análises considerando a espessura das lajes de 10 cm e 15 cm, obteve-se, respectivamente, 12,18 cm e 9,27 cm de deformação horizontal máxima no programa

SOUSA JUNIOR e 12,51 cm e 9,48 cm no programa Ansys. Estes valores são permitidos pela norma citada anteriormente.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

Neste trabalho apresentou-se uma contribuição à análise discreta em teoria de primeira ordem de edifícios altos formados por elementos de núcleo, viga, pilar e placa. Os elementos de núcleo são barras de seção delgada calculadas pela Teoria de Vlasov. A estrutura é calculada como sendo um único sistema em que a contribuição de cada elementos é levada em consideração. A principal contribuição deste trabalho é a ligação dos elementos de placa com os elementos de núcleo, pois, eles têm graus de liberdades distintos, sem deixar de tratar a estrutura como um único sistema que é composto também por elementos de pilar e de viga. Este tipo de ligação, barra de seção delgada e placa, pode ocorrer em vários tipos de estruturas como aeronaves, navios e satélites. Mas neste trabalho esta análise foi implementada em um programa para cálculo de edifícios altos no qual foi implementado também a técnica de subestruturação. As lajes foram tratadas como placas e os poços de elevadores discretizados com elementos de núcleo estrutural.

O modelo de cálculo apresentado foi comparado com outros modelos e os resultados obtidos foram satisfatórios. Comparando-se este modelo com outros, observou-se que o número de operações matemáticas efetuadas neste modelo é bem menor do que o número de operações efetuadas em um procedimento de cálculo que modela o núcleo com elementos finitos de casca. A quantidade de recursos computacionais exigidos pelo processo proposto também é pequena, comparando-se

com outros modelos. Os valores dos deslocamentos obtidos nas estruturas analisadas com este procedimento foram praticamente iguais aos obtidos com as mesmas estruturas em que os núcleos e as lajes foram modelados com elementos finitos de casca.

Entre as sugestões para trabalhos futuros que possam dar continuação para esta pesquisa, pode-se citar a análise da interação da laje com núcleos estruturais usando-se a técnica apresentada aqui, efetuando-se uma análise não linear da estrutura. Outro assunto interessante a ser pesquisado seria como deve ser feito o detalhamento da ferragem em edifícios de concreto armado na ligação do núcleo com as lajes. E, ainda, se há a necessidade de uma armação especial para as lajes nas proximidades do perfil do núcleo. De nada adiantaria considerar, em projeto, uma ligação perfeita entre as barras de núcleos estruturais e as lajes se na prática não for possível concretizar este tipo de ligação.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTUNES, H.M.C.C. (1978). *Carregamento crítico de instabilidade geral para estruturas tridimensionais de edifícios altos*. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ANTUNES, H.M.C.C.A.; MORI, D. D.; SOUZA, J.C.A.O. (1995). *Núcleos estruturais*. In: XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Tucumán - Argentina, p.123-134.
- ANTUNES, H.M.C.C. ; SOUSA JUNIOR, E.; MARTINS, C. H. (2000) *Interação núcleo estrutural e lajes de pavimentos* [CD-ROM]. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, Agosto 2000. São Paulo, IBRACON.
- BADIE, S.S.; SALMON, D.C.; BESHARA, A.W. (1997). Analysis of shear wall structures on elastic foundations. *Computers & Structures*, v.65, n.2, p.213-224.
- BECKER, E. P. (1989). *Edifícios altos: interação tridimensional das peças de contraventamento*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BEEDLE, L.S. et al. (1988) *Second century of the skyscraper*. Council on tall buildings and urban habitat, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, 1108p.
- BENNETTS, I.D. et al. (1995) *Structural system for tall buildings*. Council on tall buildings and urban habitat, Committee 3, McGraw-Hill, 422p.
- BEZERRA, D. P. (1995). *Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CTBUH, Group SC (1980). *Tall building systems and concepts*, vol. SC of Monograph on planning and design of tall buildings, ASCE, New York.

- DIOGO, L.A.C.; ISHITANI, H. (1993). *Estudo da flexo-torção em perfis de seção delgada mediante o emprego de elementos de casca cilíndrica*. In.: XIV Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia. São Paulo – Brasil, p. 31-40.
- FALCONER, D.; BEEDLE, L.S. (1984). *Classification of tall building systems*. Council Report no. 442.3, Council on tall building and urban habitat, Bethlehem, Pa.
- FERRAZ, J. C. F. (1988). *As equações de Vlasov e a estabilidade espacial das barras de seção delgada*. Boletim Técnico do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações (BT/PEF-8824), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- FRIBERG, P.O. (1985). Beam element matrices derived from Vlasov's theory of open thin-walled elastic beams. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.21, p. 1205-1228
- HEIDEBRECHT, A. C.; SWIFT, R. D. (1971). Analysis of asymmetrical coupled shear walls. *Journal of the Structural Division*, p. 1407-1422, May
- HERZER, J. (2001) *WTB-World's Tallest Buildings*. <http://www.worldstallest.com/> (18 Jan.)
- HJELMSTAD, K. D. (1987). Warping effects in transverse bending of thin-walled beams. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 113, n. 6, p. 907-924, June
- IYENGAR, H. (1992). Hotel De Las Artes Tower, Barcelona, Spain. *Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, SEI Volume 2, Number 3/1992
- KWAN, A.K.H. (1991). Analysis of coupled wall/frame structures by frame method with shear deformation allowed. *Proc. Instn Civ. Engrs*, Part 2, p.273-297, June.
- KWAN, A.K.H. (1992a). Reformulation of the frame method. *Proc. Instn Civ. Engrs. Structs & Bldgs*, p.103-116, Feb.
- KWAN, A.K.H. (1992b). Rotational DOF in the frame method analysis of coupled shear/core wall structures. *Computers & Structures*, v.44, n.5, p.989-1005.
- KWAN, A.K.H. (1993a). Resolving the artificial flexure problem in the frame method. *Proc. Instn Civ. Engrs. Structs & Bldgs*, p.1-14, Feb.
- KWAN, A.K.H. (1993b). Mixed finite element method for analysis of coupled shear/core walls. *Journal of Structural Engineering*, v.119, n. 5, p. 1388-1401, May.

- KWAN, A.K.H. (1995). Equivalence of finite elements and analogous frame modules for shear/core wall analysis. *Computers & Structures*, v.57, n.2, p.193-203.
- MacLEOD, I. A.; HOSNY, H. M. (1977). Frame analysis of shear wall cores. *Journal of the Structural Division*, p. 1921-1931, September
- MANCINI, E. (1993). *Núcleos estruturais com treliça no topo*. In.: XIV Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia. São Paulo – Brasil, p. 73-82.
- MARTINS, C. H. (1998). *Contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes na distribuição dos esforços em estruturas de edifícios de andares múltiplos, em teoria de segunda ordem*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MARTINS, C. H. (2000). *Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes*. Exame de qualificação (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MATIAS JUNIOR, I. G. (1997). *Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes sobre fundações flexíveis*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MORI, D. D. (1992). *Os núcleos estruturais e a não linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos*. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MORI, D. D.; SOUZA, J.C.A.O.; ANTUNES, H.M.C.C.A. (1992). *A flexo-torção na análise em segunda ordem de núcleos resistentes em estruturas de edifícios altos*. In: XIII Congresso Ibero Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para a Engenharia, Porto Alegre – RS, Brasil, v.2, p.174-183.
- MORI, D. D.; SOUZA, J.C.A.O.; ANTUNES, H.M.C.C.A. (1993). *Os núcleos estruturais e sua contribuição na absorção de esforços de 1^a e 2^a ordens em estruturas de edifícios altos*. In: XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Montevideo – Uruguai, p.475-484.
- NOLLET, M.J.; STAFFORD SMITH, B. (1993). Behavior of curtailed wall-frame structures. *Journal of Structural Engineering*, v.119, No. 10, p. 2835-2854, October.
- ODEN, J. T. (1967). *Mechanics of elastic structures*. McGraw-Hill Book Company, p. 218-224.
- ONU, G. (1990). Inclusion of warping shear effect in the thin-walled core element for multistory building. *Computers & Structures*, v.35, n.2, p.175-182.

- PEREIRA, A.C.O. (2000). *Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- PEREIRA, G. S.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (1997). Análise de núcleos de rigidez em concreto armado. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA CIVIL, São Carlos, *Anais*. EESC-USP. p.119-128
- PRUDENTE, M. (1984). *Análise de estruturas tridimensionais usuais de edifícios altos*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ROCHA, A. B. (1985). *Análise de núcleos estruturais de edifícios sujeitos a torção*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ROSMAN, R. (1969). Torsion of perforated concrete shafts. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v. 95, No. ST5, p. 991-1010, May.
- RUTENBERG, A. V. ; TSO, W. K. (1975). Torsional Analysis of perforated core structures. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.101, No. ST3, p. 539-550, March.
- SALEEB, A.F.; CHANG, T.Y. (1987). An efficient quadrilateral element for plate bending analysis. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.24, p. 1123-1155
- SERRA, J. L. F. A. (1994). *Contribuição ao estudo de núcleos resistentes de concreto armado*. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SILVA, R. M. (1989). *Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes considerando o efeito P-Δ*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SOUSA JUNIOR, E. (1996). *Um aplicativo para o ambiente windows para aquisição de dados para análise de pavimentos de edifícios via método dos elementos finitos*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- STAFFORD SMITH, B.; ALEX, C. (1991). *Tall building structures: analysis and design*, John Wiley & Sons, Inc., Canada
- STAFFORD SMITH, B.; GIRGIS, A. (1984). Simple analogous frames for shear wall analysis. *Journal of Structural Engineering*, v.110, No. 11, p. 2655-2666, November.

- SWADDIWUDHIPONG, S.; LIM, Y.B.; LEE, S.L. (1988). An efficient finite strip analysis of frame-shear wall tall building. *Computers & Structures*, v.29, n.6, p.1111-1118.
- TARANATH, B. S. (1968). *Torsional behavior of open section shear wall structures*. Southampton, England, University of Southampton.
- TARANATH, B. S. (1975). Analysis of interconnected open section shear wall structures. *Journal of the Structural Division*, p. 2367-2384, November.
- TARANATH, B. S. (1988). *Structural analysis and design of tall buildings*, McGraw-Hill, 739p.
- TORRES, I. F. R. (1999). *Efeito da deformação por cortante no cálculo de edifícios de andares múltiplos com núcleos estruturais*. São Carlos, 1999. 131p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- TSO, W. K. (1983). Shear walls coupled by cross wall. *Journal of Structural Engineering*, v. 109, No. 8 , p. 2010-2016, August.
- TSO, W. K.; BISWAS (1973). General analysis of nonplanar coupled shear walls. *Journal of the Structural Division*, ST 3, p. 365-380, March.
- TSO, W. K.; BISWAS (1973). Analysis of core wall structure subjected to applied torque. *Build Sci.*, v. 8 ,p. 251-257.
- VASQUEZ, J; RIDDELL,R (1984). Thin-walled core element for multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, v.110, no.5, p.1021-1034, May.
- VLASOV, V. Z. (1961). *Thin-walled elastic beams*. 2d ed. rev. and augm. Translated from Russian [by Y. Schectman]. Jerusalem, Published for the National Science Foundation, Washington, D.C., by the Israel Program for Scientific Translations, 1961; [available from the Office of Technical Services, U.S. Dept of Commerce, Washington], 493p.
- YAGUI, T. (1971) *Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais*. São Carlos: EESC-USP, 1971. 138p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP.
- YAGUI, T. (1978). *Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço*. Tese (livre-docência) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia de Limeira, Departamento de Construção Civil.

YAGUI, T. (1990). Critical loading of tall core-supported structures. *Computers & Structures*, v.36, n.2, p.223-235.

ZIENKIEWICS, O. C.; PAREKH, C. J.; TEPLY, B. (1971). Three-dimensional analysis of buildings composed of floor and wall panels. *Proc. Instn. Civ. Engrs*, v.2, p.316-332, July.

BIBLIOGRAFIA

- ALMEIDA, F.P.A. (1999). *Análise comparativa de resultados de diferentes discretizações para as lajes de pavimentos utilizando os elementos finitos DKT e P15N*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BACK, S.Y.; WILL, K.M. (1998). A shear-flexible element with warping for thin-walled open beams. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.43, p. 1173-1191
- BAJORIA, G.C.; AGRAWAL, A. (1997). Nonlinear behavior of a coupled shear wall and shear core system under random ground excitation. *The structural design of tall building*, v.6, p. 225-239
- BATOZ, J.L. (1980). A study of three-node triangular plate bending elements. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.15, p. 1771-1812
- BATOZ, J.L. (1982). A explicit formulation for an efficient triangular plate-bending element. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.18, p. 1077-1089
- BATOZ, J.L.; LARDEUR, P. (1989). A discrete shear triangular nine D.O.F. element for the analysis of thick to very thin plates. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.28, p. 533-560
- CHEN, C.J.; LIU, W.; CHERN, S.M. (1991). Torsional analysis of shear core structures with openings. *Computers & Structures*, v.41, n.1, p.99-104.
- JEYACHANDRABOSE, C.; KIRKHOPE, J. (1985). An alternative explicit formulation for the DKT plate-bending element. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.21, p. 1289-1293
- NADJAI, A.; JOHNSON, D. (1998). Torsion in tall buildings by a discrete force method. *The structural design of tall building*, v.7, p. 217-231
- OWEN, S.J. (1999) *Non-simplicial unstructured mesh generation*. Pittsburgh, PA. U.S.A., . 219p. Tese (Doctor of Philosophy) – Department of Civil and Environmental Engineering Carnegie Mellon University.

- PIMENTA, P.M.; YOJO, T. (1993). *Geometrically exact analysis of spatial frames with consideration of torsion warping*. In.: XIV Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia. São Paulo – Brasil, p. 21-30.
- PRZEMIENIECKI, J.S. (1962). Matrix structural analysis of substructures. *AIAA Journal*. v.1, p. 138-147
- RODRIGUES, M. R. P.; ANTUNES, H. M. C. C.; SOUZA, J. C. A. O. (1993). *Esforços em estruturas de edifícios altos*. In.: XIV Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia. São Paulo – Brasil, p. 133-143.
- ROSEN, R; RUBINSTEIN, M.F. (1970). Substructure analysis by matrix decomposition. *Journal of the Structural Division*, ST 3, p. 663-670, March.
- SALEEB, A.F.; CHANG, T.Y. (1987). An efficient quadrilateral element for plate bending analysis. *International Journal for numerical methods in engineering*, v.24, p. 1123-1155
- WANG, S.K. (1997). Stiffness, stability and fundamental period of coupled shear walls of variable thickness. *Proc. Instn. Civ. Engrs Structs & Bldgs*, v.122, p.334-338, Aug.